

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la
technologie
Département : Génie civil et hydraulique
Ref :



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 : Génie Civil

Spécialité: Modélisation des matériaux et structures

**Modélisation et analyse du contrôle hybride
(actif-passif) des vibrations des bâtiments sous
solicitations sismiques en champ proche.**

Présentée par :
Djedoui Nassim

Soutenue publiquement le: **19 juin 2018**

Devant le jury composé de :

Mellas Mekki	Professeur	Président	Université de Biskra
Ounis Abdelhafid	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
Chebili Rachid	Professeur	Examineur	Université de Biskra
Hamadi Djamal	Professeur	Examineur	Université de Biskra
Branci Taieb	Professeur	Examineur	Université de Chlef
Kadid Abdelkrim	Professeur	Examineur	Université de Batna

DEDICACE

Ce travail est fortement dédié à :
Mes parents : Pour leur encouragement et leur patience toute au long de mon
parcours scolaire et universitaire.
Mon frère et mes sœurs : votre confiance est incroyable
Ma fille Aridj-Baraa: ton amour est fantastique
Et pour toute la grande famille ...

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, je tiens à adresser mes remerciements les plus sincères aux personnes qui m'ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de cette thèse ainsi qu'à la réussite de ma formation en 3^{ème} cycle de doctorat L.M.D.

Je veux exprimer ma gratitude à mon directeur de thèse le Professeur **OUNIS Abdelhafid**, qui s'est montré très disponible tout au long du travail de recherche et la réalisation de cette thèse, ainsi pour le soutien, l'aide et le temps qu'il a bien voulu me consacrer et sans qui cette thèse de doctorat n'aurait jamais vu le jour.

Je voudrais également remercier le professeur **Jean-Paul Pinelli** du département de génie civil de *Florida Institute of Technology*, Etats-Unis, qui m'a accueilli au sein de son laboratoire au profit du stage PNE d'une durée de 11 mois, qui n'a pas hésité un instant à mettre tous les moyens à ma disposition pour la réussite de mon stage.

Je tiens à remercier aussi le Professeur **Hector Gutierrez** du département de génie mécanique et d'Aerospace pour ces précieux conseils et orientations dans le domaine du contrôle des vibrations. Sans oublier, je tiens à remercier le Professeur **Tiauw Go** aussi du département de génie mécanique et d'Aerospace, qui m'as permis d'assister aux cours de contrôle au sein de de l'université de Florida Institute of Technology.

Mes remerciements s'adressent également, aux membres du jury pour avoir accepté de juger ce travail.

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 le long de mon parcours.

PUBLICATIONS ISSUES DE CETTE THESE

❖ *Articles publiés*

1. **Djedoui, N.**, Ounis, A., Zahrai, S. M., & Abdeddaim, M. (2018). Fuzzy Logic Semi-Active Control of Tuned Mass Damper to Reduce Base Isolated Frame Building Response under Harmonic Excitation. *Jordan journal of civil engineering (Accepted Manuscript)*
2. **Djedoui, N.**, Ounis, A., Pinelli, J. P., & Abdeddaim, M. (2017). Hybrid Control Systems For Rigid Buildings Structures Under Strong Earthquakes. *Asian Journal Of Civil Engineering (BHRC)*, 18(6), 893-909.
<http://ajce.bhrc.ac.ir/Journal-Volumes-Issues/agentType/View/PropertyID/8974>
3. **Djedoui, N.**, & Ounis, A. (2016). Tuned Mass Damper For Base Isolated Structures. *Sciences & Technologie B*, (43), 33-38.
<https://www.asjp.cerist.dz/en/article/3512>
4. **Djedoui, N.**, Ounis, A., & Abdeddaim, M. (2016). Active vibration control for base-isolated structures using a PID controller against earthquakes. In *International Journal of Engineering Research in Africa* (Vol. 26, pp. 99-110). Trans Tech Publications.
<https://www.scientific.net/JERA.26.99>

❖ *Communication internationale*

1. **N. Djedoui**, A. Ounis, M. Abdeddaim, “Contrôle hybride pour les structures isolées”, 9^{ème} Colloque de l’association française de parasismique AFPS2015, Champs sur marne, Paris, France.

RESUME

En génie civil, la sécurité et l'intégrité structurale sont de la plus haute importance que les conséquences d'une défaillance structurelle sont dévastatrices. Le maintien de l'intégrité structurale devient particulièrement important lorsque les structures sont soumises aux violents séismes, cas des sollicitations sismiques en champs proche. Il paraît donc évident de s'opposer à ces sollicitations dangereuses d'une manière contrôlée en produisant des forces de réaction adaptée. Divers moyens de contrôle des vibrations ont été considérés pour éviter l'échec catastrophique, tel que le contrôle actif et le contrôle passif.

L'isolation parasismique est une des méthodes promoteurs dans pour atténuer les effets des séismes sur les bâtiments. En revanche, sous excitation de forte amplitudes l'isolation à la base peut subir des grandes déformations et affecte négativement la sécurité et la conformabilité de la structure et des occupants. Une nouvelle approche est envisagée, il s'agit du contrôle hybride en couplant le système actif avec l'isolateur, ce système sera utilisé pour l'atténuation des réponses sismiques de la structure soumise aux excitations sismique. La combinaison des attributs avantageux des systèmes actifs (Amortisseur à masse accordée) et de l'isolation à la base peut améliorer les performances du système. Des études comparatives sur des structures isolées à la base et des actionneurs de contrôle actif avec différents algorithmes de contrôle sont effectuées pour mettre l'accent sur l'efficacité du système hybride propose.

Mots clés : Isolation à la base ; Contrôle hybride ; Amortisseur à masse accordée; Algorithme de contrôle ; Réponse sismique, contrôle actif.

ABSTRACT

In civil engineering safety and structural integrity are of the highest importance as the consequences of failure are devastating. The maintenance of structural integrity becomes particularly important when the structures are subjected to violent earthquakes, case of seismic excitations in near fields. Therefore it seems evident to oppose these dangerous solicitations in a controlled manner by producing an adequate reaction forces when these actions occur. Several methods to control the vibrations have been considered to avoid catastrophic failure, such as the active control and the passive control. Seismic isolation is one of the primitive methods to mitigate the effects of earthquakes on buildings. On the other hand, under excitation of high amplitudes the base isolator can undergo large deformations and negatively affects the safety and the conformability of the structure and the occupants. In this study, a new approach is envisaged, it is the hybrid control by coupling the active system with the base isolator, and this system will be used to attenuate the seismic responses of the structure subjected to the seismic excitations. The combination of the beneficial attributes of active systems (active tuned mass damper) and base isolation can improve system performances. Comparative studies on isolated structures at the base and active control actuators with different control algorithms are performed to highlight the effectiveness of the proposed hybrid system.

Key words: Base isolation, Hybrid control, Tuned mass damper, Control algorithm, Seismic response, Active control.

ملخص

تعتبر سلامة هياكل البنايات ذات أهمية قصوى لأن عواقب فشل الهيكل مدمرة. يصبح الحفاظ على السلامة الهيكلية مهما بشكل خاص عندما تتعرض هياكل البنايات للزلازل العنيفة، خصوصا حالة الزلازل ذات المصدر القريب. من الواضح أن احد الحلول هو مواجهة هذه الهزات الخطرة بطريقة فعالة من خلال إنتاج قوى رد فعل كافية. وقد تم تطوير عدة طرق للسيطرة على الاهتزازات لتجنب كارثة الزلازل، من خلال ميكانيزمات تحكم سلبية واخرى نشطة. العزل الزلزالي هو واحد من الطرق الفعالة للتخفيف من آثار الزلازل على المباني. لكن، تحت تأثير الزلازل ذات حدة كبيرة يمكن للعازل الزلزالي ان يخضع لتشوهات كبيرة ويؤثر سلبا على سلامة الهيكل والسكان.

في هذه الدراسة، تم اقتراح نظام عزل زلزالي هجين للسيطرة على استجابة البنايات تحت تأثير الزلازل. النظام الهجين المقترح مكون من نظام عزل زلزالي مثبت على الاساسات ونظام نشط، وسيتم استخدام هذا النظام لتخفيف الاستجابات الزلزالية للبنية المعرضة للتأثيرات الزلزالية القوية. يمكن لنظام العزل الزلزالي الهجين المقترح أن يحسن أداء النظام وتقليل تأثير الزلازل على البنايات. تم إجراء دراسات مقارنة على الهياكل المعزولة في القاعدة وجهاز التحكم النشط مع خوارزميات التحكم المختلفة لتسليط الضوء على فعالية النظام الهجين المقترح.

كلمات دلالية (مفتاحية): العزل الزلزالي ، العزل الهجين ، نظام الكتلة النشطة ، خوارزمية التحكم ، الاستجابة الزلزالية ، التحكم النشط.

Liste des symboles

m_d	Masse du TMD
k_d	Rigidité du TMD
c_d	Amortissement du TMD
k_s	Rigidité de la structure principale
$[M], [M_t], [M_i], [M_{h1}], [M_{h2}], [M_{h3}]$	Matrice masse selon le cas
$[C], [C_t], [C_i], [C_{h1}], [C_{h2}], [C_{h3}]$	Matrice des amortissements selon le cas
$[K], [K_t], [K_i], [K_{h1}], [K_{h2}], [K_{h3}]$	Matrice de la rigidité selon le cas
$\{r\}$	Vecteur de distribution de l'action sismique
$\{\ddot{x}\}, \{\ddot{x}_t\}, \{\ddot{x}_i\}, \{\ddot{x}_{h1}\}, \{\ddot{x}_{h2}\}, \{\ddot{x}_{h3}\}$	Vecteur des accélérations
$\{\dot{x}\}, \{\dot{x}_t\}, \{\dot{x}_i\}, \{\dot{x}_{h1}\}, \{\dot{x}_{h2}\}, \{\dot{x}_{h3}\}$	Vecteur des vitesses
$\{x\}, \{x_t\}, \{x_i\}, \{x_{h1}\}, \{x_{h2}\}, \{x_{h3}\}$	Vecteur des déplacements
$\{\ddot{x}_g\}$	Vecteur de l'excitation sismique
ω_{imd}	Fréquence naturelle du système auxiliaire (TMD)
k_{imd}	Rigidité de la TMD
m_{imd}	Masse de la TMD
c_{imd}	Masse de la TMD
ω_s	Fréquence naturelle de la structure principale
k_s	Rigidité de la structure principale
m_s	Masse de la structure principale
c_s	Masse de la structure principale
μ	Rapport massique
ω_g	Fréquence dominante du l'excitation sismique
δ	Rapport fréquentiel
f_{imd}	Fréquence de la TMD
f_s	Fréquence de la structure principale

Liste des symboles

T_f	Fréquence de la structure encastrée
ω_f	Fréquence naturelle de la structure encastrée
ξ_f	Taux d'amortissement de la structure encastrée
T_b	Fréquence de la structure isolée
ω_b	Fréquence naturelle de la structure isolée
ξ_b	Taux d'amortissement de la structure isolée
u	Déplacement relatif
\mathcal{L}	Laplacien
s	Indice de la transformé de Laplace
$z(t)$	Vecteur des états (<i>states</i>)
A	Matrice du système (matrice des états)
B	La matrice d'entrée
$u(t)$	Entrée du système
f_u	Force de contrôle
$\{f\}, \{d_1\}, \{d_2\}$	Vecteur d'emplacement de la force de contrôle selon de cas
$G(s)$	La fonction transfert du système dynamique
p_i	Pole du système
$e(t)$	erreur
$r(t)$	Position actuelle
K_p	Le gain proportionnel
K_i	Le gain intégral
K_d	Le gain dérivé
J	Indice de performance
Q	Matrice de pénalisation de la réponse
R	Matrice de réglage de la force
P	Solution de l'équation de Riccati

SOMMAIRE

Résumé	vi
Abstract	vii
ملخص	viii
Liste des symboles.....	ix
Sommaire	xi
Liste des figures	xvi
Liste des tableaux	xx
Introduction générale	1
Chapitre I: Revue de la littérature des systèmes de contrôle de vibration	
1.1. Introduction	4
1.2. Les isolateurs parasismiques	6
1.2.1 Isolateurs élastomériques	6
1.2.2 Isolateur élastomérique avec noyau de plomb	7
1.2.3 Isolateur élastomérique à fort taux d'amortissement	8
1.2.4 Appui à pendule de friction	9
1.3 Systèmes de dissipation d'énergie passifs	11
1.3.1 Dispositifs de frottement.....	11
1.3.2 Amortisseurs métalliques.....	13
1.3.3 Amortisseurs viscoélastiques (VE)	14
1.3.4 Amortisseur à fluide visqueux (VF)	15
1.3.5 Amortisseur à masse accordée passif TMD.....	17
1.3.6 Amortisseurs à liquide accordée TLD.....	18
1.4 Systèmes de contrôle actif.....	20
1.4.1 Configuration de base des systèmes de contrôle actif.....	21
1.4.2 Système à tendon actif.....	23
1.4.3 Système à contreventement actif.....	24
1.4.4 Amortisseur à masse accordée actif.....	26

1.5 Systèmes de contrôle semi-actif	27
1.5.1 Amortisseur à masse accordée semi-actif.....	28
1.5.2 Amortisseur à liquide accordé semi-actif.....	29
1.5.3 Amortisseurs semi-actifs.....	30
1.5.4 Amortisseur à rigidité variable.....	31
1.5.5 Amortisseurs Electro- rhéologiques.....	32
1.5.6 Amortisseurs magnéto-rhéologiques.....	32
1.6 Systèmes de contrôle hybride.....	34
1.6.1 Amortisseur à masse accordée hybride.....	35
1.6.2 Isolation à la base hybride.....	36
1.7 Conclusion.....	37

Chapitre II : Formulation mathématique

2.1. Introduction	38
2.2. Dynamique des structures et équations de mouvement.....	38
2.3. Hypothèses et limitation.....	39
2.4. Equations de mouvement et représentation mathématiques.....	40
2.4.1 Structure sans dispositif de contrôle.....	40
2.4.2 Structure avec dispositif de contrôle.....	41
2.4.2.1 Contrôle passif.....	41
2.4.2.1.1 Bâtiments équipés d'un amortisseur à masse accordée (TMD).....	41
2.4.2.1.1.1 Amortisseur TMD installé au dernier étage.....	44
2.4.2.1.1.2 Amortisseur TMD installé sur l'étage n	46
2.4.2.1.2 Bâtiment équipé d'un isolateur à la base.....	47
2.4.2.2 Contrôle actif.....	52
2.4.2.2.1 Bâtiment équipé d'un amortisseur à masse accordée actif (ATMD).....	52
2.4.2.3 Contrôle Hybride.....	54
2.4.2.3.1 Structure équipée d'un système de contrôle hybride passif-passif.....	54

2.4.2.3.1.1 Contrôle hybride passif-passif avec un TMD installé au premier étage.....	55
2.4.2.3.1.2 Contrôle hybride passif-passif avec un TMD installé au dernier étage.....	57
2.4.2.3.2 Structure équipée d'un système de contrôle hybride passif-actif (LRB+ATMD).....	59
2.4.2.3.2.1 Contrôle hybride passif-actif avec un ATMD installé au premier étage.....	60
2.4.2.3.2.2 Contrôle hybride passif-actif avec un ATMD installé au dernier étage.....	62
2.5 Revue des travaux réalisés pour le contrôle des structures isolées à la base.....	63
2.5.1 Contrôle des déplacements à la base avec les amortissements supplémentaires	65
2.5.2 Contrôle des déplacements à la base avec des absorbeurs d'énergie.....	66
2.5.3 Contrôle des déplacements à la base avec des dispositifs semi-actifs.....	67
2.6 Conclusion.....	69
Chapitre III : Contrôle actif et algorithmes de contrôle	
3.1.Introduction	70
3.2. Théorie de contrôle et représentation des systèmes dynamiques.....	70
3.2.1 Représentation mathématique des systèmes dynamiques.....	70
3.2.1.1 Représentation par Fonction de transfert.....	71
3.2.1.2 Représentation d'état (state space).....	73
3.2.2 Stabilité des systèmes dynamiques.....	75
3.2.3 Classification des systèmes de contrôle.....	77
3.2.4 Contrôle par rétroaction (feedback).....	78
3.3 Algorithmes de contrôle	79
3.3.1 Le régulateur proportionnel, intégral, dérivé (PID).....	80
3.3.2 Le régulateur quadratique optimal (LQR).....	84
3.3.3 Le régulateur quadratique Gaussien (LQG).....	87
3.3.4 Le contrôle par la norme H_2 et H_∞	88
3.3.5 Le contrôle par la logique floue (Fuzzy Logic).....	89
3.3.6 L'optimisation par algorithme génétique AG	90
3.4 Conclusion.....	91

Chapitre IV : Modélisation numérique et résultats

4.1. Introduction	92
4.2 Hypothèses et limitations.....	92
4.3 Modélisation numérique des bâtiments équipés d'un système hybride.....	93
4.4 Description des modèles structurels utilisés	94
4.4.1 Structure Rigide.....	95
4.4.2 Structure souple.....	95
4.5 Description des excitations sismiques.....	98
4.6 Réglage des contrôleurs.....	100
4.6.1 Réglage du PID.....	100
4.6.2 Réglage du LQR.....	101
4.7 Paramètres d'évaluation.....	104
4.7.1. Valeur efficace ou valeur moyenne quadratique.....	105
4.8 Comparaison entre le PID et le LQR.....	106
4.9 Résultats de la simulation	107
4.9.1 Structure rigide.....	108
4.9.1.1 Déplacements à la base.....	108
4.9.1.1.1 Cas 1.....	108
4.9.1.1.2 Cas 2.....	112
4.9.1.2 Déplacements maximaux des étages.....	116
4.9.1.3 Accélérations maximales.....	118
4.9.1.3.1 Cas 1.....	118
4.9.1.3.2 Cas 2.....	119
4.9.1.4 Root Mean Square (RMS) des accélérations.....	121
4.9.1.4.1 Cas 1	121
4.9.1.4.2 Cas 2	123
4.9.1.5 Force de Contrôle	125
4.9.1.5.1 Cas 1	125

4.9.1.5.2 Cas 2.....	127
4.9.1.6 Efforts tranchants maximums.....	128
4.9.2 Structure Souple.....	130
4.9.2.1 Déplacements à la base.....	130
4.9.2.1.1 Cas 1	130
4.9.2.1.2 Cas 2	135
4.9.2.2 Déplacements maximaux des étages.....	139
4.9.2.3 Accélérations Maximales.....	142
4.9.2.3.1 Cas 1	142
4.9.2.3.2 Cas 2	144
4.9.2.4 Root Mean Square (RMS) des accélérations.....	145
4.9.2.4.1 Cas 1.....	146
4.9.2.4.1 Cas 2.....	148
4.9.2.5 Force de contrôle.....	150
4.9.2.5.1 Cas 1.....	150
4.9.2.5.2 Cas 2.....	152
4.9.2.6 Efforts tranchants maximums.....	153
4.10 Conclusion.....	155
Conclusion générale	156
Références bibliographiques.....	158
Annexe A	173
Annexe B	178

LISTE DES FIGURES

Chapitre I: Revue de la littérature des systèmes de contrôle de vibration

Figure 1.1 :	Catégorisation des différents mécanismes de contrôle.....	5
Figure 1.2 :	isolateur élastomérique avec des cales en acier.....	6
Figure 1.3 :	isolateur élastomérique à barreau de plomb.....	8
Figure 1.4:	Isolateur élastomérique à fort taux d’amortissement fabriqué par BTR Andre.....	8
Figure 1.5:	Isolateur à pendule de friction.....	10
Figure 1.6:	Isolateur à pendule de friction à double surface.....	10
Figure 1.7:	Amortisseur a frottement en X et amortisseur de frottement Sumitomo.....	12
Figure 1.8:	Deux types d’amortisseur métallique ADAS en forme X.....	14
Figure 1.9:	Amortisseur viscoélastique en diagonale.....	15
Figure 1.10:	Amortisseurs visqueux fluide développé par Taylor Company et Parois d’amortissement visqueux fabriqué par Sumitomo.....	16
Figure 1.11:	configuration de base d’une structure équipée d’un TMD.....	18
Figure 1.12:	Amortisseur à liquide accordé a)TLD à ballotement et TLD Poteau.....	19
Figure 1.13:	Diagramme d’un contrôle actif.....	22
Figure 1.14:	Structure équipée d’un tendon actif.....	24
Figure 1.15:	Structure équipée d’un contreventement actif.....	25
Figure 1.16:	Configuration de base d’une structure équipée d’un ATMD actif.....	27
Figure 1.17:	Amortisseur à masse accordée semi actif.....	29
Figure 1.18:	Amortisseur à liquide accordé semi-actif.....	30
Figure 1.19:	Amortisseur semi-actif à amortissement variable.....	31
Figure 1.20:	Amortisseur semi-actif à rigidité variable.....	31
Figure 1.21:	Amortisseur Electro- rhéologique testé par.....	33
Figure 1.22:	Schéma de l’amortisseur magnéto-rhéologique a échelle réelle.....	34
Figure 1.23:	Configuration de base d’un Amortisseur à mass accordée hybride.....	36
Figure 1.24:	Contrôle hybride d’une structure isolée à la base.....	37

Chapitre II : Formulation mathématique

Figure 2.1 :	représentation dynamique d'une structure à plusieurs degrés de liberté.....	40
Figure 2.2 :	Structure à plusieurs étages équipée d'un amortisseur TMD au installé au dernier étage.....	44
Figure 2.3 :	Structure à 1 degré de liberté à base fixe et isolée.....	48
Figure 2.4 :	Structure à plusieurs étages équipée d'un isolateur parasismique.....	49
Figure 2.5 :	Structure à plusieurs étages équipée d'un ATMD installé au dernier étage.....	53
Figure 2.6 :	Structure à plusieurs étages équipée d'un isolateur et un TMD installé au premier étage.....	56
Figure 2.7 :	Structure à plusieurs étages équipés d'un isolateur et un TMD installé au dernier étage.....	59
Figure 2.8 :	Structure à plusieurs étages équipée d'un isolateur et un ATMD installé au premier étage.....	61
Figure 2.9 :	Structure à plusieurs étages équipés d'un isolateur et un ATMD installé au dernier étage.....	63

Chapitre III : Contrôle actif et algorithmes de contrôle

Figure 3.1 :	Système amorti à 1 DDL.....	71
Figure 3.2 :	Diagramme du système dans le domaine fréquentiel (s-domain).....	72
Figure 3.3:	Diagramme du système dans le domaine temporel (t-domain).....	72
Figure 3.4:	Localisation des pôles et des zéros d'un système.....	76
Figure 3.5:	Réponse d'un système	77
Figure 3.6:	Diagramme du contrôle par rétroaction.....	78
Figure 3.7:	Schéma de la composition du contrôleur PID.....	80
Figure 3.8:	Réponse d'un système sous excitation d'impulsion.....	81
Figure 3.9:	Le régulateur LQR en boucle fermée pour un contrôle actif.....	86
Figure 3.10:	Schéma général du régulateur linéaire quadratique.....	86
Figure 3.11:	Procédures de la logique floue.....	89
Figure 3.12:	Diagramme schématique de l'algorithme génétique.....	90

Chapitre IV : Modélisation numérique et résultats

Figure 4.1 :	Représentation SIMULINK d'un système sans contrôle.....	93
Figure 4.2 :	Schéma bloc d'une structure équipée d'un ATMD contrôlé par un PID.....	94
Figure 4.3 :	Schéma bloc d'une structure équipée d'un ATMD contrôlé par un LQR.....	94
Figure 4.4:	Configurations structurales utilisées pour la simulation du contrôle hybride.....	97
Figure 4.5:	Enregistrements sismiques utilisés pour la simulation.....	99
Figure 4.5(b):	Spectre de réponse des enregistrements sismique.....	100
Figure 4.6:	Mesure de l'amplitude d'une vibration.....	105
Figure 4.7:	Force de contrôle obtenue par le PID et le LQR de la structure II cas 1, sous l'excitation sismique d'El Centro.....	107
Figure 4.8:	Déplacement à la base de la structure rigide sous excitation artificielle (Cas 1)...	108
Figure 4.9:	Déplacement à la base de la structure rigide sous excitation El Centro (Cas 1)...	109
Figure 4.10:	Déplacement à la base de la structure rigide sous excitation Kobe (Cas 1).....	110
Figure 4.11:	Déplacement à la base de la structure rigide sous excitation Northridge (Cas 1)...	111
Figure 4.12:	Déplacement à la base de la structure rigide sous excitation artificielle (Cas 2)...	112
Figure 4.13:	Déplacement à la base de la structure rigide sous le séisme d'El Centro (Cas 2)...	113
Figure 4.14:	Déplacement à la base de la structure rigide sous le séisme de Kobe (Cas 2).....	114
Figure 4.15:	Déplacement à la base de la structure rigide sous le séisme de Northridge (Cas 2).....	115
Figure 4.16:	Déplacements maximums de la structure rigide sous excitation artificielle.....	116
Figure 4.17:	Déplacements maximum de la structure rigide sous excitation El Centro.....	116
Figure 4.18:	Déplacements maximum de la structure rigide sous excitation El Centro.....	117
Figure 4.19:	Déplacements maximum de la structure rigide sous excitation Northridge.....	117
Figure 4.20:	Force de contrôle requise pour la structure rigide (cas 1).....	125
Figure 4.21:	Force de contrôle requise pour la structure rigide (Cas 2).....	127
Figure 4.22:	Comparaison de la réduction des efforts tranchants (Structure rigide).....	129
Figure 4.23:	Déplacement à la base de la structure souple sous excitation artificielle (Cas 1)...	130
Figure 4.24:	Déplacement à la base de la structure souple sous l'excitation d'El Centro (Cas1)	131
Figure 4.25:	Déplacement à la base de la structure souple sous excitation Kobe (Cas 1).....	133

Figure 4.26:	Déplacement à la base de la structure souple sous excitation Northridge (Cas 1)..	134
Figure 4.27:	Déplacement à la base de la structure souple sous excitation artificielle (Cas 2)...	135
Figure 4.28:	Déplacement à la base de la structure souple sous excitation El Centro (Cas 2).....	136
Figure 4.29:	Déplacement à la base de la structure souple sous excitation Kobe (Cas 2).....	137
Figure 4.30:	Déplacement à la base de la structure souple sous excitation Northridge (Cas 2).	138
Figure 4.31:	Déplacements maximums de la structure souple sous excitation artificielle.....	139
Figure 4.32:	Déplacements maximum de la structure souple sous excitation d'El Centro.....	139
Figure 4.33:	Déplacements maximum de la structure souple sous excitation Kobe.....	140
Figure 4.34:	Déplacements maximum de la structure souple sous excitation Northridge.....	140
Figure 4.35:	Force de contrôle requise pour la structure souple Cas 1.....	150
Figure 4.36:	Force de contrôle requise pour la structure souple Cas 2.....	152
Figure 4.37:	Comparaison de la réduction des efforts tranchants (Structure souple).....	154

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II : Formulation mathématique

Tableau 2.1 :	Formules d'optimisation des paramètres du TMD passif selon la littérature.....	42-43
---------------	--------------------------------------------------------------------------------	-------

Chapitre IV : Contrôle actif et algorithmes de contrôle

Tableau 3.1 :	Effet des paramètres du PID sur la réponse en boucle fermée.....	82
Tableau 4.1 :	Paramètres de la structure rigide (n = 5).....	95

Chapitre IV : Modélisation numérique et résultats

Tableau 4.2 :	Paramètres de l'isolateur LRB utilisé pour la structure à 5 étages.....	95
Tableau 4.3 :	Paramètres de la structure souple (n=20).....	97
Tableau 4.4 :	Paramètres de l'isolateur LRB Paramètres de l'isolateur LRB utilisé pour la structure à 20 étages.....	97
Tableau 4.5 :	Paramètres du contrôleur LQR utilisé.....	104
Tableau 4.6 :	Accélérations maximales de la structure rigide Cas 1.....	118
Tableau 4.7 :	Accélérations maximaux de la structure rigide Cas 2.....	119
Tableau 4.8 :	RMS des accélérations de la structure rigide Cas1.....	121
Tableau 4.9 :	RMS des accélérations de la structure rigide Cas 2.....	123
Tableau 4.10 :	Force de contrôle maximale (structure rigide).....	126
Tableau 4.11 :	Maximum des efforts tranchants (structure rigide).....	129
Tableau 4.12 :	Accélérations maximaux de la structure souple pour le Cas 1.....	142
Tableau 4.13 :	Accélérations maximaux de la structure souple pour le Cas 2.....	144
Tableau 4.14 :	RMS des accélérations de la structure souple (Cas 1).....	146
Tableau 4.15 :	RMS des accélérations de la structure souple (Cas 2).....	148
Tableau 4.16 :	Force de contrôle maximum (structure souple).....	151
Tableau 4.17 :	Efforts tranchants maximums (structure souple).....	154

INTRODUCTION GENERALE

Dans la conception structurel en génie civil, Il est attendu que les bâtiments supportent les charges de gravité ainsi que les charges latérales dues aux excitations sismiques afin d'empêcher la structure de s'effondrer. Les fortes excitations sismiques surtout celles de source proche tels que : Northridge en 1994, de Kobe en 1995, ont argumentés l'importance capitale de la protection des bâtiments contre la nature catastrophique des séismes. En outre, des vibrations de faible niveau, soit pour le confort humain, soit pour la protection d'équipements de haute précision sont nécessaires dans certains cas. Devant de tels cas, les déplacements et les accélérations absolues doivent être minimisés. Pour des raisons de sécurité, les déplacements absolus et les déplacements inter-étages des structures doivent être limités, ainsi que les accélérations absolues et les efforts tranchants a la base.

En conception sismique classique, des tentatives ont été faites pour augmenter la rigidité des bâtiments, par exemple en utilisant des systèmes de contreventement. Dans un concept plus moderne, l'utilisation d'un amortissement supplémentaire, d'un système d'isolation à la base et d'un amortisseur de masse ont émergé comme des méthodes alternatives pour atténuer les dommages structuraux générés par les excitations sismiques. Les mécanismes de contrôle de vibration peuvent être classés en tant que systèmes de contrôle passif, actif, semi-actif et hybride.

Les systèmes de contrôle passif sont moins adaptables aux excitations de contenu fréquentiel variable telles que les séismes. Comme exemple du contrôle passif, l'isolation a la base ; qui est un des mécanismes largement utilisé pour le contrôle des vibrations des structures de génie civil. L'isolateur à la base est utilisé pour décaler la période de la structure vers la zone de moindre accélération. En revanche, sous des excitations de forte intensité, l'isolateur peut subir de larges déformations capables de provoquer des problèmes d'insécurité de la structure. Lors de la conception de l'isolateur, plusieurs paramètres sont à prendre en compte tels que le type de sol d'assise, la configuration structurale ... etc. Pour remédier à ce problème il est parfois nécessaire de recourir à une configuration additionnelle de nature active.

Contrairement aux systèmes de contrôle passif, les systèmes de contrôle actif sont adaptables aux perturbations externes et le système actif dépend essentiellement d'une source d'énergie externe pour le fonctionnement de l'actionneur.

Le système actif est incorporé en boucle fermée avec le système à contrôler et la force de contrôle est calculée en se basant sur la mesure de la réponse de la structure (déplacements, vitesses et accélérations) à l'aide des capteurs. Les réponses de la structure sont traitées par un algorithme de contrôle afin de déterminer la force nécessaire selon un objectif prédéfini. Le choix d'un algorithme de contrôle est une étape primordiale pour atteindre les meilleures performances du système actif. Il est à noter que l'algorithme de contrôle affecte largement les performances du système actif. Différents algorithmes peuvent être appliqués dans le domaine du génie civil ; tels que, le régulateur quadratique linéaire (LQR), le régulateur linéaire quadratique Gaussien (LQG), le régulateur proportionnel, intégral et dérivé (PID), la logique floue (*Fuzzy Logic*)...etc. Le choix de l'algorithme est limité par sa simplicité, sa robustesse et de sa capacité de rejet des perturbations externes (séismes ...) et les perturbations de mesure tel que le bruit.

L'objectif de cette thèse est d'étudier les performances d'un système de contrôle de vibration hybride. Ce système est composé d'un système d'isolation parasismique incorporé avec un amortisseur à masse accordée actif (*Active Tuned Mass Damper ATMD*). L'idée motivante pour le contrôle hybride est de surmonter les insuffisances de l'isolation à la base (grands déplacements de la base et fortes accélérations au dernier étage). La force de contrôle est calculée par deux types de contrôleur : le PID (*proportional integral derivative*) et le LQR (*Linear quadratic regulator*). Le système actif proposé est placé d'abord à la base de la structure ensuite au dernier étage pour deux configurations de structures. Chaque structure est équipée d'isolateurs parasismiques de différentes caractéristiques.

Le présent travail se compose de quatre chapitres dont les contenus sont brièvement décrits ci-dessous :

Le premier chapitre est une revue de la littérature des différents systèmes de contrôle des vibrations. Cette revue traite les quatre grandes catégories des mécanismes de contrôle de vibration par l'ordre suivant : les systèmes passifs, les systèmes actifs, les systèmes semi-actifs et

les systèmes hybrides. Les avantages et les inconvénients de chaque système sont indiqués pour justifier le choix de la stratégie utilisée dans cette étude. A la fin de ce chapitre, une citation des différentes méthodes proposées pour contrôler la réponse des structures isolées est présentée.

Le deuxième chapitre sera consacré à la formulation mathématique du contrôle hybride passif-passif et hybride passif-actif. Le contrôle hybride passif-passif est composé d'un isolateur parasismique (*Lead Rubber Bearing* LRB) et d'un amortisseur à masse accordé (TMD) tandis que le système hybride passif-actif est composé d'un isolateur à la base (LRB) et d'un amortisseur à masse accordée actif (ATMD). Les deux types d'amortisseurs TMD puis ATMD, sont placés d'abord au premier étage et ensuite au dernier étage selon la configuration considérée. Les équations du mouvement pour chaque système sont présentées de manière exhaustive.

Le troisième chapitre concernera la présentation des systèmes dynamiques par les fonctions de transfert et la représentation d'état (*State-Space*). Ainsi qu'un détail sur les différents algorithmes de contrôle, principalement ceux considérés dans cette thèse, à savoir le PID et le LQR. La partie parachevant ce chapitre présentera divers algorithmes de contrôle susceptibles d'être utilisés pour les mêmes cas d'études ainsi que les différents algorithmes d'optimisation.

Le quatrième chapitre sera consacré à une représentation des différents schémas de contrôle en utilisant les deux algorithmes : PID et LQR, ainsi qu'à l'implémentation des différents cas d'études dans le code MATLAB et SIMULINK. Une description des différents paramètres structuraux pour les deux configurations de structures est menée ainsi que les excitations sismiques considérées dans cette étude. Les quatre cas de simulation numérique se présentent comme suit : i) contrôle hybride passif-passif LRB+TMD installé à la base ii) contrôle hybride passif-actif LRB+ATMD installé à la base iii) contrôle hybride LRB+TMD installé au dernier étage iv) contrôle hybride LRB+ATMD installé au dernier étage. Les résultats obtenus, leur analyse et interprétation parachèvent ce chapitre.

Finalement, une conclusion générale regroupera l'ensemble des résultats obtenus et les objectifs atteints lors de cette étude suivie de certaines recommandations et perspectives pour les recherches à effectuer dans cette thématique.

CHAPITRE I

REVUE DE LA LITTERATURE DES SYSTEMES DE CONTROLE DES VIBRATIONS

1.1 Introduction

Les ouvrages de génie civil, tels que les bâtiments, les ponts et les tours, peuvent vibrer fortement ou même s'effondrer lorsqu'ils sont soumis à de fortes excitations dues au vent ou aux séismes. Concevoir des structures pour résister aux dommages sismiques reste un défi pour les ingénieurs civils. Malgré les efforts intenses déployés en faveur de la conception de codes et de la construction résistants au vent et aux séismes, les structures sont toujours vulnérables face aux excitations de forte intensité.

Traditionnellement, les structures sont conçues pour dépendre totalement de leur propre rigidité pour résister à la force des séismes et sur leur faible taux d'amortissement.

L'inefficacité des conceptions traditionnelles résistantes aux différentes excitations a conduit à l'application de la technologie de structure intelligente innovante aux structures de génie civil. Cette technologie a progressivement gagné en popularité à mesure que les résultats de la recherche et la mise en œuvre pratique continuent de montrer que ce concept est un moyen prometteur pour protéger les structures face aux excitations dynamiques.

Grâce à la technologie de structures intelligentes, des dispositifs et des systèmes sont incorporés à la structure pour augmenter sa capacité de résistance aux séismes. La structure engage alors non seulement sa propre résistance mais également celle de ces dispositifs pour dissiper l'énergie dynamique afin de résister à la force sismique. Ces dispositifs connus sous le nom de système de contrôle de vibration peuvent être classés en quatre catégories principales : contrôle passif, actif, semi-actif et hybride. Dans ce chapitre, les différents mécanismes de contrôle sont discutés, et ils sont illustrés sur le diagramme suivant :

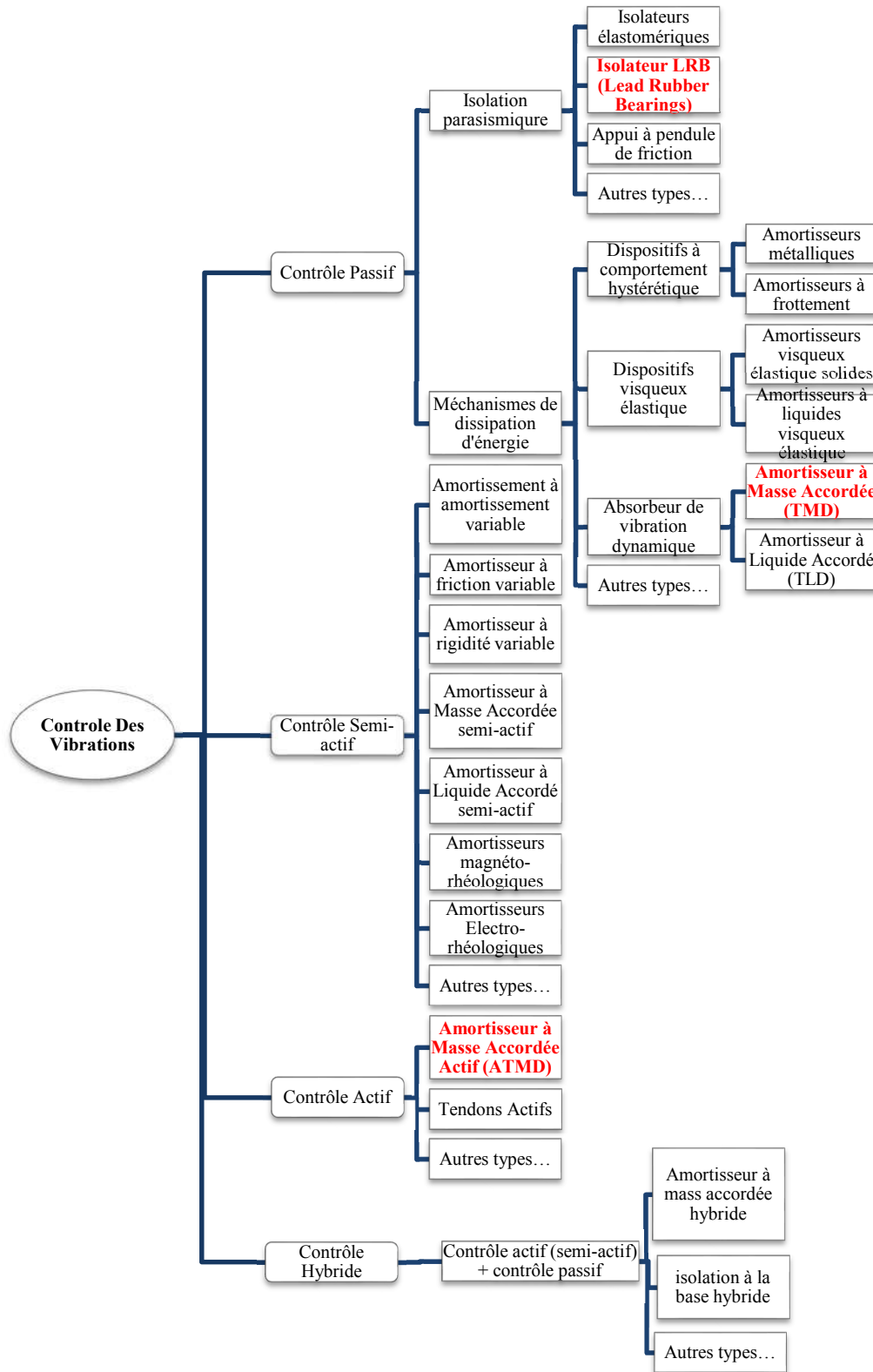


Figure 1.1 Catégorisation des différents mécanismes de contrôle

1.2 Isolateurs parasismiques

1.2.1 Isolateurs élastomériques

A l'origine, les isolateurs élastomériques étaient conçus du caoutchouc naturel; Plus tard, leurs propriétés ont été améliorées par l'ajout des plaques en acier.

Un isolateur en élastomère avec des plaques en acier est présenté schématiquement dans la figure 1.2. L'épaisseur de la plaque d'acier est d'environ 2,5 cm, et la couche de caoutchouc entre les cales en acier varie de 7,5 à 19 cm.

Comparativement à l'isolateur en caoutchouc pur, l'utilisation de plaques en acier réduit considérablement la déformation verticale de l'isolateur et empêche les couches de caoutchouc de s'abaisser latéralement. En conséquence, la rigidité de l'isolateur dans la direction horizontale est beaucoup plus faible que dans le sens vertical. Comme les cales en acier n'empêchent pas les couches de caoutchouc de se déplacer latéralement, la rigidité latérale de l'isolateur est à peine affectée et beaucoup moins que la rigidité verticale.

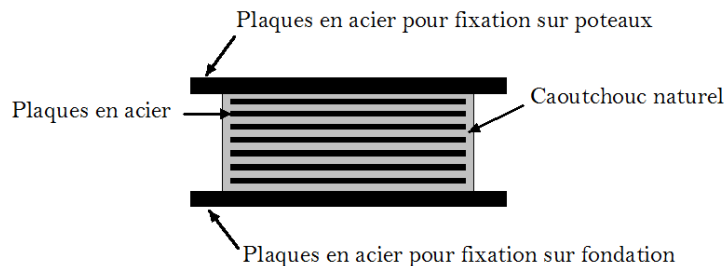


Figure 1.2 isolateur élastomérique avec des cales en acier

Les caoutchoucs synthétiques, comme le néoprène, peuvent être utilisés comme alternative au caoutchouc naturel lors de la fabrication de l'isolateur. Les deux types de propriétés de caoutchouc sont très stables et ne présentent pas de fluage sous charge à long terme. Les isolateurs en élastomère ont été utilisés avec succès dans les bâtiments et autres structures comme les ponts. Ils ont bien fonctionné pendant plus de 50 ans de service.

En raison de la flexibilité du caoutchouc et de la longue distance de déformation élastique du cisaillement, l'amortissement critique des isolateurs en élastomère ne varie que de 2% à 3%. Par conséquent, les isolateurs en élastomère sont également appelés isolateurs à faible amortissement.

Les isolateurs élastomériques sont faciles à fabriquer et le coût de fabrication et d'entretien est relativement bas comparé à d'autres types d'isolateurs. De plus, leurs propriétés mécaniques sont indépendantes de la température et du vieillissement. Cependant, du fait du faible amortissement critique, les isolateurs en élastomère ont peu de résistance à la charge de service, et des dispositifs d'amortissement supplémentaires sont nécessaires pour contrôler les grands déplacements latéraux.

1.2.2 Isolateur élastomérique avec noyau de plomb

Les inconvénients de faiblesse d'amortissement des isolateurs en élastomère peuvent être résolus en insérant un barreau de plomb dans les couches de l'isolateur.

Un trou préformé, légèrement plus petit que le barreau de plomb, est généralement situé dans le centre de l'isolateur. Une fois que le barreau de plomb est bien ajusté dans le trou préformé, les deux parties deviennent une unité et forment un isolateur en caoutchouc à barreau de plomb (*LRB-Lead Rubber bearing*) comme montré sur la figure 1.3.

Les performances des isolateurs LRB dépendent de la force latérale imposée. Si la force latérale est faible, le mouvement des plaques en acier sont retenus par le noyau de plomb et l'appui présente une rigidité latérale élevée. Lorsque la force latérale devient plus grande, les plaques d'acier forcent le noyau de plomb à se déformer ou à céder, et l'amortissement hystérétique est développé avec l'énergie absorbée par le noyau de plomb. Par conséquent, la rigidité latérale de l'isolateur est réduite. L'amortissement équivalent des isolateurs LRB varie de 15% à 35%. Un modèle bilinéaire ou non-linéaire est généralement utilisé pour décrire les propriétés mécaniques des isolateurs LRB.

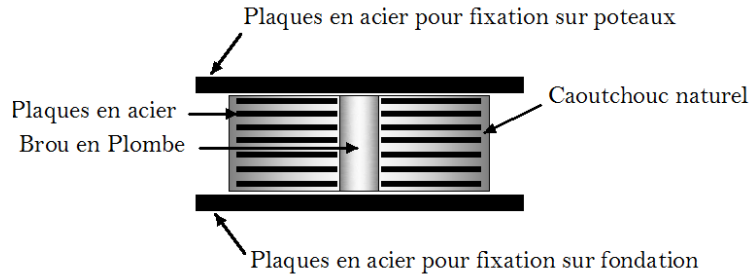


Figure 1.3 isolateur élastomérique à barre de plomb

1.2.3 Isolateur élastomérique à fort taux d'amortissement

Une autre méthode efficace pour augmenter l'amortissement des isolateurs élastomériques consiste à modifier la composition du caoutchouc (soit naturel ou synthétique). Par exemple, l'addition de noir de carbone ou d'autres types d'additifs au caoutchouc modifie les propriétés de ce dernier et donne des résultats d'amortissement plus élevés.

Un isolateur élastomérique à fort taux d'amortissement est composé uniquement de couche en caoutchouc et de l'acier, mais il possède la flexibilité et la capacité de dissipation d'énergie nécessaire. La figure 1.4 montre un isolateur élastomérique à fort taux d'amortissement.

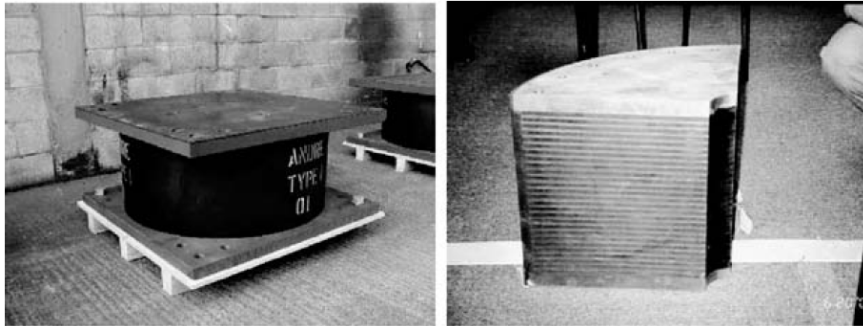


Figure 1.4 Isolateur élastomérique à fort taux d'amortissement fabriqué par BTR Andre

Un modèle bilinéaire peut être adopté pour illustrer l'effet de la force latérale appliquée sur l'isolateur et le déplacement correspondant. L'amortissement effectif d'un isolateur en caoutchouc à fort amortissement dépend des contraintes de cisaillement. Pour le caoutchouc naturel, l'amortissement effectif passe d'environ 15% pour de faibles forces de cisaillement et à 10% sous fortes forces de cisaillement.

Les propriétés mécaniques de l'isolateur élastomérique à fort taux d'amortissement sont en quelque sorte affectées par les effets du vieillissement et de la température. De plus, la sélection de la rigidité et de l'amortissement de l'isolateur est limitée du fait du caoutchouc lui-même *Kelly* [1].

1.2.4 Appui à pendule de friction (*Fiction Pendulum System FPS*)

Les isolateurs à friction comportent des surfaces de glissement planes. La force latérale imposée est contrée par le produit du coefficient de frottement et de la charge verticale appliquée sur les surfaces de l'isolateur.

L'inconvénient majeur de l'isolateur à friction avec surfaces de glissement plates est que la structure soit incapable de revenir à sa position d'origine après un séisme. Cela est dû au fait qu'une fois la force latérale imposée est inférieure à la résistance générée par le frottement, le mouvement de la structure s'arrête et provoque une certaine distance de la structure par rapport au centre de l'isolateur.

Les répliques après la secousse initiale peuvent forcer le bâtiment à se déplacer de la position d'arrêt et même plus loin de la position d'origine. En conséquence, le mouvement du bâtiment peut dépasser la surface de l'isolateur et entraîner sa défaillance.

Pour réduire la distance au centre de l'isolateur après un séisme, un isolateur à friction avec une surface de glissement sphérique ou concave a été développé. Ce type d'isolateur est appelé isolateur à friction et est illustré à la figure 1.5.

La surface de glissement sphérique est généralement revêtue de téflon avec un coefficient de frottement d'environ 3%.

La force latérale imposée pousse l'isolateur dans les deux directions horizontale et verticale et une fois que la force latérale disparaît, une force de rappel est générée.

Une composante de la charge verticale appliquée le long de la direction tangentielle à la surface sphérique aide le palier à se déplacer vers le centre. Le mouvement s'arrête lorsque le frottement est égal ou supérieur à la composante de la charge verticale appliquée.

Une caractéristique notable de l'isolateur à friction à pendule, appelée friction statique, est que la force latérale nécessaire pour déclencher le glissement soit supérieure à celle nécessaire pour maintenir le glissement.

Une fois que la force imposée est supérieure à la résistance du frottement, le coulisseau articulé est activé et se déplace le long de la surface sphérique. Le coefficient de frottement est régi par la charge verticale appliquée et la vitesse *Kelly* [1]. Une charge verticale appliquée plus élevée résulte en un coefficient de frottement plus faible, alors que le coefficient de frottement augmente largement à grande vitesse.

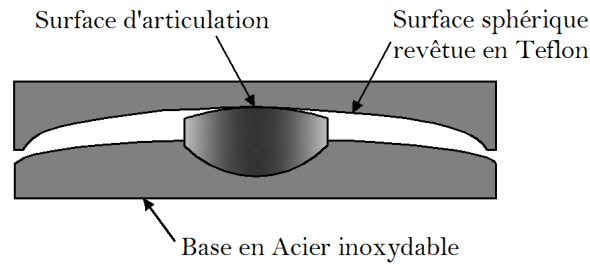


Figure 1.5 Isolateur à pendule de friction

L'isolateur à friction à pendule a l'avantage d'un faible entretien. Le Téflon revêtu sur l'acier inoxydable protège efficacement la surface de glissement contre la corrosion. Comme l'isolateur ne glisse que pendant un séisme, le Téflon revêtu peut durer toute la durée de vie de l'isolateur. En outre, les effets du vieillissement et les variations de température affectent sérieusement les propriétés mécaniques de l'isolateur.

Un isolateur à friction à double surface concave a été récemment développé. La figure 1.6 représente schématiquement ce type d'isolateur. Comparant à l'isolateur pendulaire à friction avec une seule surface concave. L'utilisation de surfaces concaves double peut aboutir au même distance de mouvement horizontal avec une surface d'isolateur cela est due parce que le mouvement horizontal est apporté par les surfaces de glissement de supérieure et inférieure.

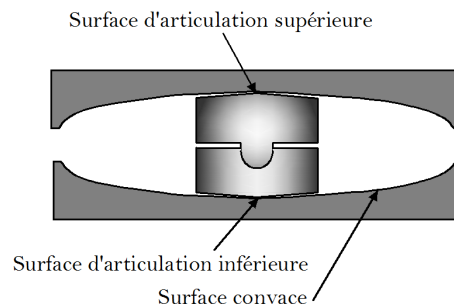


Figure 1.6 Isolateur à pendule de friction à double surface

1.3 Systèmes de dissipation d'énergie passifs

Les systèmes de dissipation d'énergie passifs utilisent des dispositifs mécaniques pour dissiper une partie de l'énergie d'entrée structurelle, réduisant ainsi la réponse structurelle et les dommages structurels possibles. Ces dispositifs sont utilisés pour atténuer les vibrations structurelles face à des excitations sismiques. Les systèmes passifs typiques sont les amortisseurs de masse accordée (TMD- *Tuned Mass Damper*), les amortisseurs de liquide accordé (TLD- *Tuned Liquid Damper*), les dispositifs de friction, les dispositifs d'amortissement métalliques, les amortisseurs visqueux élastiques et les amortisseurs à fluide visqueux. Les systèmes de dissipation passifs ne nécessitent aucune source d'énergie externe ni des dispositifs de mesure de la réponse structurelle

Cependant, la capacité de contrôle des systèmes passifs est limitée. Certains systèmes, comme les TMD et les TLD, ne sont efficaces que dans une bande de fréquences étroite étant donné qu'ils sont réglés sur la fréquence dominante de la structure. De tels amortisseurs peuvent être utilisés pour s'opposer à des vibrations de structure sous des excitations dynamiques dans lesquelles le premier mode domine la réponse, mais ils n'ont pas la capacité de contrôler la réponse sismique dans laquelle les modes supérieurs sont significatifs.

Les structures équipées de systèmes de contrôle passifs sont incapables de s'adapter à l'excitation et à la réponse structurelle. Les systèmes passifs dépendent du mouvement relatif de la structure pour entraîner le mécanisme de dissipation de l'énergie, et l'énergie dissipée peut seulement être liée à la réponse structurelle locale (où le dispositif passif est installé).

1.3.1 Dispositifs de frottement

Le frottement est un mécanisme efficace, fiable, économique et largement appliqué pour dissiper l'énergie cinétique en la transformant en chaleur. Ce mécanisme de friction pour la dissipation d'énergie a été utilisé pour développer des amortisseurs pour le contrôle des vibrations structurelles. Pour aboutir au frottement nécessaire, l'amortisseur doit avoir deux corps solides qui glissent l'un par rapport à l'autre.

Au début des années 1980, *Pall et al.* [2] ont inventé des amortisseurs passifs de friction sur la base du modèle de freins à friction. Depuis, des progrès considérables ont été focalisés sur les dispositifs

à friction, et leur comportement a été étudié analytiquement et expérimentalement. La figure 1.7 illustre deux types de dispositifs de friction développés à travers le monde.

L'amortisseur à friction en forme X *Pall et al.* [3] est représenté sur la figure 1.7a. Les joints à glissière à fente offrent une force de résistance constante au frottement par des doublures de garniture de frein installées entre les plaques d'acier.

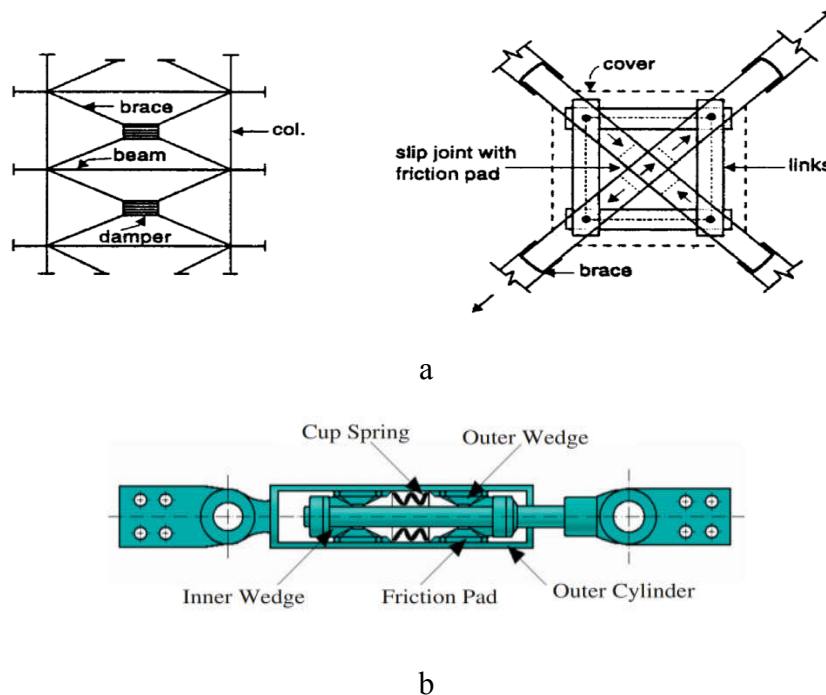


Figure 1.7 a) amortisseur à frottement en X *Pall and Marsh* [2] b) amortisseur de frottement *Sumitomo Aiken et al.* [4], *Aiken et al.* [5]

Sous l'effet d'une excitation sismique, l'armature de compression et l'armature de tension induisent un glissement au joint de frottement, et l'énergie est ainsi dissipée. La figure 1.7b montre un amortisseur de frottement Sumitomo *Aiken et al.* [4], *Aiken et al.* [5] monté sur un contreventement en K. Lorsque la structure vibre, le mouvement relatif entre la structure et l'entretoise entraîne les plaquettes de friction en alliage de cuivre lorsqu'elles glissent le long de la surface interne du boîtier en acier du cylindre. Une force résistante est alors produite par l'action du ressort contre les coins intérieurs et extérieurs.

1.3.2 Les Amortisseurs métalliques

La déformation inélastique des matériaux métalliques est un autre mécanisme efficace de dissipation d'énergie. La conception traditionnelle de structures résistantes aux séismes dépend de la ductilité postérieure des éléments structuraux pour dissiper l'énergie d'entrée du séisme.

Ce concept a conduit à l'idée d'installer des dispositifs métalliques de comportement hystérésis séparés dans une structure pour absorber l'énergie sismique. Dans les années 1970, des travaux conceptuels et expérimentaux sur les dispositifs hystérétiques métalliques ont été initiés par *Kelly et al.* [6], *Skinner et al.* [7].

Un modèle largement connu est le dispositif ADAS (*Added Damping and Stiffness*) est illustré sur la figure 1.8. Ce système se compose de plusieurs plaques en acier de forme X, et la déformation se produit sur toute la longueur du dispositif. Des éléments de limite rigide sont utilisés de telle sorte que les plaques X sont déformées en double courbure. La mise en œuvre des amortisseurs hystérétiques métalliques pour les structures à grande échelle a commencé en Nouvelle-Zélande dans les années 1970.

Depuis, divers dispositifs d'amortisseurs hystérétiques métalliques ont été utilisés pour améliorer la conception parasismique des nouvelles structures ou de mettre à niveau la capacité parasismique des structures existantes *Aiken et al.* [4], *Aiken et al.* [5], *Martinez-Romero* [8]. Les dispositifs des amortisseurs hystérétiques métalliques présentent généralement un comportement hystérétique stable, une fatigue à faible cycle, une fiabilité à long terme et une insensibilité relative à la température ambiante. Cependant, ils ne peuvent pas absorber plus d'énergie au cours de leur comportement élastique initial. La dissipation d'énergie se produit après une déformation inélastique importante. De plus, les amortisseurs hystérétiques métalliques se comportent de manière non linéaire; ils augmentent la résistance structurelle, en plus de l'amortissement. Ce comportement complique l'analyse et nécessite un processus de conception en itération.

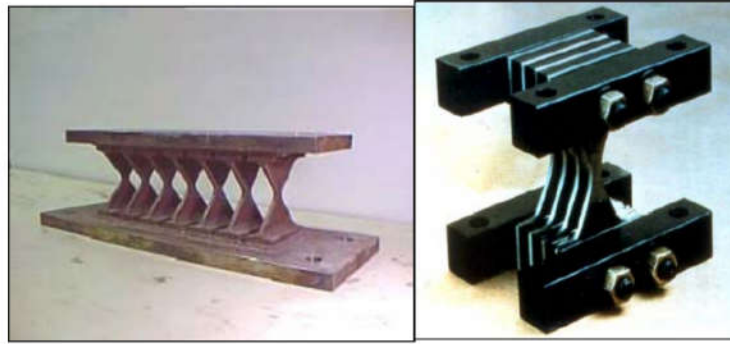


Figure 1.8 Deux types d'amortisseur métallique ADAS en forme X *Whittaker et al. [9]*

1.3.3 Amortisseurs viscoélastiques (VE)

Les amortisseurs viscoélastiques (VE) se composent des matériaux viscoélastiques avec un taux d'amortissement élevé pour dissiper l'énergie par déformation. De tels matériaux comprennent le caoutchouc et/ou les polymères. Un amortisseur viscoélastique typique est constitué de couches d'un matériau viscoélastique collé sur des plaques d'acier, comme le montre la Figure 1.9. Les composants de l'amortisseur sont montés sur une structure en tant qu'élément de liaison ou de contreventement diagonal.

Une déformation se produit et l'énergie est dissipée lorsque la vibration structurelle induit un mouvement relatif entre les plaques d'acier extérieures et la plaque centrale. Des détails supplémentaires sur les applications des amortisseurs peuvent être consultés dans les références *Crosby et al. [10]* et *Soong et al. [11]*.

Contrairement aux autres dispositifs, tels que les TLDs qui se comportent non linéairement, les amortisseurs VE offrent un avantage en ce sens qu'ils se comportent généralement linéairement car ils utilisent des matériaux viscoélastiques linéaires, ce qui simplifie le processus d'analyse et de conception. Le comportement linéaire permet également aux amortisseurs viscoélastiques d'absorber l'énergie de vibration causée par les séismes et les vents.

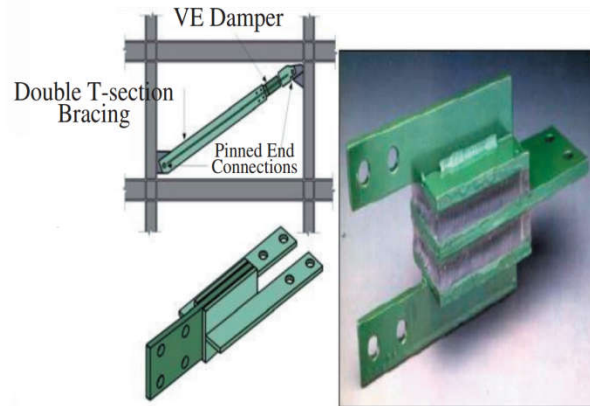


Figure 1.9 Amortisseur viscoélastique en diagonale **Chang et al. [12]**

1.3.4 Amortisseur à fluide visqueux (VF)

L'utilisation de fluide visqueux pour atténuer les chocs et les vibrations est familière à l'industrie. Par exemple, les amortisseurs d'automobiles qui sont inventés au début des années 1900.

Dans les années 80, des efforts considérables ont été faits pour mettre en œuvre cette technologie industrielle dans les structures de génie civil **Soong and Dargush [11]**. Ces efforts ont mené au développement, l'analyse et à la modélisation, ainsi qu'à l'essai et à la mise en œuvre à grande échelle des amortisseurs visqueux fluides.

La conception la plus prometteuse des amortisseurs VF est illustrée à la figure 1.10a. Une conception simple est obtenue avec un amortisseur classique et la dissipation se produit en convertissant l'énergie cinétique en chaleur lorsque le piston se déplace et déforme un fluide très visqueux. L'amortisseur visqueux fluide a été fabriqué par Taylor Company et utilisé comme composant des systèmes d'isolation parasismique **Hüffmann [13]**. Le mouvement relatif du piston d'amortisseur vers le carter d'amortisseur entraîne le fluide d'amortisseur visqueux vers l'arrière par l'orifice. L'énergie est dissipée par le frottement entre le fluide et l'orifice.

Une autre conception de ces amortisseurs est montrée en figure 1.10b. le système composé de parois d'amortissement visqueux (*viscous damping wall*) (VDM), a été développé par *Sumitomo Construction Company* au Japon **Arima et al. [14]**.

Au cours des années 1990, la modélisation des amortisseurs de fluide visqueux a progressé. Des modèles macroscopiques ont été développés pour une application structurale sur la base de la théorie de la dynamique des fluides, de la loi constitutive du fluide visqueux ainsi que les investigations expérimentales *Cheng et al.* [15], *Constantinou et al.* [16], *Lohman* [17], *Makris et al.* [18], *Reinhorn et al.* [19].

A l'instar des amortisseurs visco-élastiques, les amortisseurs à fluide visqueux se comportent linéairement, mais dépendent de la température et de la fréquence. L'application prometteuse des amortisseurs visco-élastiques dans le domaine de génie civil est motivée par le faible coût de ces dispositifs et leur efficacité élevée.

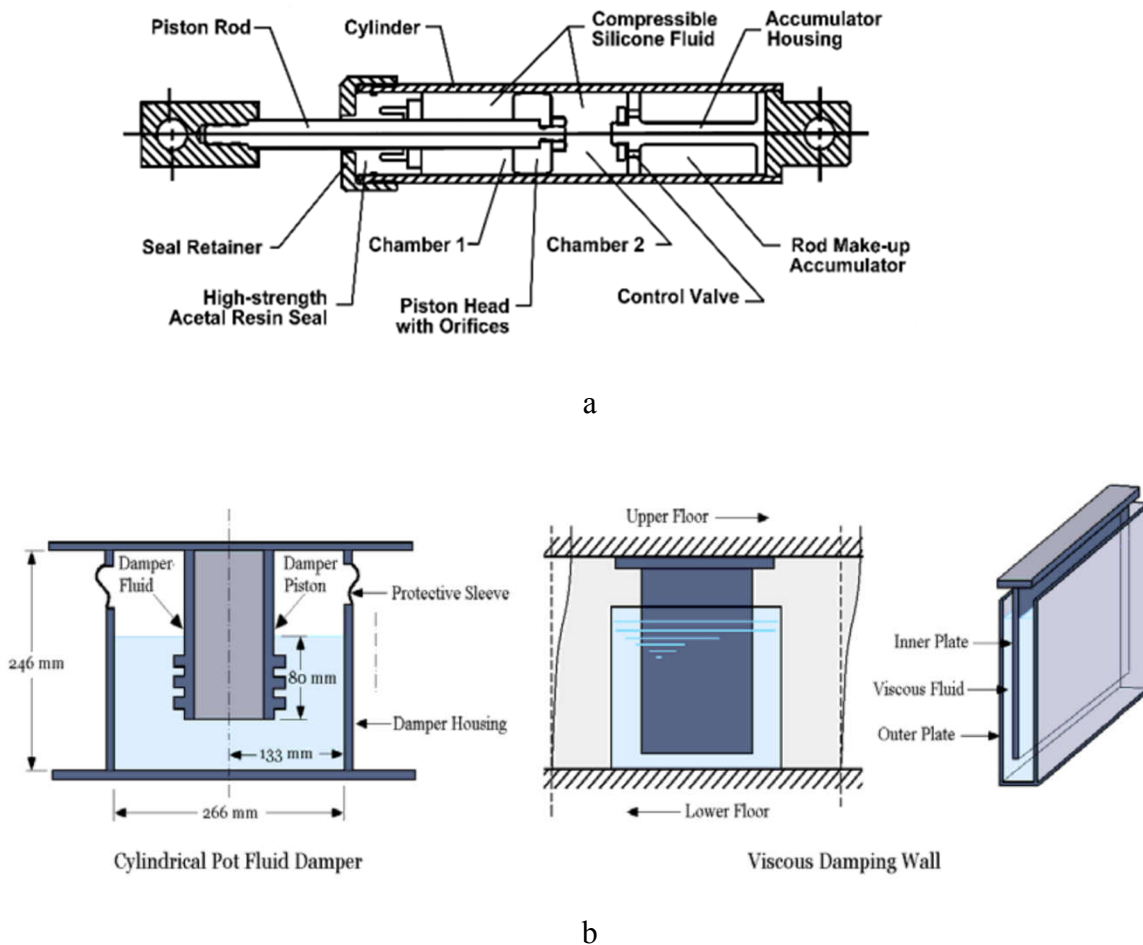


Figure 1.10 a) Amortisseurs visqueux fluide développé par Taylor Company *Taylor* [20] b) Parois d'amortissement visqueux fabriqué par Sumitomo 1996

1.3.5 Amortisseur à masse accordée passif TMD

Les amortisseurs de masse accordée, consistent en leur simple forme en un système auxiliaire (secondaire) de masse m_d et d'un ressort de rigidité k_d et un amortisseur c_d fixé sur la structure principale, généralement au sommet de la structure, comme le montre la figure 1.11, **Den Hartog [21]**.

Les Amortisseurs dynamiques sont largement utilisés dans les systèmes mécaniques. L'application d'un amortisseur à masse accordée TMD dans le domaine du génie civil est plus complexe car les structures sont lourdes; comme les ponts et les bâtiments. Les vibrations de la structure principale entraînent le mouvement du TMD, une partie de l'énergie se transfère à l'énergie de vibration du TMD. L'amortissement du TMD dissipe son énergie de vibration, et réciproquement, les vibrations de la structure sont atténuées par amortissement TMD.

Si la fréquence propre du système auxiliaire est proche de celui du système primaire, le mouvement de la masse TMD a environ 90 ° de retard de phase de la vibration du système primaire.

La capacité d'absorption d'énergie du TMD est liée au rapport massique du TMD à la structure principale, au rapport de rigidité du TMD à la structure k_d / k_s , autrement dit la fréquence naturelle de réglage (*tuning frequency*) du TMD à la structure, **Tyler [22] Luft [23] et Fujino et al. [24]**.

L'effet de TMD peut être considéré comme équivalent à changer le rapport d'amortissement de la structure elle-même à une plus grande valeur. Pour les réponses des structures légèrement amorties avec un mode dominant, le TMD peut réduire efficacement la réponse maximale. Compte tenu de cette caractéristique, les TMD sont de plus en plus utilisés pour les structures sensibles au vent afin de limiter les mouvements excessifs du bâtiment et d'assurer le confort des occupants. Les structures suivantes sont équipées d'un TMD : la tour CN à Toronto, la tour John Hancock à Boston, et le centre Citicorp à New York.

L'applicabilité des TMD est encore limitée par trois facteurs. Premièrement, les TMD ne sont efficaces que pour un seul mode, ce qui les rend moins adaptés au contrôle de la réponse sismique. Deuxièmement, ils sont sensibles au dérèglement de la fréquence. Troisièmement, ils occupent un espace relativement important. À mesure que la technologie industrielle progresse, les configurations de TMD sont améliorées pour répondre à ces limitations. Un développement

intéressant est d'ajouter un actionneur actif au TMD de sorte qu'il peut être efficace pour de multiples modes de réponse sismique.

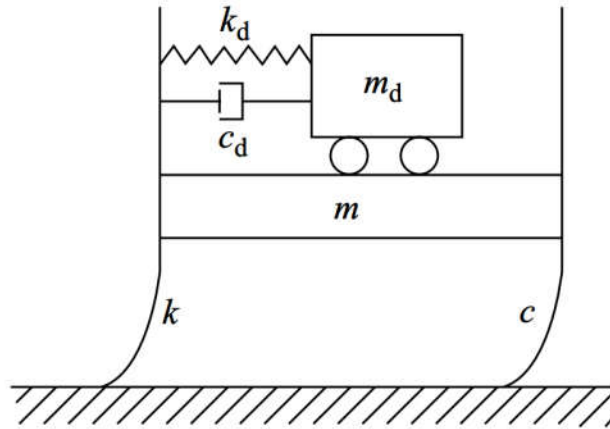


Figure 1.11 configuration de base d'une structure équipée d'un TMD

1.3.6 Amortisseurs à liquide accordée TLD

Un autre type d'absorbeur dynamique pour le contrôle des vibrations structurelles est le TLD. Dans un TLD, l'eau ou un autre liquide sert comme masse en mouvement, et la force de rappel est générée par la gravité. La vibration structurelle secoue le TLD et induit le mouvement du liquide à l'intérieur du conteneur. La turbulence du flux de liquide et le frottement entre le liquide et le récipient convertit l'énergie dynamique de fluide en chaleur, absorbant ainsi l'énergie de vibration structurelle. Notons qu'un TLD a le même principe de base qu'un TMD pour absorber l'énergie de vibration structurelle, et qu'aucun d'entre eux n'a de mécanismes complexes. La différence est que toutes les caractéristiques du système auxiliaire d'un TLD comme la masse, l'amortissement et la rigidité sont fournies par le liquide lui-même.

Les TLD sont initialement appliqués à bord des navires et leur application pour le contrôle des vibrations des structures de génie civil a commencé dans les années 1980 [9]. La figure 1.12 montre deux types typiques de TLD. L'amortisseur de ballottage place des mailles ou des tiges dans le liquide pour fournir une capacité d'amortissement, et sa fréquence naturelle est ajustée par la taille du conteneur ou la profondeur du liquide. L'amortisseur de colonne génère une turbulence à haut

débit à travers l'orifice pour fournir une capacité d'amortissement, et sa fréquence naturelle est ajustée par la forme de la colonne et la pression de l'air. La colonne TLD peut être adaptée aux conteneurs à tubes croisés pour réduire les vibrations structurelles dans toutes les directions.

Similaire au TMD, les TLD ont été utilisés pour atténuer les vibrations causées par le vent des structures élancées, telles que les tours d'aéroports et les gratte-ciels [85]. Les TLD ont deux avantages. Un seul TLD peut être efficace dans n'importe quelle direction de vibrations latérales, et l'eau utilisée pour TLD peut servir à une double fonction dans le cadre de l'approvisionnement en protection d'incendie du bâtiment. Tandis que, les TLD ont deux propriétés défavorables. Ils nécessitent plus d'espace car les liquides ont une masse volumique plus faible que les matériaux pour TMD, tels que le béton ou l'acier. Les TLD présentent également une réponse hautement non linéaire due au ballotement. Cette non-linéarité inhérente complique l'analyse et le processus de conception des systèmes TLD.

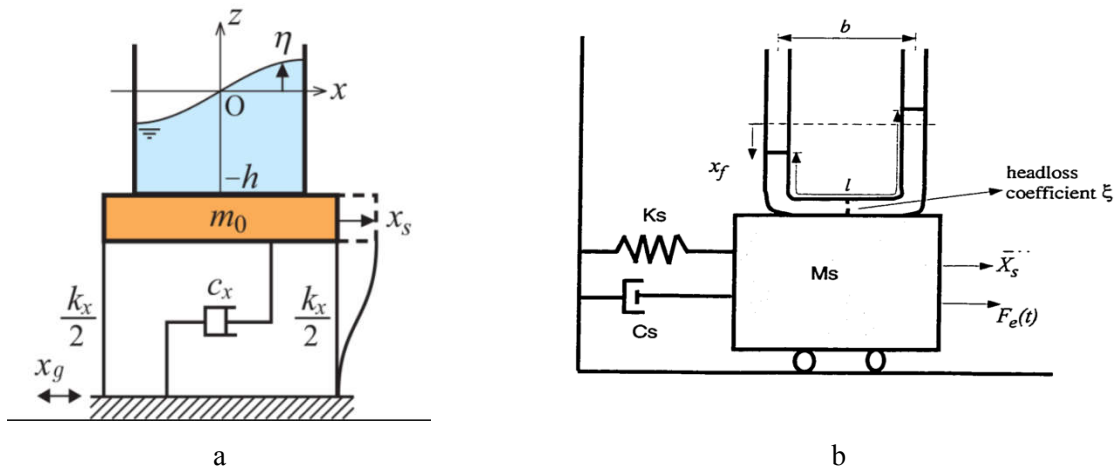


Figure 1.12 : Amortisseur à liquide accordé

a) TLD à ballotement Yalla [25]

b) TLD poteau Ikeda et al. [26]

1.4 Les systèmes de contrôle actif

Les systèmes de contrôle passif sont rentables et fiables, mais leur capacité et/ou leur intelligence est limitée pour le contrôle structurel de la réponse sismique.

Les systèmes passifs ont des mécanismes simples et sont faciles à fabriquer, mais ils ne sont pas suffisamment adaptés à l'excitation extérieure, car ils ne sentent ni l'excitation, ni la réponse, ni l'utilisation d'une force de contrôle externe. Certains d'entre eux, comme les TMD et les TLD, ne sont efficaces que pour le contrôle des réponses structurelles avec un mode dominant, comme les vibrations de structure induites par le vent. Ainsi, il est clairement nécessaire d'avoir un système adaptatif plus puissant pour protéger les structures des vibrations et des dommages excessifs causés par les séismes forts où les modes multiples sont importants dans la réponse structurelle. Cela a conduit à l'émergence de structures intelligentes avec un contrôle actif de la réponse. Cette technique innovante utilise des dispositifs spéciaux, tels que des actionneurs électro-hydrauliques pour générer la force de contrôle requise contre la charge sismique en renvoyant la réponse structurale mesurée. Cette force de contrôle peut servir d'amortissement supplémentaire, réduisant ainsi les vibrations structurelles sous les excitations de service, du vent et du séisme. Les systèmes de contrôle actif ont été largement utilisés pour éliminer les bruits et les vibrations structurelles dans les industries mécaniques et aérospatiales. Leur application aux grands ouvrages de génie civil est un domaine novateur en recherche et développement *Cheng [27], Cheng et al. [28], Cheng et al. [29], Meirovitch [30], Soong et al. [31]* . Le contrôle actif de la réponse sismique a reçu une attention considérable ces dernières années en raison des avantages suivants :

- Amélioration de l'efficacité du contrôle. En théorie, les systèmes actifs peuvent être aussi puissants que souhaités. En pratique, le degré d'efficacité du contrôle n'est limité que par la capacité de l'actionneur. L'industrie moderne peut produire des actionneurs capables de générer des forces de contrôle beaucoup plus grandes que les amortisseurs passifs ou semi-actifs.
- Le contrôle actif est sensible aux perturbations externes. La force de contrôle est alors ajustée pour répondre aux exigences définies comme objectif.
- Sélectivité des objectifs de contrôle, le système de contrôle peut être conçu pour divers objectifs, tels que la sécurité structurelle ou le confort humain.

- Applicabilité à différents mécanismes d'excitation. Le contrôle actif couvre une large gamme de fréquences, c'est-à-dire tous les modes significatifs de la structure. Un système de contrôle actif peut réduire efficacement les effets des vents et/ou séismes.

Bien que le contrôle structurel actif soit une nouvelle technique avec moins de recherche et de développement que le contrôle structurel passif, de grands progrès ont été réalisés en raison de sa capacité et de son adaptabilité. Des progrès continuent d'être réalisés sur le contrôle actif de la réponse sismique comme le montre un certain nombre de publications *Chu et al. [32]*, *Soong et al. [33]*. Le contrôle actif de la réponse sismique a atteint un stade d'application pratique. Les chercheurs ont développé plusieurs dispositifs de contrôle actif, tels que le tendon actif, le dispositif AMD, le contreventement actif et les systèmes de génération d'impulsion.

1.4.1 Configuration de base des systèmes de contrôle actif

Un système de contrôle actif est entièrement adaptable. Les structures équipées des systèmes actifs utilisent une source externe d'énergie pour générer la force de contrôle, appliquée directement à la structure pour réduire sa réponse. Étant donné que les structures de génie civil sont généralement de grandes dimensions, d'énormes équipements de génération de force et de grandes sources d'énergie externe sont nécessaires pour le contrôle actif de la réponse sismique. La figure 3.1 illustre schématiquement la configuration de base d'un système, de contrôle actif est composé de trois éléments principaux: capteur (s), actionneur (s) et un contrôleur avec un algorithme de contrôle prédéterminé.

Les capteurs dans un système de structure intelligente sont similaires aux organes de détection dans le corps humain.

Les capteurs peuvent être installés sur la structure pour mesurer les excitations externes ainsi que sur le dispositif de contrôle pour mesurer des grandeurs telles que les déplacements, les vitesses, les accélérations et les forces de contrôle. Les dispositifs de contrôle peuvent également avoir des capteurs intégrés pour surveiller leur comportement.

Les transducteurs de vitesse, les accéléromètres et les capteurs de charge mesurent respectivement le déplacement, la vitesse, l'accélération et la force. Ces trois derniers capteurs sont les communs

pour les systèmes de structure intelligente. Ces capteurs peuvent fonctionner comme des dispositifs proportionnels linéaires dans la gamme de fréquences de 0,1-100 Hz, qui couvre la bande de fréquence des vibrations structurelles sous des excitations sismiques ou de vent. La sortie du capteur est généralement sous la forme de signaux qui sont envoyés au contrôleur pour le traitement.

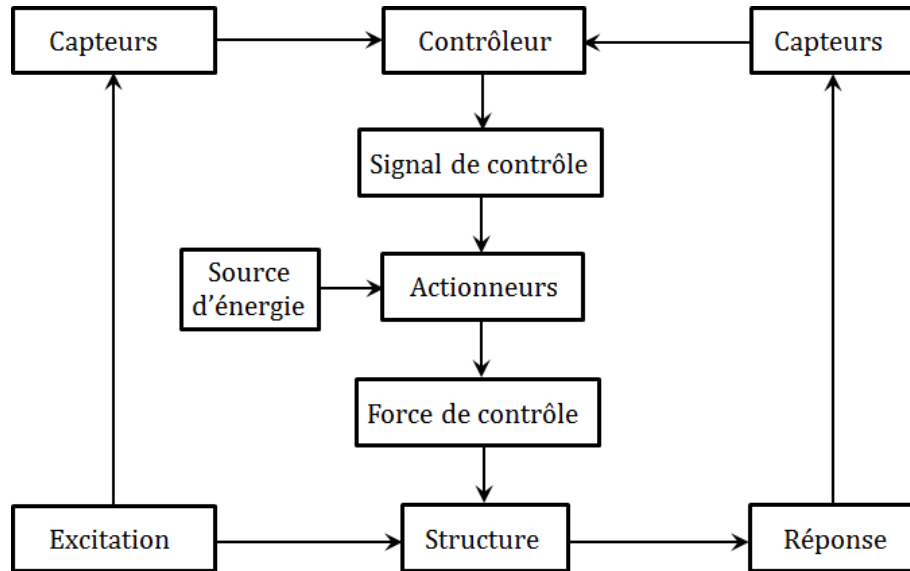


Figure 1.13 Diagramme d'un contrôle actif

Dans un système de structure intelligente, le contrôleur est similaire au cerveau humain. Il reçoit les mesures des capteurs, les analyse et génère les signaux de contrôle nécessaires pour entraîner l'actionneur sur la base d'un algorithme de contrôle prédéterminé. Ainsi, le contrôleur est un processeur d'information qui produit des signaux d'actionnement par une fonction de rétroaction (*feedback*) des mesures des capteurs.

Dans la phase de conception, le modèle mathématique du contrôleur est formulé par la **théorie de contrôle**, et la loi de contrôle de rétroaction est déterminée par des algorithmes de contrôle.

Rappelant que le contrôle passif est fondamentalement conçu pour réduire seulement un mode de vibration particulier de la structure. En revanche, l'efficacité du contrôle actif peut s'étaler sur une large bande de fréquence. Il est très important pour toute technologie de structure intelligente

réussie d'avoir un algorithme de contrôle efficace pour calculer l'ampleur des forces de contrôle à appliquer sur la structure.

En raison de la grande taille et de la complexité des structures de génie civil et de la nature stochastique des excitations dynamiques externes, un algorithme de contrôle efficace doit être robuste et valable pour diverses conditions de chargement dynamiques. Les algorithmes de contrôle existants développés pour d'autres domaines tels que l'ingénierie aérospatiale ont été utilisés dans les premières tentatives de contrôle structurel. Récemment, l'accent mis sur la recherche a changé pour modifier les algorithmes de contrôle existants ou le développement de nouveaux qui sont conçus exclusivement pour répondre aux besoins des structures de génie civil *Fisco et al.* [34], *Datta* [35], *Amezquita-Sanchez et al.* [36].

Différentes stratégies de contrôle peuvent être envisagées, selon le besoin et selon la complexité du système à contrôler. Le système de contrôle actif représenté sur la figure 1.13 peut être classé en trois catégories :

- Système de contrôle à boucle ouverte: seules les excitations mesurées sont utilisées comme *feedback* pour l'algorithme de contrôle.
- Système de contrôle à boucle fermée: seules les réponses structurelles sont mesurées et utilisées comme *feedback* pour l'algorithme de contrôle.
- Système de contrôle à boucle ouverte-fermée: les deux excitations et les réponses structurelles sont mesurées et utilisées comme *feedback* pour l'algorithme de contrôle.

1.4.2 Système à tendon actif

Les systèmes de contrôle de tendons actifs consistent en un ensemble de tendons précontraints dont la tension est contrôlée par des servomécanismes électro-hydrauliques. La figure 1.14 montre une configuration typique d'un système de contrôle actif utilisant des tendons actifs. Les tendons actifs sont installés entre deux étages d'une structure de bâtiment. Le vérin d'actionnement est fixé au plancher sous-jacent. Une extrémité du tendon est reliée au plancher supérieur et l'autre extrémité au piston de l'actionneur. Sous l'excitation du séisme, la vibration structurelle induit un déplacement entre étages qui entraîne le mouvement relatif du piston d'actionnement vers le vérin

d'actionnement. Ce mouvement relatif modifie la tension des tendons précontraints, appliquant ainsi une force de contrôle dynamique à la structure pour réduire sa réponse sismique.

Le contrôle actif du tendon a été étudié analytiquement *Cheng [27]*, *Cheng and Suthiwong [29]*, *Cheng et al. [37]*, *Yang et al. [38]*, *Chung et al. [39]* et expérimentalement. La mise en œuvre à grande échelle d'un système de tendon actif sur un bâtiment de 6 étages et 600 tonnes a été testée à Tokyo, au Japon *Soong and Spencer Jr Reviewer [31]*. Les résultats expérimentaux et de simulation montrent une réduction significative de la réponse sismique des structures intelligentes utilisant des systèmes à tendons actifs.

Les tendons actifs peuvent fonctionner à la fois en mode pulsé et en mode continu. Ainsi, le contrôle actif du tendon peut s'adapter à la fois aux algorithmes de contrôle en temps continu et à impulsion. Un autre avantage est que les tendons de ce système peuvent utiliser des éléments de structure existants, ce qui minimise le besoin d'ajouts et de modifications de la structure.

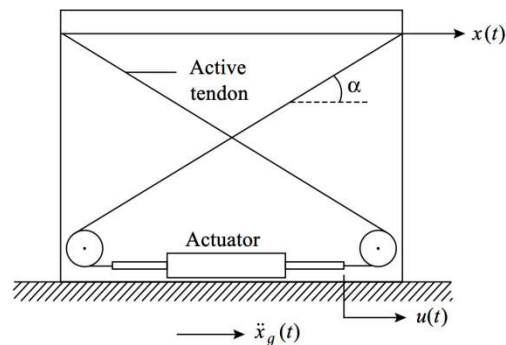


Figure 1.14 structure équipée d'un tendon actif

1.4.3 Système à contreventement actif

Un système de contreventement actif utilise des entretoises (contreventement) de structure existantes pour installer un dispositif de contrôle actif (c'est-à-dire un actionneur) sur la structure. On peut utiliser trois types de systèmes de contreventement actif-diagonaux, contreventement en K, contreventement en X, identiques à ceux des amortisseurs passifs.

Des servomoteurs hydrauliques commandés par servovalve, capables de générer une force de contrôle importante, sont montés sur le système de contreventement entre deux étages successifs. La figure 1.15 montre un système de contrôle d'attelage actif avec un actionneur hydraulique monté

sur un contreventement en K. Le vérin d'actionnement est boulonné au plancher de structure et le piston d'actionneur est relié à l'entretoise. Ce système consiste en une servovalve, un contrôleur de servovalve, un actionneur hydraulique, une alimentation hydraulique, des capteurs, et un calculateur de contrôle avec un algorithme de contrôle prédéterminé. Les capteurs mesurent le mouvement de la structure en raison de l'excitation extérieure. L'ordinateur de contrôle utilise l'algorithme de contrôle pour traiter ces mesures et pour générer le signal de contrôle. La servovalve utilise alors le signal de contrôle pour réguler le sens et l'intensité de l'écoulement, ce qui produit une différence de pression dans les deux chambres d'actionnement. La force de contrôle est ainsi générée par la différence de pression pour réduire l'ampleur des charges sismiques sur la structure.

Les systèmes de contreventements actifs ont été étudiés analytiquement, *Soong and Spencer Jr Reviewer* [31], *Cheng et al.* [40] et expérimentalement, *Soong et al.* [41]. Les systèmes de contreventements actifs offrent le même avantage que les systèmes de tendons actifs: les modifications de la structure sont minimisées car les éléments de structure existants peuvent être utilisés pour installer l'actionneur.

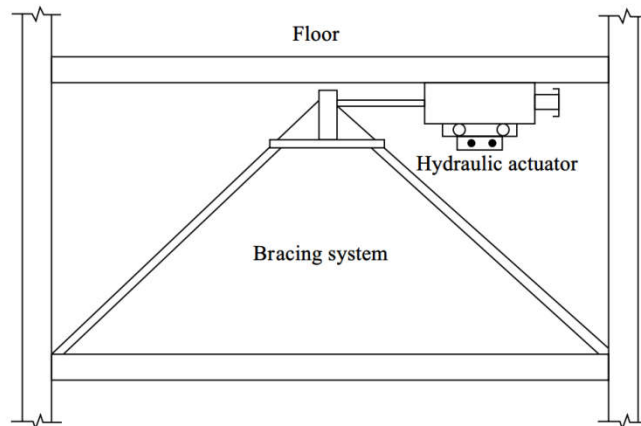


Figure 1.15 structure équipée d'un contreventement actif

1.4.4 Amortisseur à masse accordée actif (ATMD)

L'amortisseur à masse accordée actif ATMD a évolué à partir du TMD avec l'introduction d'un mécanisme de contrôle actif. Il est connu que les amortisseurs TMD ne sont efficaces que pour le contrôle de la réponse structurelle lorsque le premier mode est dominant, comme les vibrations structurelles induites par le vent. Le développement des ATMD se concentre sur la recherche du contrôle de la réponse sismique structurelle avec une large bande de fréquences.

Selon la littérature, les structures équipées avec un ATMD actif démontrent une efficacité accrue comparées aux structures dotées d'un TMD passif.

Les amortisseurs ATMD ont été proposés au début des années 1980 et ont été étudiés par *Chang et al.* [42], *Nishimura et al.* [43]. Un modèle conceptuel d'une structure contrôlée par ATMD est illustré à la figure 1.16, avec une comparaison schématique des ATMD et des TMD. Un actionneur est installé entre le système primaire (structure) et le système (TMD). Le mouvement du système secondaire peut être contrôlé par l'actionneur pour augmenter l'efficacité du dispositif.

L'étude analytique vise à savoir comment faire fonctionner l'actionneur pour atténuer la réponse du système primaire le plus efficacement avec la loi de contrôle optimale pour trouver le gain de retour approprié de l'ATMD *Chang and Soong* [42] .

Les chercheurs ont également mené de nombreux essais sur table vibrante des amortisseurs ATMD pour le contrôle de la réponse sismique et leurs mise œuvre à échelle réelle *Soong and Spencer Jr Reviewer* [31], *Soong and Spencer* [33], *Chung et al.* [39], *Aizawa et al.* [44].

L'actionneur dans un ATMD est utilisé pour entraîner la masse auxiliaire, tandis que l'actionneur dans d'autres systèmes actifs agit habituellement directement sur la structure. Cependant, l'efficacité de contrôle d'un ATMD est ressentie principalement à la fréquence fondamentale et moins à des fréquences plus élevées *Yang* [45].

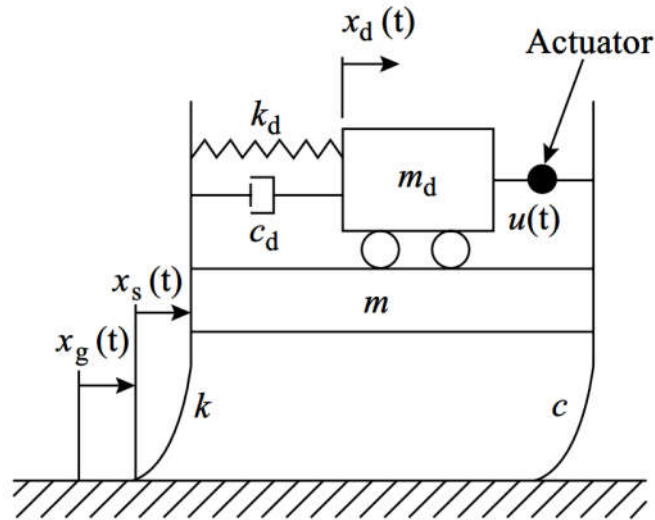


Figure 1.16 Configuration de base d'une structure équipée d'un ATMD actif

1.5 Les systèmes de contrôle semi-actif

Les amortisseurs semi-actifs sont une évolution naturelle de la technologie de dissipation de l'énergie passive car ils intègrent des systèmes intelligents adaptatifs pour améliorer l'efficacité. Ils sont souvent appelés amortisseurs contrôlables ou intelligents.

Ces systèmes adaptatifs fusionnent les informations sur l'excitation et la réponse structurelle, puis ajustent le comportement de l'amortisseur sur la base de ces informations pour améliorer ses performances. Un système d'amortisseur semi-actif comprend des capteurs, un ordinateur de contrôle, un actionneur de contrôle et un dispositif d'amortissement passif. Les capteurs mesurent l'excitation d'une réponse structurelle. L'ordinateur de contrôle traite la mesure et génère un signal de contrôle pour l'actionneur. Ensuite, l'actionneur agit pour ajuster le comportement du dispositif passif. On notera que l'actionneur est utilisé pour contrôler le comportement du dispositif passif au lieu d'appliquer une force directement sur la structure; Ainsi, il ne nécessite qu'une petite source d'énergie comme les batteries. Ceci est un grand avantage parce que la source principale d'énergie de la structure peut échouer lors d'événements sismiques, et l'actionneur n'a pas de potentiel nuisible tel que la déstabilisation de la structure. Bien que les amortisseurs semi-actifs soient un peu plus complexes que les amortisseurs passifs, ils sont toujours faciles à fabriquer, fiables à utiliser et capables de performer mieux que les amortisseurs passifs. La capacité de contrôle des amortisseurs

semi-actifs est encore limitée car ils ne peuvent fonctionner que dans la capacité maximale des dispositifs passifs correspondants.

Les amortisseurs semi-actifs ont été proposés au premier temps comme des amortisseurs d'automobile dans les années 1920 *Crosby et al.* [46]. Ils ont ensuite fait l'objet d'une vaste recherche en génie mécanique, principalement pour les applications automobiles. Dans les années 1980, leur application au contrôle des vibrations des structures de génie civil a été envisagée. La recherche a introduit le concept des amortisseurs semi-actifs pour les applications de contrôle de la réponse éolienne *Hrovat et al.* [47]. Dans les années 1990, ce concept a été introduit pour le contrôle de la réponse sismique.

A ce jour, les systèmes de contrôle semi-actifs ont bien avancés. Cependant, comme les amortisseurs semi-actifs combinent les avantages des systèmes de contrôle passifs et actifs avec de petits coûts supplémentaires par rapport aux amortisseurs passifs, ils semblent être une approche prometteuse pour le contrôle de la réponse sismique des ouvrages de génie civil.

1.5.1 L'amortisseur à masse accordée semi-actif

En 1983, *Fujita et al.* [48] ont proposé un TMD semi-actif pour le contrôle des vibrations induites par le vent dans les grands bâtiments figure 1.17.

La force de contrôle ajuste en temps réel l'amortisseur TMD de telle sorte qu'il soit toujours optimal quel que soit la fréquence de l'excitation. Comme la masse du TMD est beaucoup plus petite que la masse structurale et la force de contrôle active sont utilisées pour modifier la force d'amortissement du TMD (qui est beaucoup plus faible que la force d'inertie du TMD), une petite quantité d'énergie externe est nécessaire pour aboutir à ce réglage. Les TMD semi-actifs sont encore en phase de recherche et de développement.

Yang et al. [49] a étudié les performances d'un TMD semi-actif avec un amortissement variable. Le TMD semi-actif est installée au dernier étage de la structure. L'étude est menée pour deux structures : la première de 5 étages et la deuxième de 10 étages sous excitation sismique, d'autres recherches avec différents algorithmes de contrôle ont été effectuées sur le TMD semi-actif *Zahrai et al.* [50], *Weber* [51], *Setareh* [52]

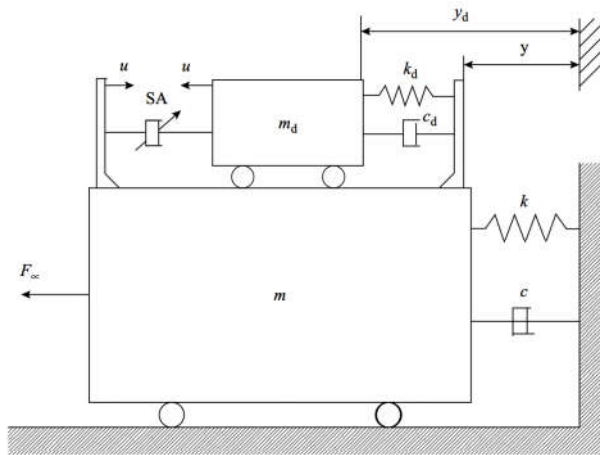


Figure 1.17 Amortisseur à mass accorde semi actif

1.5.2 Amortisseur à liquide accordé semi-actif

Le TLD semi-actif règle simplement le réglage (*tuning*) du liquide en fonctionnement. Les chercheurs ont développé le TLD semi-actif à ballotement et le TLD à poteau. Lou et *al.* 1994 **Lou et al.** [53], a ajouté un ensemble de turbines rotatives dans le réservoir de liquide d'un TLD à ballotement. Un actionneur est utilisé pour ajuster l'orientation de ces déflecteurs sur la base d'algorithmes prédéfinis.

Le TLD de colonne semi-active, tel que proposé par **Yalla et al.** [54] en 2002, utilise un orifice variable dans un TLD de colonne pour maintenir des conditions d'amortissement optimales figure 1.18.

Un actionneur électropneumatique est utilisé pour entraîner une vanne à bille pour changer la section transversale d'un TLD de colonne en fonction de l'algorithme de contrôle, ajustant ainsi les propriétés d'amortissement pour obtenir de meilleures performances.

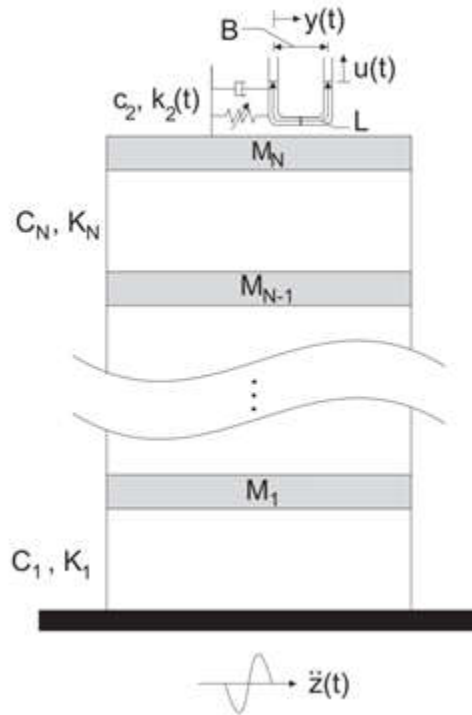


Figure 1.18 Amortisseur à liquide accordé semi-actif, *Sonmez et al. [55]*

1.5.3 Les amortisseurs semi-actifs

Une autre méthode efficace pour obtenir un dispositif d'amortissement contrôlable consiste à utiliser une vanne à orifice variable pour ajuster l'écoulement du fluide dans l'amortisseur hydraulique. Ce concept a conduit à l'émergence d'amortisseurs de vibrations semi-actifs (*semi-active vibration absorbers*) (SAVA), également appelés amortisseurs hydrauliques semi-actifs (*semi active hydraulic dampers*) (SAHD). Comme représenté schématiquement sur la figure 1.18, un tel dispositif permet d'ajuster l'amortissement et la rigidité. La capacité d'amortissement est générée à partir du fluide visqueux, et la rigidité est ajustée par l'ouverture de la soupape d'écoulement. Si la vanne est fermée, le SAVA fonctionne comme un ressort. Si la soupape est ouverte, le fluide peut facilement s'écouler à travers le tube et fournit peu de rigidité à la structure. Le dispositif SAVA a été appliqué aux automobiles pour améliorer la conduite et la tenue de route *Ulsoy et al. [56]*. Les applications du SAVA sur les bâtiments et sur les ponts comprennent des expériences de contrôle et de mise en œuvre *Soong and Spencer [33]*, *Ulsoy et al. [56]*.

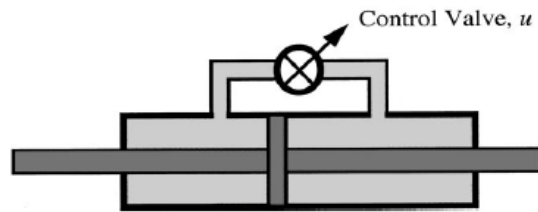


Figure 1.19 Amortisseur semi-actif à amortissement variable *Spencer Jr et al. [57]*

1.5.4 Les Amortisseur à rigidité variable

Un système semi-actif de rigidité variable (*semi active variable-stiffness*) (SAVS), également appelé dispositif de rigidité variable (*variable-stiffness device*) (VSD), a été étudié et mis en œuvre au Japon *Kobori et al. [58]*. Comme représenté schématiquement sur la figure 1.19, ce dispositif est monté sur un système de contreventement de la structure. Lorsque la soupape est ouverte, le fluide circule librement et libère la connexion de la poutre, réduisant ainsi la rigidité structurelle. Lorsque la vanne est fermée, le fluide ne peut pas s'écouler en augmentant ainsi la rigidité structurelle. Grâce à ce mécanisme, un VSD ajuste la rigidité du système de contreventement de la structure de manière à minimiser les vibrations structurelles pendant les événements sismiques.

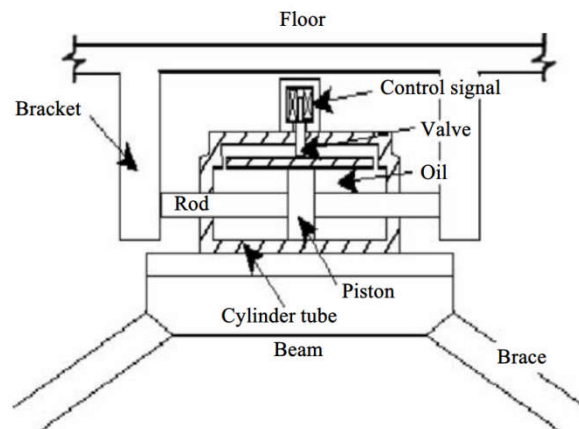


Figure 1.20 Amortisseur semi-actif à rigidité variable

1.5.5 Les amortisseurs Electro- rhéologiques

Les amortisseurs ER utilisent des fluides ER intelligents qui contiennent des particules diélectriques en suspension dans des fluides visqueux non conducteurs (huile) adsorbés sur les particules. Lorsque le fluide ER est soumis à un champ électrique, les particules diélectriques se polarisent et deviennent alignées, offrant ainsi une résistance au flux. Les fluides ER sont capables de subir des augmentations réversibles spectaculaires de la résistance à l'écoulement; Ils peuvent changer de manière réversible des fluides visqueux linéaires à écoulement libre vers les semi-solides avec limite d'élasticité contrôlable en millisecondes. Le réglage du champ électrique peut donc facilement régler le comportement des fluides ER.

Les chercheurs ont proposé des amortisseurs ER qui tirent avantage de la propriété intelligente des fluides ER. La force d'amortissement générée par l'amortisseur ER est ajustée en faisant varier la résistance du champ électrique selon un algorithme de contrôle prédéfini. Un amortisseur ER, qui comporte un cylindre contenant une tige de piston équilibrée et une tête de piston, est illustré sur la figure 1.20. La tête pousse le fluide ER à travers un canal annulaire stationnaire entre la tige intérieure et le cylindre externe. Le gradient de tension entre la tige interne et le cylindre externe génère un champ électrique appliqué au fluide ER. Le réglage de la tension modifie le champ électrique et contrôle ainsi le comportement du fluide ER et règle aussi la capacité d'amortissement de l'amortisseur ER.

L'énergie dynamique est dissipée en raison du cisaillement du fluide (effet ER) et du contrôle du flux du fluide visqueux (effet de frottement) *Makris et al. [59]*.

Les chercheurs ont formulé un modèle dynamique sur la base de résultats expérimentaux. *Burton et al. [60]* ont développé un amortisseur ER à grande échelle avec une capacité de 445 kN *Makris et al. [59]*. Trois facteurs limitent les amortisseurs ER pour le contrôle de la réponse sismique des grandes structures de génie civil. Tout d'abord, les fluides ER ont une limite d'élasticité très limitée (habituellement une limite d'élasticité maximale de 5 à 10 kPa). Deuxièmement, les impuretés communes qui pourraient être introduites pendant la fabrication peuvent réduire la capacité des fluides ER de manière significative. Troisièmement, les alimentations haute tension (environ 4000V) requises pour commander le fluide ER peuvent entraîner des problèmes de sécurité, de disponibilité et de coûts.

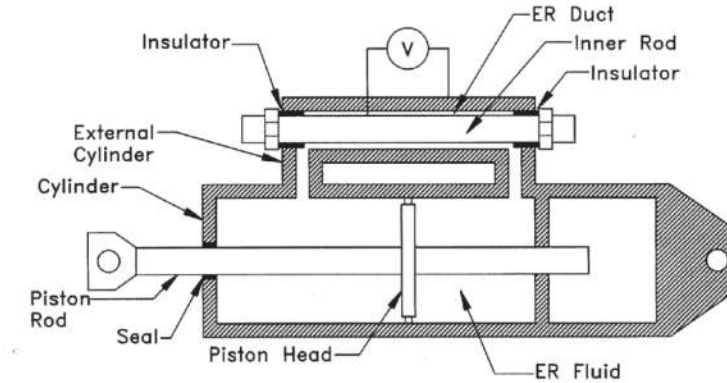


Figure 1.21 Amortisseur Electro- rhéologique testé par **Burton et al. [60]**

1.5.6 Les amortisseurs magnéto-rhéologiques

Les amortisseurs magnéto-rhéologiques utilisent un fluide MR intelligent, qui est un analogue magnétique du fluide ER et se compose généralement de particules de taille micro-magnétique polarisables magnétiquement dispersées dans un fluide visqueux, comme l'huile de silicone. Lorsque le fluide MR est exposé à un champ magnétique, les particules dans le fluide se polarisent et le fluide présente un comportement viscoplastique, offrant ainsi une résistance à l'écoulement du fluide. Le fluide MR est également caractérisé par sa capacité à subir un changement réversible d'un fluide visqueux linéaire à un fluide semi-solide en millisecondes lorsqu'il est soumis à un champ magnétique. En modifiant la force du champ magnétique selon un algorithme prédéfini, la force de contrôle générée par l'amortisseur MR peut être ajustée en conséquence. En comparaison avec les fluides ER, les fluides MR offrent des avantages de résistance à haut rendement (de l'ordre de 50 à 100 kPa), d'insensibilité aux contaminants et de comportement stable sur une large plage de températures **Spencer et al. [61]**.

Comme illustré schématiquement sur la figure 1.21, le prototype de cet amortisseur MR est un amortisseur d'orifice, et l'énergie est dissipée par le contrôle du flux. Toutefois, cet amortisseur utilise de l'huile hydrocarbonée dispersée au hasard avec du fer magnétiquement doux de taille micrométrique.

Le champ magnétique est appliqué perpendiculairement à la direction de l'écoulement du fluide et un accumulateur compense le changement de volume du fluide. En raison de leurs simplicités mécaniques. Leur demande en énergie faible (une simple batterie est requise), les amortisseurs MR

ont fait l'objet de plusieurs études *Choi et al.* [62], *Das et al.* [63], *Wilson* [64], *Bitaraf et al.* [65], *Cha et al.* [66] qui ont tous prouvé la bonne aptitude des amortisseurs MR à réduire la réponse sismique.

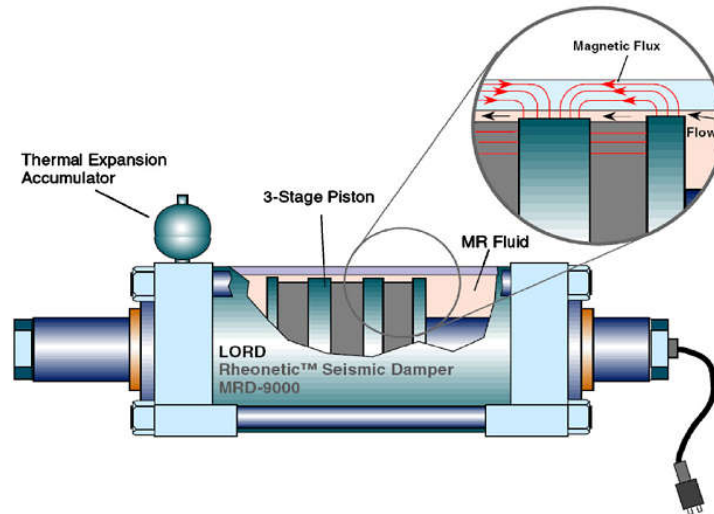


Figure 1.22 schéma de l'amortisseur magnéto-rhéologique à échelle réelle *Billie et al.* [67]

1.6 Les systèmes de contrôle hybride

Comme déjà noté, les systèmes de contrôle actif sont mis en place pour surmonter la capacité limitée et l'intelligence modérée des amortisseurs passifs et semi-actifs. Cependant, le contrôle structurel actif présente toujours deux inconvénients. Tout d'abord, son fonctionnement dépend entièrement d'une alimentation externe et nécessite un système complexe de détection et de traitement du signal. Cette complexité limite son application et réduit la fiabilité du contrôle. Deuxièmement, pour appliquer un contrôle actif aux ouvrages de génie civil, il faut disposer d'un grand équipement générateur de force, c'est-à-dire de gros actionneurs. Comme les structures résistantes aux séismes pèsent des centaines voire des milliers de tonnes, la force de contrôle requise doit dépasser des centaines de kN pour augmenter suffisamment la force d'amortissement structurel. La technologie industrielle actuelle rend possible la conception et la fabrication d'un tel actionneur de grande taille, mais son coût limite sérieusement son application. Les systèmes de contrôle hybride innovants, qui sont obtenus en combinant des dispositifs de contrôle passif et actif, sont devenus attrayants. Lorsque ces techniques fonctionnent ensemble, la fiabilité est assurée par la première et la capacité est alimentée par celle-ci. Un système hybride gagne les avantages des

deux techniques et atténue les limitations de l'une ou l'autre technique seule. Par conséquent, il dépasse les systèmes passifs, semi-actifs et actifs. Les systèmes de contrôle hybride ont fait l'objet d'une attention considérable depuis les années 1990 *Cheng et al.* [15], *Agrawal et al.* [68], *Cheng et al.* [69], *Reinhorn et al.* [70], *Sakamoto et al.* [71], *Yang et al.* [72], *Yoshioka et al.* [73]. Trois systèmes de contrôle hybride typiques ont été développés: HMD, systèmes d'isolation de base hybrides et systèmes 'amortisseurs-actionneurs'.

1.6.1 Amortisseur à masse accordée hybride

Les amortisseurs de masse hybrides combinent un TMD passif et un actionneur de contrôle actif, ou en ajoutant un AMD à un TMD, comme le montre l'étude faite par *Fujita et al.* [48], *Sakamoto et al.* [71]. Un AMD est attaché à un TMD au lieu de la structure de sorte que l'AMD peut être petit; Sa masse est de 10-15% de celle du TMD. La capacité de contrôle des vibrations des HMD se base principalement sur le mouvement naturel du TMD. L'actionneur génère une force de contrôle qui règle le mouvement du TMD et augmente ainsi l'efficacité et la robustesse du dispositif pour modifier les caractéristiques dynamiques de la structure. En d'autres termes, le TMD est accordé au mode fondamental de la structure, et l'AMD est conçu pour améliorer l'efficacité du contrôle pour les modes supérieurs de la structure. Ainsi, l'énergie et les forces requises pour faire fonctionner un HMD sont bien inférieures à celles associées à un système AMD complet avec des performances comparables, figure 1.22a. Cette caractéristique rend les HMD relativement peu coûteux pour atteindre une efficacité de contrôle améliorée, et ils ont été le dispositif de contrôle le plus commun utilisé dans des applications de structure de bâtiment à grand échelle *Soong and Spencer* [33], *Sakamoto et al.* [71], *Yamamoto et al.* [74]. D'autre part, les contraintes de conception, telles que les limitations d'espace sévères, peuvent empêcher l'utilisation d'un système HMD. Il est évident de signaler que le TMD passif peut être remplacé par un ATMD donnant naissance à ce qu'on appelle HAMD illustré sur la figure 1.22b.

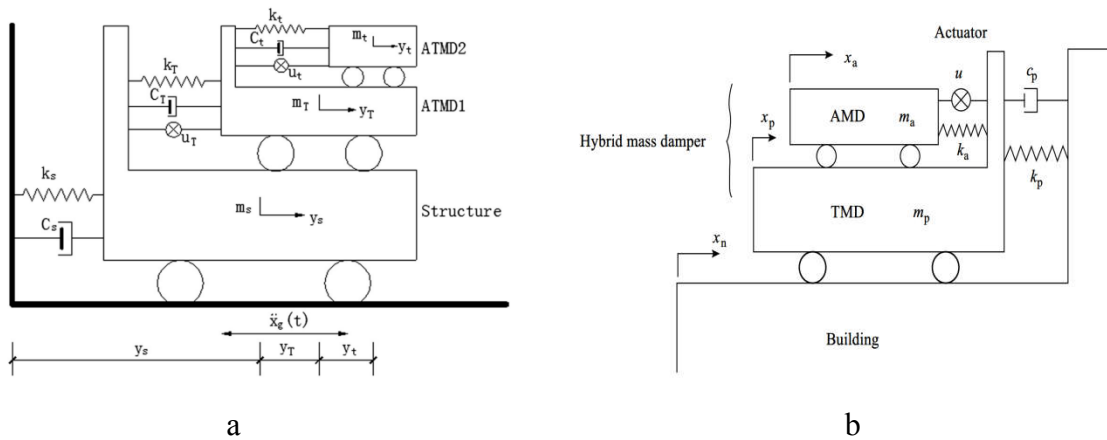


Figure 1.23 Configuration de base d'un Amortisseur à mass accordée hybride a) ATMD actif +ATMD actif **Li et al. [75]** b) TMD passif +ATMD actif **Cheng et al. [76]**

1.6.2 L'isolation à la base hybride

Un système hybride d'isolation à la base combinant un système d'isolation à la base et un système de contrôle actif a été proposé par **Yang et al. [72]**. Ce système, schématisé sur la figure 1.23 est composé d'un système de tendon actif installé sur la superstructure et d'un système d'isolation à la base. Des études théoriques ont été réalisées pour tel système hybride en tenant compte la non-linéarité du système d'isolation. Plusieurs algorithmes de contrôle ont été utilisés comme la rétroaction directe des sorties, le contrôle en mode glissant et la conception de la surface de glissement **Agrawal and Yang [68]**.

D'autre type de contrôle hybride peuvent être proposés en couplant des systèmes d'isolation avec des amortisseurs MR pour contrôler le mouvement de la superstructure **Yoshioka et al. [73]**. Ce système, appelé un système d'isolation intelligent, ce system utilise l'amortisseur pour s'adapter aux excitations sismiques **Dyke et al. [77]**.

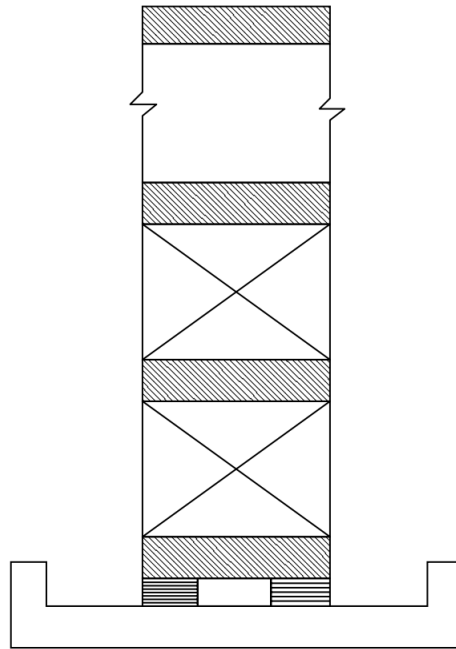


Figure 1.24 Contrôle hybride d'une structure isolée à la base

1.7 Conclusion

Une classification et une citation des différents mécanismes de contrôle de vibration pour les structures de génie civil ont été présentées dans ce chapitre. Les systèmes passifs, semi-actifs et actifs sont donnés en détails en précisant leurs avantages et inconvénients. Le choix du système de contrôle doit être fait selon un objectif bien défini en tenant compte du coût de chaque système.

Les systèmes passifs semblent efficaces et moins coûteux mais avec certaines limites de performance. Les limites des systèmes passifs peuvent être surmontées par l'ajout d'un système actif. Ce dernier nécessite une source d'énergie pour son fonctionnement. La mise en équations du contrôle avec les différents mécanismes fera l'objet du chapitre suivant.

CHAPITRE II

FORMULATION MATHÉMATIQUE

2.1 Introduction

Pour chaque système de contrôle, des modèles mathématiques et les équations gouvernant le mouvement dynamique sont requis pour simuler chaque système. Dans ce chapitre une présentation des différentes équations dynamiques et des différents systèmes de contrôle allant des structures sans contrôle vers les structures munies de systèmes de contrôle hybride est fournie.

2.2 Dynamique des structures et équations de mouvement

La réponse dynamique des structures peut être obtenue en utilisant l'analyse statique ou dynamique. Ainsi, la réponse peut être obtenue par une analyse statique dans laquelle la charge dynamique due aux perturbations externes est remplacée par une charge statique horizontale appliquée au plancher du bâtiment. Bien que l'analyse statique soit encore permise dans certains codes du bâtiment, l'analyse dynamique, où le comportement des bâtiments peut être approprié dans une caractéristique plus complète, est une approche plus raisonnable.

Pour une structure à plusieurs degrés de libertés soumise à une accélération sismique $\{\ddot{x}_g\}$, et pour l'analyse dynamique, non seulement la matrice de rigidité, mais aussi les matrices de masse et d'amortissement sont explicitement impliquées dans l'équation de mouvement. Dans ce cas, les équations du mouvement peuvent être écrites comme suit :

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -[M]\{r\}\{\ddot{x}_g\} \quad (2.1)$$

avec :

$[M]$ est la matrice de masse, $[C]$ est la matrice d'amortissement et $[K]$ la matrice de rigidité. $\{r\}$ est le vecteur d'influence du séisme sur la structure et plus précisément sur chaque étage (masse), généralement le vecteur $\{r\}$ est un vecteur unitaire, $\{x\}$ est le vecteur contenant les déplacements relatifs des étages de la structure par rapport au sol. La dérivée en temps du vecteur $\{x\}$ donne le

vecteur de la vitesse et le vecteur d'accélération de la structure, l'accélération du sol appliquée sur le système est donnée par le vecteur $\{\ddot{x}_g\}$.

Les termes à gauche de l'équation (2.1) représentent la force d'inertie, la force d'amortissement et la force élastique, respectivement. Tandis que le terme à droite de l'équation (2.1) représente l'excitation sismique.

Notons que la formulation exacte et précise du modèle structurel dans l'analyse dynamique implique un nombre infini de degrés de liberté. Cependant, la plupart des structures peuvent être modélisées de manière adéquate par un nombre fini de degrés de liberté en des points nodaux discrets. Une structure symétrique simple peut être modélisée comme une structure plane, où le nombre de degrés de liberté à chaque articulation peut être représenté par 3 degrés de liberté: déplacement horizontal, vertical et rotation. Ce modèle peut être considéré comme suffisant pour capter le comportement de la structure. Dans un modèle beaucoup plus simple, le mouvement de la structure peut être simplifié en considérant seulement le mouvement dans la direction horizontale de sorte que la structure n'ait qu'un seul degré de liberté à chaque étage. Ce modèle simple est souvent utilisé lorsque le comportement global de la structure (représenté par le déplacement horizontal du plancher) est la principale préoccupation.

2.3 Hypothèses et limitation

Dans ce qui suit et pour la formulation mathématique relative à la modélisation des bâtiments équipés des dispositifs de contrôle, certaines hypothèses sont nécessaires :

- Seuls les mouvements horizontaux sont considérés, Le mouvement du sol est supposé se produire dans la direction des plans symétriques du bâtiment.
- 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.
- Les variations spatiales des mouvements du sol ne sont pas considérées. Autrement dit, l'interaction sol-structure est négligée.
- l'isolateur LRB se comporte hystériquement, alors qu'un modèle bilinéaire avec une rigidité effective est utilisé dans cette étude. En négligeant aussi l'effet P-delta.

2.4 Equations de mouvement et représentation mathématiques

2.4.1 Structure sans dispositif de contrôle

La plupart des bâtiments à plusieurs étages peuvent être modélisés comme des systèmes à plusieurs degrés de liberté (NDDL) comme le montre la figure 2.1 Dans ce cas, on suppose que: (i) la masse de la structure est concentrée aux niveaux des planchers, (ii) les poutres ont une rigidité infinie et (iii) la force axiale dans les poteaux n'engendre pas la déformation de la structure.

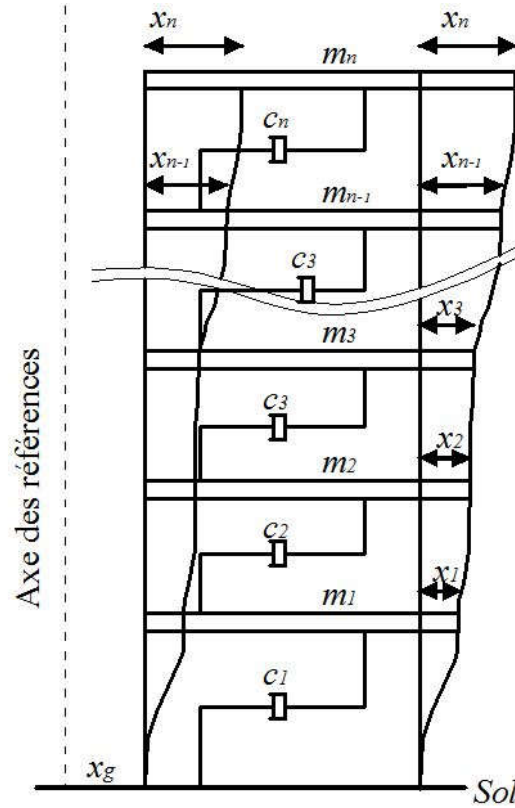


Figure 2.1 représentation dynamique d'une structure à plusieurs degrés de liberté

L'équation du mouvement de chaque masse peut être écrite comme suit :

$$\begin{cases} m_1 \ddot{x}_1 + c_1 \dot{x}_1 + k_1 x_1 - c_2 (\dot{x}_2 - \dot{x}_1) - k_2 (x_2 - x_1) = -m_1 \ddot{x}_g \\ m_2 \ddot{x}_2 + c_2 (\dot{x}_2 - \dot{x}_1) + k_2 (x_2 - x_1) - c_3 (\dot{x}_3 - \dot{x}_2) - k_3 (x_3 - x_2) = -m_2 \ddot{x}_g \\ m_3 \ddot{x}_3 + c_3 (\dot{x}_3 - \dot{x}_2) + k_3 (x_3 - x_2) - c_4 (\dot{x}_4 - \dot{x}_3) - k_4 (x_4 - x_3) = -m_3 \ddot{x}_g \\ \vdots \\ m_{n-1} \ddot{x}_{n-1} + c_{n-1} (\dot{x}_{n-1} - \dot{x}_{n-2}) + k_{n-1} (x_{n-1} - x_{n-2}) - c_n (\dot{x}_n - \dot{x}_{n-1}) - k_n (x_n - x_{n-1}) = -m_{n-1} \ddot{x}_g \\ m_n \ddot{x}_n + c_n (\dot{x}_n - \dot{x}_{n-1}) + k_n (x_n - x_{n-1}) = -m_n \ddot{x}_g \end{cases} \quad (2.2)$$

Les équations précédentes peuvent être écrites sous forme matricielle comme suit :

$$\begin{bmatrix} m_1 & & & & & \\ & m_2 & & & & \\ & & m_3 & & & \\ & & & \ddots & & \\ & & & & m_{n-1} & \\ & & & & & m_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_3 \\ \vdots \\ \ddot{x}_{n-1} \\ \ddot{x}_n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1+c_2 & -c_2 & & & & \\ -c_2 & c_2+c_3 & -c_3 & & & \\ & -c_3 & c_3+c_4 & -c_4 & & \\ & & -c_4 & \ddots & \ddots & \\ & & & -c_n & c_{n-1}+c_n & -c_n \\ & & & & -c_n & c_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \dot{x}_3 \\ \vdots \\ \dot{x}_{n-1} \\ \dot{x}_n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 & & & & \\ -k_2 & k_2+k_3 & -k_3 & & & \\ & -k_3 & k_3+k_4 & -k_4 & & \\ & & -k_4 & \ddots & \ddots & \\ & & & \ddots & k_{n-1}+k_n & -k_n \\ & & & & -k_n & k_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ \vdots \\ x_{n-1} \\ x_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -m_1 \\ -m_2 \\ -m_3 \\ \vdots \\ -m_{n-1} \\ -m_n \end{bmatrix} \ddot{x}_g \quad (2.3)$$

C'est la même forme que l'équation (2.1) très connue dans le domaine de la dynamique des structures.

2.4.2 Structure avec dispositif de contrôle

2.4.2.1 Contrôle passif

2.4.2.1.1 Bâtiments équipés d'un amortisseur à masse accordée (TMD)

Le concept de l'amortisseur à masse accordée autrement (*Tuned Mass Damper*) est de mettre le mouvement de la masse secondaire attachée à la structure en résonance avec le mouvement de la structure sous les charges sismiques ; le dispositif est généralement placé au dernier étage.

Si la fréquence propre du système secondaire est proche de celle du système primaire, le mouvement de la masse TMD est en déphasage d'environ **90°** du système primaire. Par conséquent, la force d'inertie créée par le mouvement de masse TMD fonctionne comme une force d'amortissement sur le système primaire *Nishimura* [78].

On admet les notations suivantes :

$$\text{Fréquence naturelle du système auxiliaire (TMD)} \quad \omega_{imd} = \sqrt{\frac{k_{imd}}{m_{imd}}} \quad (2.4)$$

$$\text{Fréquence naturelle du système primaire (structure)} \omega_s = \sqrt{\frac{k_s}{m_s}} \quad (2.5)$$

$$\text{Le rapport des masses } \mu = \frac{m_{tmd}}{m_s} \quad (2.6)$$

Où m_{tmd} est la masse du TMD et m_s est la masse de la structure.

Plusieurs formules ont été proposées pour les paramètres optimaux du TMD passif en utilisant différents critères et approches. Un sommaire des paramètres optimaux du TMD cités en littérature sont présentés sur le Tableau 2.1.

Tableau 2.1 : Formules d'optimisation des paramètres du TMD passif selon la littérature

Chercheur	Rapport Fréquentiel	Amortissement	Remarques
<i>Den Hartog</i> [79]	$\frac{1}{1+\mu}$	$\sqrt{\frac{3\mu}{8(\mu+1)^3}}$	La première équation des paramètres optimaux d'un TMD pour un système à 1DLL non amorti sous excitation harmonique.
<i>Warburton</i> [80]	$\frac{\sqrt{1-\mu/2}}{1+\mu}$	$\sqrt{\frac{\mu(1-\mu/4)}{4(1+\mu)(1-\mu/2)}}$	Résultats basés sur excitation white-noise pour un système 1DLL non amorti.
<i>Fujino and Abe</i> [24]	$\frac{\sqrt{1-\mu/2}}{1+\mu}$	$\frac{1}{2} \sqrt{\frac{\mu(1-3\mu/4)}{(1+\mu)(1+\mu/2)}}$	Résultats basés sur une excitation aléatoire d'un système 2DLL non amorti.
<i>Feng et al.</i> [81]	$\frac{\sqrt{1-\mu/2}}{1+\mu}$	I. $\frac{1}{2} \sqrt{(1+\mu)\gamma^4 + \gamma^2 + \frac{1-3(1+\mu)^2\gamma^2}{(1+\mu)^3}}$ II. $\frac{\gamma}{2} \sqrt{(1+\mu)\gamma^2 + 1 - \frac{1}{(1+\mu)}}$	Résultats basés sur excitation white-noise pour un système 2DLL I) pour déplacement II) pour accélération.

D'après les études faites par *Soto et al.* [86], les paramètres optimaux du TMD n'ont pas une grande influence sur la réduction de la réponse structurale, pour cela la formule connue de *Den Hartog* [79] est considérée dans notre thèse.

Sadek et al. [82]	a. $\frac{1}{1+\mu}$ b. $\frac{1}{1+\mu} \left[1 - \xi_s \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}} \right]$	a. $\sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}}$ b. $\frac{\xi_s}{1+\mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}}$	Résultats basés sur excitation sismique d'un système à 30DLL a) amorti b) non amorti.
Rüdinger [83]	$\frac{\sqrt{(2+\mu)}}{2(1+\mu)^2}$	$\sqrt{\frac{\mu(4+3\mu)}{4(1+\mu)^3}}$	Résultats basés sur une excitation white noise d'un système 1DLL amorti et non amorti ainsi que linéaire et non linéaire.
Krenk et al. [84]	$\frac{1}{1+\mu}$	$\frac{1}{2} \sqrt{\frac{1}{1+\mu}}$	Résultats basés sur excitation white noise et une force concentrée d'un système 2DLL non amorti.
Hoang et al. [85]	i. $\frac{\sqrt{(1-6\mu)(1+\mu^2)}}{1+\mu} - 0.7\xi_s$ ii. $\frac{\sqrt{\left(1-\frac{\delta\mu}{6}\right)}}{1+\mu} - \frac{0.7\xi_s}{1-\frac{\mu}{2}}$ iii. $\frac{\sqrt{(1-\mu/2)}}{1+\mu} - \frac{0.7\xi_s}{1-\frac{\mu}{2}}$	i. $\frac{\sqrt{\mu(1+2.5\mu+2\mu^2)}}{2(1+2.7\mu)}$ ii. $\sqrt{\frac{\mu\left(1-\frac{\mu}{4}\right)}{4(1+\mu)\left(1-\frac{\mu}{2}\right)}} + 0.25\mu\xi_s$ iii. $\sqrt{\frac{\mu\left(1-\frac{\mu}{4}\right)}{4(1+\mu)\left(1-\frac{\mu}{2}\right)}} + 0.25\mu\xi_s$	Résultats basés sur excitation sismique d'un système 1DLL amorti et du rapport suivant : $\delta = \omega_g / \omega_s$ i. $\delta = 1$ ii. $1 < \delta < 3$ iii. $\delta \geq 3$ tel que ω_g est la fréquence dominante du séisme et ω_s est la fréquence de la structure.

$$f_{imd} = \frac{f_s}{\mu+1}. \quad (2.7)$$

$$\text{Et } k_{imd} = f_{imd} \times m_{imd}. \quad (2.8)$$

$$c_{tmd} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(\mu+1)^3}} \quad (2.9)$$

Plus grand est le rapport massique μ plus performant est le TMD, en revanche et pour des raisons économiques, la masse du TMD est prise entre 1% et 10% de la masse totale de la structure, et plus généralement le rapport μ est pris égal à 5% *Janocha* [87].

2.4.2.1.1 Amortisseur TMD installé au dernier étage

Les équations de mouvement d'une structure équipée d'un TMD au dernier étage illustrée sur la figure 2.2 sont données sous forme matricielle, par l'expression suivante :

$$[M_t]\ddot{x} + [C_t]\{\dot{x}_t\} + [K_t]\{x_t\} = -[M_t]\{r\}\{\ddot{x}_g\} \quad (2.10)$$

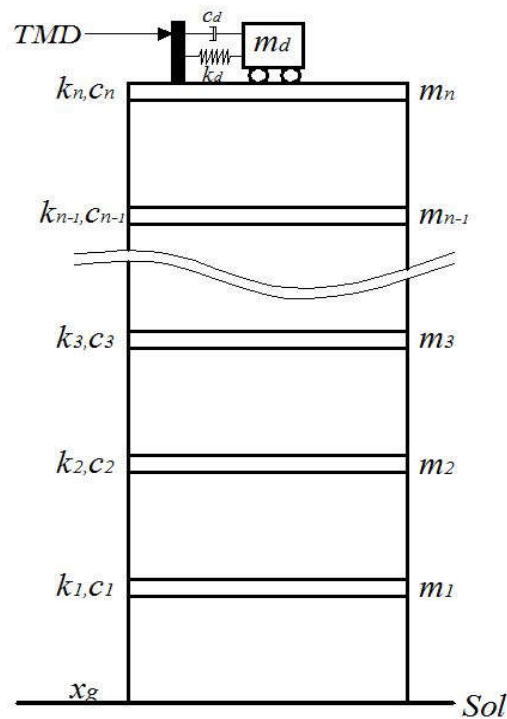


Figure 2.2 Structure à plusieurs étages équipée d'un amortisseur TMD au installé au dernier étage

L'indice t désigne l'emplacement de l'amortisseur TMD au dernier étage de la structure.

La matrice de masse $[M_t]$, la matrice d'amortissement $[C_t]$ et la matrice de rigidité $[K_t]$ présentées dans l'équation (2.10), sont données comme suit :

$$M_t = \begin{bmatrix} m_1 & & & & & & & \\ & m_2 & & & & & & \\ & & m_3 & & & & & \\ & & & \ddots & & & & \\ & & & & m_{n-1} & & & \\ & & & & & m_n & & \\ & & & & & & m_{tmd} & \end{bmatrix} \tag{2.11}$$

$$C_t = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & & & & & & \\ -c_2 & c_2 + c_3 & -c_3 & & & & & \\ & -c_3 & c_3 + c_4 & -c_4 & & & & \\ & & -c_4 & \ddots & \ddots & & & \\ & & & \ddots & c_{n-1} + c_n & -c_n & & \\ & & & & -c_n & c_n + c_{tmd} & -c_{tmd} & \\ & & & & & -c_{tmd} & c_{tmd} & \end{bmatrix} \tag{2.12}$$

$$K_t = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & & & & & & \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & & & & & \\ & -k_3 & k_3 + k_4 & -k_4 & & & & \\ & & -k_4 & \ddots & \ddots & & & \\ & & & \ddots & k_{n-1} + k_n & -k_n & & \\ & & & & -k_n & k_n + k_{tmd} & -k_{tmd} & \\ & & & & & -k_{tmd} & k_{tmd} & \end{bmatrix} \tag{2.13}$$

2.4.2.1.1.2 Amortisseur TMD installé sur l'étage n

Dans le cas où le TMD est installé à un étage n différent du dernier étage, alors les éléments de l'équation (2.10) peuvent être modifiés sous la forme suivante : (nous prenons l'exemple d'un TMD installé sur le deuxième étage, la rigidité et l'amortissement du TMD apparaissent dans la deuxième ligne et la deuxième colonne.

$$M_{t2} = \begin{bmatrix} m_1 & & & & & \\ & m_2 & & & & \\ & & m_3 & & & \\ & & & \ddots & & \\ & & & & m_{n-1} & \\ & & & & & m_n \\ & & & & & & m_{tmd} \end{bmatrix} \tag{2.14}$$

$$C_{t2} = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & & & & & & \\ -c_2 & c_2 + c_3 + c_{tmd} & -c_3 & & & & & -c_{tmd} \\ & & -c_3 & c_3 + c_4 & -c_4 & & & \\ & & & -c_4 & \ddots & \ddots & & \\ & & & & \ddots & c_{n-1} + c_n & -c_n & \\ & & & & & -c_n & c_n & \\ & & & & & & & c_{tmd} \\ & & & & & & & & -c_{tmd} \end{bmatrix} \tag{2.15}$$

$$K_{t2} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & & & & & & \\ -k_2 & k_2 + k_3 + k_{tmd} & -k_3 & & & & & -k_{tmd} \\ & & -k_3 & k_3 + k_4 & -k_4 & & & \\ & & & -k_4 & \ddots & \ddots & & \\ & & & & \ddots & k_{n-1} + k_n & -k_n & \\ & & & & & -k_n & k_n & \\ & & & & & & & k_{tmd} \\ & & & & & & & & -k_{tmd} \end{bmatrix} \tag{2.16}$$

Dans l'équation (2.10), $\{r\}$ est un vecteur unitaire ($1 \times n$), $\{x_t\}$, $\{\dot{x}_t\}$ et $\{\ddot{x}_t\}$ représentent le vecteur de déplacement relatif, le vecteur de vitesse et le vecteur d'accélération de la structure équipée d'un TMD :

$$\{x_{t2}\} = \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ \vdots \\ x_{n-1} \\ x_n \\ x_{tmd} \end{Bmatrix} \quad (2.17)$$

$$\{\dot{x}_{t2}\} = \begin{Bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \dot{x}_3 \\ \vdots \\ \dot{x}_{n-1} \\ \dot{x}_n \\ \dot{x}_{tmd} \end{Bmatrix} \quad (2.18)$$

$$\{\ddot{x}_{t2}\} = \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_3 \\ \vdots \\ \ddot{x}_{n-1} \\ \ddot{x}_n \\ \ddot{x}_{tmd} \end{Bmatrix} \quad (2.19)$$

2.4.2.1.2 Bâtiment équipé d'un isolateur à la base

Le principe fondamental du système d'isolation à la base est d'isoler la structure de l'effet de l'excitation du sol en installant un isolateur de comportement souple entre la fondation et la superstructure. En utilisant des isolateurs, la superstructure se comporte comme un corps rigide tandis que l'isolateur subit une déformation relativement importante. Pour illustrer le comportement de la structure isolée à la base, nous considérons les structures de la figure 2.3a et 2.3b. Dans la figure 2.3a, une structure à base fixe à 1 degré de liberté (1DDL) avec les paramètres: masse m , rigidité k et amortissement c , tandis que dans la figure 2.3b, la structure est équipée d'un système d'isolation à la base avec une rigidité k_b , un amortissement c_b et une masse m_b . La structure à base fixe peut être caractérisée par une période naturelle T_f , une fréquence naturelle ω_f et un pourcentage d'amortissement ζ_f , où :

$$T_f = \frac{2\pi}{\omega_f} \quad (2.20)$$

$$\omega_f = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.21)$$

$$\xi_f = \frac{c}{2m\omega_f} \quad (2.22)$$

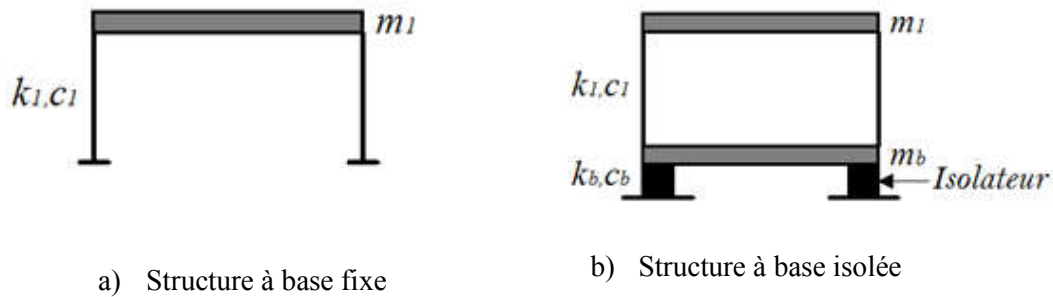


Figure 2.3 Structure à 1 degré de liberté à base fixe et isolée

D'autre part, la structure isolée à la base est caractérisée par sa période naturelle T_b , une fréquence naturelle ω_b et un taux d'amortissement ζ_b **Chopra [88]**. Il est généralement recommandé dans la littérature de l'isolation parasismique que la période effective (T_b) pour une structure à base isolée doit être située dans un intervalle de période compris entre 1,5 s et 3,0 s ($1,5 \text{ s} < T_b < 3 \text{ s}$). D'une autre expression, l'isolateur est censée de décaler la période de la structure de la zone de fortes accélérations vers la zone des faible accélérations qui est comprise généralement dans l'intervalle de période précédent.

$$T_b = \frac{2\pi}{\omega_b} \quad (2.23)$$

$$\omega_b = \sqrt{\frac{k_b}{m + m_b}} \quad (2.24)$$

$$\xi_b = \frac{c_b}{2(m + m_b)\omega_b} \quad (2.25)$$

Le système d'isolation parasismique est efficace si la période naturelle du bâtiment isolé T_b est beaucoup plus élevée que la période naturelle de la structure à base fixe T_f (ou ω_b est beaucoup plus petite que ω_f).

Habituellement, pour une structure à 1 DDL isolée à la base, l'analyse modale contient deux modes. Dans le premier mode, la structure a un comportement essentiellement rigide avec une déformation importante au niveau de l'isolateur.

La figure 2.4 montre une structure à plusieurs étages équipés d'un isolateur sismique.

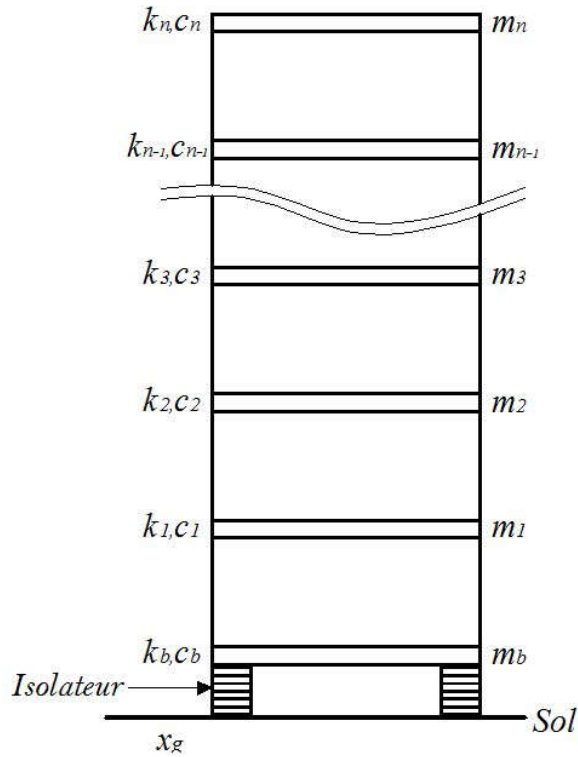


Figure 2.4 Structure à plusieurs étages équipée d'un isolateur parasismique

En appliquant la condition d'équilibre, l'équation de mouvement au niveau de l'étage n s'écrit comme suit :

$$m_n \ddot{u}_n + c_n (\dot{u}_n - \dot{u}_{n-1}) - k_n (u_n - u_{n-1}) = 0 \quad (2.26)$$

Où m_n est la masse du dernier étage; c_n et k_n désignent respectivement l'amortissement et la rigidité entre l'étage n et l'étage $n-1$; u_n et u_{n-1} représentent les déplacements absolus de l'étage n et l'étage $n-1$.

Suivant le même principe, l'équation de mouvement de l'étage 2 est exprimée comme suit:

$$m_2 \ddot{u}_2 + c_2 (\dot{u}_2 - \dot{u}_1) + k_2 (u_2 - u_1) - c_3 (\dot{u}_3 - \dot{u}_2) - k_3 (u_3 - u_2) = 0 \quad (2.27)$$

L'étage situé juste sur l'isolateur de base est dénoté 1, et en considérant le mouvement du sol \ddot{x}_g , l'équation de mouvement peut s'écrire comme suit :

$$m_1 \ddot{u}_1 + c_b (\dot{u}_1 - \dot{x}_g) + k_b (u_1 - x_g) - c_2 (\dot{u}_2 - \dot{u}_1) - k_2 (u_2 - u_1) = 0 \quad (2.28)$$

Où m_1 est la masse de l'étage 1; c_2 et k_2 sont l'amortissement et la rigidité effective de l'étage 1 et 2 respectivement; c_b et k_b sont désignés respectivement comme étant l'amortissement et la rigidité du système d'isolation; u_2 et u_1 représentent le déplacement de l'étage 2 et 1.

En introduisant le déplacement relatif entre chaque étage et le mouvement du sol exprimé en termes de $x_{n-1} = u_{n-1} - x_g$, les équations (2.26) (2.27) (2.28) deviennent :

$$\begin{cases} m_n \ddot{x}_n + c_n (\dot{x}_n - \dot{x}_{n-1}) - k_n (x_n - x_{n-1}) = -m_n \ddot{x}_g \\ m_{n-1} \ddot{x}_{n-1} + c_{n-1} (\dot{x}_{n-1} - \dot{x}_{n-2}) + k_n (x_{n-1} - x_{n-2}) - c_n (\dot{x}_n - \dot{x}_{n-1}) - k_n (x_n - x_{n-1}) = -m_{n-1} \ddot{x}_g \\ m_b \ddot{x}_b + c_b \dot{x}_b - c_1 (\dot{x}_1 - \dot{x}_b) - k_b x_b - k_1 (x_1 - x_b) = -m_b \ddot{x}_g \end{cases} \quad (2.29)$$

L'ensemble des équations (2.29) forme des équations de mouvement du système à plusieurs degrés de liberté (NDLL). Ces équations peuvent être exprimées en notation matricielle et exprimées comme suit:

$$[M_i] \{\ddot{x}_i\} + [C_i] \{\dot{x}_i\} + [K_i] \{x_i\} = -[M_i] \{r\} \{\ddot{x}_g\} \quad (2.30)$$

Où l'indice i désigne que la structure est isolée à la base.

Alors que la matrice de masse, $[M_i]$, la matrice d'amortissement, $[C_i]$ et la matrice de rigidité,

$[K_i]$, se présentent sous les formes suivantes:

$$[M_i] = \begin{bmatrix} m_b & & & & & \\ & m_1 & & & & \\ & & m_2 & & & \\ & & & \ddots & & \\ & & & & m_{n-1} & \\ & & & & & m_n \end{bmatrix} \quad (2.31)$$

$$[C_i] = \begin{bmatrix} c_b + c_1 & -c_1 & & & & & \\ -c_1 & c_1 + c_2 & -c_2 & & & & \\ & -c_2 & c_2 + c_3 & -c_3 & & & \\ & & & -c_3 & \ddots & & \\ & & & & \ddots & c_{n-1} + c_n & -c_n \\ & & & & & -c_n & c_n \end{bmatrix} \quad (2.32)$$

$$[K_i] = \begin{bmatrix} k_b + k_1 & -k_1 & & & & & \\ -k_1 & k_1 + k_2 & -k_2 & & & & \\ & -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & & & \\ & & & -k_3 & \ddots & & \\ & & & & \ddots & k_{n-1} + k_n & -k_n \\ & & & & & -k_n & k_n \end{bmatrix} \quad (2.33)$$

Dans l'équation (2.30), $\{r\}$ est un vecteur unitaire ($1 \times n$), $\{x_i\}$, $\{\dot{x}_i\}$ et $\{\ddot{x}_i\}$ représentent le vecteur de déplacement relatif, le vecteur de vitesse et le vecteur d'accélération de la structure isolée :

$$\{x_i\} = \begin{Bmatrix} x_b \\ x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ \vdots \\ x_{n-1} \\ x_n \end{Bmatrix} \quad (2.34)$$

$$\{\dot{x}_i\} = \begin{Bmatrix} \dot{x}_b \\ \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \dot{x}_3 \\ \vdots \\ \dot{x}_{n-1} \\ \dot{x}_n \end{Bmatrix} \quad (2.35)$$

$$\{\ddot{x}_i\} = \begin{Bmatrix} \ddot{x}_b \\ \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_3 \\ \vdots \\ \ddot{x}_{n-1} \\ \ddot{x}_n \end{Bmatrix} \quad (2.36)$$

2.4.2.2 Contrôle actif

2.4.2.2.1 Bâtiment équipé d'un amortisseur à masse accordée actif (ATMD).

Dans notre cas d'étude, le contrôle actif est effectué au moyen d'un amortisseur à masse accordée actif (ATMD). Ce dernier est la combinaison d'un TMD passif avec un actionneur actif.

Des études théoriques sur l'utilisation d'un tel amortisseur (ATMD) ont été réalisées par *Chang and Soong [42]*, *Yang et al. [89]* et *Yang et al. [90]*. Il est à noter également que les systèmes d'amortisseurs de masse actifs sont largement utilisés dans des applications à grande échelle (principalement au Japon).

Les systèmes d'amortisseurs à masse accordée actifs, qui combinent un amortisseur à masse accordée passif et un actionneur de contrôle actif, sont le dispositif le plus répandu dans les applications de constructions réelles *Housner et al. [91]*, *Spencer et al. [92]*. L'exemple du premier bâtiment avec un contrôle actif équipé d'un ATMD est cité par *Kobori et al. [93]*, *Kobori et al. [94]*

Un bâtiment à plusieurs étages équipé d'un ATMD installé au dernier étage est illustré sur la figure 2.5, et l'équation de mouvement est donnée par :

$$[M_t]\{\ddot{x}_t\} + [C_t]\{\dot{x}_t\} + [K_t]\{x_t\} = -[M_t]\{r\}\{\ddot{x}_g\} + \{d\}(f_u) \quad (2.37)$$

Où l'indice t désigne l'emplacement de l'amortisseur **ATMD** installé au dernier étage.

Les matrices $[M_t]$, $[C_t]$ et $[K_t]$ sont déjà définies dans l'équation (2.10), tandis que la deuxième partie de l'équation contient la force de contrôle actif appliquée sur l'ATMD notée par (f_u) .

L'équation de mouvement (2.37) peut être écrite sous la forme suivante :

$$\begin{cases} m_1\ddot{x}_1 + c_1\dot{x}_1 + k_1x_1 - c_2(\dot{x}_2 - \dot{x}_1) - k_2(x_2 - x_1) = -m_1\ddot{x}_g \\ m_2\ddot{x}_2 + c_2(\dot{x}_2 - \dot{x}_1) + k_2(x_2 - x_1) - c_3(\dot{x}_3 - \dot{x}_2) - k_3(x_3 - x_2) = -m_2\ddot{x}_g \\ m_3\ddot{x}_3 + c_3(\dot{x}_3 - \dot{x}_2) + k_3(x_3 - x_2) - c_4(\dot{x}_4 - \dot{x}_3) - k_4(x_4 - x_3) = -m_3\ddot{x}_g \\ \vdots \\ m_{n-1}\ddot{x}_{n-1} + c_{n-1}(\dot{x}_{n-1} - \dot{x}_{n-2}) + k_{n-1}(x_{n-1} - x_{n-2}) - c_n(\dot{x}_n - \dot{x}_{n-1}) - k_n(x_n - x_{n-1}) = -m_{n-1}\ddot{x}_g \\ m_n\ddot{x}_n + c_n(\dot{x}_n - \dot{x}_{n-1}) + k_n(x_n - x_{n-1}) = -f_u - m_n\ddot{x}_g \\ m_{tmd}\ddot{x}_{Atmd} + c_{tmd}(\dot{x}_{ctmd} - \dot{x}_n) + k_{ctmd}(x_{ctmd} - x_n) = f_u - m_{tmd}\ddot{x}_g \end{cases} \quad (2.37a)$$

Dans l'équation (2.37) et (2.37a), $\{r\}$ est un vecteur unitaire ($1 \times n$), $\{x_t\}$, $\{\dot{x}_t\}$ et $\{\ddot{x}_t\}$ représentent le vecteur de déplacement relatif, le vecteur de vitesse et le vecteur d'accélération de la structure équipée d'un ATMD :

$$\{x_t\} = \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ \vdots \\ x_{n-1} \\ x_n \\ x_{Atmd} \end{Bmatrix} \quad (2.38)$$

$$\{\dot{x}_t\} = \begin{Bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \dot{x}_3 \\ \vdots \\ \dot{x}_{n-1} \\ \dot{x}_n \\ \dot{x}_{Atmd} \end{Bmatrix} \quad (2.39)$$

$$\{\ddot{x}_t\} = \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_3 \\ \vdots \\ \ddot{x}_{n-1} \\ \ddot{x}_n \\ \ddot{x}_{Atmd} \end{Bmatrix} \quad (2.40)$$

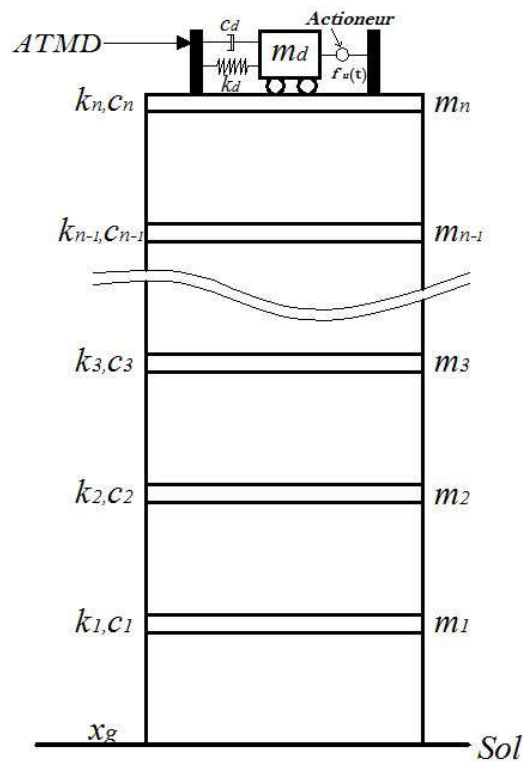


Figure 2.5 Structure à plusieurs étages équipée d'un ATMD installé au dernier étage

Le vecteur $\{d\}$ indique l'emplacement de la force de contrôle; et selon les deux dernières lignes de l'équation (2.37a), la force de contrôle développée par l'actionneur agit positivement sur

l'amortisseur ATMD et négativement sur l'étage auquel l'ATMD est installé. Par conséquent, l'écriture de ce vecteur est donnée par l'expression suivante : l'exemple d'un amortisseur situé au dernier étage :

$$\{d\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ -1 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (2.41)$$

2.4.2.3 Contrôle Hybride

La combinaison de deux systèmes de contrôle donne naissance à au système de contrôle hybride. Les limites de chaque système de contrôle peuvent être compensées par le deuxième système. Le contrôle hybride peut être classé en deux catégories : hybride passif et hybride actif. Le contrôle hybride passif est la combinaison de deux systèmes de contrôle passif-passif, exemple d'un isolateur parasismique et un TMD passif. Le système de contrôle hybride actif est la combinaison d'un système passif avec un système actif, exemple d'un isolateur parasismique et un ATMD actif.

Un système hybride a une plus grande capacité et une plus grande efficacité qu'un système passif, et il nécessite une énergie externe plus petite qu'un système de contrôle actif. Pour cela et pour une performance optimale, le choix des deux systèmes de contrôle dans le cas du contrôle hybride ne se fait pas arbitrairement.

2.4.2.3.1 Structure équipée d'un système de contrôle hybride passif-passif

Dans notre cas d'étude, le système hybride passif est constitué d'un isolateur parasismique et un TMD passif. Le but de l'installation du TMD est d'améliorer l'efficacité du système d'isolation à la base. Pendant les fortes excitations sismiques, les bâtiments peuvent subir des déplacements importants à la base. En installant le TMD, on s'attend à ce que le déplacement de la base puisse être réduit tout en préservant un déplacement inter-étage réduit.

$$[K_{h1}] = \begin{bmatrix} k_b + k_1 + k_{tmd} & -k_1 & & & & -k_{tmd} \\ -k_1 & k_1 + k_2 & -k_2 & & & \\ & -k_2 & \ddots & \ddots & & \\ & & \ddots & \ddots & -k_{n-1} & \\ & & & -k_{n-1} & k_{n-1} + k_n & -k_n \\ & & & & -k_n & k_n \\ -k_{tmd} & & & & & k_{tmd} \end{bmatrix} \quad (2.45)$$

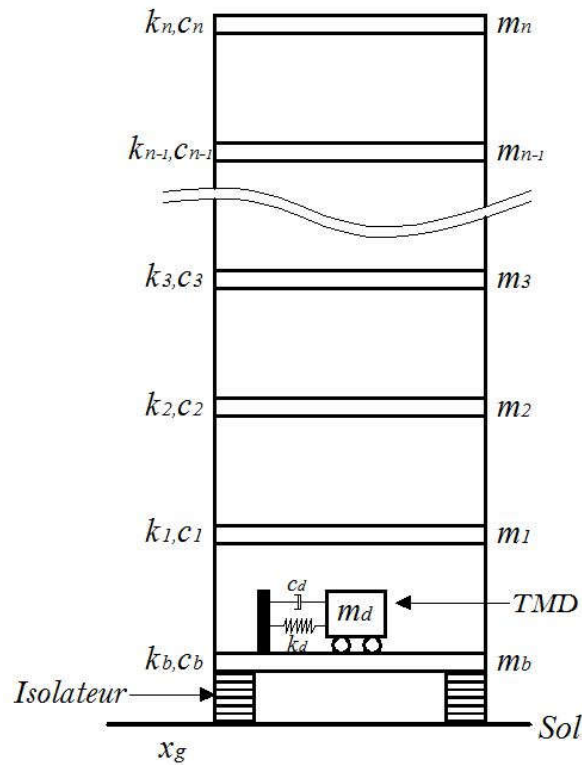


Figure 2.6 Structure à plusieurs étages équipée d'un isolateur et un TMD installé au premier étage

Dans l'équation (2.42), $\{r\}$ est un vecteur unitaire ($1 \times n$), $\{x_{h1}\}$, $\{\dot{x}_{h1}\}$ et $\{\ddot{x}_{h1}\}$ représentent le vecteur de déplacement relatif, le vecteur de vitesse et le vecteur d'accélération de la structure isolée à la base et équipée d'un TMD :

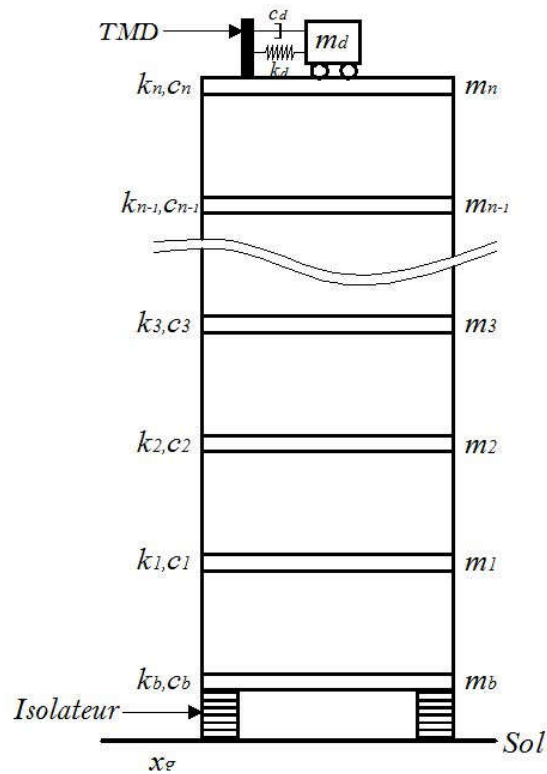


Figure 2.7 Structure à plusieurs étages équipée d'un isolateur et un TMD installé au dernier étage

2.4.2.3.2 Structure équipée d'un système de contrôle hybride passif-actif (LRB+ATMD)

Rappelant que les objectifs du contrôle hybride passif-passif combinant le système d'isolation LRB et un TMD passif sont de réduire les grands déplacements au niveau de la base de l'isolateur. Cependant le contrôle hybride passif-actif (LRB+ATMD) est susceptible d'être plus performant que le système hybride cité en premier et cela en raison de la force générée par l'amortisseur actif.

Notant que le contrôle passif par isolation a la base peut être utilisé pour une majeure réduction de la réponse sismique ; tandis que le contrôle actif est utilisé pour régler et ajuster cette réponse, en minimisant les déplacements et les accélérations afin de protéger les équipements sensibles à l'intérieur des structures.

D'après les recherches effectuées dans ce domaine, les mécanismes de contrôle hybride ont une plus grande capacité et efficacité que les systèmes passifs *Cheng et al.* [76]. De plus, ils sont plus fiables et nécessitent moins d'énergie que les dispositifs actifs car il n'y a pas besoin de grandes forces de contrôle, même si leur consommation d'énergie est encore importante *Cháidez* [95]

$$[K_{h3}] = \begin{bmatrix} k_b + k_1 + k_{imd} & -k_1 & & & & & -k_{imd} \\ -k_1 & k_1 + k_2 & -k_2 & & & & \\ & -k_2 & \ddots & \ddots & & & \\ & & \ddots & \ddots & -k_{n-1} & & \\ & & & -k_{n-1} & k_{n-1} + k_n & -k_n & \\ & & & & -k_n & k_n & \\ -k_{imd} & & & & & & k_{imd} \end{bmatrix} \quad (2.56)$$

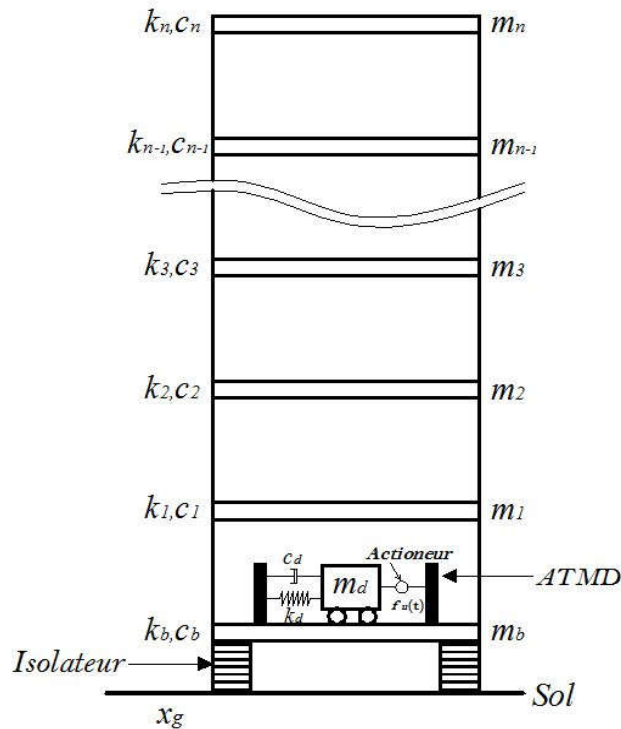


Figure 2.8 Structure à plusieurs étages équipée d'un isolateur et un ATMD installé au premier étage

Etant donné l'emplacement de l'amortisseur au premier étage, le vecteur $\{d_1\}$ s'écrit comme suit :

$$\{d_1\} = \begin{Bmatrix} -1 \\ 1 \\ \vdots \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.56)$$

Etant donné l'emplacement de l'amortisseur au dernier étage, le vecteur $\{d_2\}$ s'écrit comme suit :

$$\{d_2\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ -1 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (2.61)$$

Un système hybride actif combinant un isolateur à la base et un ATMD actif installé sur le dernier étage est illustré dans la figure 2.7.

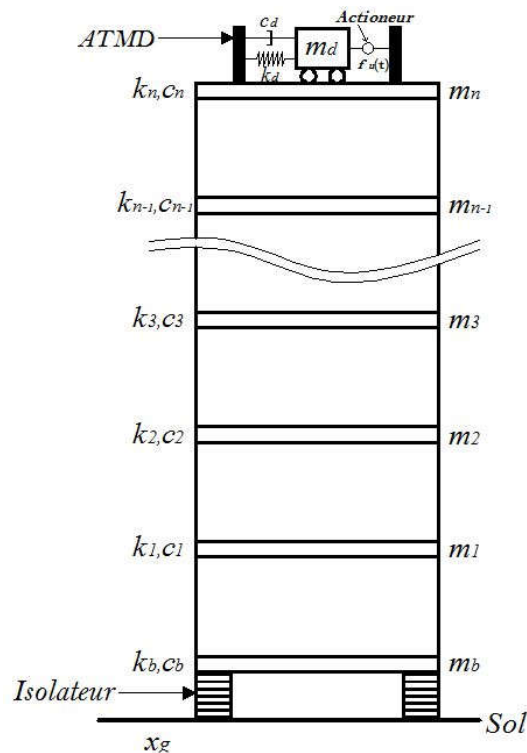


Figure 2.9 Structure à plusieurs étages équipée d'un isolateur et un ATMD installé au dernier étage.

2.5 Revue des travaux réalisés pour le contrôle des structures isolées à la base

Afin de surmonter les insuffisances des systèmes d'isolation parasismique et d'améliorer les performances des structures isolées sous excitation sismique de forte intensité, des systèmes de contrôle actif, passif et semi-actif ont été proposés.

L'objectif principal derrière le couplage de la structure isolée avec un autre système de contrôle est d'une part, pour contrôler le déplacement de l'isolateur et de le maintenir dans l'intervalle de la sécurité et de la conformabilité des occupants de la structure, et d'autre part pour réduire la réponse sismique de la structure en termes d'accélération, déplacements inter-étages et effort tranchant à la base.

Dans ce qui nous présentons différents mécanismes de contrôle des structures isolées citées en littérature.

2.5.1 Contrôle des déplacements à la base avec les amortissements supplémentaires :

Kelly [101] a montré que lorsque l'amortissement dans le système d'isolation augmente, la contribution des termes de couplage modaux en raison de l'amortissement de l'isolateur sur la réponse de la superstructure devient le terme dominant. Le déplacement de l'isolateur et l'effort tranchant à la base peuvent être réduits, mais les accélérations de la structure ainsi que les déplacements inter-étages augmentent.

Les résultats obtenus montrent qu'augmenter le taux d'amortisseurs dans l'isolateur est une stratégie risquée, l'auteur a suggéré d'utiliser un isolateur FPS au lieu d'un LRB avec des spécifications bien définies.

Mazza et al. [102] ont étudié le comportement d'une structure isolée équipée avec des amortisseurs supplémentaires sous excitation sismique en champ proche. Il s'agit d'une structure de 5 degrés de liberté de moyenne hauteur. L'isolateur est dimensionné selon l'*Eurocode 8* ; L'objectif principal derrière l'ajout des amortisseurs étant l'optimisation des dimensions de l'isolateur lui-même.

Les résultats obtenus montrent que l'ajout des amortisseurs au niveau de la base peut contrôler le déplacement de l'isolateur et même de réduire les dimensions de l'isolateur mais cette technique ne garantit pas un meilleur comportement étant donné le contenu fréquentiel de l'excitation sismique.

Les mêmes résultats ont été validés par la recherche de *Alhan et al. [103]* où ils ont étudié l'influence de l'amortissement de l'isolation sur les effets de mode supérieur et les déplacements inter-étages en tenant compte aussi des irrégularités en plan et les mouvements bidirectionnels du séisme. La structure en question est de forme irrégulière. *Providakis [104]* a de nouveau validé les

résultats précédents en étudiant l'efficacité d'un amortissement visqueux supplémentaire pour réduire les déplacements de l'isolateur tout en conservant les forces de la superstructure dans des intervalles raisonnables.

2.5.2 Contrôle des déplacements à la base avec des absorbeurs d'énergie :

Au début des années 1990, plusieurs chercheurs ont commencé à utiliser des absorbeurs de vibrations dynamiques (DVA), tels que l'amortisseur de masse accordée (TMD) et l'amortisseur de liquide accordé (TLD) pour améliorer les performances d'un système d'isolation de base **Reinhorn [105]**. L'idée de coupler une structure isolée à la base avec un TMD passif a été initialisée par **Yang et al. [106]**, **Palazzo et al. [107]**.

Une structure équipée par un isolateur parasismique est caractérisé par une période allongée compare avec une structure à base fixe, cela est due au propriétés mécaniques de l'isolateur lui-même, ce dernier peut potentiellement être soumis de grands déplacements latéraux sous excitation externes de forte intensité. **Tsai [108]** et partant de ce problème, ont proposé l'application d'un TMD pour la réduction de la déformation latérale des isolateurs. Le choix des paramètres appropriés du TMD et l'influence de la fréquence d'excitation sur la réponse ont été étudiés. Par une simulation numérique d'un bâtiment isolé de base de cinq étages soumis à différents enregistrements sismiques, il a été constaté que l'amortisseur TMD n'exerce aucun effet pour réduire la déformation maximale de l'isolateur, si la réponse maximale se produit au début de l'excitation sismique. L'accélération du mouvement de l'amortisseur TMD au début de l'excitation est un moyen de rendre la réaction du TMD plus tôt dans l'excitation sismique.

L'accélération de l'amortisseur TMD nécessite un examen attentif car une accélération inadaptée peut potentiellement provoquer la déformation de l'isolateur. Lorsque la déformation de l'isolateur atteint un des pics, l'application d'une impulsion vers l'amortisseur dans le sens du déplacement de l'isolateur peut accélérer l'amortisseur et également créer une force de traction de l'isolateur qui permet de réduire en conséquence la déformation de l'isolateur au prochain pic.

Palazzo and Petti [107] ont étudié les performances d'un système hybride en combinant l'isolateur à la base avec un (TMD) passif en boucle fermée. Les auteurs ont montré l'efficacité de tel système

hybride par la filtration des hautes fréquences par l'isolateur au moment où les basses fréquences sont filtrées par le TMD. Les performances d'un tel système se manifestent aussi dans la réduction de la réponse globale de la structure isolée au lieu d'augmenter le taux d'amortissement dans l'isolateur. Les résultats obtenus sont validés expérimentalement par le même auteur dans *Petti et al.* [109].

Yang et al. [110] ont proposé deux types d'un système hybride pour contrôler les vibration des structure souples face aux séismes de forte intensité. Dans le premier système de contrôle un (TMD) passif est connecté à une structure de 20 étages, alors que pour le deuxième système le (TMD) passif est remplacé par un (ATMD) actif.

Le système hybride proposé tire avantage de l'isolation parasismique et du contrôle actif pour opposer au vibration indésirables, les résultats obtenus montrent que le système hybride est capable de protéger l'intégralité de la structures isolée et de réduire le déplacement au niveau de l'isolateur ainsi que la réponse de la superstructure. Une optimisation des performances de ce système a été effectué ensuite par *Arfiadi et al.* [111].

Taniguchi et al. [112] ont examiné l'efficacité de ce système hybride et déterminé les paramètres optimaux pour la conception du TMD. La structure isolée à la base et le TMD sont modélisés comme des oscillateurs linéaires à 1 degré de liberté. Les paramètres optimaux du TMD sont déterminés en considérant la réponse de la structure isolée à la base, avec et sans TMD, sous excitation de type *White Noise*. Les résultats trouvés, sous une telle excitation montrent qu'en ajoutant un amortisseur TMD, une réduction de l'ordre de 15% à 25% du déplacement de la base isolée peut être obtenue.

Les performances de la structure en question avec des paramètres optimaux du TMD sont ensuite vérifiées sous des excitations sismiques réelles en champ proche et lointain.

L'étude a montré que pour les excitations en champ lointain, l'efficacité du TMD est plus ou moins similaire à celle prévue sous excitation *White Noise*, alors que pour des excitations en champ proche, l'efficacité du TMD est moindre de 10%.

Récemment *Xiang et al.* [113] ont proposé un TMD non traditionnel, l'amortissement est directement connecté au sol au lieu de l'étage. L'effet de contrôle du TMD non traditionnel de conception optimale est significativement amélioré, et la longueur de course du TMD non traditionnel est considérablement réduite, comparé au TMD traditionnel sous les séismes de longue durée à champ proche.

D'autre type d'absorbeurs de vibrations dynamiques tels que le TLD peuvent être utilisés au lieu du (TMD). *Love et al.* [99] ont examiné l'utilisation d'un amortisseur de liquide accordé (TLD) comme une méthode efficace pour réduire les vibrations induites par le vent des structures isolées à base. Le TLD est modélisé comme un système mécanique linéaire équivalent. La structure de base isolée est représentée en utilisant la forme modifiée du modèle de *Bouc-Wen* linéarisé. Le modèle mécanique linéarisé équivalent est ensuite validé en utilisant des simulations qui tiennent compte du comportement non linéaire de la structure et du fluide. Un TLD s'avère être un moyen efficace pour contrôler la vibration induite par le vent d'une structure isolée à base.

2.5.3 Contrôle des déplacements à la base avec des dispositifs semi-actifs

Vu les performances des dispositifs de contrôle semi-actif concernant la consommation réduite de l'énergie et l'efficacité acceptable, ce genre de dispositif semble bien prometteur pour le contrôle des vibrations des structures isolées.

A ce jour, plusieurs recherches ont été élaborées en utilisant différents dispositifs semi-actifs.

Agrawal et al. [114] ont proposé un amortisseur de friction électromagnétique semi-actif (SAEMFD) pour le contrôle de la réponse sismique d'une structure isolée. Dans le dispositif proposé (SAEMFD), la force de frottement entre deux plaques coulissantes est régulée en contrôlant la force normale par l'utilisation d'un champ électromagnétique à travers l'amortisseur. La force de frottement est proportionnelle au carré du courant qui traverse les solénoïdes fixés à deux plaques de friction et il peut être actionné au moyen d'une source d'énergie externe.

Un algorithme de contrôle est proposé pour le contrôle semi-actif de l'amortisseur de friction. L'efficacité du dispositif (SAEMFD) et la stratégie de contrôle dans la réduction de la réponse

dynamique des structures sont étudiées par une application à un bâtiment de 5 DLL isolé à la base et soumis à des excitations sismiques de champ proche.

Les résultats numériques démontrent que le dispositif (SAEMFD) proposé et la stratégie de contrôle sont efficaces pour réduire le déplacement maximal de l'isolateur.

Le résultat issu de la recherche de *Yoshioka et al.* [73] stipule que si un isolateur est conçu pour un séisme de type El Centro, celui-ci ne sera généralement pas optimal pour un séisme de type Northridge et vice-versa. Une étude expérimentale d'un système d'isolation à la base intelligent a été effectuée à l'Université de Notre Dame aux Etats-Unis ; ce système utilise un amortisseur magnéto-rhéologique. L'efficacité du système intelligent d'isolation à la base proposé a démontré son efficacité pour les séismes en champ lointain comme pour ceux en champ proche.

Ce type d'amortisseur a reçu une attention particulière en raison de sa simplicité mécanique, de sa plage dynamique élevée, de sa faible consommation d'énergie, de sa grande force et de sa robustesse notamment après le développement d'un amortisseur magnéto-rhéologique par la *Lord Company*. *Yang et al.* [115] a étudié les performances d'un amortisseur magnéto-rhéologique à grande échelle, ainsi que des problèmes affectant la performance dynamique de l'amortisseur, et un modèle mécanique basé sur le modèle d'hystérésis de *Bouc-Wen* a été développé. Les approches et les algorithmes pour optimiser la réponse dynamique sont aussi étudiés, et une vérification expérimentale est fournie.

Différents algorithmes de contrôle ont été utilisés pour le contrôle des vibrations des structures isolées couplées avec un amortisseur magnéto rhéologique (MR), comme l'exemple de *Bani-Hani et al.* [116] qui a utilisé le système de *neuro-control* autrement dit le réseau de neurones inverse construit pour reproduire la dynamique inverse de l'amortisseur MR. Le contrôleur linéaire gaussien quadratique (LQG) est conçu pour produire la force de commande optimale. Les performances de ce système avec le *neuro-control* sont comparées avec les réponses d'une structure équipée d'un isolateur (LRB) sous différentes excitations sismiques.

D'autres recherches aussi **intéressantes** méritent d'être citées telles que les recherches de: *Jung et al.* [117], *Narasimhan et al.* [118], *Nagarajaiah et al.* [119], *Oliveira et al.* [120], *Zamani et al.* [121]

2.6 Conclusion:

Les aspects mathématiques et numériques des différents cas de contrôle ainsi que l'élaboration des équations dynamiques des structures dites « classiques » sans contrôle et des structures équipées de mécanismes de contrôle jusqu'au détail des équations du contrôle hybride proposé dans cette étude ont été présentés dans cette section. Une citation des travaux effectués dans ce domaine présentés en littérature pour le contrôle des vibrations des structures isolés à la base permet d'avoir une idée précise sur le contexte de travail de cette thèse. Les variantes des structures à étudier seront détaillées dans les prochains chapitres avec les résultats obtenus et leur analyse.

CHAPITRE III

CONTROLE ACTIF ET ALGORITHMES DE CONTROLE

3.1 Introduction

Le but principal des systèmes de contrôle structurel est d'appliquer des techniques de contrôle puissantes qui peuvent améliorer efficacement le comportement des structures sous différents types de chargement externes. Cette tâche est contournée par plusieurs facteurs incluant les non linéarités des systèmes dynamiques, la dynamique de l'actionneur, les incertitudes et les limites de mesure...etc. Par conséquent, le contrôle structurel reste un domaine de recherche active dans lequel de nouveaux principes de contrôle sont régulièrement proposés.

Différentes théories de contrôle ont été mises en œuvre pour contrôler les structures, chacune étant efficace pour certaines structures et inefficace pour d'autres. La raison de cette variété de stratégies de contrôle est liée à de nombreux facteurs, tels que les modèles mathématiques sur lesquels ils sont basés, la disponibilité des connaissances antérieures concernant la structure à contrôler, les perturbations impliquées et la dynamique des actionneurs utilisés. Ce chapitre présentera les systèmes dynamiques des structures considérées accompagnés des algorithmes de contrôle utilisés dans le cadre de cette thèse, à savoir le régulateur proportionnel, intégral, dérivé (PID) le régulateur quadratique optimal (LQR). Différents algorithmes de contrôle cités dans la littérature et susceptibles d'être utilisés pour des problèmes similaires en génie civil sont brièvement cités.

3.2 Théorie de contrôle et représentation des systèmes dynamiques

3.2.1 Représentation mathématique des systèmes dynamiques

La première partie dans la mise en place et la résolution de tout problème de contrôle consiste à modéliser le système physique correspondant en utilisant des équations mathématiques.

Les systèmes dynamiques peuvent être représentés par une des approches suivantes :

- Equations différentielles
- Fonctions de transfert
- Représentation d'état (State-Space)

3.2.1.1 Représentation par Fonction de transfert

Considérons un simple système dynamique à 1 DDL représenté en figure 3.1 *Phillips et al. [122]*. L'équation dynamique gouvernant le mouvement de la masse est donnée par une équation différentielle standard de la forme:

$$F(x) = M \frac{d^2x}{dt^2} + C \frac{dx}{dt} + Kx \quad (3.1)$$

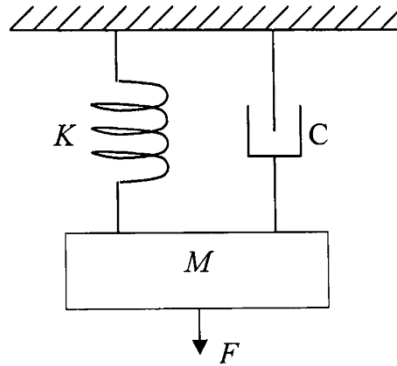


Figure 3.1 système amorti à 1 DDL

Où x désigne le déplacement, M la masse, K la rigidité et C le coefficient d'amortissement. Dans une situation de conception de contrôle, un problème typique serait de générer une force $F(t)$ appropriée afin de réguler le déplacement (x) de la masse. Devant des problèmes régis par des équations différentielles complexes le recours aux fonctions de transfert et la transformée de Laplace est inévitable. L'équation différentielle (3.1) est réécrite en prenant la transformée de Laplace.

La transformation de Laplace d'une fonction $f(t)$ est définie comme suit:

$$\mathcal{L}[f(t)] = \int_0^{\infty} f(t) e^{-st} dt \quad (3.2)$$

Prenant la transformée de Laplace de l'équation (3.1), en admettant des conditions initiales nulles, cela peut être écrit comme suit:

$$\frac{X(s)}{F(s)} = \frac{1}{Ms^2 + Cs + K} \quad (3.3)$$

Pour les systèmes linéaires invariants dans le temps (*Linear Time Invariant-LTI*), la sortie (Y) est généralement définie dans le domaine de la transformée de Laplace en fonction de l'entrée (U); le rapport $Y(s)/U(s)$ s'appelle une fonction de transfert $G(s)$.

$$Y(s) = G(s)U(s) \quad (3.4)$$

La fonction transfert est la relation entre la sortie et l'entrée d'un système, mathématiquement la fonction de transfert est schématisée comme suit :

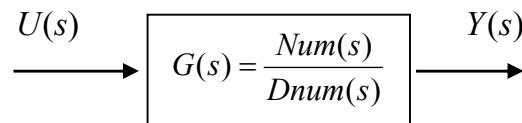


Figure 3.2 Diagramme du système dans le domaine fréquentiel (*s-domain*)

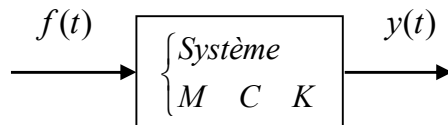


Figure 3.3 Diagramme du système dans le domaine temporel (*t-domain*)

Pour l'exemple décrit par l'équation (3.3), la fonction de transfert est donc comme suit :

$$G(s) = \frac{Y(s)}{U(s)} = \frac{1}{Ms^2 + Cs + K} \quad (3.5)$$

Il s'agit de la procédure standard utilisée pour définir la fonction de transfert de n'importe quel système linéaire invariable dans le temps. L'équation (3.5) peut être généralisée pour les systèmes dynamiques à plusieurs degrés de liberté dont l'équation de mouvement est déjà définie dans l'équation (2.1).

3.2.1.2 Représentation d'état (state space)

Une autre façon de représenter un système dynamique est la représentation d'état. Le modèle de variable d'état est un ensemble d'équations différentielles de premier ordre couplées généralement écrites sous forme d'une matrice vectorielle. Un système d'ordre n est écrit en espace d'état en utilisant des équations de premier ordre, qui préservent la relation entrée-sortie.

En représentation d'état les équations de mouvement s'écrivent comme suit :

$$\begin{cases} \dot{z}(t) = Az(t) + Bu(t) \\ y(t) = Cz(t) + Du(t) \end{cases} \quad (3.6)$$

La matrice $[A]$ est appelée matrice du système (matrice des états), $[B]$ est la matrice d'entrée $u(t)$, tandis que la matrice $[C]$ est dite matrice des sorties et finalement la matrice $[D]$ est la matrice de transition directe (*feedthrough*). $z(t)$ est un vecteur qui contient les états (*states*) du système. La solution mathématique de la représentation d'état est détaillée dans **Kirk [123]**, **Levine [124]**.

Note : Dans ce qui suit, la notation peut être différente de celle-ci sur dans le chapitre 2 afin de respecter la notation universelle des systèmes dynamiques représentées par le *state-space*.

Rappelant dans l'équation de mouvement d'un système à plusieurs degrés de liberté sous excitation sismique avec un contrôle actif qui est de la forme suivante :

$$[M_t]\{\ddot{x}_t\} + [C_t]\{\dot{x}_t\} + [K_t]\{x_t\} = -[M_t]\{r_t\}\{\ddot{x}_g\} + [F]\{f_u\} \quad (3.6a)$$

Puisqu'il n'y a qu'une seule force qui est appliquée à la structure par l'amortisseur ATMD dans l'équation (3.6), la matrice $[F]$ est remplacée par le vecteur $\{f\}$ ainsi que le vecteur force $\{f_u\}$ qui lui-même devient un scalaire (f_u).

L'équation (3.6) peut être écrite sous la forme suivante :

$$\{\ddot{x}_t\} = -[M_t]^{-1}[C_t]\{\dot{x}_t\} - [M_t]^{-1}[K_t]\{x_t\} - \{r_t\}\{\ddot{x}_g\} + [M_t]^{-1}\{f\}(f_u) \quad (3.7)$$

L'expression précédente peut être réarrangée comme suit :

$$\begin{Bmatrix} \{\dot{x}_t\} \\ \{\ddot{x}_t\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [0] & [I] \\ -[M_t]^{-1}[K_t] & -[M_t]^{-1}[C_t] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{x_t\} \\ \{\dot{x}_t\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [0] \\ [M_t]^{-1}\{f\} \end{bmatrix} (f_u) + \begin{bmatrix} (0) \\ -\{r\} \end{bmatrix} \{\ddot{x}_g\} \quad (3.9)$$

L'équation de mouvement de second ordre (3.7) est écrite dans une représentation d'état de premier ordre en définissant le vecteur d'état suivant *Pourzeynali et al. [125], Kumar et al. [126], Yang et al. [127], Nagarajaiah et al. [128]*:

$$z(t) = \begin{bmatrix} x(t) \\ \dot{x}(t) \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

Ensuite, l'équation (3.9) peut être réécrite sous la forme :

$$\dot{z}(t) = Az(t) + E\ddot{x}_g(t) + Hf_u(t) \quad (3.11)$$

$$y(t) = Cz(t) \quad (3.12)$$

Tel que :

$$\dot{z}(t) = \begin{bmatrix} \dot{x}(t) \\ \ddot{x}(t) \end{bmatrix} \quad (3.13)$$

$$A = \begin{bmatrix} [0] & [I] \\ -[M_t]^{-1}[K_t] & -[M_t]^{-1}[C_t] \end{bmatrix} \quad (3.14)$$

$$E = \begin{bmatrix} (0) \\ -\{r\} \end{bmatrix} \quad (3.15)$$

$$H = \begin{bmatrix} [0] \\ [M_t]^{-1}\{f\} \end{bmatrix} \quad (3.16)$$

$$C = [I] \quad (3.17)$$

Si la structure de n degrés de liberté est équipée d'un seul dispositif de contrôle (LRB) alors le nombre total de degrés de liberté est égale à $n+1$. Dans le cas du contrôle hybride-passif ou bien hybride passif-actif, le nombre total est ainsi égal à $n+2$ suite à l'ajout du dispositif de contrôle et les dimensions des éléments de représentation d'état sont comme suit :

$$\begin{cases} A = 2(n+2) \times 2(n+2) \\ B = 2(n+2) \times 1 \\ E = 2(n+2) \times 1 \\ H = 2(n+2) \times 2(n+2) \end{cases} \quad (3.18)$$

L'obtention de la fonction de transfert à partir d'une représentation d'état est simple et peut être effectuée en utilisant la formule suivante:

$$G(s) = C(sI - A)^{-1} B \quad (3.19)$$

3.2.2 Stabilité des systèmes dynamiques

Du point de vue de la dynamique structurale, un système décrit par l'équation de mouvement (3.11) est stable si tous les amortissements sont positifs.

Dans la théorie du contrôle et pour un système décrit par une représentation d'état (3.11), les valeurs propres de la matrice $[A]$ sont également appelées pôles du système.

Les positions des pôles dans un plan complexe déterminent la stabilité du système. Les composants réels et imaginaires des pôles sont l'abscisse et l'ordonnée, respectivement, du plan complexe.

$$p_i = -\xi_i \omega_i \pm \sqrt{\xi_i^2 - 1} \quad (3.20)$$

Les pôles du système dynamique en équation (3.21) sont illustrés sur la figure 3.4

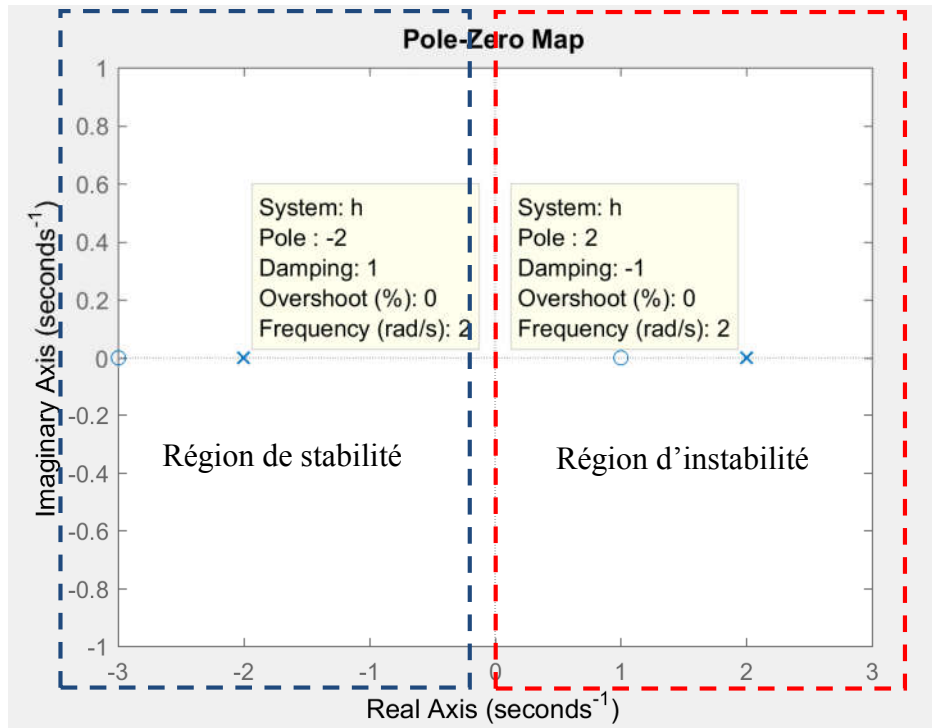


Figure 3.4 Localisation des poles et des zeros d'un systeme

Si un pôle est situé dans le plan de gauche, son amortissement est donc positif. Un système stable aurait tous ses pôles situés dans la partie gauche du plan complexe. Si un système comporte un ou plusieurs pôles dans le plan droit, le système est donc instable.

Pour les systèmes représentés par leur fonction de transfert, et en prenant l'exemple suivant :

$$G(s) = \frac{(s-1)(s+3)}{(s-2)(s+2)} \quad (3.21)$$

Les racines des polynômes du numérateur et du dénominateur de la fonction de transfert définissent respectivement leurs zéros et leurs pôles. Pour l'exemple précédent le système est instable parce qu'il a un pôle au plan droit ($s = 2$). Il existe d'autres méthodes pour déterminer la stabilité d'un système, exemple (test de *Ruth-Hurwitz*, *Nyquist*, *Bode diagram*, *Root Locus*) **Meirovitch** [30], **Inman** [129].

3.2.3 Classification des systèmes de contrôle

Il existe deux classes fondamentales de systèmes de contrôle. Le premier est un système de contrôle en boucle ouverte schématisé sur la figure (3.5a), cette catégorie regroupe tous les dispositifs passifs. Les systèmes de contrôle en boucle ouverte ont la capacité de contrôler, mais pas de détecter la sortie du système et de la comparer avec la réponse désirée.

En outre, le système de contrôle en boucle fermée dans cette catégorie regroupe les systèmes de contrôle actifs et semi-actifs. Les systèmes de contrôle en boucle fermée schématisé sur la figure (3.5b) ont à la fois la capacité de contrôler et de détecter la sortie du système et de la comparer avec la réponse désirée. Ceci est accompli grâce à l'utilisation de la rétroaction (*feedback*).

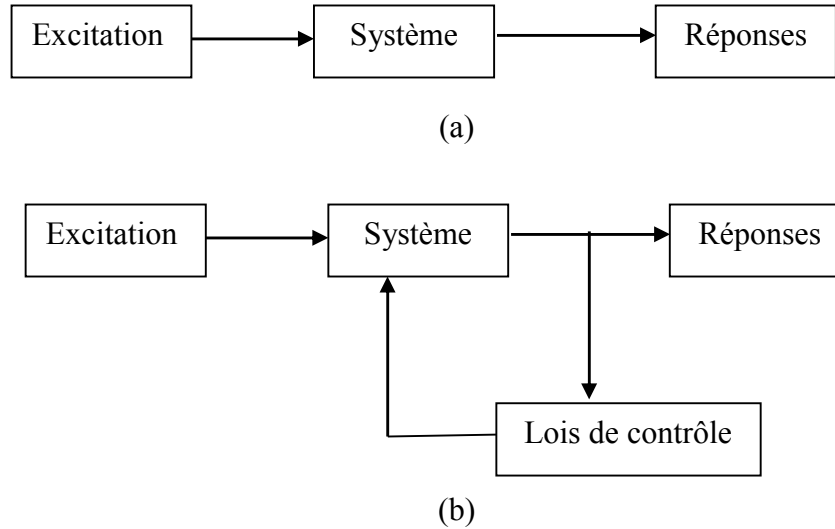


Figure 3.5 Réponse d'un système : a) en boucle ouverte ; b) en boucle fermée

3.2.4 Contrôle par rétroaction (*feedback*)

Le contrôle par rétroaction (*feedback*) nécessite habituellement les mesures de tous les états (*states*), il est nommé *full state feedback*.

L'approche par rétroaction complète (*full state feedback*) exige que tous les déplacements et les vitesses du système structurel soient utilisés comme entrée de *feedback*. Les mesures des déplacements et les vitesses du système dans notre cas sont déjà exprimées dans l'équation (3.12) et la force de contrôle est réglée comme suit (figure 3.6) :

$$f_u(t) = -Gz(t) \quad (3.22)$$

Le comportement du système à boucle fermée est alors exprimé par :

$$\dot{z}(t) = (A - BG)z(t) - Ew \quad (3.23)$$

tel que, $w = \ddot{x}_g(t)$.

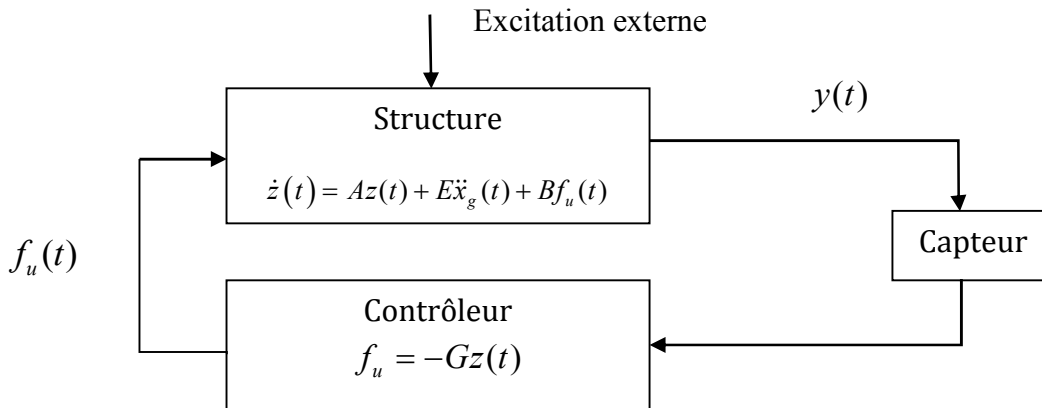


Figure 3.6 Diagramme de contrôle par rétroaction

Le système de contrôle actif peut provoquer une instabilité s'il n'est pas correctement conçu. L'une des propriétés de stabilité est caractérisée par la matrice du système dans l'équation du mouvement. Généralement, les structures de génie civil sont stables avant l'introduction du contrôle actif car elles possèdent un amortissement inhérent.

La stabilité du système de contrôle actif à boucle fermée doit être vérifiée par les valeurs propres de la matrice du système à boucle fermée ($A - BG$) *Arfiadi [130]*.

3.3 Algorithmes de contrôle

Le contrôle de la force générée par un dispositif de contrôle actif nécessite l'implémentation d'un algorithme de contrôle approprié. Les performances des systèmes actifs dépendent non seulement de la capacité de l'actionneur mais aussi de la robustesse de l'algorithme de contrôle. Le contrôle de la force optimale peut être calculé en utilisant différents algorithmes de contrôle, parmi plusieurs algorithmes de contrôle on peut citer : le Régulateur PID, le régulateur quadratique linéaire (LQR), le régulateur linéaire quadratique Gaussien (LQG) et le contrôle basé sur la logique floue (FLC). Deux algorithmes de contrôle ont été choisis dans cette thèse : le PID et le LQR. Le choix de ces deux algorithmes est motivé par la simplicité d'implantation et de manipulation.

3.3.1 Le régulateur proportionnel, intégral, dérivé (PID)

Les régulateurs (PID) sont largement utilisés dans le domaine industriel. En l'absence de la connaissance détaillée ou la représentation approximative des systèmes dynamiques, le PID est un bon choix de contrôleur, puisque ses paramètres d'ajustement peuvent être traduits en changements physiques sur la dynamique du système en boucle fermée.

Cependant, en utilisant des approches avancées de modélisation et de contrôle, on peut développer des stratégies offrant beaucoup plus de robustesse par rapport au PID.

De plus, comme pour tout système de contrôle réel, les entrées et souvent les sorties sont également limitées sur une gamme de fréquences bien définie qui dépend des capteurs et des actionneurs disponibles. De telles contraintes sont en pratique mises en œuvre en utilisant des limites de saturation; ceci introduit cependant un niveau de non-linéarité dans la loi de contrôle. La non-linéarité de la loi signifie que les preuves de stabilité et d'optimalité ne s'appliquent plus.

Pour un système à entré unique et à sortie unique *SISO*, comme pour les autres régulateurs de rétroaction, la première étape d'un contrôleur PID consiste à calculer la valeur d'erreur $e(t)$ qui est la différence entre la référence désirée $r(t)$ et la sortie mesurée $y(t)$ **Guclu [131] Guclu et al. [132]** :

$$e(t) = r(t) - y(t) \tag{3.24}$$

La forme idéale d'un régulateur PID est alors exprimée comme suit :

$$u(t) = K_p e(t) + K_i \int_0^{\infty} e(t) dt + K_d \frac{d}{dt} e(t) \quad (3.25)$$

Le premier terme de l'équation (3.25) est le terme proportionnel où l'erreur est multipliée par le gain proportionnel K_p . Le second terme est le terme intégral, qui est multiplié par le gain intégral K_i ; ceci est suivi par le terme dérivé, multipliant la dérivée d'erreur par la constante dérivée K_d .

Un schéma en blocs de ce processus est présenté sur la figure (3.7)

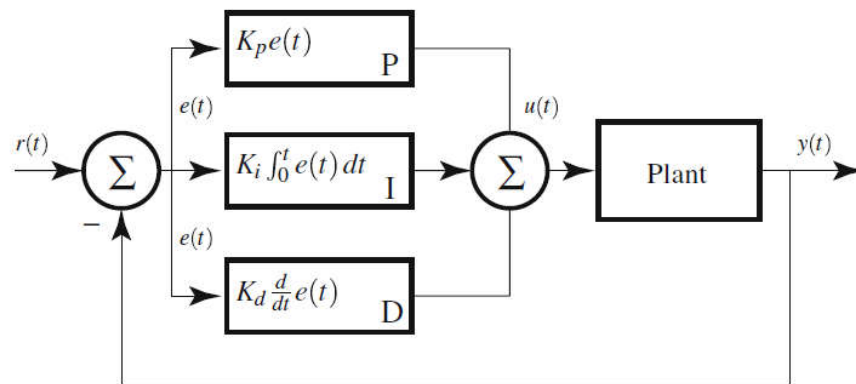


Figure 3.7 Schéma de la composition du contrôleur PID

Les trois composantes du régulateur PID peuvent être interprétées comme suit :

- Le terme proportionnel **P** est lié à l'erreur actuelle.
- Le terme intégral **I** est lié à l'historique de l'erreur ou du passé, puisque l'intégrale exprime l'aire sous la courbe d'erreur ou en termes discrets la somme de toutes les erreurs.
- Le terme dérivé **D** est lié au futur de l'erreur, la dérivée exprime le taux de variation ou de pente de la courbe d'erreur, créant une sorte de prédiction sur sa future valeur.

Le réglage du contrôleur PID est souvent réalisé en boucle fermée et sous une excitation d'impulsion unitaire comme schématisée sur la figure (3.8).

Certaines notions sont représentées sur la figure (3.8) et brièvement décrites dans ce qui suit :

1. **Temps de montée** : le temps de montée est défini comme le temps nécessaire pour que la forme d'onde passe de 0,1 à 0,9 de sa valeur finale
2. **Temps d'établissement** : c'est le temps nécessaire pour que la réponse atteigne et demeure à 2% de sa valeur finale.
3. **Dépassement** : (*overshoot*) c'est la quantité que la forme d'onde dépasse à l'état stationnaire où sa valeur finale au pic de la réponse est exprimée en pourcentage.
4. **Erreur statique** : c'est la différence entre la réponse de du système et la valeur unitaire d'excitation après stabilisation.

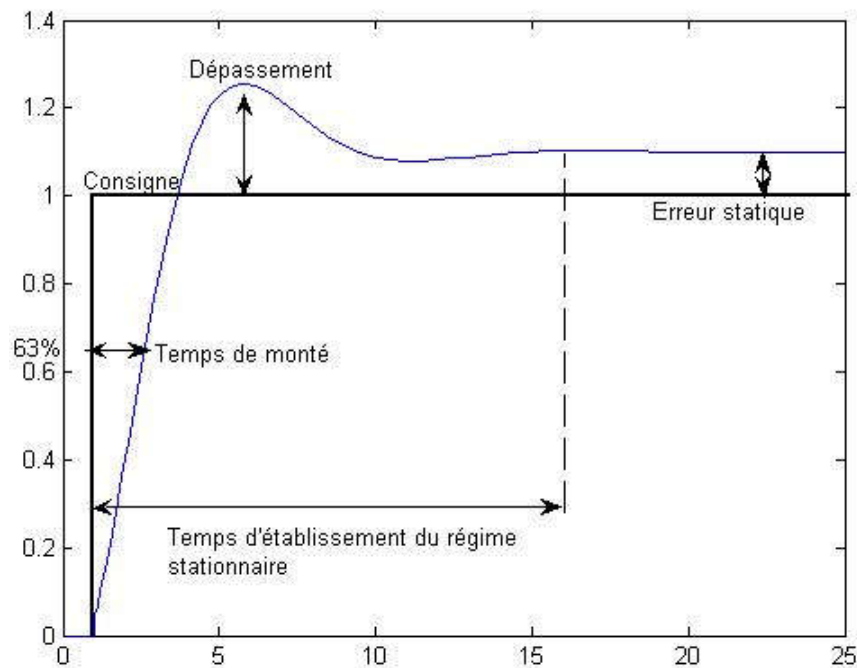


Figure 3.8 Réponse d'un système sous excitation d'impulsion

L'effet de chaque terme constituant le contrôleur PID sur la réponse d'un système en boucle fermée est illustré sur le Tableau 3.1

Tableau 3.1 Effet des paramètres du PID sur la réponse en boucle fermée

Paramètre	Temps de montée	Dépassement	Temps de réglage	Erreur statique
K_p	Augmente	Augmente	Changement faible	Diminue
K_i	Diminue	Augmente	Augmente	Elimine
K_d	Changement faible	Diminue	Diminue	Changement faible

- Lorsque K_p augmente, le temps de montée est plus court mais il y a un dépassement plus important. Le temps d'établissement varie peu et l'erreur statique se trouve améliorée.
- Lorsque K_i augmente, le temps de montée est plus court mais il y a un dépassement plus important. Le temps d'établissement au régime stationnaire s'allonge mais dans ce cas on assure une erreur statique nulle. Donc plus ce paramètre est élevé, plus la réponse du système est ralentie.
- Lorsque K_d augmente, le temps de montée change peu mais le dépassement diminue. Le temps d'établissement au régime stationnaire est meilleur. Toutefois il n'influence pas l'erreur statique. Si ce paramètre est trop élevé dans un premier temps il stabilise le système en le ralentissant trop mais dans un deuxième temps le régulateur anticipe de trop.

L'analyse du système avec un PID est simple mais sa conception peut être délicate. Il existe différentes méthodes pour régler un contrôleur PID et pour choisir les valeurs K_p , K_i et K_d *Tinkir et al. [133]*. L'une des méthodes les plus utilisées est un processus itératif simple d'essai et d'erreur. D'autres méthodes incluent Ziegler Nichols *Hang et al. [134]*, Root locus *Wang et al. [135]* ...etc. L'utilisation d'un contrôleur PID ne garantit ni la stabilité de la boucle de contrôle, ni son optimum, pour cela, ces deux objectifs sont à vérifier par itération. Pour surmonter ces deux désavantages, le contrôleur PID peut être utilisé en parallèle et optimisé avec d'autres algorithmes tels que les algorithmes itératifs.

Pour les structures de génie civil, la référence désirée est la position d'équilibre, d'où la réponse structurelle est donc considérée comme erreur. Il est évident de noter que le contrôleur PID est approprié pour des structure à un ou deux degrés de liberté. Cependant, l'utilisation de ce contrôleur

devient plus délicate dans le cas des structures à plusieurs degrés de liberté ceci est dû au chevauchement des boucles de contrôle. Le recours aux Boîte à outils (*Toolbox*) du logiciel MATLAB est inévitable pour concevoir un contrôleur PID pour les systèmes à plusieurs degrés de liberté *Vivero [136]*, *Astrom et al. [137]*.

Comparé avec d'autres algorithmes de contrôle, le PID a été marginalement utilisé pour les problèmes de contrôle des vibrations dans le domaine du génie civil.

Nerves et al. [138] ont montré l'efficacité d'un contrôleur proportionnel pour réduire le déplacement du bâtiment sous excitation du vent, tandis que des performances minimales ont été constatées sous excitation sismique de forte intensité.

Un amortisseur actif (ATMD) installé sur une structure de 15 étages et contrôlé par un PD sous l'excitation sismique de Kocaeli a été étudié par *Guclu and Yazici [132]*. Le même contrôleur a été optimisé par la logique floue et une réduction de plus de 50% du déplacement du 15^{ème} étage a été obtenue.

Observations :

- Le contrôleur PID est facile à implémenter notamment pour des systèmes SISO contrairement aux systèmes MIMO. En revanche, pour les systèmes multi-variables, son algorithme de contrôle devient plus complexe, ce qui le rend inadapté aux applications comme le contrôle des vibrations des structures flexibles.
- Les performances du contrôleur PID dépendent essentiellement du choix des paramètres K_p , K_i et K_d .
- Si les paramètres du système à contrôler ne peuvent pas être atteints ou estimés avec précision, les gains du contrôleur PID conçus peuvent ne pas résister aux incertitudes et aux perturbations externes et peuvent conduire à la déstabilisation du système.
- Même si les gains PID peuvent être bien conçus, le contrôleur PID a encore une faible robustesse lorsque le système rencontre de multiples perturbations.

3.3.2 Le régulateur quadratique linéaire (LQR)

Le régulateur linéaire quadratique, régulièrement appelé LQR, joue un rôle clé dans la conception et la théorie du contrôle moderne basé sur le contrôle optimale. Le LQR est utilisé pour le contrôle actif et semi-actif des structures civiles *Amezquita-Sanchez et al.* [36].

Le contrôleur LQR est non seulement une méthode de conception puissante, mais à de nombreux égards, il est également à l'origine de nombreuses procédures de conception de contrôle systématiques et actuels pour les systèmes à entrées multiples et sorties multiples (MIMO) *Hong et al.* [139].

Dès sa conception dans les années 1960, le problème LQR a fait l'objet de plusieurs recherches. Le contrôleur optimal assure automatiquement un système en boucle fermée **stable**, atteignant des niveaux garantis de stabilité et il est simple à calculer.

Le régulateur LQR optimal nécessite la mesure de toutes les variables d'état citées en représentation d'état (*state-space*). En raison de la limitation du nombre de capteurs qui pourraient être installés dans de grandes structures pour mesurer la variable d'état, l'utilisation de ce système est limitée pour des raisons économiques.

Pour la conception d'un contrôleur LQR pour un système dynamique représenté en *state-space* dans l'équation (3.11), l'objectif est de minimiser l'**indice de performance** quadratique J sans excitation externe, tel que :

$$J = \frac{1}{2} \int_0^{t_f} (z^T(t)Qz(t) + f_u^T(t)Rf_u(t))dt \quad (3.26)$$

Où Q est une matrice semi-définie symétrique positive ($Q \geq 0$) , R est une matrice positive symétrique ($R > 0$) semi-définie et t_f est le temps final à considérer. Les matrices Q et R sont des poids à appliquer pour imposer chaque terme. Si les coefficients de la matrice Q sont grands alors la réponse z sera sensiblement réduite, avec pour conséquence une grande force de contrôle. D'un autre côté, si les coefficients dans la matrice R sont grands, alors la force de contrôle requise sera faible, mais la réduction de la réponse pourrait ne pas être cohérente. Il est à noter que dans le cas d'un système de contrôle actif équipé par un seul actionneur, la matrice R devient un scalaire.

La procédure de minimisation de l'**indice de performance** quadratique J implique la résolution d'une équation de matrice de Riccati **Datta [140]** exprimée comme suit : (équation algébrique de Riccati)

$$PA + A^T P + Q - PBR^{-1}B^T P = 0 \quad (3.27)$$

Et la force de contrôle résultante est définie par :

$$f_u(t) = Gz(t) \quad (3.28)$$

Après la résolution de l'équation de Riccati, le gain G est égal à :

$$G = R^{-1}B^T P \quad (3.29)$$

L'équation de la représentation d'état en boucle fermée incorporée avec le contrôleur LQR devient alors :

$$\dot{z}(t) = (A - BG)z(t) \quad (3.30)$$

Pour le contrôle actif des structures, le régulateur LQR en boucle fermée est schématisé dans la figure 3.9 et figure 3.10.

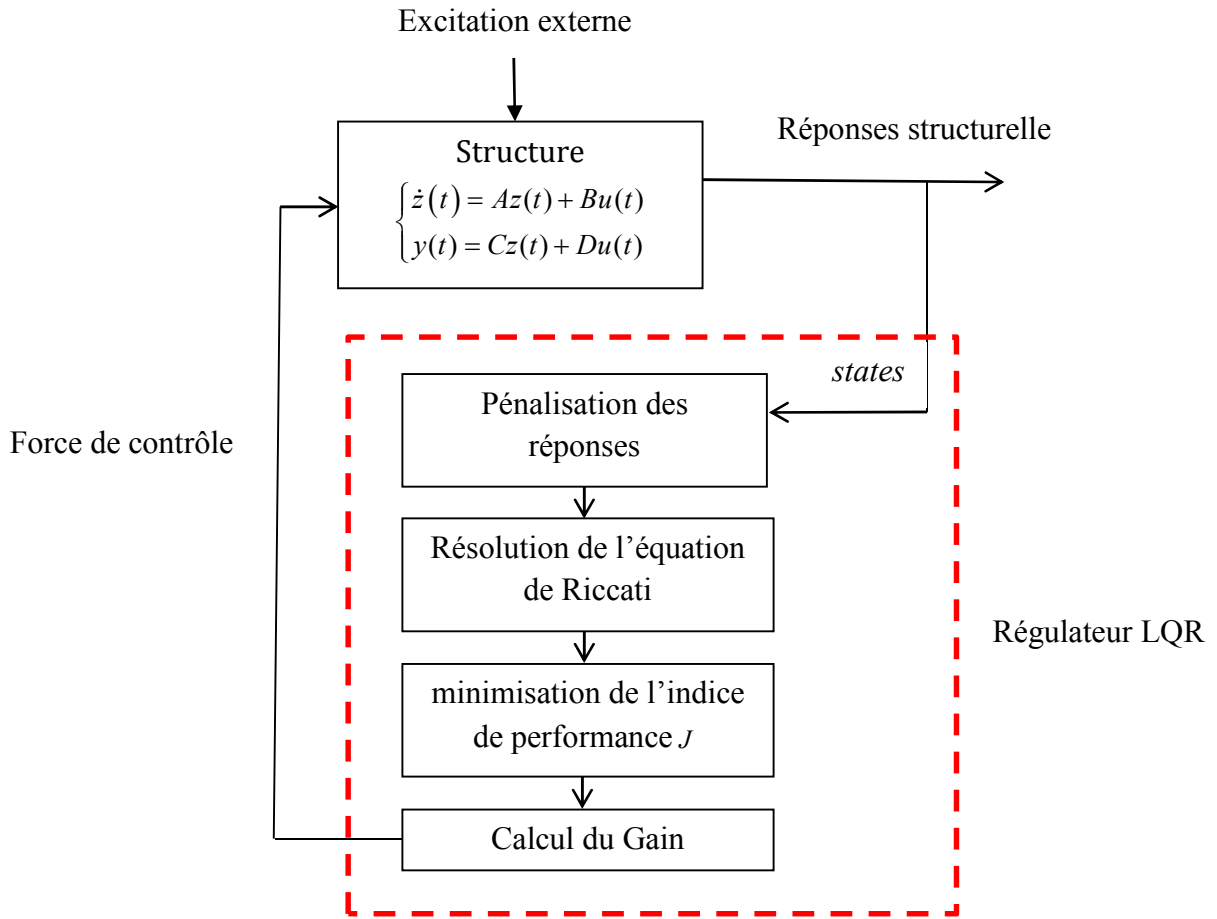


Figure 3.9 Le régulateur LQR en boucle fermée pour un contrôle actif

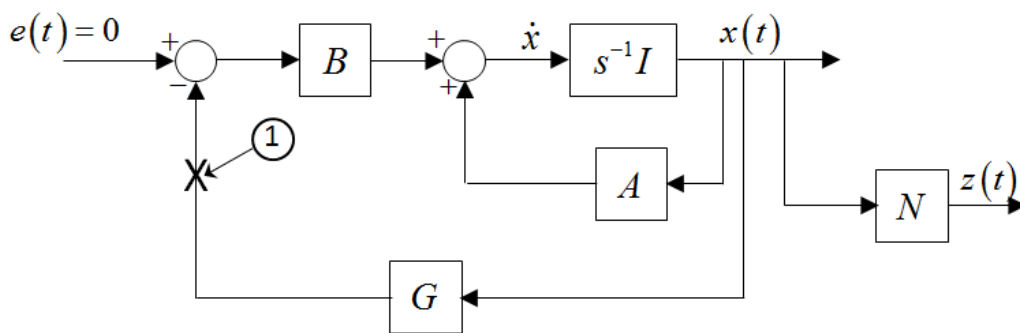


Figure 3.10 Schéma général du régulateur linéaire quadratique

Sur MATLAB, le gain G peut être obtenu directement à l'aide de la commande $lqr(A, B, Q, R)$.

Le LQR est largement utilisé dans les problèmes de contrôle en génie civil. Les procédures de conception des contrôleurs quadratiques **Gaussiens**, LQG ou H_2 et H_∞ ont un usage et une philosophie similaires que la méthodologie LQR.

Observations :

- Les performances d'un régulateur linéaire quadratique dépendent du réglage des matrices Q et R , qui restent très sensible à la variation des conditions du système et de la variation des excitations externes.
- Le contrôleur LQR peut prédire une force de contrôle maximale considérablement supérieure à celle produite par l'actionneur, chose à prendre en considération par le concepteur.
- La nécessité d'observer l'état complet du système contrôlé impose l'utilisation d'un grand nombre de capteurs, augmentant ainsi le coût d'une telle stratégie.

3.3.3 Le régulateur quadratique Gaussien (LQG)

Cette stratégie combine un estimateur quadratique linéaire avec un régulateur quadratique LQR *Lu et al.* [141]. Dans un contrôleur LQG (système linéaire, coût quadratique, bruit Gaussien), deux obstacles sont à surmontés, en particulier pour les structures: la détermination des poids de l'indice de performance, qui sont nécessaires pour satisfaire aux exigences de performance et la réduction de l'ordre du contrôleur, qui est nécessaire pour réduire la complexité de l'application de contrôle *Gawronski* [142].

3.3.4 Le contrôle par la norme H_2 et H_∞

Pour le régulateur LQR, la perturbation externe n'apparaît pas dans la détermination du gain optimal contrairement avec le contrôle H_2 et H_∞ , où la perturbation externe est prise en compte. En régulation H_2 , l'excitation externe est considérée comme l'intensité unitaire d'un bruit blanc *white noise* et la fonction de coût est la somme des variances de la sortie.

Le contrôleur H_2 est un contrôleur de domaine fréquentiel, mais utilisant le modèle moderne de la représentation d'état. Le contrôleur H_2 a fait l'objet d'études dans le domaine du génie civil, exemple de *Dyke et al.* [143], *Spencer Jr et al.* [144], *Suhardjo et al.* [145].

3.3.5 Le contrôle par la logique floue (Fuzzy Logic)

Dans le domaine du contrôle traditionnel, si le modèle dynamique du système à contrôler est précis ou non, il influe directement sur les résultats du calcul. Lorsque la représentation dynamique du système à contrôler est plus précise, il serait plus facile d'atteindre l'objectif d'un contrôle exact. Cependant, pour les systèmes complexes, il est souvent très difficile de décrire les caractéristiques dynamiques des systèmes et cela est dû à un nombre considérable de variables. Ainsi, les ingénieurs utilisent toujours différentes méthodes pour simplifier les caractéristiques dynamiques des systèmes afin d'atteindre le but de contrôle, alors que les résultats ne sont pas toujours idéaux. En d'autres termes, la théorie traditionnelle du contrôle peut bien traiter les systèmes relativement simples, mais elle ne sera pas efficace pour les systèmes qui sont très compliqués ou difficiles à décrire avec précision.

Les structures de génie civil sont des systèmes compliqués avec des caractéristiques de non linéarité, variant dans le temps, de sorte qu'il est difficile d'établir leurs modèles avec précision.

Le contrôle flou est la combinaison de logique floue avec la théorie et la technologie de contrôle, qui est essentiellement une sorte de contrôle non linéaire et appartient à la catégorie du contrôle intelligent. L'algorithme de contrôle flou n'a pas besoin du modèle mathématique précis des systèmes à contrôler et peut réaliser un contrôle en temps réel, en fonction des données d'entrée et de sortie du système réel et des connaissances ou de l'expérience d'exploitation d'un expert.

Le contrôleur basé sur la logique floue comprend principalement quatre parties: la *Fuzzification*, les lois de base, le mécanisme d'inférence et la *Defuzzification*, et sa structure de base est illustrée à la figure. 3.9.

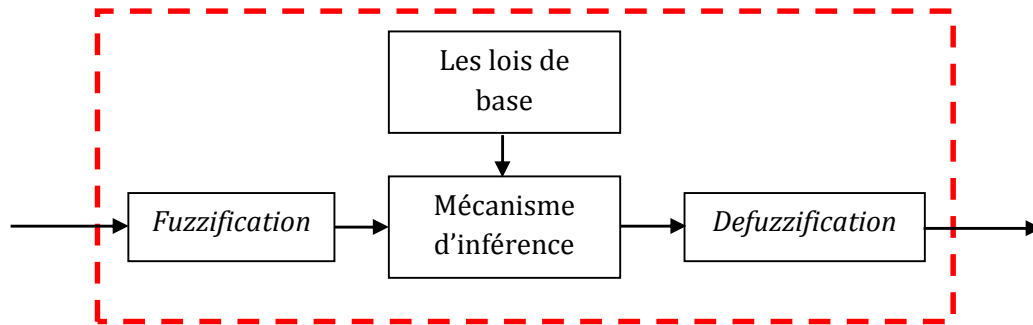


Figure 3.11 Procédures de la logique floue

La définition des phases essentielles de contrôleur à logique floue peut être détaillée comme suit :

- *Fuzzification* : dans cette partie les variables d'entrée (input) sous forme continue sont transformées en variable linguistique en utilisant les fonctions d'appartenance.
- Les lois de base : un ensemble de conditions « Si-Donc » (If-Then) construites afin d'accomplir un contrôle bien spécifié.
- Mécanisme d'inférence : dans cette partie, les lois de base sont associées aux variables d'entrées floutées pour déterminer les variables de sortie floutées.
- *Defuzzification* : opère sur les variables de sortie floutées obtenues par le mécanisme d'inférence afin de les convertir en valeur de sortie continue.

Le contrôle par la logique floue est un domaine bien prometteur et plusieurs recherches sont déjà accomplies dans le domaine génie civil, *Zahrai et al. [50]* *Edalath et al. [146]*. Les motivations d'utilisation de cet algorithme sont essentiellement le fait que la logique floue peut traiter les systèmes dynamiques non-linéaires avec une tolérance acceptable *Pourzeynali et al. [125]*. Le seul inconvénient pour cet algorithme est qu'il nécessite une maîtrise spéciale des décisions à prendre, généralement conçues par un expert.

3.3.6 L'optimisation par algorithme génétique AG

Un AG est un algorithme de recherche d'optimisation basé sur la sélection naturelle et le mécanisme génétique. Comparé à d'autres algorithmes de contrôle intelligents, tels que la logique floue, l'AG avec une taille de pas auto-adaptative peut rechercher la meilleure solution directement et plus probablement le résultat optimal global.

Un AG offre un moyen efficace pour la résolution des problèmes d'optimisation complexe notamment dans le domaine du contrôle des vibrations structurelles. De plus, la recherche sur l'application combinée de l'algorithme génétique avec d'autres algorithmes telle que la logique floue a attiré l'attention de nombreux chercheurs en raison de leurs caractéristiques compétitifs **Shook [147]**.

L'algorithme génétique se compose généralement de trois opérations: sélection, opération génétique et remplacement illustré sur la figure 3.10.

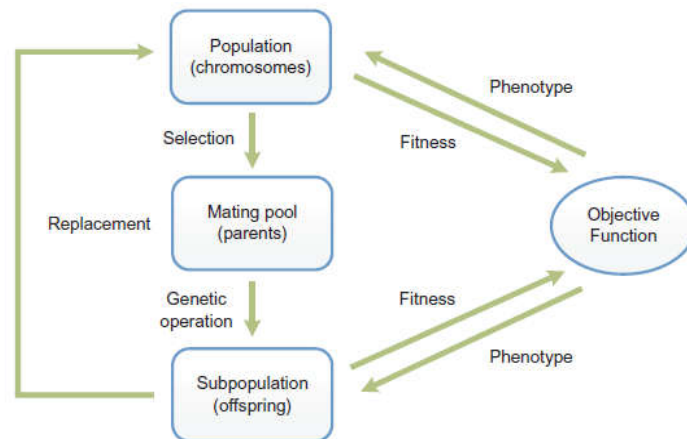


Figure 3.12 Diagramme schématisé de l'algorithme génétique **Xu et al. [148]**.

Un groupe de chromosomes constitue la population du cycle AG et peut être sélectionné comme candidat pour la résolution de problèmes. Premièrement, une population est générée de façon aléatoire, et la fonction objective sous une forme décodée est calculée pour analyser les valeurs de *fitness* de tous les chromosomes. Ensuite, un ensemble de chromosomes initiaux est sélectionné en tant que parents pour générer la progéniture, selon les opérations génétiques spécifiées, et une même manière à la population initiale est utilisée pour évaluer les valeurs de *fitness* de tous les descendants. Enfin, tous les descendants remplaceront les chromosomes actuels selon une certaine stratégie de remplacement figure (3.9).

Le cycle AG sera effectué de manière répétée et se terminera lorsqu'un critère souhaité (par exemple, un nombre prédéfini de générations est produit) est atteint. Si tout se passe bien pendant le processus d'évolution simulé, le meilleur chromosome de la population finale peut devenir une solution hautement évoluée.

Il est à noter que l'algorithme génétique est un outil efficace pour résoudre les problèmes d'ingénierie en génie civil. L'optimisation de plusieurs paramètres (*Multi-optimization problem*) à la fois est la clé d'importance de cet algorithme. Plusieurs recherches ont été proposées dans cet axe *Fallah et al. [149] Mohebbi et al. [150] Miguel et al. [151] Pourzeynali et al. [152]*.

3.4 Conclusion

Dans ce chapitre le problème de la théorie moderne de contrôle a été présenté en commençant par les différentes méthodes de représentation des systèmes dynamiques en passant par une littérature citant certains algorithmes de contrôle.

Il a été signalé que le choix de l'algorithme est une étape primordiale pour atteindre les objectifs visés par l'implantation du système de contrôle actif. Le souci principal du concepteur dans devant le problème de contrôle réside dans le choix de l'algorithme de contrôle qui pourrait présenter les meilleurs avantages.

Dans le cadre de notre travail, le choix de l'algorithme de contrôle est porté respectivement sur le contrôleur PID et le régulateur LQR pour l'étude et la modélisation numérique.

MODELISATION NUMERIQUE ET RESULTATS

4.1 Introduction

Dans cette thèse, l'efficacité d'un système hybride composé d'un isolateur LRB et un TMD ou un ATMD est étudié. L'emplacement du dispositif secondaire (TMD ou ATMD) est placé sur le premier étage ensuite sur le dernier étage pour montrer l'effet de l'emplacement sur les performances du système hybride proposé.

4.2 Hypothèses et limitations

Pour la formulation théorique relative à la modélisation des différents cas d'études de contrôle hybride, certaines hypothèses sont nécessaires pour mettre en évidence les caractéristiques importantes des structures et des mécanismes de contrôle.

- L'étude est faite selon le plan perpendiculaire de la lecture en 2D pour que le problème puisse être simplifié en un problème à deux dimensions.
- Le mouvement du sol est supposé se produire dans la direction des plans symétriques des structures.
- Chaque structure est modélisée comme un système linéaire à plusieurs degrés de liberté où la masse est concentrée au niveau de chaque étage et la rigidité est assurée par les éléments structuraux.
- L'accélération du sol est supposée être la même et les effets dus aux variations spatiales des mouvements du sol ou en raison de l'interaction sol-structure sont négligés.
- Le comportement des différents mécanismes (Isolateur, TMD et ATMD) de contrôle est supposé linéaire.
- Pour faciliter la comparaison, aucune limitation n'est imposée sur la force de contrôle à développer par l'actionneur.
- Le signal transmis aux algorithmes de contrôle est supposé purifié sans aucun bruit, et le nombre des capteurs est choisi selon le cas.

4.3 Modélisation numérique des bâtiments équipés d'un système hybride

Comme nous l'avons mentionné, ce travail étudie l'efficacité d'une stratégie de contrôle hybride en couplant deux différents mécanismes avec l'isolateur à la base. Les systèmes des bâtiments équipés du système de contrôle hybride représenté par les équations (2.42), (2.49), (2.53) et l'équation (2.57) sont implémentés dans le module de simulation SIMULINK du logiciel MATLAB. Les équations listées auparavant sont représentées en utilisant la représentation d'état (*State-Space*) intégré dans le module SIMULINK.

La représentation d'état (*state-space*) permet la résolution des équations différentielles du mouvement ; l'intégration numérique est conduite en utilisant le solveur Runge-Kutta de 4^{ème} ordre intégré à SIMULINK avec un incrément de temps dt égal à 0,02 ou à 0,01 selon l'excitation appliquée à la structure.

Pour la structure sans contrôle, aucun algorithme de contrôle n'est exigé et les réponses de la structure sont obtenues à boucle ouverte. Cette stratégie est schématisée pour un modèle SIMULINK sur la figure (4.1).

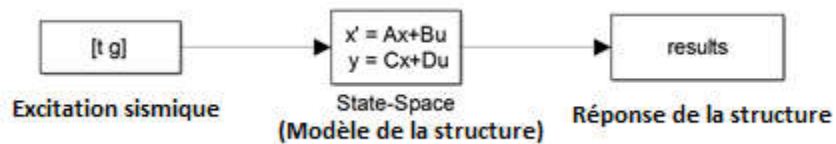


Figure 4.1. Représentation SIMULINK d'un système sans contrôle

Pour le cas de l'amortisseur ATMD, le calcul de la force de contrôle est effectué grâce à deux contrôleurs : le PID et le LQR. Le PID est intégré au modèle SIMULINK alors que le LQR est un gain calculé en faisant appel la fonction *lqr*. Les figures (4.2) et (4.3) présentent le schéma bloc pour l'implantation des deux contrôleurs.

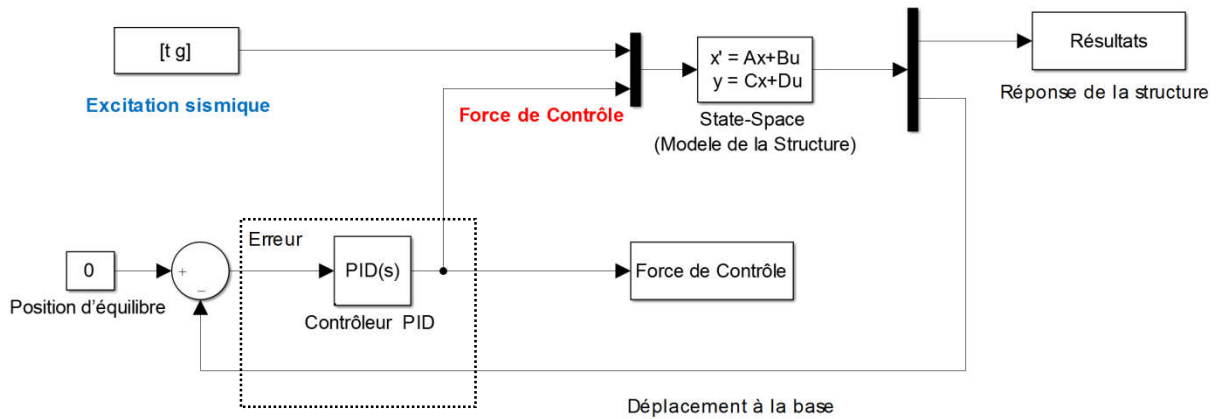


Figure 4.2. Schéma bloc d'une structure équipée d'un ATMD contrôlé par un PID.

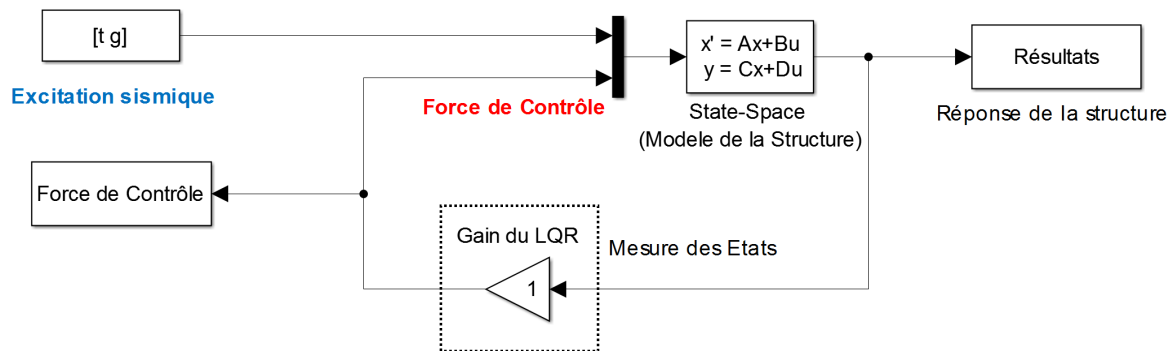


Figure 4.3. Schéma bloc d'une structure équipée d'un ATMD contrôlé par un LQR.

4.4 Description des modèles structurels utilisés

Différentes configurations structurelles sont utilisées afin de montrer l'efficacité et les limites du système hybride proposé. Il s'agit de deux bâtiments différents: le premier bâtiment (5 étages) est classé comme rigide avec une fréquence fondamentale de 4,54 Hz et le deuxième (20 étages) est souple avec une fréquence fondamentale de 0,70 Hz. Cet écart de fréquence est pris afin de vérifier l'efficacité du système hybride pour les structures rigides ainsi que pour les structures souples.

Les deux bâtiments sont équipés des isolateurs LRB avec différentes caractéristiques en termes de rigidité et taux d'amortissement, notés **Cas 1** et **Cas 2**. Les Tableaux 4.1 et 4.2 résument respectivement les caractéristiques structurelles et les caractéristiques des isolateurs LRB utilisés selon chaque cas.

4.4.1 Structure Rigide

Cette structure est déjà étudiée par *Tsai [108]*, la fréquence fondamentale de la structure à base fixe est de 4,54 Hz. Après installation du premier isolateur (**Cas 1**) la fréquence de cette structure est écartée de 4,54 Hz à 0,5 Hz avec un taux d'amortissement passant de 14,2 % à 19,8%.

Puisque la même rigidité de l'isolateur est utilisée pour le (**Cas 2**), la fréquence fondamentale de la structure est toujours écartée de 4,54 Hz à 0,5 Hz, tandis que le taux d'amortissement passe de 14,2 % à 49,3 %.

Tableau 4.1 Paramètres de la structure rigide (n = 5)

Nombre d'étages	Masse de chaque étage m_i [kg]	Amortissement c_i [Ns/m]	Rigidité k_i [N/m]	Fréquence du premier mode f_1 [Hz]	Amortissement du premier mode ξ_1 [%]
5	3500	35×10^3	35×10^6	4,54	14,2

Tableau 4.2 Paramètres de l'isolateur LRB utilisé pour la structure à 5 étages

Paramètres de l'isolateur				Fréquence du premier mode f_1 [Hz]	Amortissement du premier mode ξ_1 [%]
Cas	Masse du premier étage avec l'isolateur m_b [kg]	Amortissement c_b [Ns/m]	Rigidité k_b [N/m]		
Cas 1	3500	2660	21×10^4	0,50	19,8
Cas 2	3500	6640	21×10^4	0,50	49,3

4.4.2 Structure souple

Cette structure a été étudiée par *Yang et al. [153]* et *Yang et al. [110]*, la fréquence fondamentale de la structure à base fixe est de 0,70 Hz avec un taux d'amortissement de 5 %.

Après installation du premier isolateur (**Cas 1**) la fréquence de la structure passe de 0,70 Hz à 0,26 Hz et le taux d'amortissement passant de 5 % au 18 %.

Pour le (**Cas 2**), la fréquence fondamentale de la structure est passée de 0,70 Hz à 0,35 Hz, avec un taux d'amortissement passant de 5% à 25 %.

Tableau 4.3 Paramètres de la structure souple (n=20)

Nombre d'étages	Masse de chaque étage m_i [kg]	Amortissement c_i [Ns/m]	Rigidité k_i [N/m]	Fréquence du premier mode f_1 [Hz]	Amortissement du premier mode ξ_1 [%]
20	3×10^5	$2,262 \times 10^6$	10^9	0,70	5

Tableau 4.4 Paramètres de l'isolateur LRB utilisé pour la structure souple (20 étages)

Cas	Masse du premier étage avec isolateur m_b [kg]	Amortissement c_b [Ns/m]	Rigidité k_b [N/m]	Fréquence du premier mode f_1 [Hz]	Amortissement du premier mode ξ_1 [%]
Cas 1	4×10^5	42960	19×10^6	0,26	18
Cas 2	4×10^5	90440	40×10^6	0,35	25

Note : Les informations concernant la position des pôles, l'amortissement et la fréquence de chaque mode pour les deux structures selon chaque cas sont disponibles en Annexe A.

Le rapport de masse μ considéré dans cette étude est égal à 5%.

Il est clair que pour la structure rigide, **Cas 1** et **Cas 2**, l'isolateur a la même rigidité et différents amortissements. Tandis que pour la structure souple l'isolateur a différentes rigidités et différents amortissements. La différence des paramètres de l'isolateur est prise afin de montrer l'influence de chaque paramètre sur les performances du système hybride proposé.

Comme il a été noté, le système hybride considéré est un couplage de l'isolateur à la base de type LRB avec un amortisseur TMD (passif) ou un amortisseur ATMD (actif) placé en premier temps au niveau du premier étage et ensuite sur le dernier étage pour montrer l'effet de l'emplacement sur les performances du système hybride proposé. Pour l'analyse des différents cas d'étude la notation suivante est adoptée :

- **Structure isolée à la base :** Elle sert de modèle de référence pour l'analyse comparative avec les résultats des quatre modèles traités dans le cadre de ce travail.

- **Structure I** : la structure est équipée d'un isolateur LRB et d'un **TMD** installé sur le **premier** étage [équation (2.42) et figure 2.6]
- **Structure II** : la structure est équipée d'un isolateur LRB et d'un **ATMD** installé sur le **premier** étage [équation (2.53) et figure 2.7]
- **Structure III** : la structure est équipée d'un isolateur LRB et d'un **TMD** installé sur le **dernier** étage [équation (2.49) et figure 2.5]
- **Structure IV** : la structure est équipée d'un isolateur LRB et d'un **ATMD** installé sur le **dernier** étage [équation (2.57) et figure 2.8]

Les quatre cas de structures étudiées sont illustrés dans la figure (4.4).

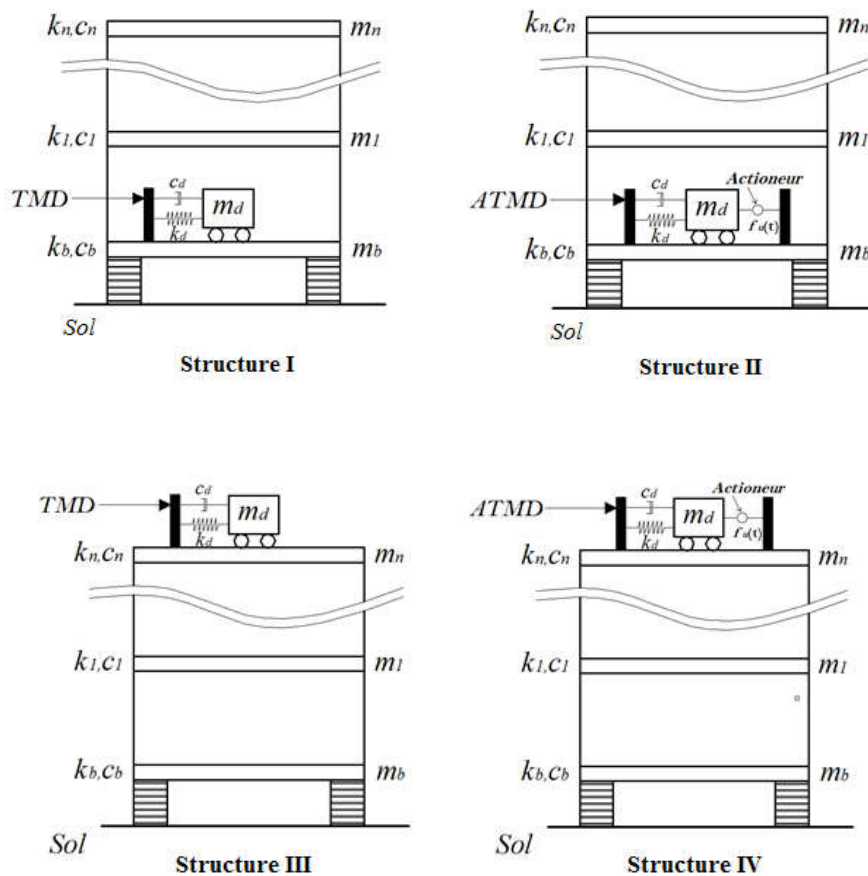


Figure 4.4. Configurations structurales utilisées pour la simulation du contrôle hybride

4.5 Description des excitations sismiques

Les performances du système hybride étudié dans cette thèse sont vérifiées sous trois enregistrements sismiques réels avec un contenu fréquentiel et un pic d'accélération différent d'un enregistrement à l'autre d'une durée de 45 secondes avec un pas de 0,02 secondes. La quatrième excitation est une excitation artificielle d'une durée de 15 secondes avec un pas de 0,01 seconde ; comme suit:

- Séisme d'El Centro 1940, d'une magnitude de 6.9 et d'une accélération maximale du sol avec un PGA de 0.34g,
- Northridge 1994 d'une magnitude de 6.7, d'une accélération maximale du sol avec un PGA de 0.82g,
- Kobe 1995 d'une magnitude de 6.9, d'une accélération maximale du sol avec un PGA de 0.81g
- un séisme artificiel généré à l'aide du logiciel (SismoArtif), d'une accélération maximale du sol avec un PGA de 0.43 g.

Le choix de ces quatre enregistrements est motivé par leurs natures, El Centro est considéré dans la littérature comme un séisme de champ lointain, alors que Northridge est considéré comme un séisme de champs proche avec un effet de directivité, Kobe est considéré comme un séisme de champs proche avec un effet de déplacement du sol important (*flingstep*). L'enregistrement sismique artificiel représente l'incertitude et approuve l'efficacité de la stratégie de contrôle pour des excitations générées d'une manière aléatoire.

La figure (4.5) montre les accélérations des enregistrements utilisés dans cette étude. Les spectres de réponses des quatre enregistrements sont aussi illustres sur la figure (4.5(b)), les spectres sont obtenus assumant un amortissement de 5%.

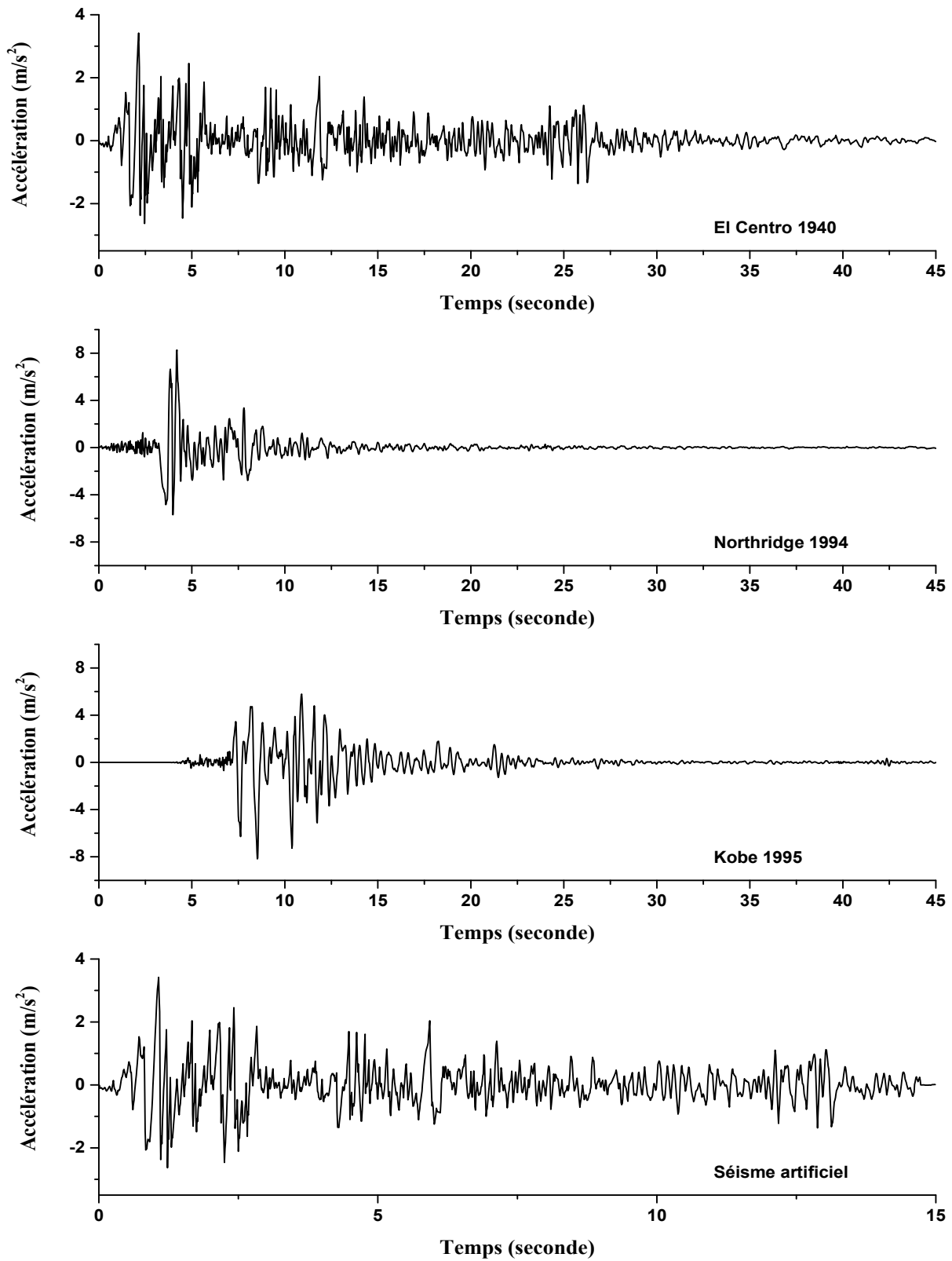


Figure 4.5 Enregistrements sismiques utilisés pour la simulation

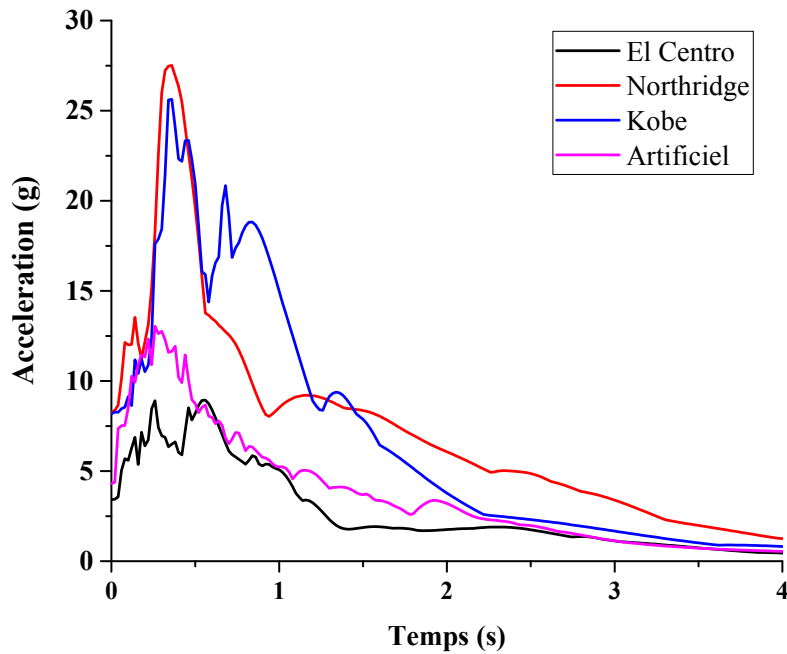


Figure 4.5(b) Spectre de réponse des enregistrements sismiques

4.6 Réglage des contrôleurs

4.6.1 Réglage du PID

Les performances du contrôleur PID dépendent essentiellement du réglage des paramètres K_p , K_i et K_d . Dans notre cas, pour ajuster les paramètres PID, le PIDTOOL intégré dans MATLAB est utilisé. Un signal (*Step*) est utilisé comme signal d'entrée. Le temps de montée est pris inférieur à 0,05 sec, un dépassement inférieur à 10% et un temps de stabilisation inférieur à 1s.

Afin de pouvoir régler les paramètres du contrôleur PID, une fonction de transfert est requise. Nous supposant une force active appliquée directement à la base de la structure. La fonction de transfert notée $G(s)$ dans ce cas est le rapport du déplacement de la base sur la force appliquée. La fonction de transfert peut être facilement obtenue à partir de la représentation d'état de la structure rigide représentée par l'équation (2.53).

La fonction de transfert est donnée par l'expression :

$$G(s) = \frac{num(s)}{den(s)}$$

Pour notre cas on a :

$$num(s) = -s^{10} - 100s^9 - 1.036 \times 10^5 s^8 - 7.256 \times 10^6 s^7 - 3.768 \times 10^9 s^6 - 1.694 \times 10^{11} s^5 - 5.81 \times 10^{13} s^4 - 1.406 \times 10^{15} s^3 - 3.56 \times 10^{17} s^2 - 6 \times 10^{20}$$

Et :

$$den(s) = s^{12} + 100.8s^{11} + 1.037 \times 10^5 s^{10} + 7.332 \times 10^6 s^9 + 3.768 \times 10^9 s^8 + 1.719 \times 10^{11} s^7 + 5.83 \times 10^{13} s^6 + 1.44 \times 10^{15} s^5 + 3.586 \times 10^{17} s^4 + 3.151 \times 10^{18} s^3 + 6.094 \times 10^{20} s^2 + 1.06 \times 10^{20} s + 6 \times 10^{21}$$

L'objectif principal visé par l'application de la force de contrôle est l'obtention d'un déplacement minimal à la base. Pour cela, l'erreur $e(t)$ est prise égale à la différence entre le déplacement de la base et la position d'équilibre par la relation suivante :

$$e(t) = x_b(t)$$

Dans le cadre de ce travail, les paramètres du contrôleur PID ont été choisis après plusieurs tentatives et finalement définis comme suit: $K_p = -320$, $K_i = -463$ et $K_d = -55$.

4.6.2 Réglage du LQR

A l'instar du contrôleur PID, le contrôleur LQR dépend aussi du poids des matrices Q et R . Comme un seul actionneur est utilisé pour contrôler l'amortisseur ATMD, la matrice R devient un scalaire.

Les paramètres Q et R peuvent être utilisés comme paramètres de conception pour pénaliser les variables d'état et réguler le signal (force) de contrôle. Plus ces valeurs sont grandes, plus grande est la pénalisation des états (*states*). Fondamentalement, choisir une grande valeur pour R signifie qu'on essaye de stabiliser le système avec moins d'énergie (pondérée). Ceci est généralement appelé stratégie de contrôle coûteuse. D'un autre côté, choisir une petite valeur pour R signifie une stratégie de contrôle nommé stratégie moins chère. De même, si la valeur de Q est choisie d'être grande, dans ce cas-là on essaye de stabiliser le système avec le moins de changements possibles

dans les états, et une grande valeur de Q implique moins de soucis concernant les changements dans les états.

Pour pouvoir comprendre la méthodologie et le principe du choix des paramètres du régulateur LQR utilisée dans cette thèse et selon chaque cas, il est évident d'expliquer quelques notions.

Rappelons la formule de l'indice de performance J

$$J = \frac{1}{2} \int_0^{t_f} \left(\underbrace{z^T(t)Qz(t)}_{\text{encadré en rouge}} + \underbrace{f_u^T(t)Rf_u(t)}_{\text{encadré en bleu}} \right) dt$$

La minimisation de l'indice de performance est effectuée par l'équilibre des deux termes : performances et énergie. Les performances dans le régulateur LQR (encadré en rouge et le terme d'énergie est encadré en bleu).

Pour simplifier l'écriture en équation, l'indice J est réécrit comme suit :

$$J = \frac{1}{2} \int_0^{t_f} P_{er} + E_n$$

où $P_{er} = z^T(t)Qz(t)$

et $E_n = f_u^T(t)Rf_u(t)$

Chaque élément de la diagonale de la matrice Q est utilisé pour pénaliser un terme de réponse (déplacement ou bien vitesse d'une masse connue). Par contre, les déplacements et les vitesses du mécanisme de contrôle (ATMD) doivent rester sans pénalisation. Si l'amortisseur ATMD est installé à la base, le déplacement et la vitesse de ce dernier sont pénalisés et s'il est placé sur le dernier étage, le déplacement de la base et du dernier étage ainsi que la vitesse de la base et du dernier étage seront pénalisés simultanément.

Prenant l'exemple de la **Structure II** rigide ($n = 14$ DLL), dans cette structure l'amortisseur ATMD est installé sur le premier étage, le terme P_{er} est alors égal à :

$$P_{er} = \begin{bmatrix} \boxed{x_b} & q_{1,1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \dot{x}_1 & q_{2,2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ x_2 & q_{3,3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ x_3 & q_{4,4} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ x_4 & q_{5,5} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ x_5 & q_{6,6} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \dot{x}_6 & q_{7,7} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \boxed{\dot{x}_b} & q_{8,8} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \dot{x}_1 & q_{9,9} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \dot{x}_2 & q_{10,10} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \dot{x}_3 & q_{11,11} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \dot{x}_4 & q_{12,12} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \dot{x}_5 & q_{13,13} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \dot{x}_{Atmd} & q_{14,14} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \boxed{x_b} & x_1 & x_2 & x_3 & x_4 & x_5 & x_{Atmd} & \boxed{\dot{x}_b} & \dot{x}_1 & \dot{x}_2 & \dot{x}_3 & \dot{x}_4 & x_5 & \dot{x}_{Atmd} \end{bmatrix}$$

Pour l'exemple en question, et étant donné que l'amortisseur ATMD est installé sur le premier étage, le déplacement x_b et la vitesse \dot{x}_b de ce dernier sont donc à pénaliser et en référence à la dernière représentation du terme P_{er} , les éléments de la matrice Q à pénaliser sont $q_{1,1}$ et $q_{8,8}$ et les valeurs choisies sont adoptées après plusieurs itérations.

Pour le terme E_n et puisqu'un seul amortisseur ATMD est installé sur la structure, le R est pris égal à un scalaire.

Le tableau 4.5 résume les paramètres du LQR (Q et R) indiquant les points de pénalisation selon les deux cas considérés respectivement pour la structure rigide et la structure souple comme suit :

Tableau 4.5 Paramètres du contrôleur LQR utilisé

Cas d'étude	Structure	Paramètre Q	Paramètre R
Structure Rigide (Cas 1 et Cas 2) $n = 14$ DLL	Structure II	$\begin{cases} Q(1,1) = 10^6 \\ Q(8,8) = 10^6 \end{cases}$	$R = 10^{-3}$
	Structure IV	$\begin{cases} Q(1,1) = 10^6 \\ Q(6,6) = 10^6 \\ Q(8,8) = 10^6 \\ Q(13,13) = 10^6 \end{cases}$	$R = 10^{-3}$
Structure Souple (Cas 1 et Cas 2) $n = 44$ DLL	Structure II	$\begin{cases} Q(1,1) = 10^8 \\ Q(23,23) = 10^8 \end{cases}$	$R = 5 \times 10^{-6}$
	Structure IV	$\begin{cases} Q(1,1) = 10^8 \\ Q(21,21) = 10^8 \\ Q(23,23) = 10^8 \\ Q(43,43) = 10^8 \end{cases}$	$R = 5 \times 10^{-6}$

4.7 Paramètres d'évaluation

L'efficacité du contrôle hybride proposé est étudiée, et afin d'évaluer les performances de ce contrôle, plusieurs paramètres seront observés. Le paramètre le plus important dans la proposition de ce contrôle est d'améliorer la réponse en termes de déplacement et d'accélération au niveau de l'isolateur.

Il a été noté que les isolateurs à la base sont efficaces pour les structures de faible à moyenne hauteur, et une amplification des accélérations du dernier étage a été constatée. Le troisième paramètre important est alors la réduction de l'accélération du dernier étage.

Le déplacement inter-étage, les *Root Mean Square RMS* des accélérations, les accélérations à la base sont aussi évalués, ainsi que l'effort tranchant.

4.7.1. Valeur efficace ou valeur moyenne quadratique (*Root Mean Square – RMS*)

Il existe plusieurs façons de mesurer l'amplitude de la vibration. La figure suivante (figure 4.6) représente la forme la plus simple de l'évolution d'une vibration dans le temps. L'amplitude mentionnée peut être le déplacement, la vitesse ou l'accélération. Dans certains cas, la superposition des graphes n'est pas suffisante pour montrer l'amplitude de la réduction ceci est répandu pour les vecteurs à densité importante exemple vecteur accélérations. Il est nécessaire alors et dans des cas similaires d'utiliser d'autres méthodes pour montrer la réduction des accélérations notamment le RMS.

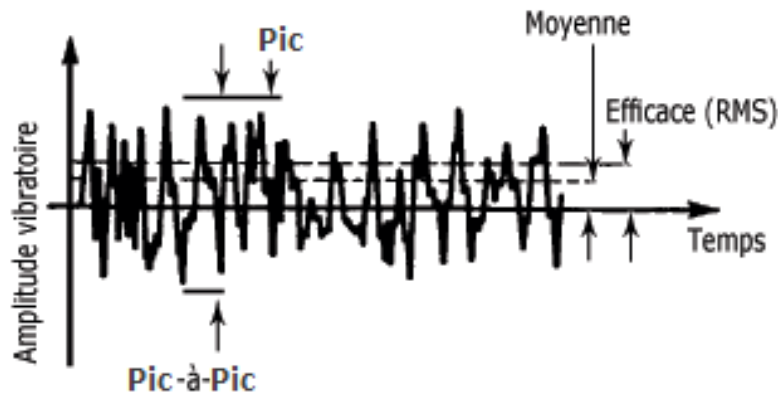


Figure 4.6 Mesure de l'amplitude d'une vibration

La valeur de pic-à-pic indique la différence entre les amplitudes maximale et minimale du mouvement. C'est une quantité utile pour déterminer le déplacement d'un composant, déplacement qui peut être critique pour des considérations de contrainte maximale. La valeur de pic donne l'amplitude maximale et s'avère utile dans les mesures concernant les phénomènes de courte durée. Cependant, elle ne tient pas compte de l'évolution de la vibration dans le temps. La valeur moyenne tient compte de cette évolution mais, contrairement à la valeur efficace, n'a aucune relation avec une grandeur physique quelconque.

$$\text{Valeur moyenne} = \frac{1}{T} \int_0^T |x| dt$$

La valeur efficace ou valeur moyenne quadratique (RMS - *Root Mean Square*) est la mesure la plus intéressante des amplitudes de vibration. En plus de tenir compte de l'évolution du signal dans le temps, le calcul de la valeur efficace est lié à l'énergie vibratoire et donc au "potentiel de détérioration" de la vibration.

$$\text{Valeur efficace} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T x^2(t) dt}$$

En pratique, le détecteur de valeur efficace élève au carré les valeurs instantanées positives et négatives dès leur apparition. Il effectue ensuite une moyenne sur une certaine période de temps, puis extrait la racine carrée du résultat

Pour un vecteur d'accélération donné, l'expression du terme RMS (*Root Mean Square*) est donnée par l'expression suivante :

$$RMS = \sqrt{\frac{1}{n} (x_1^2 + x_2^2 + \dots + x_n^2)}$$

Les résultats obtenus seront présentés sous forme de graphes et de tableaux.

4.8 Comparaison entre le PID et le LQR

Dans *Djedoui et al.* [154] nous avons étudié le cas du contrôleur PID. Pour mettre en évidence les performances des deux contrôleurs adoptés dans ce travail, une analyse comparative entre les eux contrôleurs PID et LQR a été effectuée. La figure (4.7) illustre une superposition de la force de contrôle obtenue par le PID et le LQR pour une structure rigide (Cas 1) notée **structure II** sous l'excitation sismique d'El Centro. Il est clair que les deux courbes ont la même allure, montrant que les deux contrôleurs ont les mêmes performances pour réguler la force à appliquer sur l'amortisseur actif ATMD.

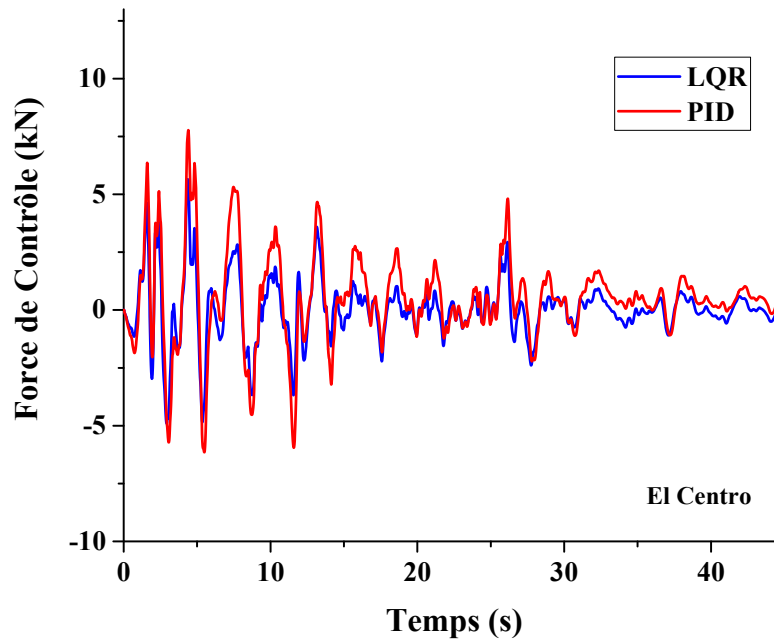


Figure 4.7 Force de contrôle obtenue par le PID et le LQR de la structure II cas 1, sous l'excitation sismique d'El Centro

4.9 Résultats de la simulation

Les résultats obtenus pour les deux cas d'études (**Cas 1** et **Cas 2**) des quatre variantes de structures, seront présentés pour la structure rigide ensuite pour la structure souple. Les résultats sont présentés en termes respectifs de : déplacements à la base, déplacements inter-étages, accélérations maximales, valeurs efficaces (*Root Mean Square RMS*) des accélérations, force de contrôle et effort tranchant à la base.

4.9.1 Structure rigide

4.9.1.1 Déplacements à la base

4.9.1.1.1 Cas 1

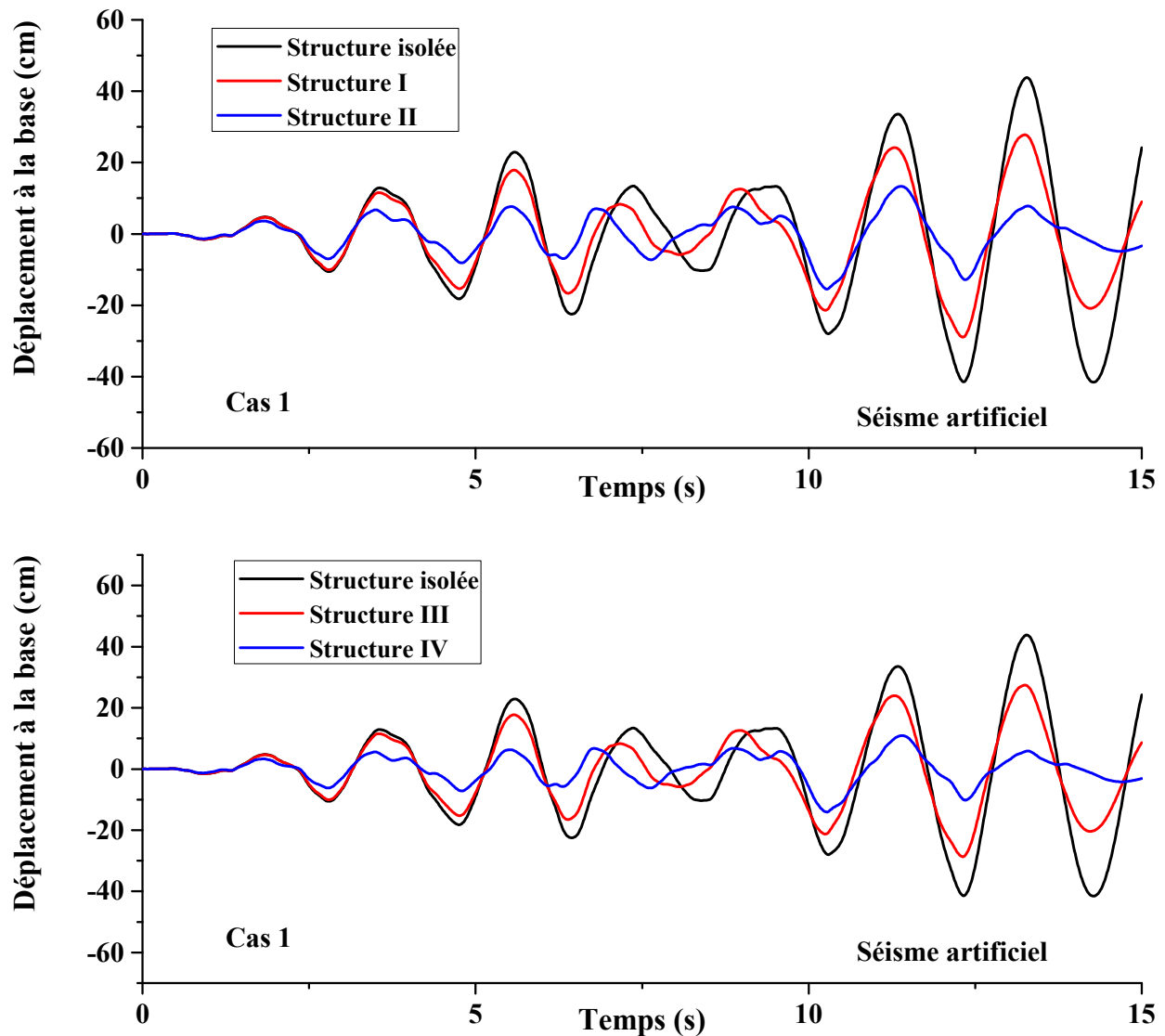


Figure 4.8 Déplacement à la base de la structure rigide sous excitation artificielle (Cas 1)

La figure (4.8) montre le déplacement de la base de la structure isolée sous l'excitation du séisme artificiel. Pour les structures I et II, le TMD est installé à la base de la structure et donc il influe directement sur la réponse de cette dernière. La réduction de la réponse de la base est plus efficace dans la structure II comparée à la structure I, cela est principalement due à la nature de l'amortisseur, ainsi le contrôle passif par un TMD seulement est moins performant devant un contrôle actif assuré par un ATMD.

Pour les structures III et IV, le TMD est installé au sommet de la structure, son effet est directement visible sur la base et cela pour le TMD et l'ATMD ; cela est principalement dû à la faible hauteur du bâtiment ainsi qu'à sa rigidité. Dans l'ensemble, les performances de l'ATMD sont meilleures que celles du TMD passif pour réduire le déplacement à la base.

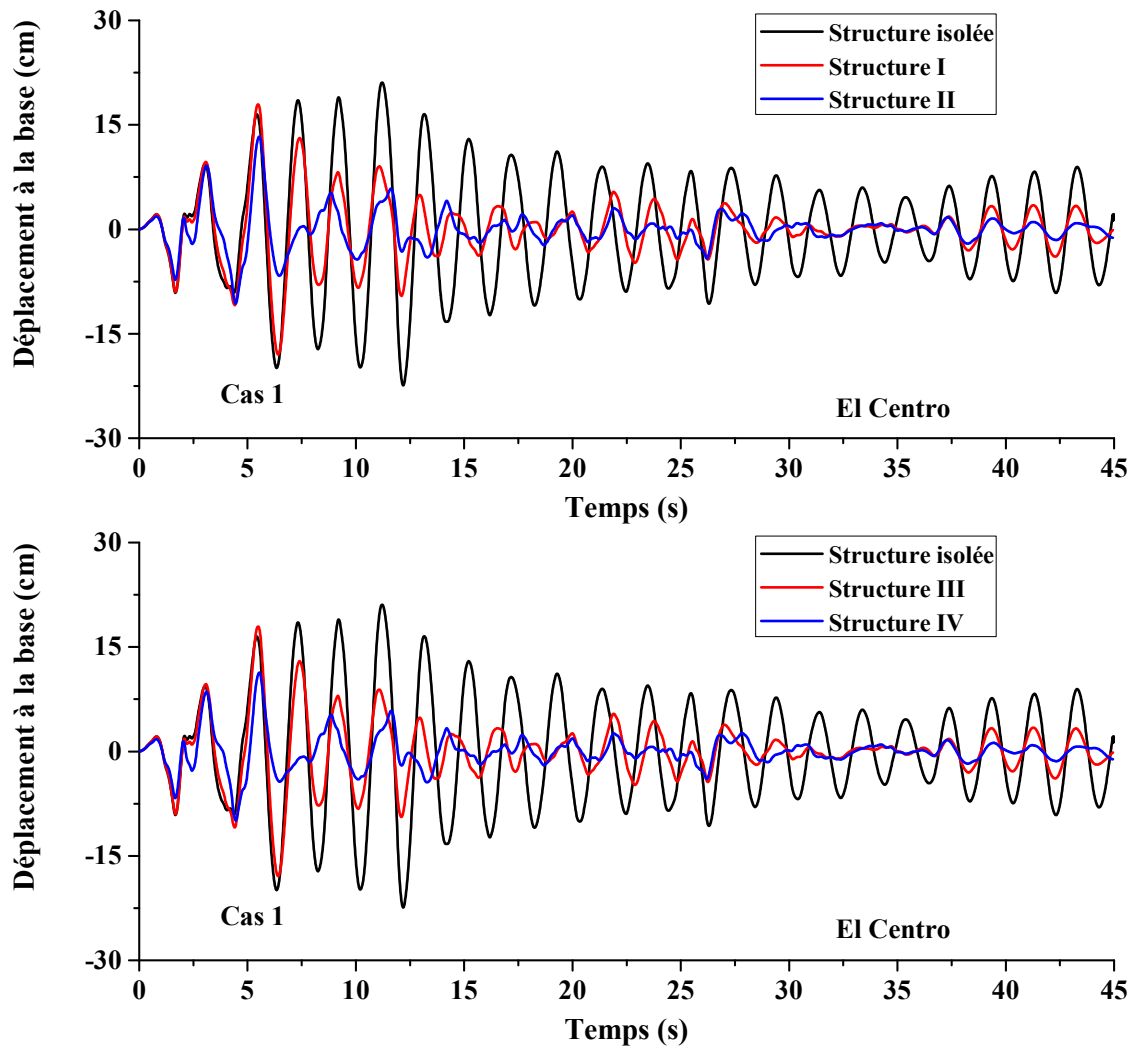


Figure 4.9 Déplacement à la base de la structure rigide sous excitation El Centro (Cas 1)

La figure (4.9) montre le déplacement de la base pour les quatre variantes des structures étudiées sous le séisme d'El Centro. Pour les structures I et II le TMD est placé à la base et contribue effectivement à la réduction des déplacements de cette dernière après quelques cycles de vibration, la réduction des déplacements de la base de la structure II est plus importante que la structure I et cela est directement lié à la nature du fonctionnement de l'ATMD. Ainsi l'amortisseur actif donne

de meilleurs résultats que celui passif. La même allure de résultats observée pour les structures I et II est constatée pour les structures III et IV dans lesquelles le TMD est placé au dernier étage. Le comportement des structures sous les deux variantes d'emplacement de l'amortisseur est presque identique, cela est principalement dû à la rigidité de la structure étudiée et de sa faible hauteur.

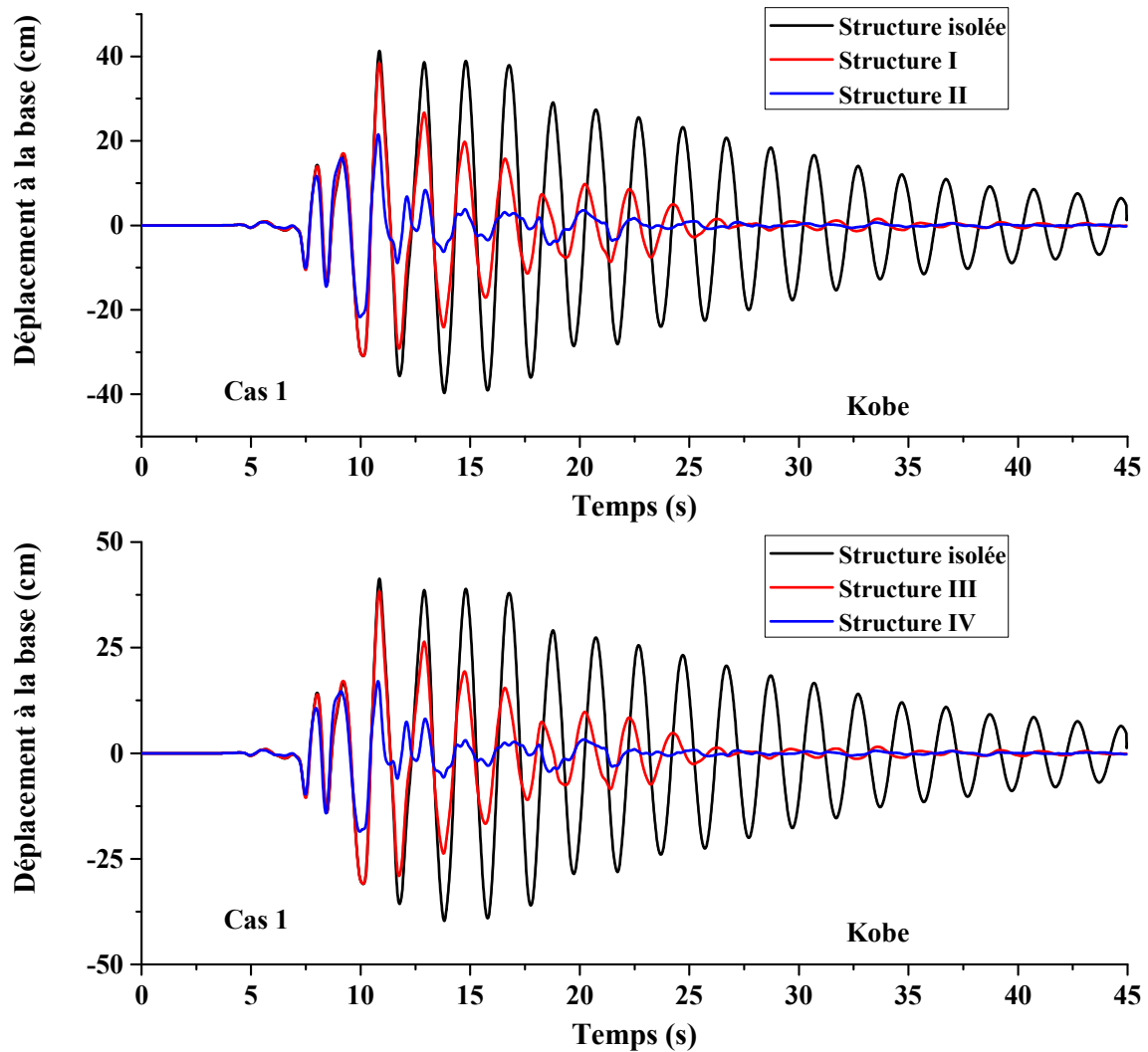


Figure 4.10 Déplacement à la base de la structure rigide sous excitation Kobe (Cas 1)

La figure (4.10) illustre les déplacements de la base des quatre variantes de structure étudiées sous l'effet du séisme de Kobe. On remarque une meilleure réduction quand l'amortisseur est placé au premier étage et cela pour les deux variantes TMD ou bien ATMD ; pour ce qui est de l'ordre de la réduction, l'amortisseur ATMD donne de meilleurs résultats comparé au TMD, qui lui a généralement besoin de temps de réaction pour recentré la structure.

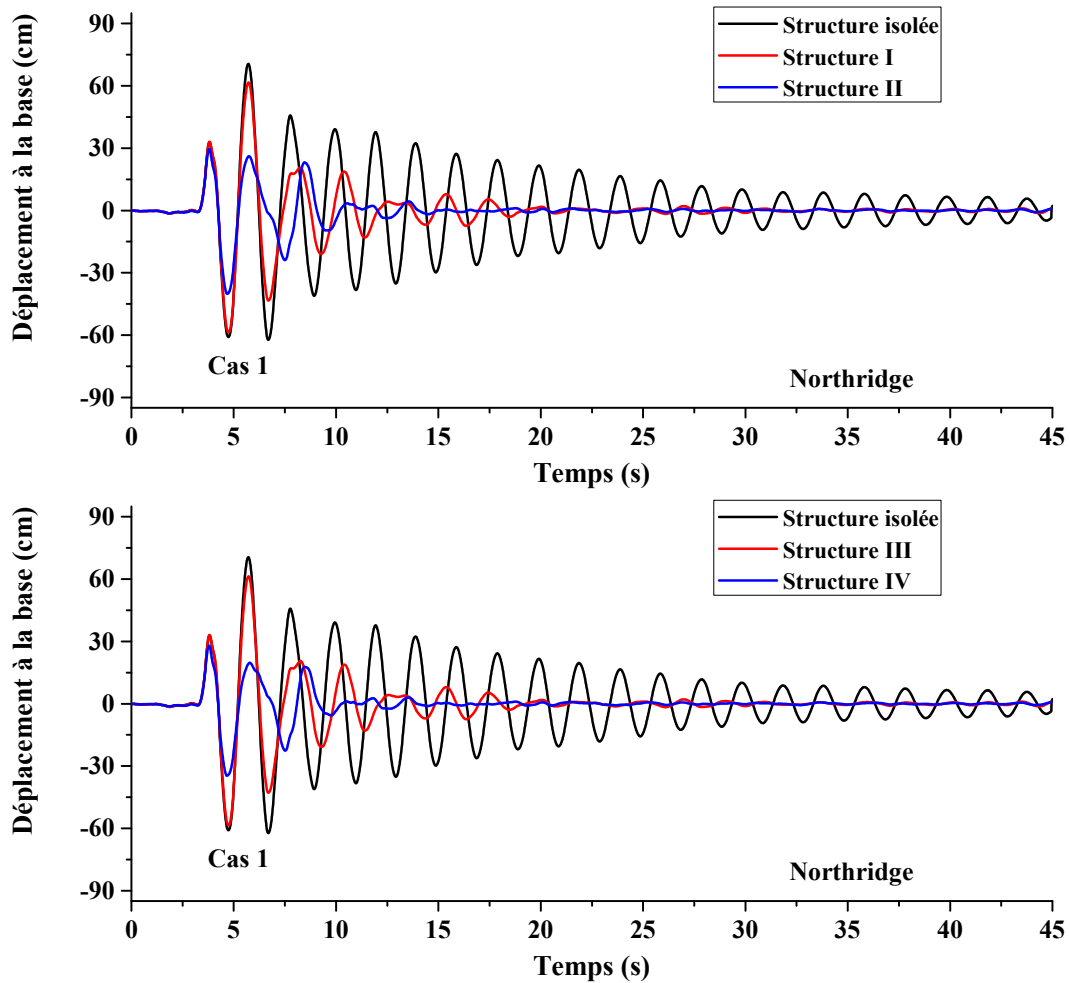


Figure 4.11 Déplacement à la base de la structure rigide sous excitation Northridge (Cas 1)

La figure (4.11) montre les déplacements de la base de la structure rigide sous le séisme de Northridge. Pour ce séisme en particulier, l'emplacement du TMD au sommet de la structure donne une meilleure réduction que son emplacement au premier étage. Une comparaison entre le TMD et l'ATMD montre l'efficacité du contrôle actif quant à la réduction rapide et continue de la réponse dynamique notamment pour des séismes de forte intensité, tel que le séisme de Northridge.

4.9.1.1.2 Cas 2

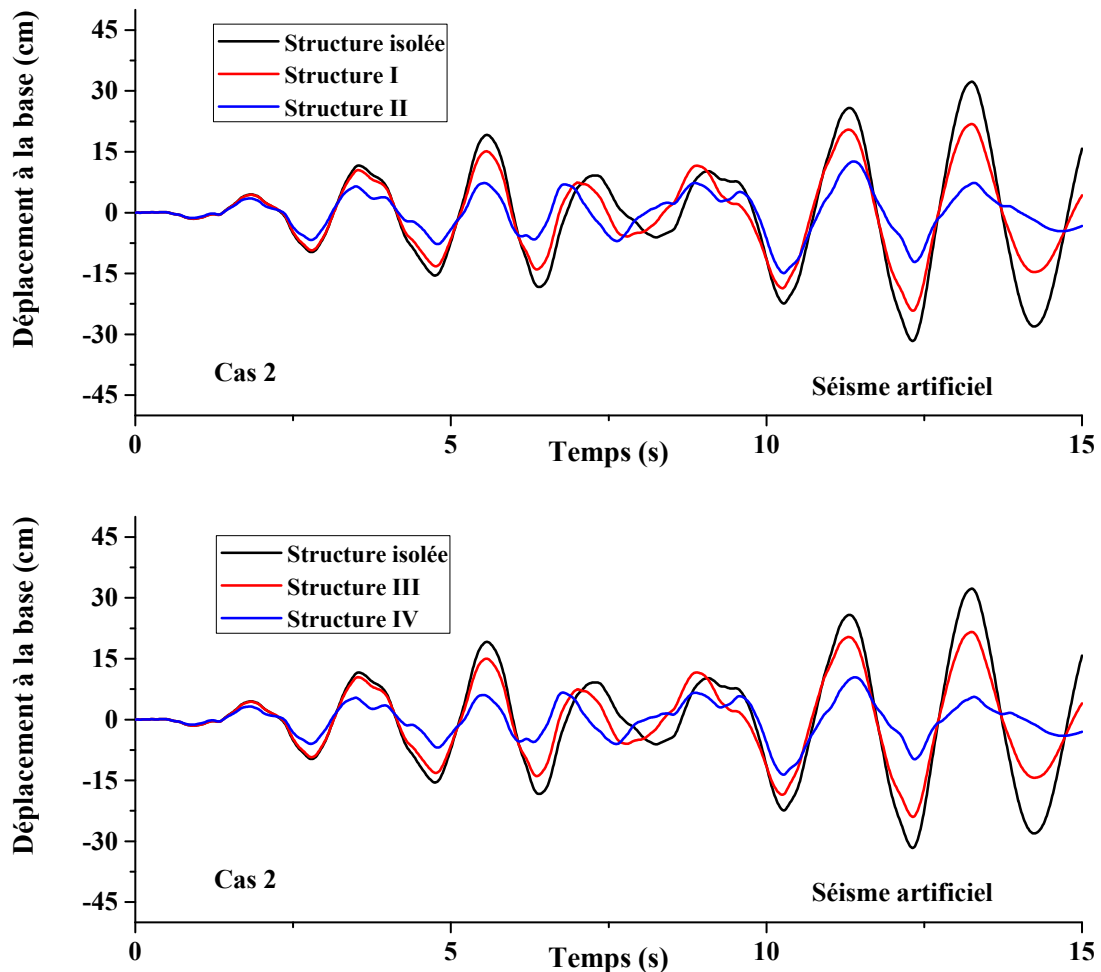


Figure 4.12 Déplacement à la base de la structure rigide sous excitation artificielle (Cas 2)

La figure (4.12) présente les déplacements de la base de la structure rigide excitée par l'enregistrement artificiel. La réponse dynamique des bases des quatre variantes de structures est illustrée. Pour le (Cas 2) l'isolateur a un grand taux d'amortissement comparé avec le (Cas 1). L'effet direct de l'amortissement de l'isolateur est visible en tant que réduction de la réponse de la structure et ainsi des déplacements de la base, cette réduction est visible lors de la comparaison des résultats des deux cas d'isolateurs étudiés (Cas 1 et Cas 2). Pour ce qui est des deux variantes d'emplacement de l'amortisseur TMD et ATMD, les performances sont plus ou moins proches; cela est dû à la faible hauteur de la structure mais aussi à la faible intensité du séisme artificiel. Pour ce qui est de l'approche de contrôle, l'algorithme actif associé avec l'ATMD donne de meilleurs résultats que le TMD et cela pour les deux variantes d'emplacement.

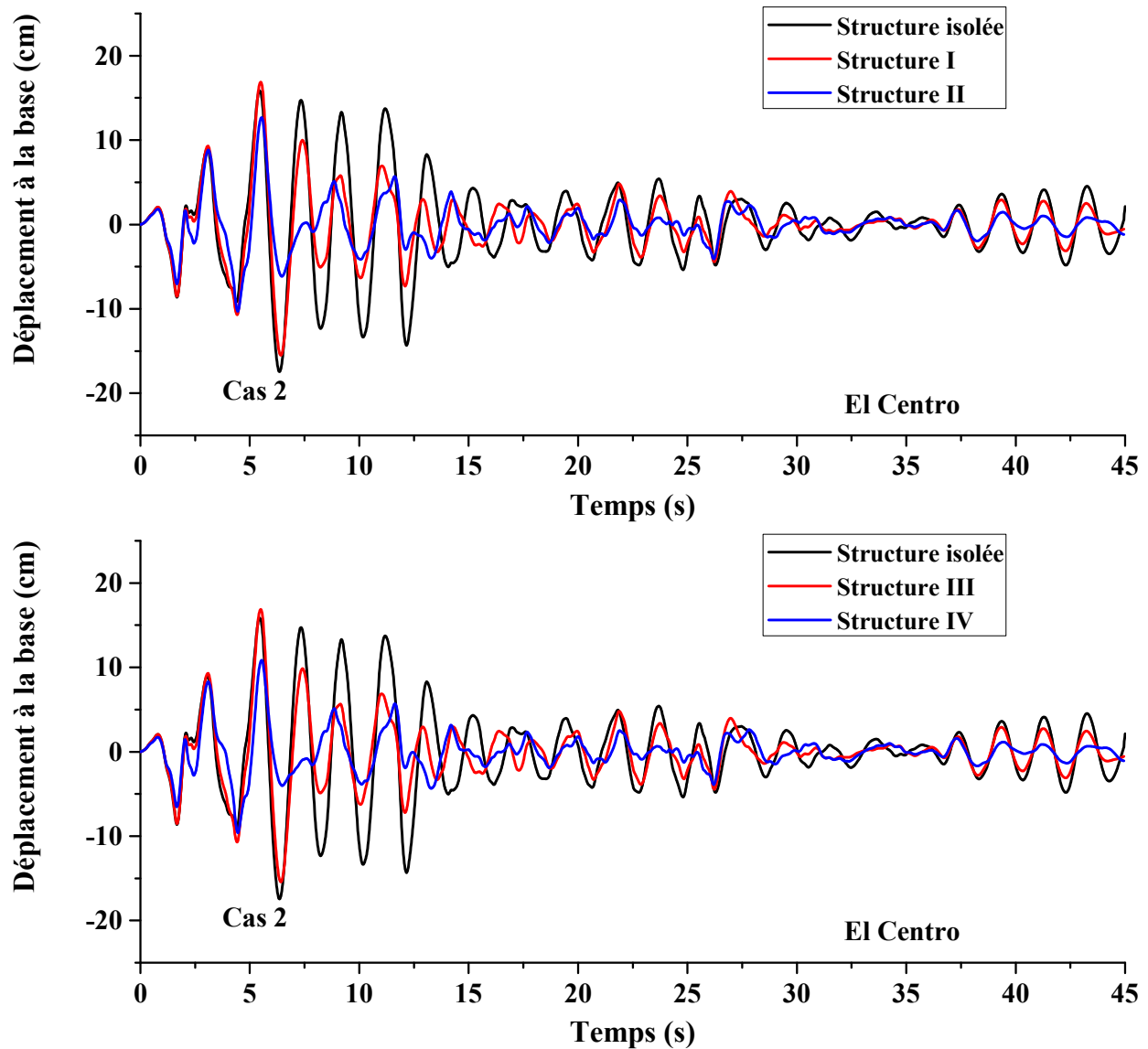


Figure 4.13 Déplacement à la base de la structure rigide sous le séisme d'El Centro (Cas 2)

La figure (4.13) illustre la réponse sismique de la base des quatre variantes de structures étudiées. Cette réponse est obtenue suite à l'utilisation de l'enregistrement sismique d'El Centro ; l'effet du fort taux d'amortissement est encore visible sur la réponse de la structure. Ainsi, le TMD prend du temps pour commencer à réduire la réponse et cela pour les deux variantes d'emplacement (au sommet et à la base). Pour ce qui est de l'amortisseur ATMD, ce dernier réagit rapidement grâce à son principe de fonctionnement (source d'énergie indépendante) et réduit considérablement la réponse sismique comparé avec le TMD. L'emplacement n'a pas d'effet remarquable sur la performance de l'ATMD, cela peut être lié à la faible hauteur de la structure (5 étages).

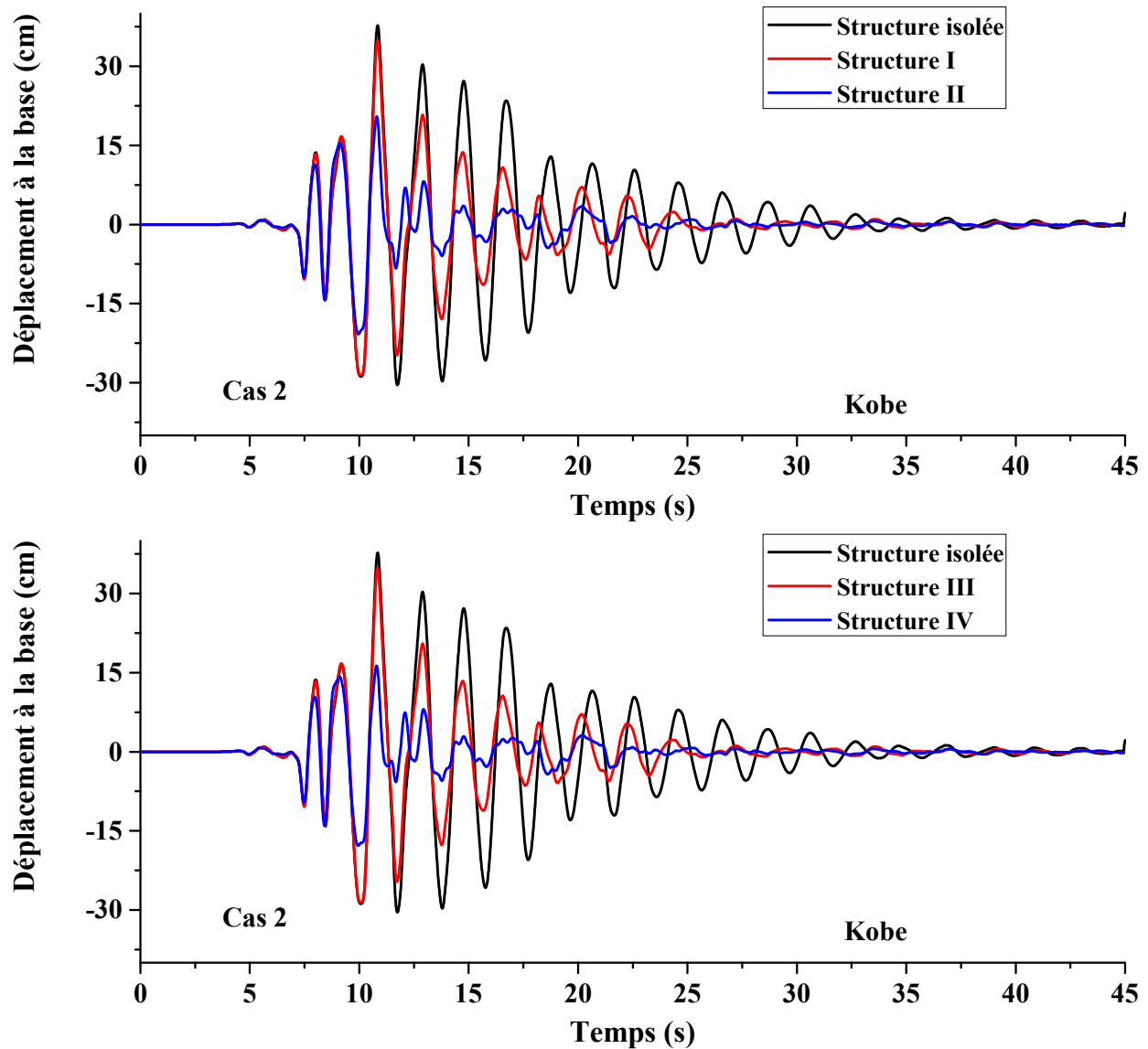


Figure 4.14 Déplacement à la base de la structure rigide sous le séisme de Kobe (Cas 2)

Les déplacements de la base sous l'effet du séisme de Kobe sont montrés sur la figure (4.14) et cela pour les quatre variantes de structures étudiées. Pour les séismes de forte intensité, le TMD se retrouve souvent emporté par le mouvement de la structure ; ainsi il n'agit pas comme force de recentrage et ne réduit pas de manière significative la réponse de la structure notamment pour les premiers cycles de vibration. L'emplacement n'affecte pas ce comportement et ne change rien à l'inefficacité du TMD lors des séismes de forte intensité. Pour ce qui est de l'amortisseur ATMD ce dernier réagit rapidement et réduit considérablement le pic de déplacement de la base de la structure quel que soit son emplacement (au sommet ou à la base).

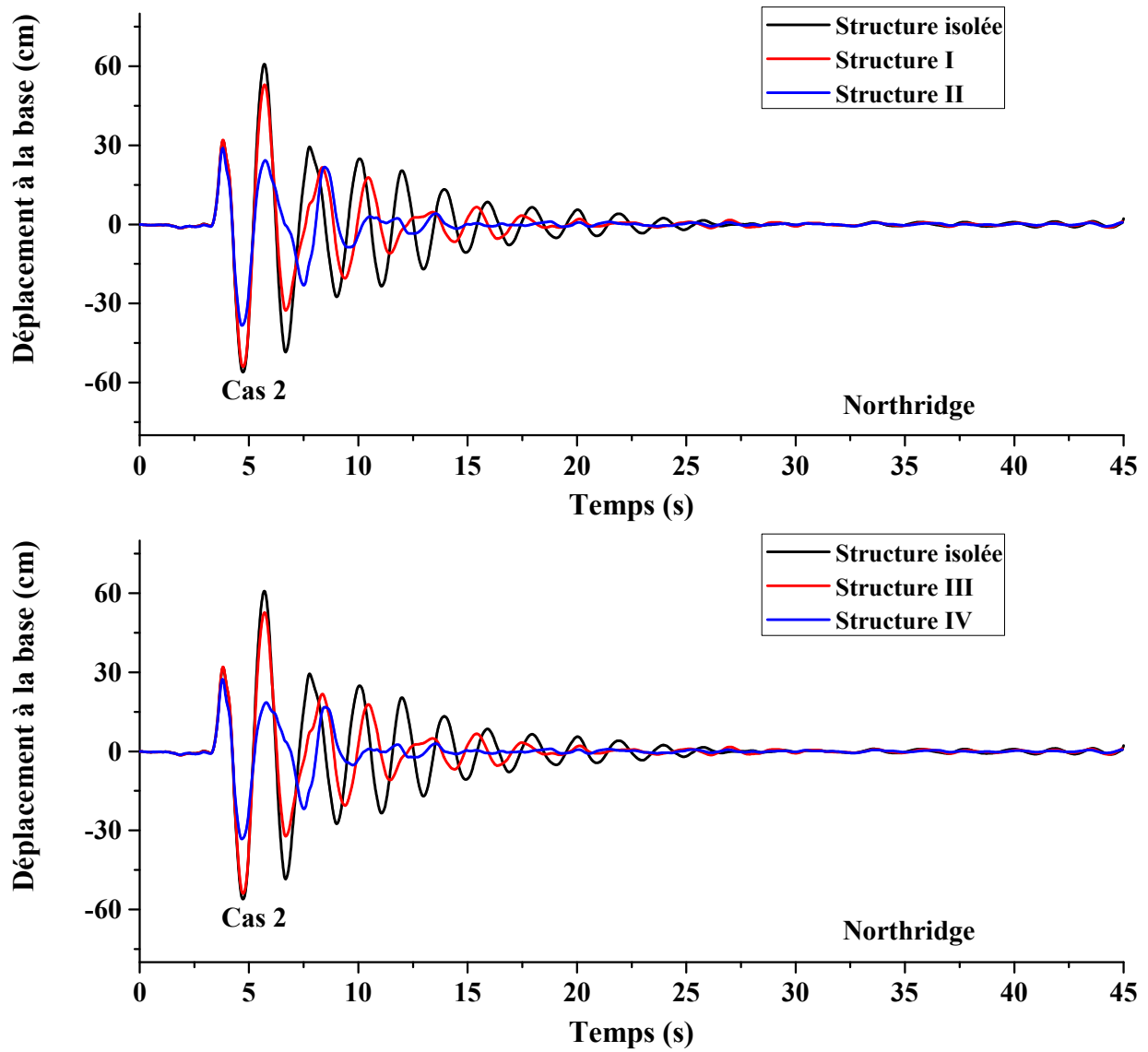


Figure 4.15 Déplacement à la base de la structure rigide sous le séisme de Northridge (Cas 2)

La figure (4.15), présente les déplacements de la base des quatre variantes de structure étudiées sous le séisme de Northridge. Indépendamment de l'emplacement, l'amortisseur ATMD donne de meilleurs résultats que le TMD passif. Ainsi sa vitesse de réaction lui permet de réduire considérablement la réponse dans un laps de temps très court. Par conséquent, l'efficacité des dispositifs actifs est certaine surtout pour des séismes de forte intensité.

4.9.1.2 Déplacements maximaux des étages

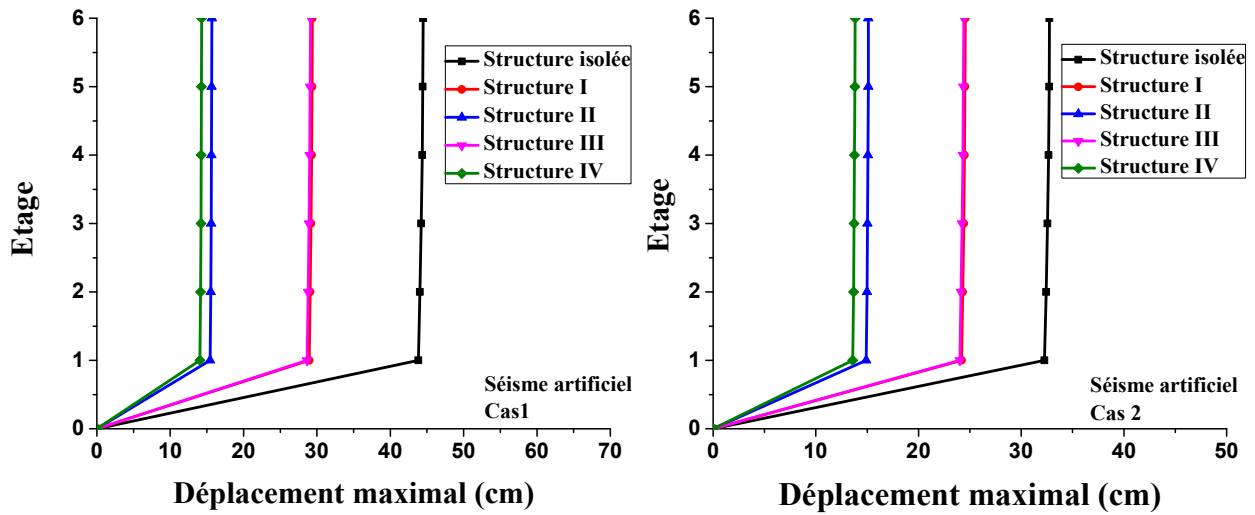


Figure 4.16 Déplacements maximums de la structure rigide sous excitation artificielle

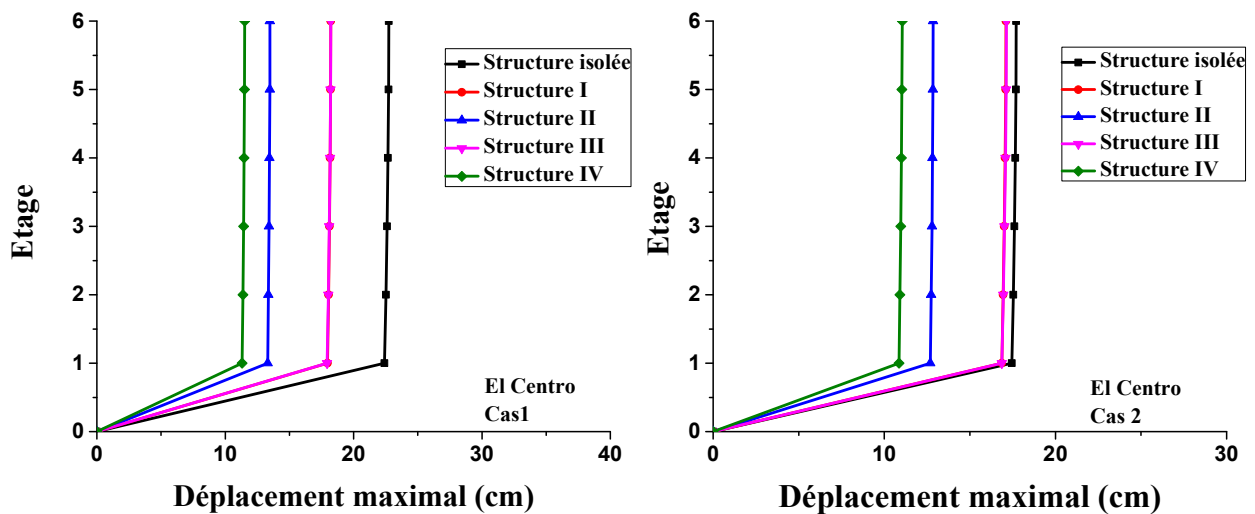


Figure 4.17 Déplacements maximum de la structure rigide sous excitation El Centro

Les figure (4.16) et (4.17) montrent les déplacements maximaux de tous les étages de la structure rigide sous le séisme artificiel et celui d’El Centro et cela pour les deux cas étudiés. Il est clair que la réduction de la réponse due à l’introduction d’un amortisseur touche tous les étages de la structure sans exception et indépendamment de l’emplacement de ce dernier (au sommet ou à la base). Il est à noter que les performances de l’amortisseur (ATMD) dépassent largement celles du système passif (TMD). Un léger avantage est enregistré pour l’ATMD placé au sommet comparé à celui placé à la base pour les deux séismes et les deux cas d’isolateurs étudiés.

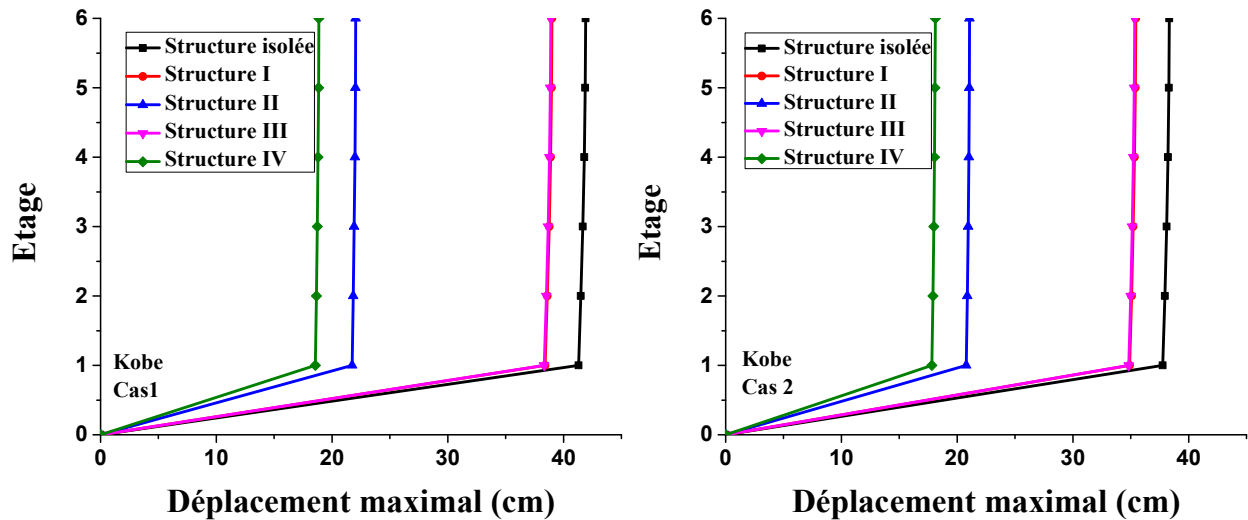


Figure 4.18 Déplacements maximum de la structure rigide sous le séisme Kobe

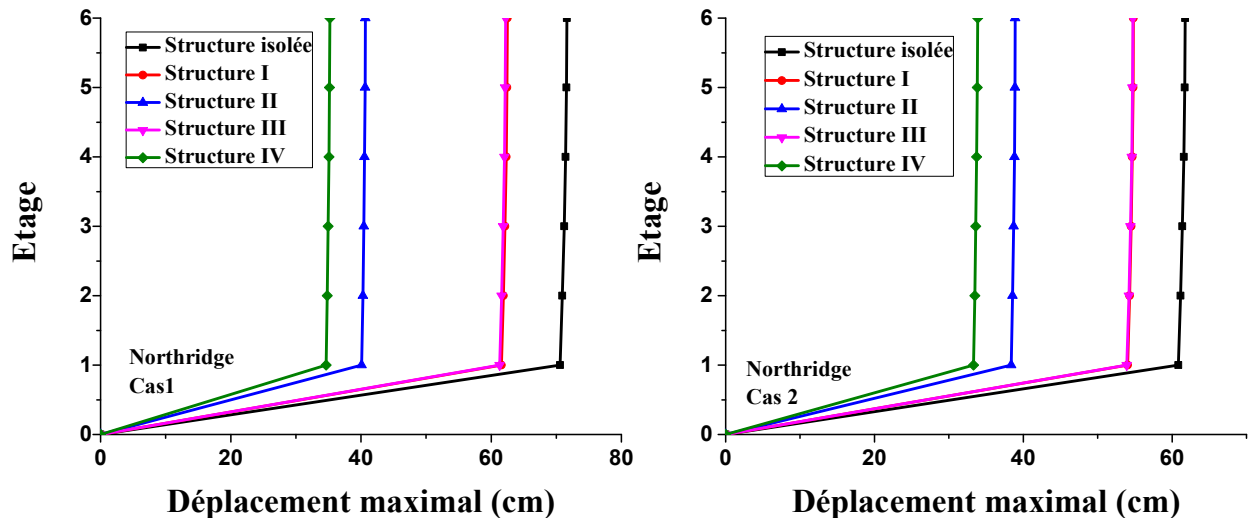


Figure 4.19 Déplacements maximum de la structure rigide sous excitation Northridge

Les figures (4.18) et (4.19) montrent les déplacements maximaux de tous les étages de la structure étudiée sous les séismes de Kobe et Northridge et cela pour les quatre variantes de stratégie de contrôle. Il est visible sur les deux figures que la réduction touche tous les étages de la structure. Il est clair aussi que la réduction obtenue en utilisant un dispositif actif (ATMD) est plus importante que celle obtenue par un dispositif passif (TMD). Ainsi, la stratégie de contrôle actif surpasse la stratégie de contrôle passif quel que soit l'emplacement du dispositif. Une comparaison entre les deux emplacements du dispositif actif donne un avantage pour l'utilisation de ce type de dispositif au sommet de la structure.

4.9.1.3 Accélération maximale

4.9.1.3.1 Cas 1

Tableau 4.6 Accélération maximale de la structure rigide Cas 1

Excitation	Etage	Accélération max (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Séisme Artificiel Cas 1	Base	822.99	683.63	528.01	680.65	515.19
	1	828.18	688.07	534.38	685.13	519.71
	2	833.07	692.37	540.81	689.45	521.93
	3	837.24	696.09	546.25	693.21	521.64
	4	839.83	698.37	549.00	695.54	519.30
	5	840.65	699.04	548.84	696.25	515.67
Séisme El Centro Cas 1	Base	348.91	349.95	355.72	350.12	350.91
	1	350.99	352.05	358.54	352.19	352.66
	2	352.91	353.99	361.18	354.10	353.82
	3	354.55	355.64	363.46	355.72	354.39
	4	355.74	356.83	365.05	356.88	354.46
	5	356.35	357.44	365.82	357.47	354.08
Séisme Kobe Cas 1	Base	975.11	954.06	949.41	953.81	921.60
	1	979.74	958.66	954.39	958.31	926.63
	2	983.10	962.01	958.02	961.56	930.85
	3	985.36	964.26	960.35	963.71	933.97
	4	986.71	965.62	961.61	964.97	935.63
	5	987.34	966.24	962.13	965.50	935.59
Séisme Northridge Cas 1	Base	971.91	968.54	969.41	968.67	952.26
	1	976.77	973.42	975.10	973.50	957.67
	2	980.48	977.14	978.90	977.18	962.36
	3	983.10	979.77	981.05	979.76	965.91
	4	984.76	981.43	982.11	981.37	967.80
	5	985.56	982.24	982.51	982.13	967.90

Le tableau (4.6) donne la variation des accélérations de tous les étages de la structure rigide équipée d'un isolateur à faible amortissement (cas 1). Les accélérations sont présentées pour les quatre séismes utilisés dans cette étude et cela pour les quatre variantes de structures équipées d'amortisseur de différents modes de contrôle à différents emplacements. On remarque que la réduction de l'accélération est liée à l'intensité de l'excitation sismique en premier lieu, puis au

mode de dissipation en second lieu. Ainsi, pour des séismes de faible intensité tel que le séisme artificiel utilisé, la réduction de l'accélération est bien évidente.

Pour tous les enregistrements utilisés, le contrôle actif offre une meilleure réduction de l'accélération et plus exactement quand l'ATMD est placé au sommet de la structure.

4.9.1.3.2 Cas 2 :

Tableau 4.7 Accélérations maximaux de la structure rigide Cas 2

Excitation	Etage	Accélérations max (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Séisme Artificiel Cas 2	Base	719.38	635.32	519.62	633.43	508.14
	1	724.78	640.25	526.59	638.41	513.29
	2	729.94	645.05	533.67	643.24	516.29
	3	734.26	649.10	539.64	647.33	516.84
	4	736.64	651.31	542.60	649.59	515.04
	5	736.94	651.53	542.27	649.86	511.49
Séisme El Centro Cas 2	Base	349.81	350.26	351.90	350.38	346.16
	1	352.05	352.51	354.71	352.61	347.98
	2	354.16	354.63	357.36	354.70	349.29
	3	355.98	356.45	359.66	356.49	350.05
	4	357.28	357.75	361.25	357.77	350.31
	5	357.94	358.41	362.00	358.40	350.06
Séisme Kobe Cas 2	Base	943.69	942.34	935.75	942.55	908.58
	1	947.80	946.84	940.31	947.01	913.54
	2	950.36	950.20	944.15	950.34	917.59
	3	951.72	952.47	946.98	952.57	920.51
	4	952.30	953.81	948.66	953.86	922.06
	5	952.73	954.40	949.44	954.42	922.07
Séisme Northridge Cas 2	Base	970.08	966.43	962.89	966.50	944.38
	1	974.86	971.22	968.23	971.26	949.59
	2	978.29	974.66	971.58	974.65	953.94
	3	980.49	976.86	973.21	976.81	957.06
	4	981.75	978.12	973.81	978.03	958.64
	5	982.31	978.68	973.96	978.56	958.67

Le tableau (4.7) montre les accélérations de tous les étages de la structure rigide équipée d'un isolateur à fort amortissement. L'allure des résultats est analogue à celle de la structure équipée d'un isolateur à faible amortissement. Ainsi la réduction pour des séismes de faible intensité est bien évidente alors qu'elle reste relativement faible pour des séismes de forte intensité. Pour ce qui du mode de contrôle, le dispositif actif placé soit à la base soit au sommet donne de meilleurs résultats comparé au dispositif passif. L'emplacement d'un dispositif actif au sommet donne de résultats plus appréciables.

Pour les séismes de forte intensité, tels que Kobe et Northridge la réduction est plus faible et à peine visible. C'est ce qui milite en faveur de l'utilisation de la valeur efficace (RMS).

4.9.1.4 *Root Mean Square (RMS)* des accélérations

4.9.1.4.1 Cas 1 :

Tableau 4.8 RMS des accélérations de la structure rigide Cas 1

Excitation	Etage	Accélérations				
		Root Mean Square (RMS) (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Séisme Artificiel Cas 1	Base	220.62	177.75	141.77	177.00	140.39
	1	221.80	178.74	143.12	177.98	140.85
	2	222.75	179.54	144.33	178.76	140.96
	3	223.46	180.13	145.29	179.34	140.76
	4	223.94	180.55	146.04	179.74	140.24
	5	224.19	180.76	146.49	179.95	139.60
Séisme El Centro Cas 1	Base	196.96	148.96	128.25	148.58	125.23
	1	197.96	149.74	129.06	149.34	125.82
	2	198.77	150.37	129.74	149.96	126.26
	3	199.38	150.85	130.27	150.43	126.53
	4	199.79	151.18	130.63	150.73	126.65
	5	200.00	151.34	130.82	150.88	126.61
Séisme Kobe Cas 1	Base	196.96	148.96	128.25	148.58	125.23
	1	197.96	149.74	129.06	149.34	125.82
	2	198.77	150.37	129.74	149.96	126.26
	3	199.38	150.85	130.27	150.43	126.53
	4	199.79	151.18	130.63	150.73	126.65
	5	200.00	151.34	130.82	150.88	126.61
Séisme Northridge Cas 1	Base	199.88	138.38	104.56	138.01	97.80
	1	200.89	139.08	105.19	138.72	98.27
	2	201.71	139.66	105.73	139.30	98.62
	3	202.33	140.10	106.15	139.74	98.84
	4	202.74	140.40	106.44	140.04	98.95
	5	202.95	140.55	106.59	140.19	98.95

Le tableau (4.8) montre les RMS des accélérations de tous les étages de la structure rigide équipée d'un isolateur à fort taux d'amortissement. Les RMS des accélérations sont toujours présentés pour les quatre séismes utilisés dans cette étude et cela pour les quatre variantes de structures équipés d'amortisseurs à masse accordée de différents modes de contrôle et à différents emplacements.

On observe sur le tableau (4.8) que la réduction des RMS des accélérations est liée à l'intensité de l'enregistrement sismique en premier lieu, puis au mode d'amortissement en second lieu, ainsi pour des séismes de faible intensité tel que le séisme d'El Centro et le séisme artificiel, la réduction des RMS des accélérations est bien évidente et dépasse les 30%. Pour les séismes de forte intensité tel que le séisme de Kobe, la réduction est encore acceptable, autour de 35% pour un ATMD placé au sommet de la structure. Tandis que pour l'excitation sismique de Northridge, la réduction des maximums des RMS est bien importante et peut atteindre les 50%. Il est bien clair que pour tous les enregistrements utilisés le contrôle actif offre une meilleure réduction des RMS des accélérations et notamment quand l'ATMD est placé au sommet de la structure.

4.9.1.4.2 Cas 2 :

Tableau 4.9 RMS des accélérations de la structure rigide Cas 2

Excitation	Etage	Accélérations				
		Root Mean Square (RMS) (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Séisme Artificiel Cas 2	Base	187.01	163.60	140.06	163.16	138.72
	1	188.16	164.66	141.51	164.22	139.40
	2	189.12	165.56	142.85	165.11	139.76
	3	189.85	166.25	143.93	165.80	139.74
	4	190.38	166.75	144.80	166.29	139.33
	5	190.67	167.03	145.35	166.57	138.76
Séisme El Centro Cas 2	Base	71.62	62.33	55.36	62.21	54.52
	1	72.02	62.68	55.77	62.56	54.79
	2	72.36	63.00	56.16	62.88	54.97
	3	72.63	63.25	56.49	63.13	55.07
	4	72.82	63.43	56.74	63.30	55.07
	5	72.92	63.52	56.88	63.39	55.02
Séisme Kobe Cas 2	Base	155.62	140.11	126.79	139.91	123.85
	1	156.42	140.84	127.58	140.63	124.45
	2	157.08	141.45	128.25	141.23	124.90
	3	157.58	141.91	128.77	141.68	125.19
	4	157.92	142.22	129.13	141.98	125.32
	5	158.09	142.38	129.31	142.13	125.30
Séisme Northridge Cas 2	Base	147.90	128.26	102.32	128.06	96.14
	1	148.67	128.92	102.94	128.73	96.61
	2	149.29	129.47	103.47	129.28	96.98
	3	149.77	129.89	103.90	129.70	97.22
	4	150.09	130.18	104.19	129.99	97.34
	5	150.25	130.32	104.34	130.14	97.35

Le tableau (4.9) donne la variation des RMS des accélérations de tous les étages de la structure rigide équipée d'un isolateur à fort taux d'amortissement (**Cas 2**). Les RMS des accélérations sont présentés pour les quatre séismes utilisés dans cette étude et cela pour les quatre variantes de structure équipées d'amortisseurs de différents modes de contrôle et à différents emplacements. On remarque que la réduction des RMS des accélérations est liée à l'intensité de l'enregistrement

sismique en premier lieu, puis au mode d'amortissement en second lieu. Ainsi pour des séismes de faible intensité tel que le séisme d'El Centro et le séisme artificiel, la réduction des RMS des accélérations est bien remarquable et ne dépasse pas les 25% ; pour les séismes de forte intensité tel que Kobe, la réduction est acceptable, autour de 20%, cas où le ATMD est placé au sommet de la structure. Tandis que pour le séisme de Northridge, la réduction des maximum des RMS est bien maximale et peut atteindre les 35% lorsque le ATMD est placé au sommet de la structure.

Les résultats obtenus montrent qu'une réduction maximale des RMS des accélérations est obtenue (**Cas 2**) comparée avec le premier (**Cas 1**). Cela pour les quatre excitations sismiques ainsi que pour les différents dispositifs de contrôle.

4.9.1.5 Force de Contrôle

4.9.1.5.1 Cas 1

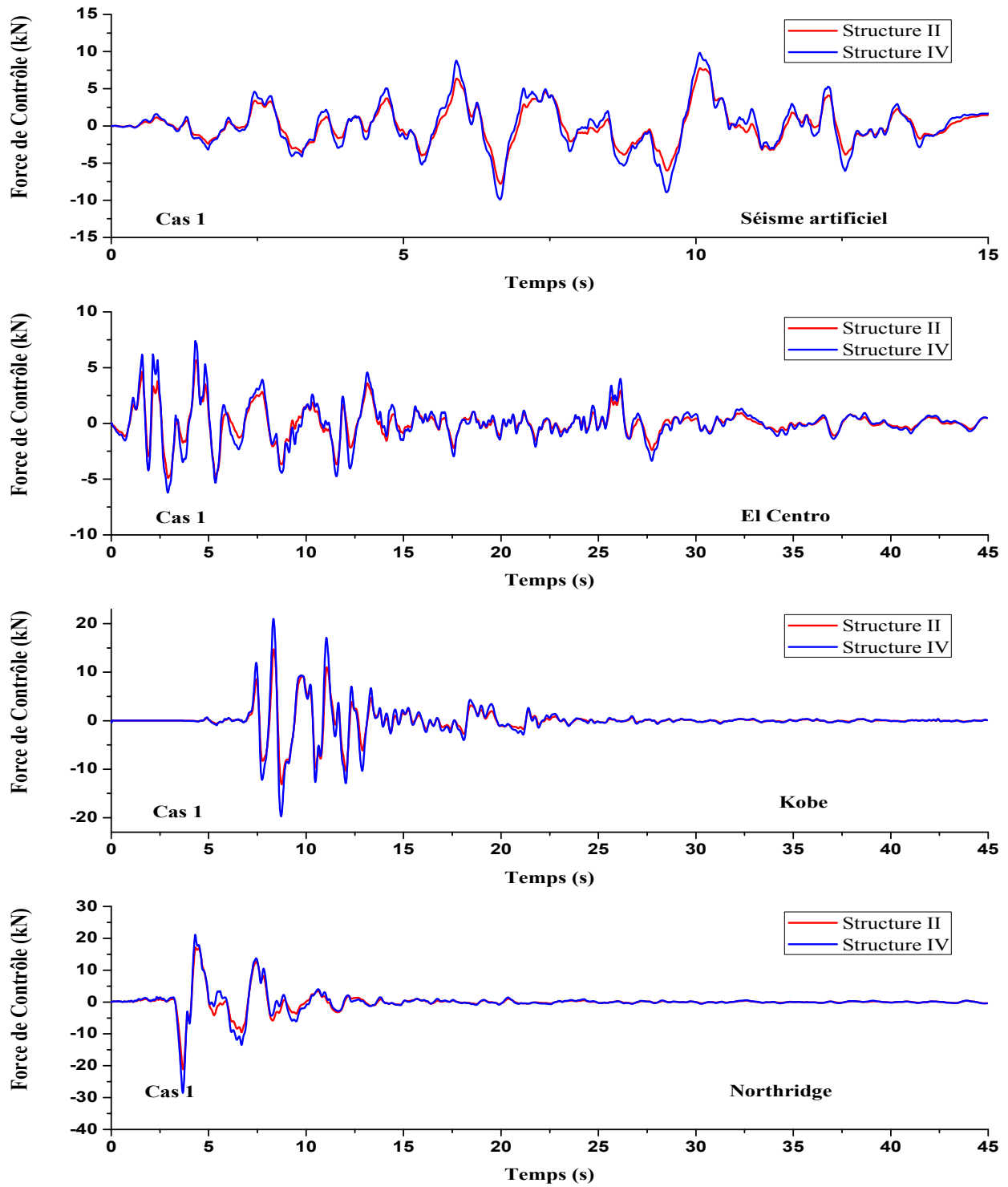


Figure 4.20 Force de contrôle requise pour la structure rigide (cas 1)

Les forces de contrôle requises pour les structures II et IV et pour le **Cas 1** sous les quatre excitations sismiques sont montrées sur la figure (4.20). Etant donné le comportement rigide de la structure considérée, l'allure des forces de contrôle est presque la même lorsque l'amortisseur ATMD est installé sur le premier étage ou bien le dernier étage.

Sur la figure (4.20) et le tableau (4.10), il est bien clair que l'intensité ainsi que l'allure de la force de contrôle est affectée par la nature de l'excitation sismique. La force maximale à développer par l'actionneur pour les deux structures II et IV est d'une grandeur de 10 kN pour les deux seimes de faible intensité, El Centro et le séisme artificiel. Tandis que pour les seimes de forte intensité, Kobe et Northridge, la force maximale requise peut dépasser 20 kN.

Plus de 30% de la force est nécessaire si l'amortisseur actif (ATMD) est installé au dernier étage, par rapport à celui installé sur le premier étage.

Tableau 4.10 Force de contrôle maximale (structure rigide)

Excitation	Cas	Force de contrôle max (kN)	
		Structure II	Structure IV
Artificiel	Cas 1	7.80	9.93
	Cas 2	7.06	9.19
El Centro	Cas 1	5.65	7.39
	Cas 2	5.11	6.89
Kobe	Cas 1	14.75	21.02
	Cas 2	13.47	19.59
Northridge	Cas 1	21.12	28.52
	Cas 2	19.07	26.27

4.9.1.5.2 Cas 2

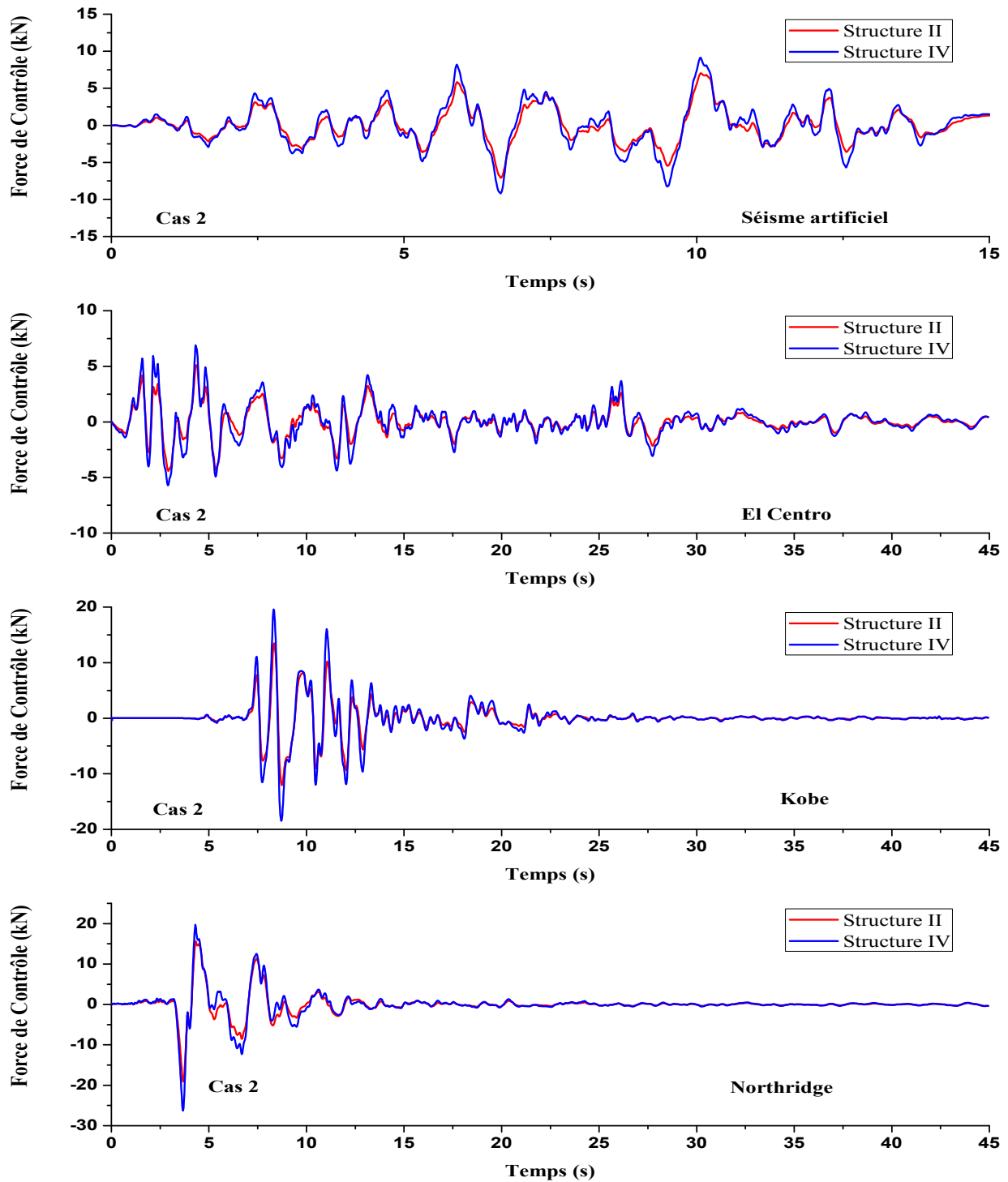


Figure 4.21 Force de contrôle requise pour la structure rigide (Cas 2)

Les forces de contrôle requises pour les deux Structure II et IV pour le **Cas 2** sous les quatre excitations sismiques sont montrées sur la figure (4.21). La même allure des forces de contrôle est notée pour le cas où l'ATMD est installé sur le premier étage ou bien le dernier étage.

Sur la figure 4.21 et le tableau 4.10, il est bien clair que l'intensité ainsi que l'allure de la force de contrôle est affectée par l'intensité de l'excitation sismique (même remarque pour le **Cas 1**). La force maximale à développer par l'actionneur et pour les deux Structures II et IV est d'une grandeur de 10 kN pour les deux séismes de faible intensité, El Centro et le séisme artificiel. Tandis que pour les séismes de forte intensité, Kobe et Northridge, la force maximale requise peut dépasser les 20 kN.

Plus de 30% de la force est nécessaire si le ATMD est installé sur le dernier étage, en comparant si le ATMD est installé sur le premier étage. Plus de 10% de la force est nécessaire pour le **Cas 2** sous les quatre excitations due le taux d'amortissement élevée.

4.9.1.6 Efforts tranchants maximums

Pour conclure les résultats, les efforts tranchants maximums sont montrés sur le tableau (4.10). Les résultats obtenus pour l'effort tranchant confirment les résultats similaires en matière de réduction des déplacements, accélérations...etc.

Par l'installation de l'isolateur parasismique, l'effort tranchant est déjà réduit de plus de 30%. Le calcul de l'effort tranchant pour les quatre configurations et effectué en prenant en compte le mouvement du TMD ou bien celui de l'ATMD selon le cas.

D'après le tableau (4.11), il est clair que la réduction de l'effort tranchant est affectée par la nature de l'excitation sollicitant la structure et aussi par le type d'isolateur.

La réduction de l'effort tranchant pour le **Cas 1** et le **Cas 2** sous les quatre enregistrements sismiques affiche une variation irrégulière. Cette réduction varie entre 1 et 10% pour le séisme artificiel, El Centro et Northridge, et plus de 45% pour Kobe.

Tableau 4.11 Efforts tranchants maximums (structure rigide)

Excitation	Cas	Effort tranchant (kN)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Artificiel	Cas 1	166.34	143.62	111.10	143.05	105.53
	Cas 2	144.64	133.50	109.75	133.15	104.72
El Centro	Cas 1	52.79	44.37	45.82	44.40	44.82
	Cas 2	43.62	43.07	44.18	43.10	43.31
Kobe	Cas 1	93.80	87.86	55.94	87.66	49.23
	Cas 2	84.32	78.35	53.49	78.14	47.35
Northridge	Cas 1	150.60	142.53	132.66	142.49	128.41
	Cas 2	137.96	137.37	128.34	137.33	124.26

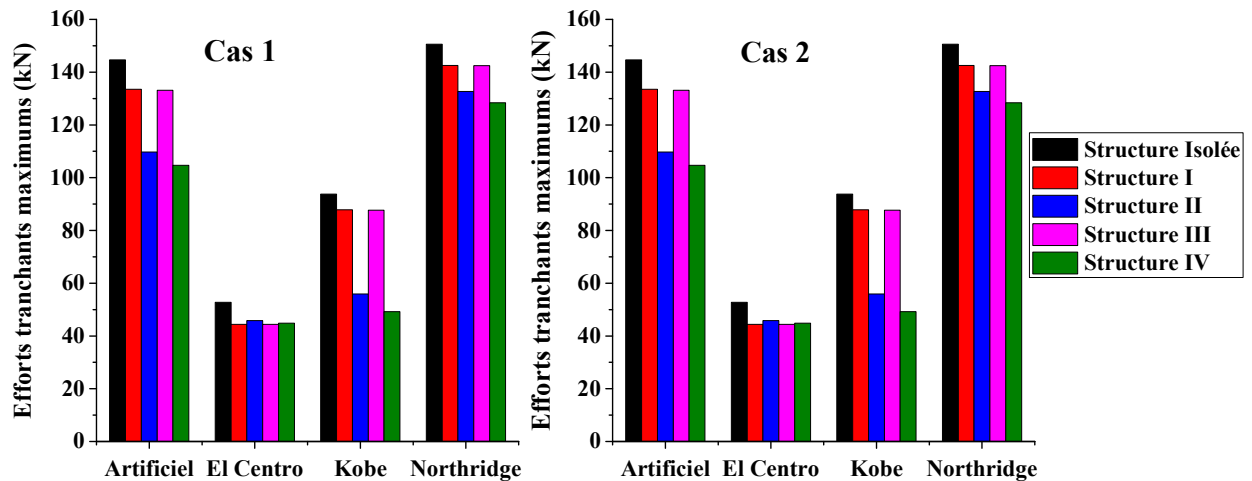


Figure 4.22 Comparaison de la réduction des efforts tranchants (Structure rigide)

4.9.2 Structure Souple

4.9.2.1 Déplacements à la base

4.9.2.1.1 Cas 1 :

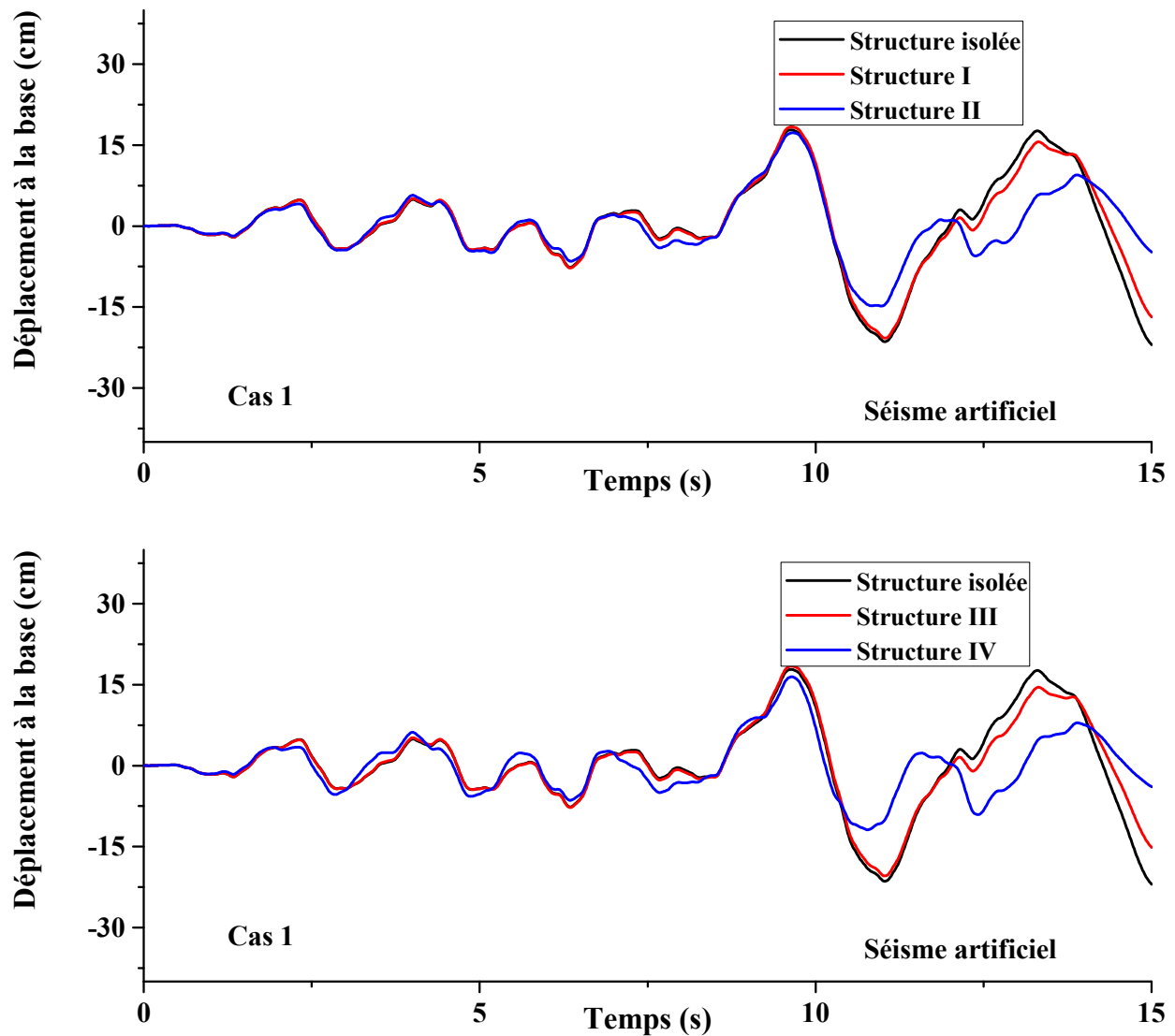


Figure 4.23 Déplacement à la base de la structure souple sous excitation artificielle (Cas 1)

Sur la figure 4.23 le déplacement de la base de la structure (souple) isolée (Cas 1) est tracé sous l'excitation du séisme artificiel. Pour les structure I et II, le TMD est installé à la base de la structure et donc influe directement sur la réponse de cette dernière. La réduction de la réponse de la base est plus efficace dans la structure II comparée avec la structure I. La réduction du déplacement de la base sous excitation artificielle est minimale pour le cas des structures I et structure III.

La réduction obtenue à l'aide d'un TMD seulement est moins significative par rapport à un contrôle actif assuré par un ATMD.

Si l'amortisseur est installé au sommet de la structure cas des structures III et IV, son effet est directement visible sur la base et cela pour le TMD et l'ATMD. La souplesse de la structure affecte légèrement les performances de tels systèmes. Dans l'ensemble, les performances de l'ATMD sont meilleures que celles du TMD dans la réduction du déplacement à la base.

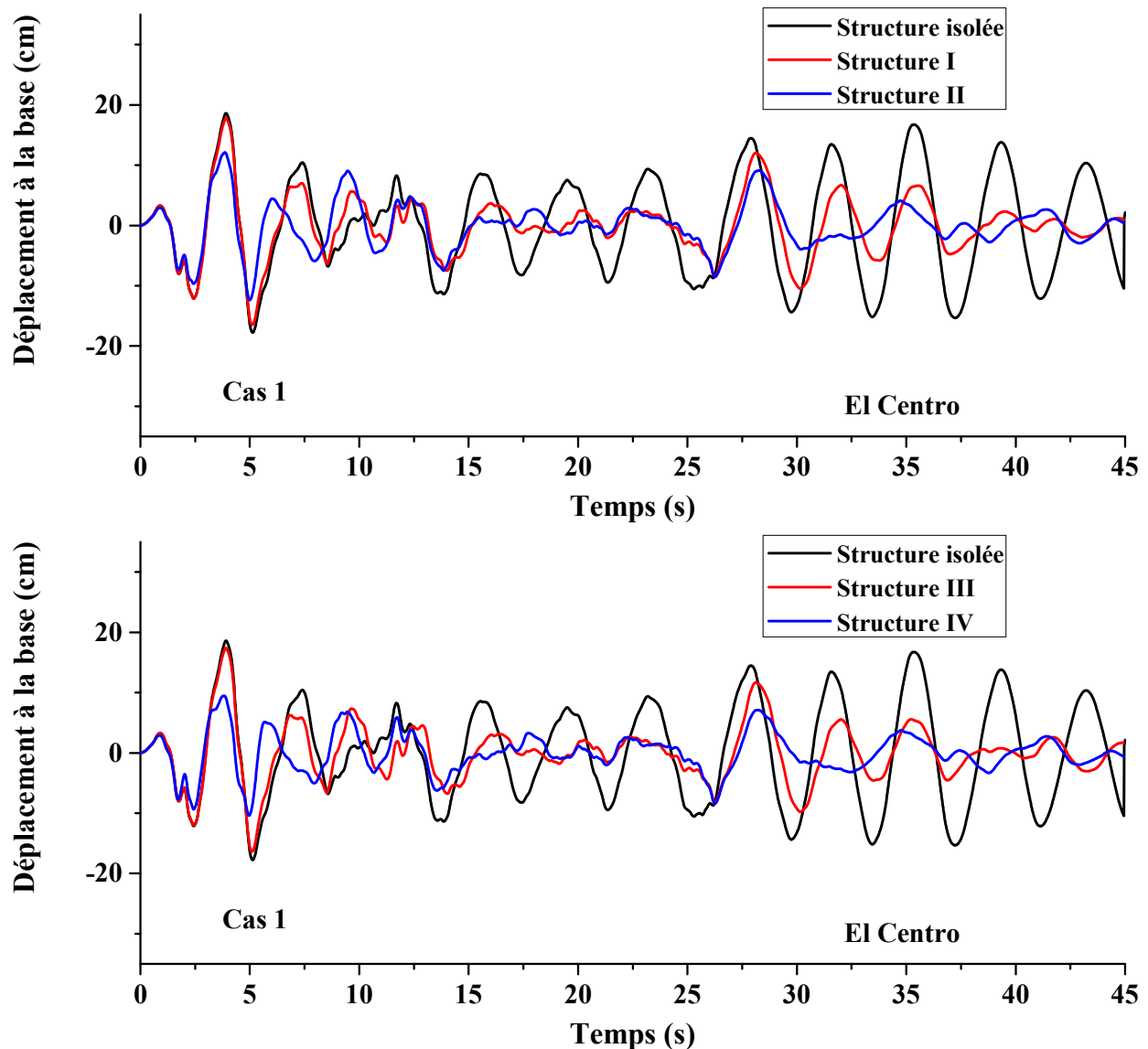


Figure 4.24 Déplacement à la base de la structure souple sous l'excitation d'El Centro (Cas 1)

La figure 4.24 montre le déplacement de la base pour les quatre variantes des structures souples étudiées (**Cas 1**) sous le séisme d'El Centro. Pour les structures I et II, le TMD est placé à la base et contribue effectivement à la réduction des déplacements de cette dernière après quelques cycles de vibration. La réduction des déplacements de la base de la structure II est plus importante que la structure I et cela est directement causé par la force développée par l'actionneur incorporé avec l'ATMD, ainsi l'amortisseur actif donne de meilleurs résultats que celui passif. La même allure de résultats observés pour les structures I et II est constatée pour les structures III et IV dans lesquelles le TMD est placé au dernier étage. Le comportement des structures sous les deux variantes d'emplacement de l'amortisseur est presque identique, et la souplesse de la structure n'affecte que légèrement les performances des systèmes proposés

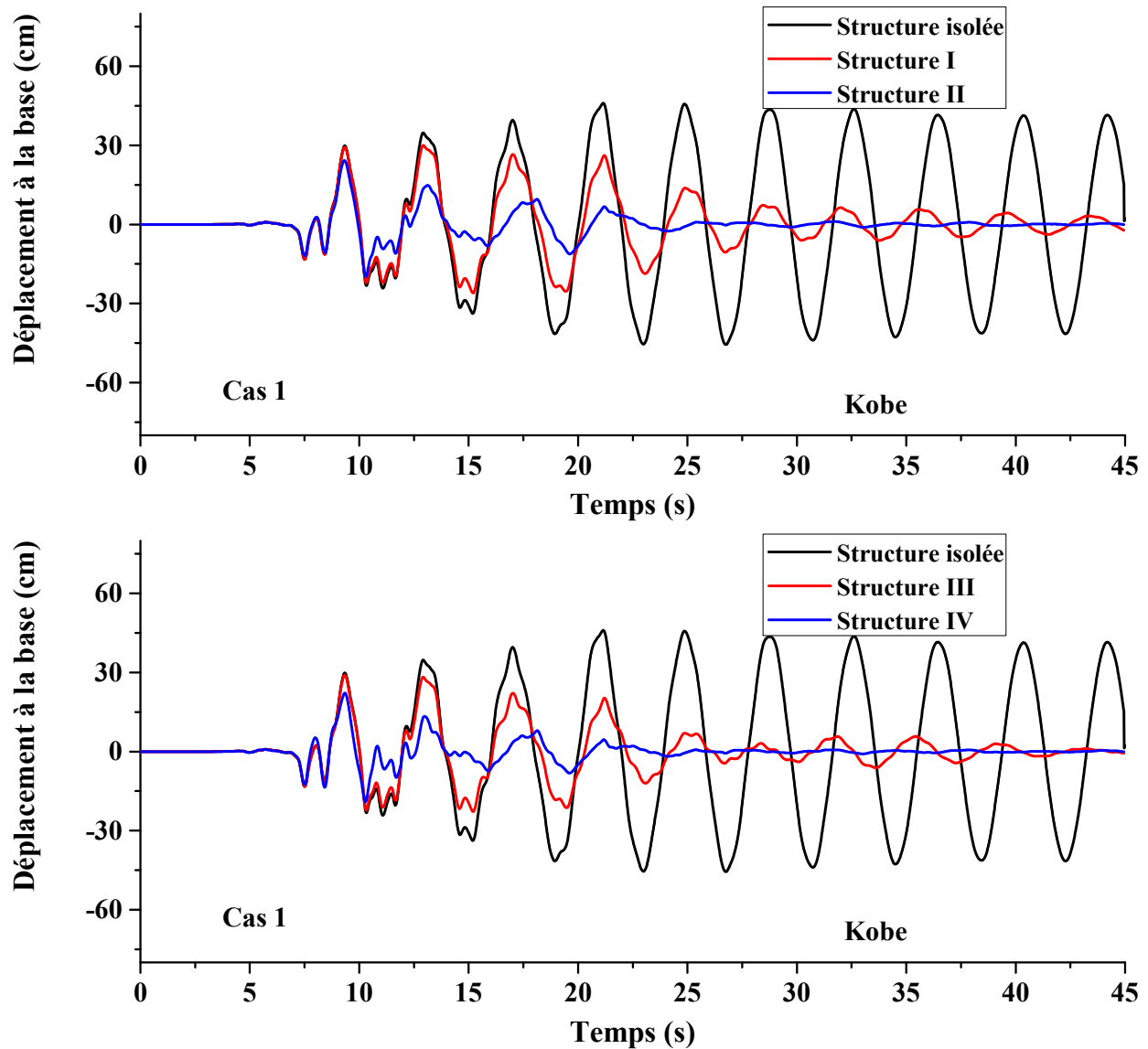


Figure 4.25 Déplacement à la base de la structure souple sous excitation Kobe (*Cas 1*)

Sur la figure 4.25 les déplacements de la base des quatre variantes de structure souples étudiées (**Cas 1**) sous l'effet du séisme de Kobe sont présentés. On remarque qu'une meilleure réduction est obtenue quand l'amortisseur est placé au dernier étage contrairement à la structure rigide, et cela pour les deux variantes d'amortisseur, passif et actif. Pour ce qui est de l'ordre de la réduction le contrôleur ATMD donne des meilleurs résultats comparé au TMD classique, qui lui a généralement besoin de temps de l'ordre de 10 secondes de réaction pour recentré la structure.

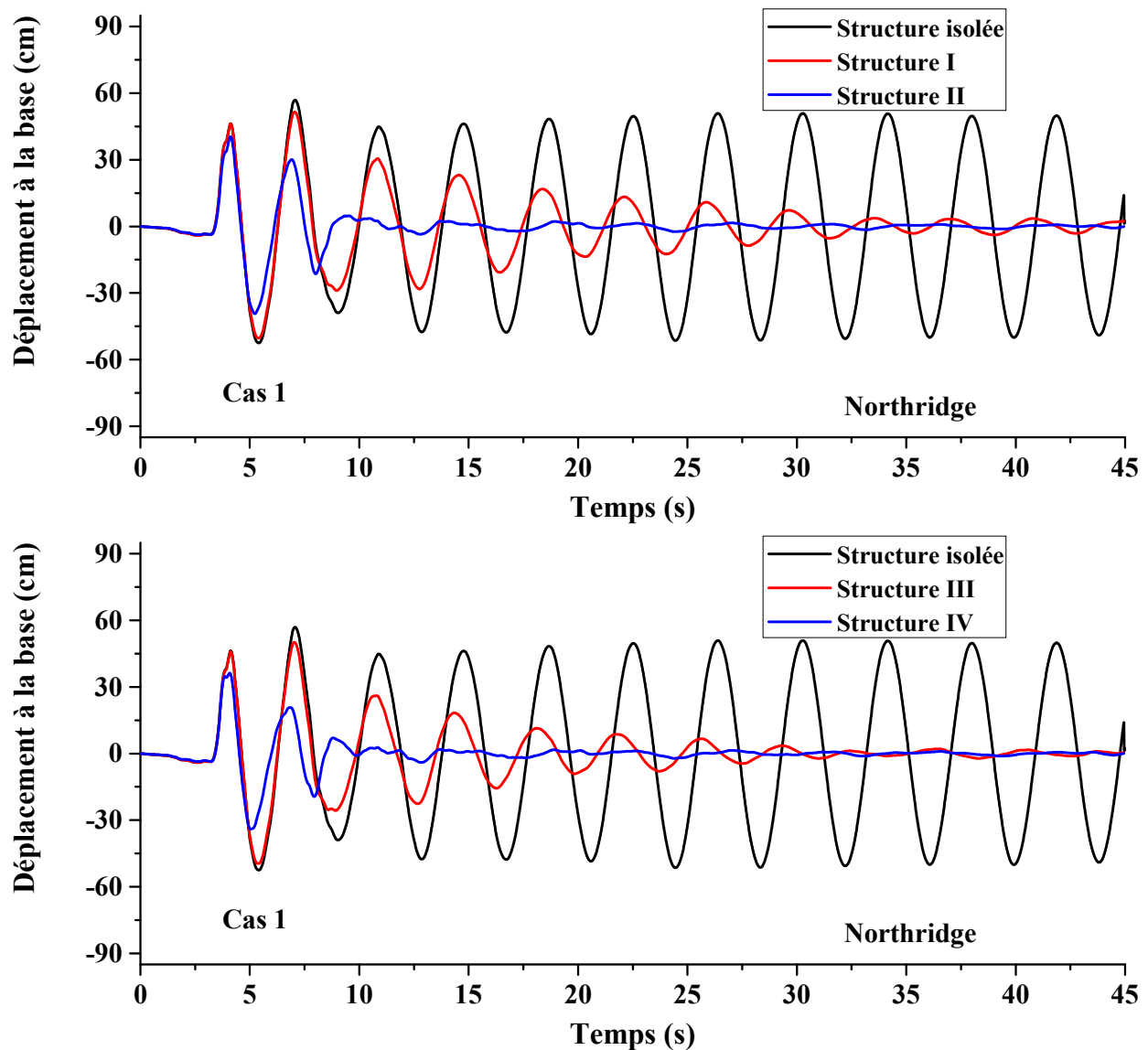


Figure 4.26 Déplacement à la base de la structure souple sous excitation Northridge (**Cas 1**)

Dans la figure 4.26 les déplacements de la base de la structure souple (**Cas 1**) sont tracés, et cela sous le séisme de Northridge. Pour ce séisme en particulier, l'emplacement du TMD au sommet de la structure donne une meilleure réduction que son emplacement au premier étage. Une comparaison entre le TMD passif et l'ATMD actif démontre l'efficacité du contrôle actif quant à la réduction rapide et continue de la réponse dynamique notamment pour des séismes de forte intensité comme le séisme de Northridge.

4.9.2.1.2 Cas 2 :

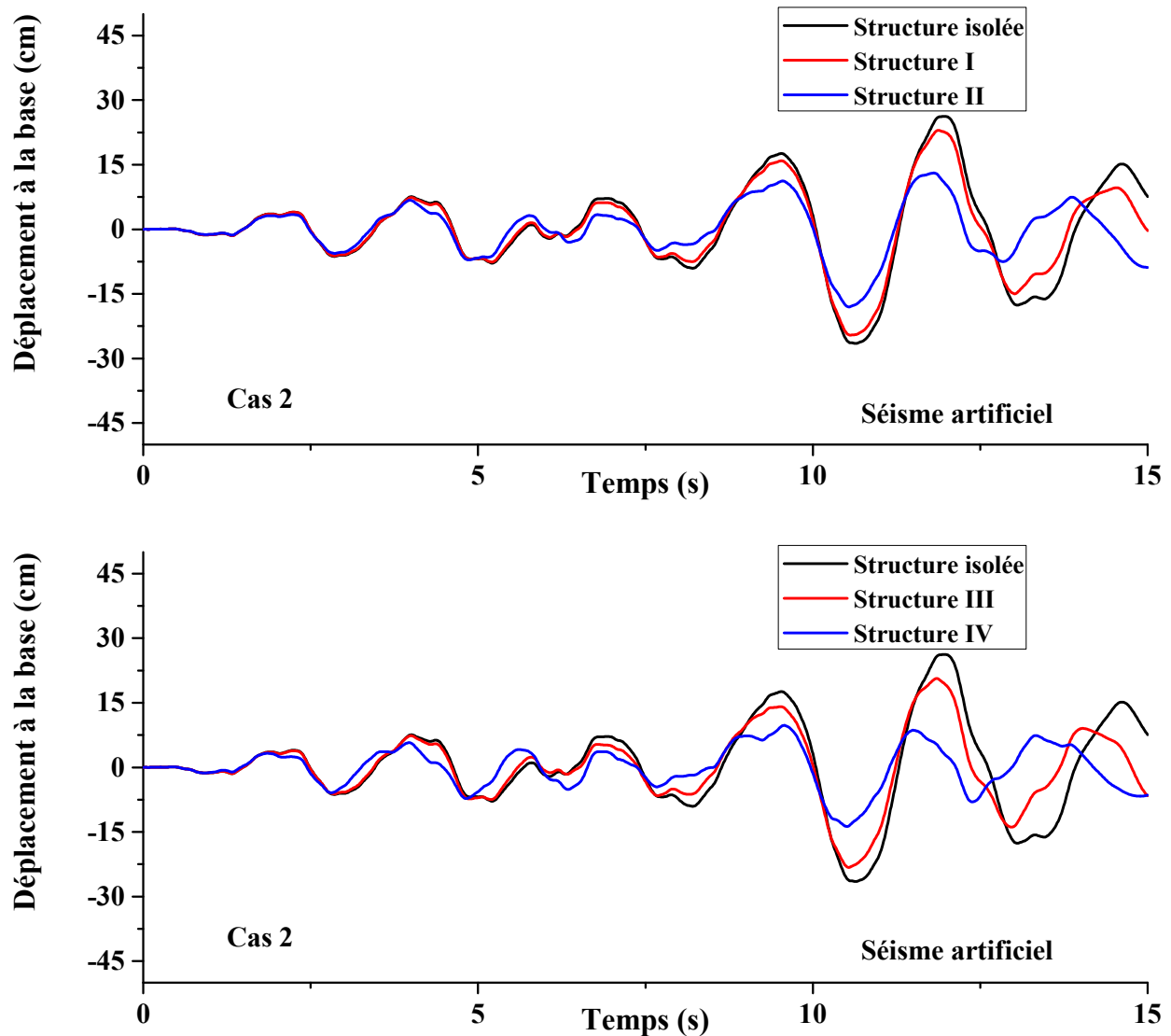


Figure 4.27 Déplacement à la base de la structure souple sous excitation artificielle (Cas 2)

La figure (4.27) montre les déplacements de la base de la structure souple excitée par un séisme artificiel. La réponse dynamique des bases des quatre variantes de structures est présentée. Les déplacements de la base du (Cas2) sont différents de ceux du (Cas1) en raison de la différence des paramètres de l'isolateur. Concernant les deux variantes d'emplacement du TMD, les performances sont plus ou moins proches et la souplesse de la structure affecte positivement les performances du contrôle par le TMD et ATMD. Le TMD et l'ATMD installé au dernier étage est plus performant que celui installé au premier étage. En outre, l'ATMD donne de meilleurs résultats que le TMD passif et cela pour les deux variantes d'emplacement.

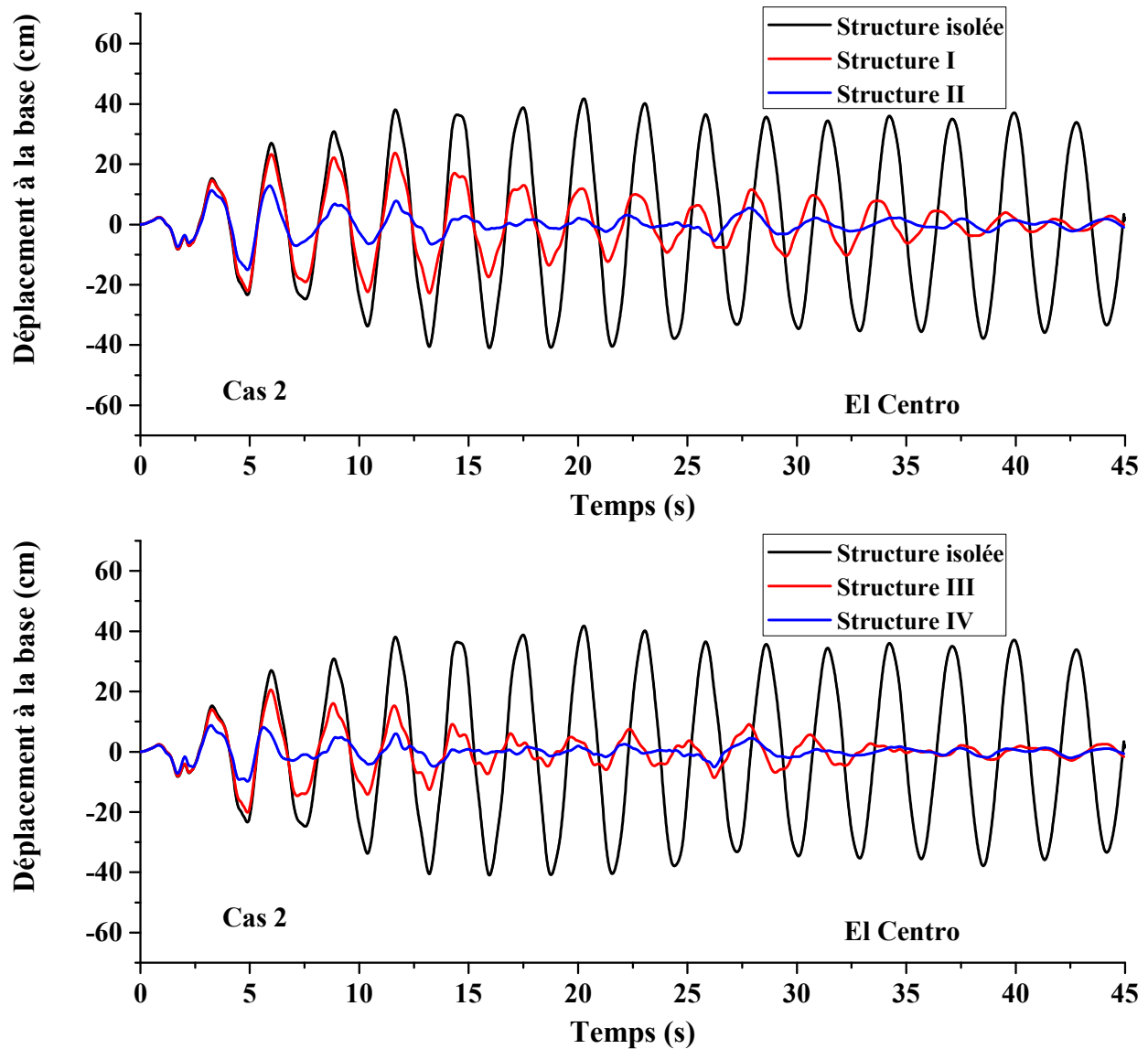


Figure 4.28 Déplacement à la base de la structure souple sous excitation El Centro (Cas 2)

La figure (4.28) illustre la réponse sismique de la base des quatre variantes de structures souples (Cas 2) étudiées. Cette réponse est obtenue suite à l'utilisation de l'enregistrement sismique d'El Centro. Il est clair que le TMD ou l'ATMD sont plus performants au sommet de la structure contrairement à la structure rigide. Le TMD a besoin de temps pour commencer à réduire la réponse et cela pour les deux variantes d'emplacement (au sommet et à la base). Pour ce qui est du système actif (ATMD) ce dernier réagit rapidement grâce à son principe de fonctionnement (source d'énergie indépendante) et réduit considérablement la réponse sismique comparé à l'amortisseur passif (TMD).

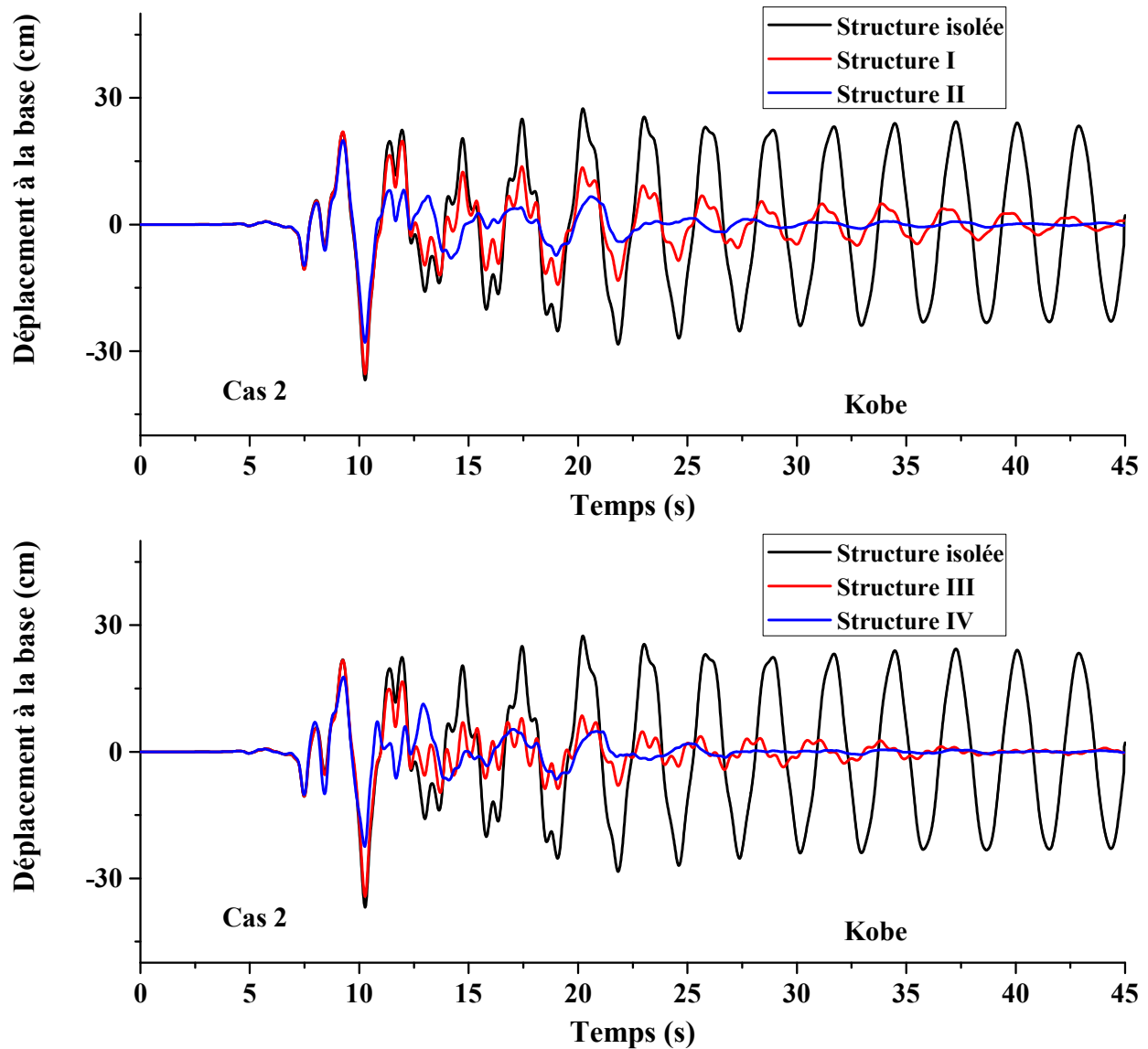


Figure 4.29 Déplacement à la base de la structure souple sous excitation Kobe (Cas 2)

Les déplacements de la base sous l'effet du séisme de Kobe sont montrés sur la figure (4.29) et cela pour les quatre variantes de structures étudiées de la structure souple (**Cas 2**). Pour ce séisme qui est de forte intensité, il est clair que le TMD ou l'ATMD sont plus performants au sommet de la structure qu'à la base. Le TMD a besoin de temps pour commencer à réduire la réponse et cela pour les deux variantes d'emplacement (au sommet et à la base). Pour ce qui est de l'ATMD, ce dernier réagit rapidement et réduit considérablement le pic de déplacement de la base de la structure quel que soit son emplacement dans la structure (au sommet ou à la base).

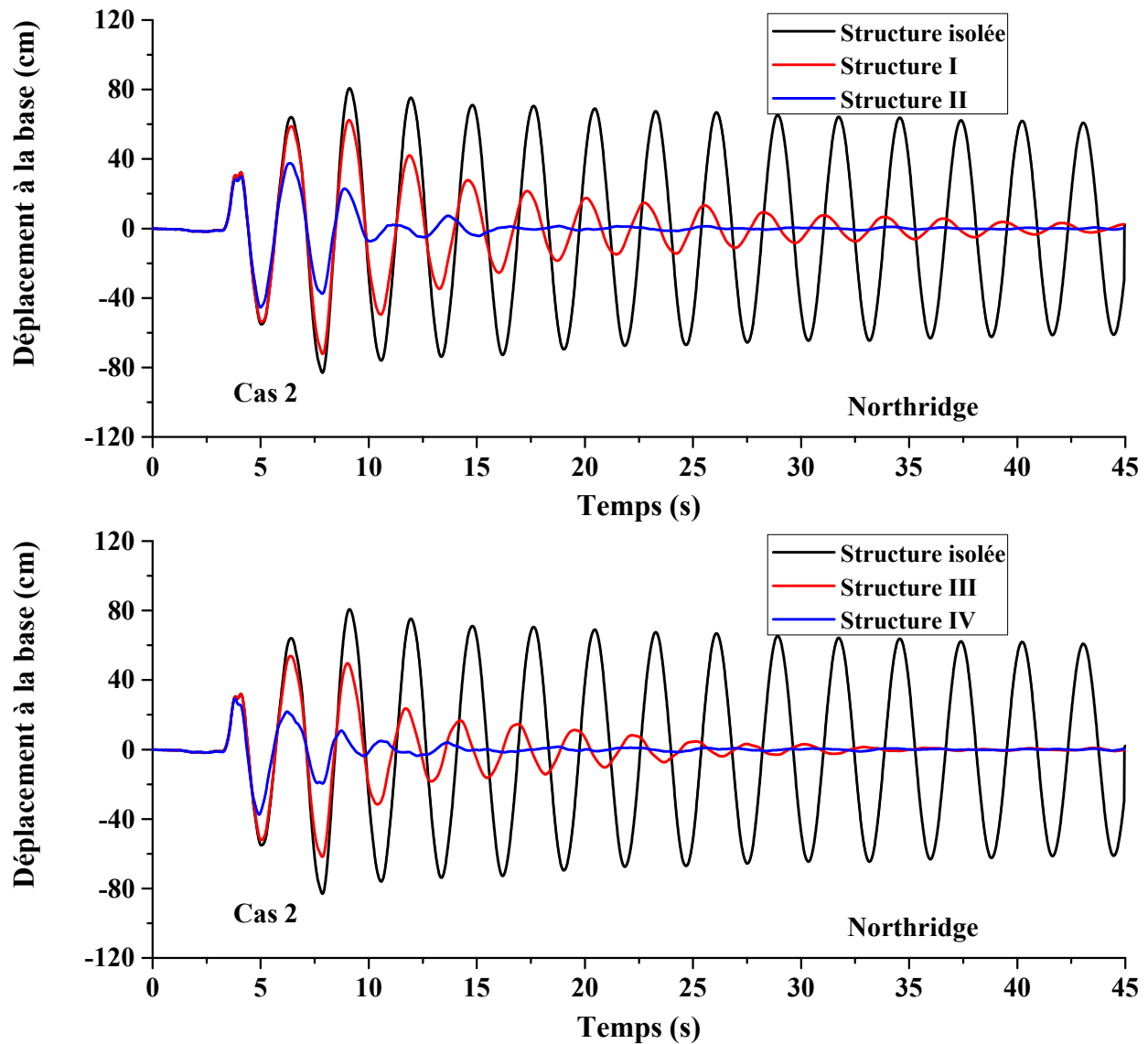


Figure 4.30 Déplacement à la base de la structure souple sous excitation Northridge (Cas 2)

Les déplacements de la base sous l'effet du séisme de Northridge sont montrés sur la figure 4.30 et cela pour les quatre variantes de structures étudiées de la structure souple (Cas 2). Pour ce séisme est qui est de forte intensité, il est clair que le TMD ou l'ATMD sont plus performants au sommet de la structure qu'à la base. Le TMD a besoin de temps pour commencer à réduire la réponse et cela pour les deux variantes d'emplacement (au sommet et à la base). Pour ce qui est de l'ATMD, ce dernier réagit rapidement et réduit considérablement le pic de déplacement de la base de la structure quel que soit son emplacement dans la structure (au sommet ou à la base).

4.9.2.2 Déplacements maximaux des étages :

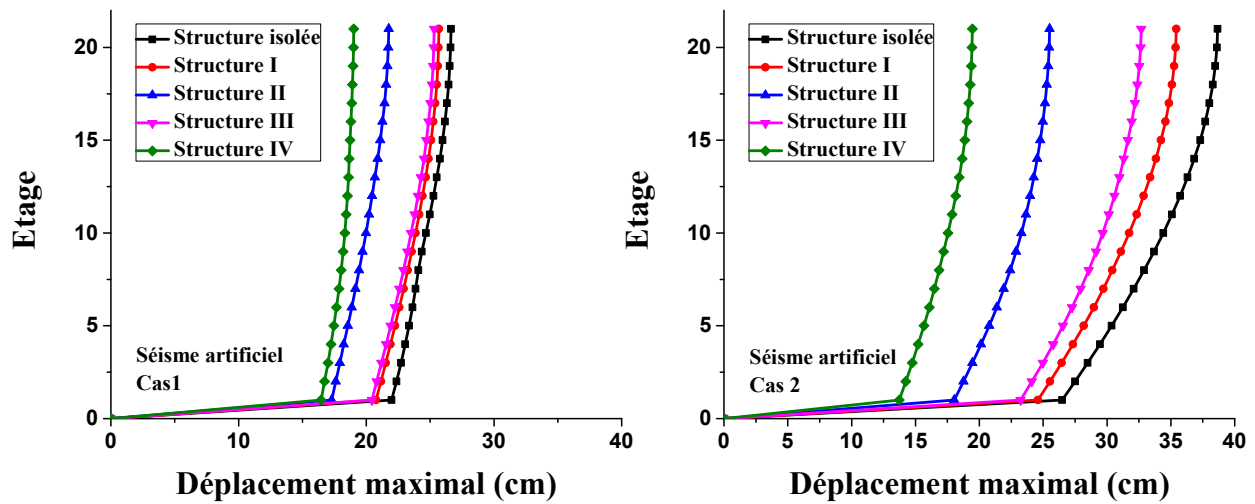


Figure 4.31 Déplacements maximums de la structure souple sous excitation artificielle

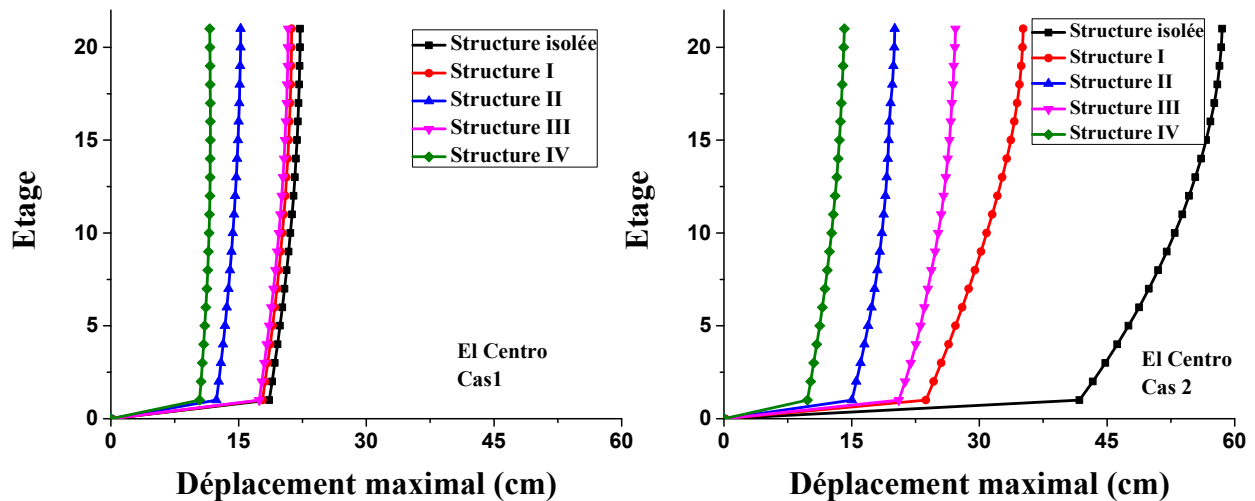


Figure 4.32 Déplacements maximum de la structure souple sous excitation d'El Centro

Les figure (4.31) et (4.32) montrent les déplacements maximaux de tous les étages de la structure souple sous le séisme artificiel et le séisme d'El Centro et cela pour les deux cas étudiés. On remarque que la réduction de la réponse après implémentation d'un amortisseur touche tous les étages de la structure sans exception et indépendamment de l'emplacement de ce dernier (au sommet ou à la base). Il est à noter que les performances de la structure isolée sont affectées par les paramètres de l'isolateur (**Cas1**) et (**Cas 2**). Le comportement de la structure sous ces

enregistrements, et équipée de l'isolateur du (**Cas 2**) n'est pas rigide et des déplacements inter-étages considérables ont lieu, contrairement au (**Cas 1**). Un isolateur avec de tels paramètres (**Cas 2**) ne satisfait pas l'objectif souhaité par l'installation de l'isolateur parasismique. Tandis que les déplacements inter-étages sont faibles pour le (**Cas 1**) contrairement au (**Cas 2**). Les paramètres de l'isolateur affectent aussi les performances des différents systèmes de contrôle proposés. Les performances du système actif (ATMD) dépassent largement celles du système passif (TMD). Un léger avantage est enregistré pour l'ATMD placé au sommet comparé à celui placé à la base pour les deux séismes et les deux cas d'isolateurs étudiés.

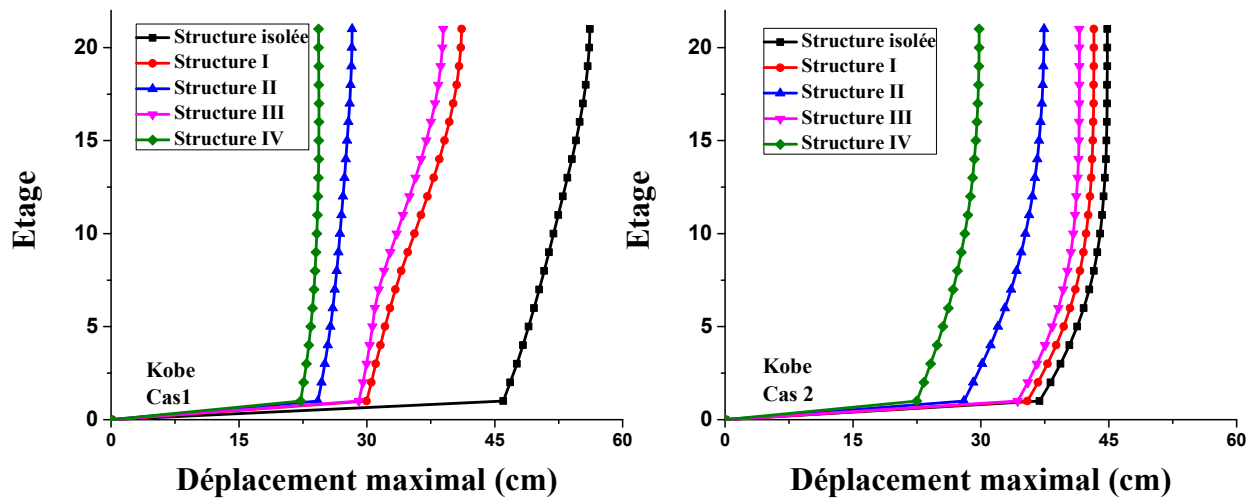


Figure 4.33 Déplacements maximum de la structure souple sous excitation Kobe

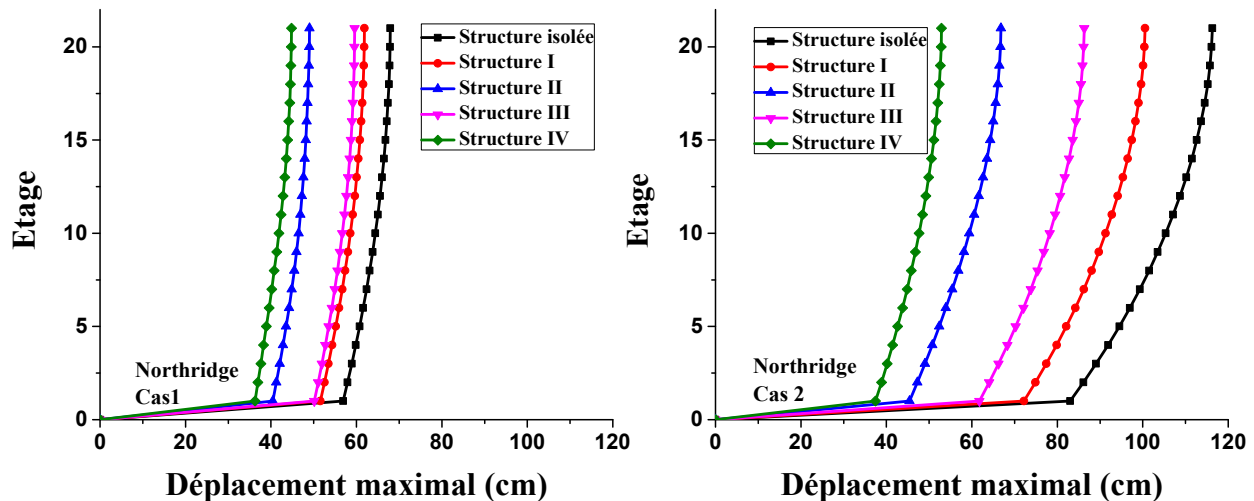


Figure 4.34 Déplacements maximum de la structure souple sous excitation Northridge

Les figure (4.33) et (4.34) montrent les déplacements maximaux de tous les étages de la structure souple des quatre variantes étudiées sous le séisme Kobe et celui de Northridge et cela pour les deux cas étudiés (**Cas1**) et (**Cas2**). Nous remarquons que la réduction de la réponse par l'introduction du dispositif d'amortissement touche tous les étages de la structure sans exception et indépendamment de l'emplacement de ce dernier (au sommet ou à la base).

Il est à noter que les performances de la structure isolée sont affectées par les paramètres de l'isolateur (**Cas1**) et (**Cas 2**). Le comportement de la structure sous ces enregistrements, et équipée de l'isolateur du (**Cas 2**) n'est pas rigide et des déplacements inters-étages considérables ont lieu contrairement au (**Cas 1**). Un isolateur avec de tels paramètres (**Cas 2**) ne répond pas à l'objectif souhaité par l'installation de l'isolateur parasismique. Tandis que les déplacements inter-étages sont minimaux pour le (**Cas1**) contrairement au (**Cas 2**). Les paramètres de l'isolateur affectent aussi les performances des différents systèmes de contrôle proposés.

Les performances du système actif (ATMD) dépassent largement ceux du système passif (TMD). Un léger avantage est enregistré pour l'ATMD placé au sommet comparé à celui placé à la base pour les deux séismes et les deux cas d'isolateurs étudiés.

4.9.2.3 Accélération Maximales

4.9.2.3.1 Cas 1 :

Tableau 4.12 Accélération maximales de la structure souple (Cas 1)

Excitation	Etage	Accélération				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Séisme Artificiel Cas 1	Base	394.08	396.03	414.81	395.95	441.54
	1	399.87	404.26	426.52	404.27	453.12
	2	404.37	411.56	439.40	411.65	466.96
	9	421.37	424.46	459.50	424.94	500.01
	10	419.49	421.72	460.64	422.21	486.93
	11	417.80	419.18	458.63	419.68	469.65
	18	435.69	432.31	444.66	433.02	430.15
	19	438.78	433.69	453.12	434.07	422.09
Séisme El Centro Cas 1	Base	302.27	302.60	270.11	302.56	336.10
	1	307.03	307.32	275.46	307.35	342.34
	2	311.02	311.27	283.05	311.35	347.18
	9	316.56	316.93	310.44	317.26	330.18
	10	314.83	315.24	311.58	315.59	326.93
	11	312.79	313.24	312.55	313.60	323.11
	18	307.55	308.17	337.52	308.45	284.29
	19	308.35	308.98	338.84	309.22	280.46
Séisme Kobe Cas 1	Base	883.82	876.57	745.58	878.58	850.26
	1	894.58	887.51	761.87	889.49	861.09
	2	900.33	893.62	775.82	895.55	868.44
	9	832.00	831.97	827.91	832.72	863.08
	10	848.69	848.39	831.51	849.20	860.20
	11	865.46	864.89	855.47	865.72	859.76
	18	945.48	943.36	978.27	943.65	854.79
	19	950.01	947.80	986.09	947.94	846.11
Séisme Northridge Cas 1	Base	914.97	912.62	865.18	912.67	808.82
	1	929.81	927.43	892.65	927.46	823.13
	2	942.38	940.00	917.40	939.98	836.09
	9	967.04	964.79	1029.49	963.85	997.36
	10	963.03	960.77	1027.94	959.67	997.20
	11	958.84	956.56	1016.64	955.32	986.73
	18	976.69	973.74	891.28	972.50	926.70
	19	978.87	975.86	883.01	974.73	920.15
	20	979.90	976.86	878.62	975.86	911.42

Sur le tableau (4.12), on observe la variation des accélérations de tous les étages de la structure rigide équipée d'un isolateur à faible amortissement (**Cas 1**). Les accélérations sont présentées pour les quatre séismes utilisés dans cette étude et cela pour les quatre variantes de structure équipées d'amortisseurs de différents modes de fonctionnement et à différents emplacements. Les résultats indiqués sont pour les étages suivants : base, étage 1, 2, 9, 10, 11, 18, 19 et le dernier étage 20. Les accélérations de tous les étages peuvent être trouvées dans l'annexe B.

On observe sur le tableau que les accélérations sont affectées par l'intensité de l'enregistrement sismique en premier lieu, puis au mode de dissipation en second lieu. Pour les quatre séismes utilisés et avec les paramètres de l'isolateur du (**Cas 1**), on remarque une augmentation de la valeur maximale des accélérations, en revanche, la réduction en terme des maximums des accélérations est minimale pour toutes les configurations de contrôle. La réduction obtenue est à peine visible pour la base ainsi que le dernier étage.

4.9.2.3.2 Cas 2 :

Tableau 4.13 Accélération maximaux de la structure souple pour le Cas 2

Excitation	Etage	Accélérations				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Séisme Artificiel Cas 2	Base	513.63	483.02	441.92	477.57	479.07
	1	527.50	495.73	466.21	494.51	500.21
	2	536.90	504.19	486.72	506.60	520.73
	9	526.86	494.82	512.55	477.10	551.24
	10	517.90	486.79	510.58	474.09	534.57
	11	509.08	479.00	504.97	473.71	514.07
	18	519.89	496.27	526.02	490.16	499.25
	19	529.81	503.10	536.19	493.75	493.54
	20	535.09	508.45	542.36	495.70	489.27
Séisme El Centro Cas 2	Base	422.96	348.28	289.42	337.83	315.91
	1	433.49	359.24	310.37	348.32	327.87
	2	438.64	366.97	327.54	355.61	338.25
	9	413.27	355.91	344.43	353.13	350.82
	10	439.60	355.50	348.41	352.39	348.49
	11	464.16	368.32	348.57	349.73	344.93
	18	571.94	457.99	349.95	393.20	305.10
	19	577.62	462.72	352.54	397.52	300.30
	20	580.51	465.14	353.43	399.61	294.97
Séisme Kobe Cas 2	Base	1023.91	998.44	781.15	994.19	764.96
	1	1052.78	1026.89	809.75	1022.62	790.30
	2	1072.62	1046.88	835.26	1042.57	811.51
	9	999.68	987.03	928.85	981.47	904.26
	10	972.64	962.56	930.76	956.71	911.88
	11	943.09	935.49	928.57	929.32	924.20
	18	1032.27	1028.21	1043.15	1031.19	948.91
	19	1041.86	1037.47	1053.33	1040.04	939.24
	20	1046.80	1042.26	1058.83	1044.37	927.71
Séisme Northridge Cas 2	Base	940.97	938.35	866.52	935.86	823.46
	1	973.15	970.37	910.48	967.85	855.02
	2	1000.39	997.50	949.85	994.89	884.36
	9	1043.88	1041.40	1099.30	1036.38	993.38
	10	1031.40	1028.97	1091.96	1023.51	984.99
	11	1017.86	1015.41	1072.76	1009.58	968.23
	18	1021.24	1017.16	919.78	1012.01	939.33
	19	1023.46	1019.23	910.12	1014.55	941.52
	20	1024.42	1020.12	904.90	1015.96	941.84

Sur le tableau 4.13 on observe la variation des accélérations de tous les étages de la structure rigide équipée d'un isolateur à faible amortissement (**Cas 2**). Les accélérations sont présentées pour les quatre séismes utilisés et cela pour les quatre variantes de structure équipées d'amortisseurs de différents modes de fonctionnement et à différents emplacements. Les résultats indiqués sur le tableau 4.12 concernent les étages suivants : base, étage 1, 2, 9, 10, 11, 18, 19 et le dernier étage 20. Les accélérations de tous les étages peuvent être trouvées dans l'annexe B.

On remarque que les accélérations sont affectées par l'intensité de l'enregistrement sismique en premier lieu, puis par le mode d'amortissement.

Pour les quatre séismes utilisés et avec les paramètres de l'isolateur du (**Cas 2**), on remarque une réduction minimale pour toutes les configurations de contrôle. La réduction obtenue est à peine visible, pour la base ainsi que le dernier étage. La réduction obtenue est de l'ordre de 1 à 5% pour les Structure I et la Structure II. Tandis que cette valeur peut atteindre les 50% dans le cas de la Structure IV.

4.9.2.4 Root Mean Square (RMS) des accélérations

Pour les signaux d'intensité élevée, la méthode couramment utilisée est basée sur le RMS afin de déterminer les performances de telles grandeurs. Les RMS des accélérations de la structure souple sont présentées dans le tableau (4.13) et le tableau (4.14)

4.9.2.4.1 Cas 1

Tableau 4.14 RMS des accélérations de la structure souple (Cas 1)

Excitation	Etage	Accélérations				
		Root Mean Square (RMS) (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Séisme Artificiel	Base	130.89	130.41	122.39	130.42	133.34
	1	132.52	132.05	126.80	132.07	134.73
	2	133.52	133.08	130.42	133.09	135.49
	9	134.31	134.05	136.25	134.02	135.81
	10	134.31	134.02	135.42	134.00	136.13
	11	134.41	134.07	134.74	134.05	136.55
	18	136.83	135.93	135.82	135.89	128.70
	19	137.14	136.20	136.32	136.15	125.30
	20	137.33	136.36	136.68	136.30	121.74
Séisme El Centro	Base	58.97	55.99	47.89	56.00	52.06
	1	59.72	56.70	49.26	56.70	52.78
	2	60.14	57.10	50.54	57.10	53.32
	9	57.79	54.60	53.64	54.56	53.88
	10	57.34	54.10	53.66	54.06	53.65
	11	56.99	53.71	53.68	53.66	53.37
	18	57.61	53.93	54.69	53.85	49.39
	19	57.80	54.10	54.90	54.00	48.40
		20	57.91	54.19	55.03	54.09
Séisme Kobe	Base	152.91	134.86	100.95	134.12	114.33
	1	154.14	135.87	103.17	135.10	116.22
	2	154.13	135.72	105.36	134.91	117.89
	9	137.61	118.40	116.50	117.29	121.99
	10	136.43	116.91	117.29	115.79	120.87
	11	136.26	116.39	117.86	115.26	119.30
	18	153.66	131.44	121.25	130.34	104.88
	19	155.58	133.22	121.79	132.10	103.43
		20	156.59	134.16	122.09	133.00
Séisme Northridge	Base	123.93	96.00	85.98	94.65	87.88
	1	126.01	97.54	88.13	96.16	89.39
	2	127.83	98.83	90.20	97.39	90.78
	9	135.43	102.52	98.51	100.71	96.98
	10	136.05	102.66	98.71	100.79	96.87
	11	136.60	102.76	98.68	100.84	96.48
	18	139.83	104.32	97.43	102.14	90.42
	19	140.11	104.56	97.56	102.35	89.54
		20	140.26	104.69	97.65	102.46

Le tableau (4.14) montre les RMS des accélérations des étages suivants : base, étage 1, 2, 9, 10, 11, 18, 19 et le dernier étage 20. Les accélérations de tous les étages peuvent être trouvées dans l'annexe B. Les RMS des accélérations sont toujours présentées pour les quatre séismes utilisés dans cette étude et cela pour les quatre variantes de structure (**Cas 1**) équipées d'amortisseurs de différents modes de fonctionnement à différents emplacements.

On observe sur le tableau 4.13 que la réduction des RMS des accélérations est liée à l'intensité de l'enregistrement sismique en premier lieu, puis au mode d'amortissement en second lieu. Ainsi, pour des séismes de faible intensité tel que le séisme d'El Centro et le séisme artificiel, la réduction des RMS des accélérations est négligeable à acceptable et ne dépasse pas les 20%. Pour les séismes de forte intensité, comme Kobe et Northridge, la réduction est mieux visible ; cette réduction est autour de 35% notamment pour les derniers étages, cas où le TMD ou l'ATMD est placé au sommet de la structure.

Il est bien clair que pour tous les enregistrements utilisés le contrôle actif offre toujours une meilleure réduction des RMS des accélérations et notamment quand l'ATMD est placé au sommet de la structure.

4.9.2.4.2 Cas 2 :

Tableau 4.15 RMS des accélérations de la structure souple (Cas 2)

Excitation	Etage	Accélérations				
		Root Mean Square (RMS) (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Séisme Artificiel	Base	149.37	145.77	127.34	144.97	134.00
	1	153.33	149.66	133.74	148.79	137.57
	2	155.88	152.17	138.73	151.20	139.94
	9	157.36	153.73	147.40	151.94	143.73
	10	156.94	153.28	146.54	151.39	143.75
	11	156.78	153.05	145.89	151.06	143.79
	18	162.15	157.48	148.96	154.93	137.23
	19	163.16	158.40	149.91	155.77	134.60
Séisme El Centro	Base	144.33	86.35	50.00	79.09	51.44
	1	148.81	88.48	52.21	80.77	53.13
	2	152.34	89.56	54.12	81.31	54.48
	9	162.95	81.86	58.38	68.26	57.44
	10	164.63	81.53	58.50	67.34	57.26
	11	166.74	82.02	58.67	67.45	56.99
	18	186.09	98.76	62.05	85.09	53.69
	19	187.64	100.40	62.54	86.82	52.89
Séisme Kobe	Base	198.90	168.77	102.80	167.83	112.19
	1	202.22	171.57	106.51	170.47	116.14
	2	202.13	171.35	109.73	170.08	119.63
	9	153.52	127.17	123.64	125.03	130.78
	10	151.07	124.73	125.00	122.63	130.15
	11	152.48	125.71	126.24	123.72	129.01
	18	220.16	185.32	138.25	183.68	118.96
	19	226.45	190.96	139.81	189.20	117.95
Séisme Northridge	Base	245.64	137.92	95.29	124.12	89.61
	1	254.59	142.66	99.30	128.15	92.78
	2	262.87	146.71	102.95	131.46	95.56
	9	306.71	163.89	117.99	143.26	105.79
	10	311.37	165.54	118.75	144.25	105.81
	11	315.67	167.08	119.21	145.16	105.51
	18	336.24	177.27	121.13	152.84	101.84
	19	337.52	178.25	121.65	153.68	101.39
	20	338.18	178.78	121.97	154.07	100.93

Le tableau (4.14) montre les RMS des accélérations des étages suivant : base, étage 1, 2, 9, 10, 11, 18, 19 et le dernier étage 20. Les accélérations de tous les étages peuvent être trouvées dans l'annexe B. Les RMS des accélérations sont toujours présentées pour les quatre séismes utilisés dans cette étude et cela pour les quatre variantes de structure (**Cas 2**) équipées d'amortisseurs de différents modes de fonctionnement à différents emplacements.

On observe sur le tableau 4.14 que la réduction des RMS des accélérations est liée à l'intensité de l'enregistrement sismique en premier lieu, puis au mode de dissipation en second lieu, ainsi pour le séisme de faible intensité artificiel utilisé, la réduction des RMS des accélérations est négligeable à acceptable et ne dépasse pas les 20%. Cette valeur est obtenue pour le dernier étage cas de la Structure IV.

Pour les trois autres séismes, El Centro, Kobe et Northridge, la réduction atteint des valeurs maximales. Cette réduction peut atteindre les 70% notamment pour les derniers étages, lorsque TMD ou bien l'ATMD est placé au sommet de la structure.

Il est bien clair que pour tous les enregistrements utilisés le contrôle actif offre toujours une meilleure réduction des RMS des accélérations et notamment quand l'ATMD est placé au sommet de la structure.

4.9.2.5 Force de contrôle

4.9.2.5.1 Cas 1

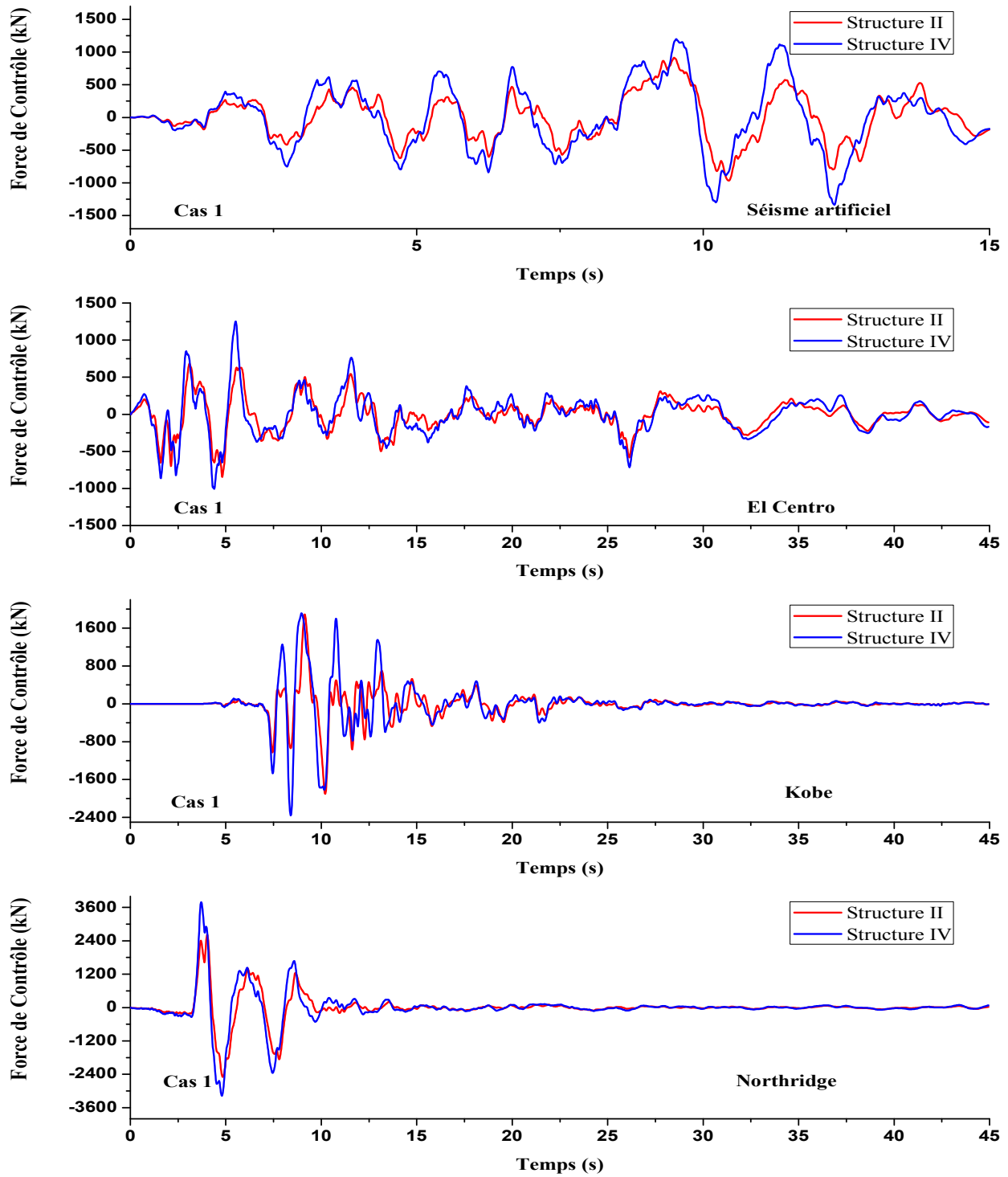


Figure 4.35 Force de contrôle requise pour la structure souple Cas 1

Les forces de contrôle requises pour les structures II et IV (structure souple) et pour le **Cas 1** sous les quatre excitations sismiques sont montrées sur la figure 4.35. On remarque que l'allure des forces de contrôle est presque la même lorsque l'ATMD est installé au premier étage ou bien au dernier étage.

Sur la figure (4.35) et le tableau (4.16), il est bien clair que l'intensité ainsi que l'allure de la force de contrôle sont affectées par l'intensité de l'excitation sismique. La force maximale à développer par l'actionneur pour les deux structures II et IV est d'une grandeur de 800 kN pour les deux séismes de faible intensité : El Centro et le séisme Artificiel. Tandis que pour les séismes de forte intensité, Kobe et Northridge, la force maximale requise peut dépasser 1200 kN.

Plus de 30% de la force est nécessaire si l'ATMD est installé sur le dernier étage, en comparant au cas où il est installé sur le premier étage.

Tableau 4.16 Force de contrôle maximum (structure souple)

Excitation	Cas	Force de contrôle (kN)	
		Structure II	Structure IV
Artificiel	Cas 1	965.63	1334.44
	Cas 2	1218.89	1458.79
El Centro	Cas 1	845.38	1251.70
	Cas 2	893.68	1194.02
Kobe	Cas 1	1902.91	2359.19
	Cas 2	2389.88	2728.61
Northridge	Cas 1	2612.65	3790.50
	Cas 2	3192.28	4098.54

4.9.2.5.2 Cas 2

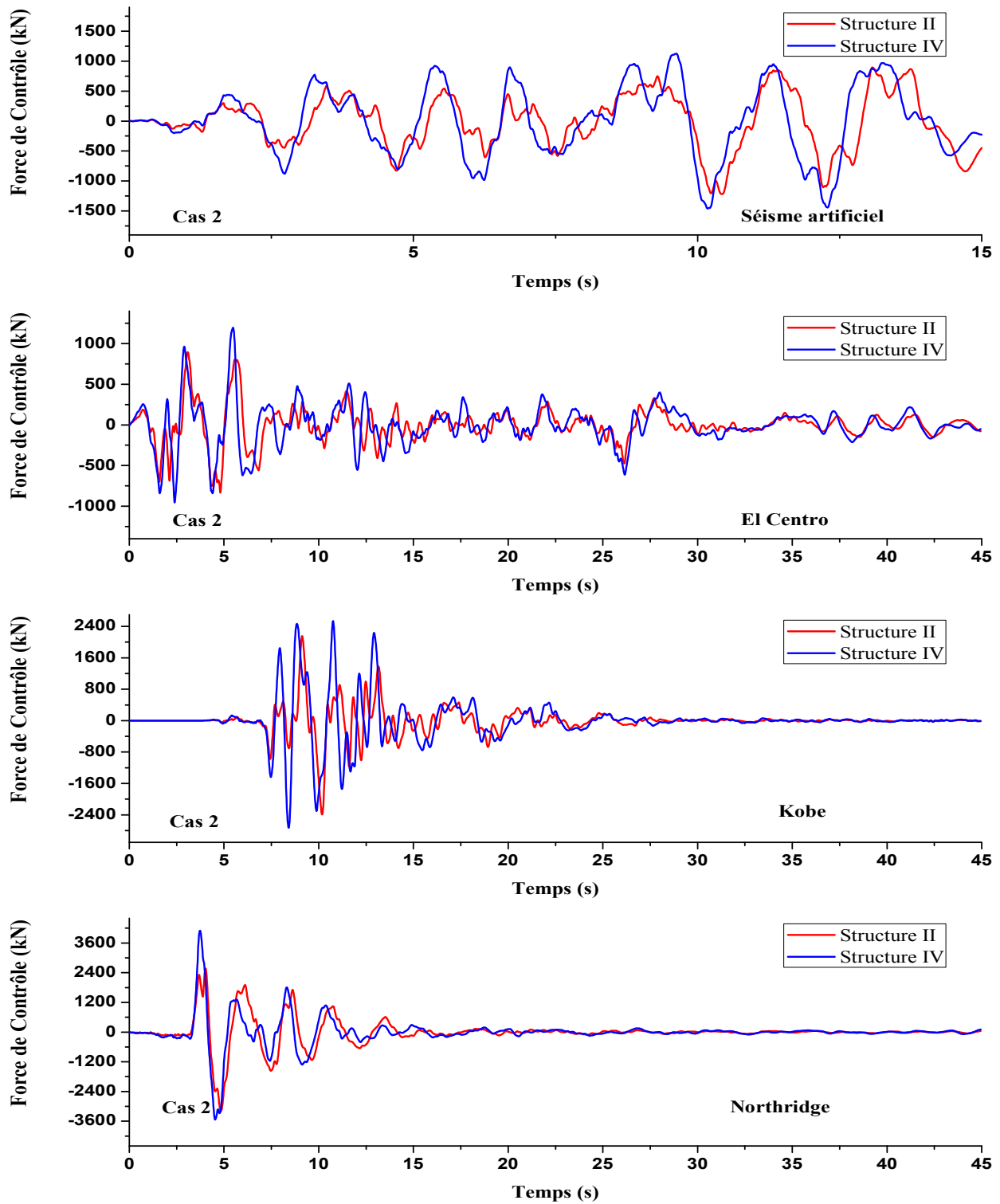


Figure 4.36 Force de contrôle requise pour la structure souple Cas 2

La figure 4.36 montre les forces de contrôle requises pour les structures II et IV (structure souple) pour le **Cas 2** sous les quatre excitations sismiques. Il est visible que l'allure des forces de contrôle est presque la même lorsque l'ATMD est installée au premier étage ou au dernier étage.

Sur la figure 4.36 et le tableau 4.15, il est bien clair que l'intensité ainsi que l'allure de la force de contrôle sont affectées par l'intensité de l'excitation sismique. La force maximale à développer par l'actionneur pour les deux structures II et IV est d'une grandeur de 1900 kN pour les deux séismes de faible intensité : El Centro et le séisme Artificiel. Alors que pour les séismes de forte intensité, Kobe et Northridge, la force maximale requise peut dépasser 4000 kN.

Plus de 30% de la force est nécessaire si l'ATMD est installé sur le dernier étage, en comparant au cas où l'ATMD est installé sur le premier étage

4.9.2.6 Efforts tranchants maximums

Les efforts tranchants maximums sont montrés sur le tableau 4.16. L'effort tranchant est calculé en considérant les accélérations des dispositifs de contrôle (TMD et ATMD). Les résultats obtenus pour l'effort tranchant montrent une augmentation légère de ce dernier, ceci est causé par les fortes accélérations du TMD et l'ATMD.

Comme il a été déjà noté, l'installation de l'isolateur parasismique a permis de réduire l'effort tranchant de plus de 30%.

D'après le tableau 4.17, il est clair que la valeur de l'effort tranchant est affectée par l'intensité de l'excitation sollicitant la structure ainsi que par le type d'isolateur.

La réduction de l'effort tranchant est obtenue seulement dans le **Cas 2** sous les quatre enregistrements. Le pourcentage de cette réduction comparée avec la structure isolée varie entre 2% et 30%. En revanche, l'effort tranchant affiche une augmentation qui peut atteindre 12% pour le **Cas 1**. Cette augmentation est justifiée par le comportement dynamique de la structure équipée avec un tel isolateur.

Tableau 4.17 Efforts tranchants maximums (structure souple)

Excitation	Cas	Effort tranchant (kN)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Artificiel	Cas 1	24149.68	25766.00	26653.76	25814.75	27268.48
	Cas 2	31115.78	30499.31	27549.91	29147.14	28759.17
El Centro	Cas 1	11310.32	11681.92	11465.46	11688.04	11332.76
	Cas 2	18938.10	15894.76	14467.93	15569.26	13350.26
Kobe	Cas 1	13242.07	13470.75	12842.31	13481.39	12498.30
	Cas 2	21386.78	21359.51	18648.28	20795.76	16074.45
Northridge	Cas 1	30109.71	31210.37	30404.71	31178.88	30601.43
	Cas 2	36862.55	36058.06	35103.93	35927.97	35063.32

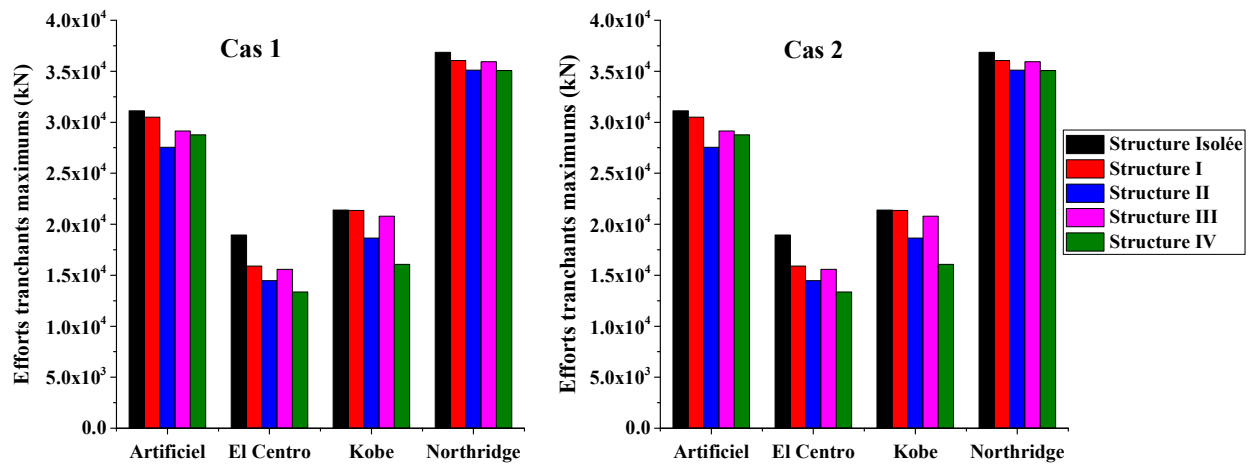


Figure 4.37 Comparaison de la réduction des efforts tranchants (Structure souple)

4.10 Conclusion

Sur la base des résultats obtenus pour le contrôle de la réponse de la structure équipée d'un système de contrôle hybride, les grands déplacements à la base et les fortes accélérations au dernier étage des structures élancées peuvent être palliés par l'ajout d'un amortisseur passif (TMD) ou actif (ATMD), et cela pour diverses configurations structurelles considérées dans cette étude.

D'autres conclusions peuvent également être tirées des résultats précédents.

- Premièrement, les résultats ont clairement révélé que l'utilisation de différents enregistrements sismiques avec un contenu fréquentiel et une intensité variable met en évidence l'efficacité du système hybride.
- Deuxièmement, le régulateur quadratique optimal est facile à implémenter et les résultats obtenus sont fiables avec une garantie de la stabilité de l'ensemble.
- Troisièmement, les futures études pour un tel système hybride doivent se focaliser sur une large gamme de configurations structurelles afin de déterminer les paramètres optimaux des systèmes de contrôle pour une réduction optimale des vibrations.

CONCLUSION GENERALE

Cette étude présente les résultats de l'analyse du contrôle hybride des vibrations des bâtiments, résultat du couplage de l'isolation à la base avec un amortisseur TMD ou ATMD afin de pallier aux déficiences de l'isolation parasismique face aux séismes de forte intensité, comme la réduction des déplacements à la base et les fortes accélérations au sommet du bâtiment.

Pour cela, plusieurs configurations structurelles de bâtiments ont été étudiées et analysées. Les équations différentielles des mouvements des bâtiments modélisés en 2D (bidimensionnelle) par la représentation d'état (*state-space*) sont résolues en utilisant la méthode de Runge-Kutta du quatrième ordre. L'objectif principal de cette étude est de présenter les performances du système hybride proposé. A cet effet, deux algorithmes de contrôle ont été utilisés dans cette étude. Les deux algorithmes en question ont affiché la même allure de force de contrôle et les résultats sont étendus pour l'algorithme LQR vue sa simplicité. En marge de l'étude numérique réalisée dans cette étude, les conclusions suivantes peuvent être faites :

1. L'état de l'art a clairement démontré le vaste potentiel des systèmes de contrôle structurel et leur importance dans le contrôle des vibrations des bâtiments.
2. Pour les configurations structurelles choisies, l'utilisation du système hybride passif-passif et passif-actif peut réduire considérablement les grands déplacements de la base ainsi que les RMS des accélérations au dernier étage.
3. Par comparaison, le contrôle hybride passif-actif est plus performant que celui passif-passif, cela est légitimé par la génération d'une force de contrôle induite par une source d'énergie externe.
4. La configuration structurelle affecte les performances des systèmes de contrôle hybride. Le contrôle hybride est efficace pour les structures rigides et il l'est moins pour les structures élancées puisqu'il est affecté par les modes supérieurs de la structure.

5. La force de contrôle dans le cas du contrôle hybride est largement affectée par l'algorithme de contrôle et du choix des paramètres de l'algorithme lui-même.
6. Le comportement des structures isolées se différencie d'un séisme à un autre, et d'un isolateur à un autre.
7. L'étude paramétrique doit être étalée sur une large gamme d'enregistrements sismiques et d'autre configuration structurelles afin de pouvoir valider les résultats déjà trouvés et de bien juger le système hybride proposé.
8. L'utilisation d'autres mécanismes semi-actifs (consommation minimale d'énergie) peut remédier au problème du besoin de la source d'énergie externe qui est considérable dans le cas du contrôle actif.
9. Le cas étudié mène à un problème d'ingénierie où plusieurs paramètres sont à prendre en compte en même temps (paramètres des dispositifs de contrôle). Cela mène l'étude vers un problème d'optimisation multi-objective pour concevoir un système qui répond à plusieurs objectifs en même temps et face aux différentes perturbations externes.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

1. Kelly, T.E., *Base isolation of structures: design guidelines*. Holmes Consulting Group Ltd, 2001.
2. Pall, A.S. and C. Marsh, *Response of friction damped braced frames*. Journal of Structural Engineering, 1982. 108(9): p. 1313-1323.
3. Pall, A., et al., *Friction-dampers for seismic control of Canadian space agency headquarters*. Earthquake Spectra, 1993. 9(3): p. 547-557.
4. Aiken, I.D., D. Nims, and J.M. Kelly, *Comparative study of four passive energy dissipation systems*. Bull. New Zealand Nat. Soc. For Earthquake Engrg, 1992. 25(3): p. 175-192.
5. Aiken, I.D., et al., *Testing of passive energy dissipation systems*. Earthquake Spectra, 1993. 9(3): p. 335-370.
6. Kelly, J.M., R. Skinner, and A. Heine, *Mechanisms of energy absorption in special devices for use in earthquake resistant structures*. Bulletin of NZ Society for Earthquake Engineering, 1972. 5(3): p. 63-88.
7. Skinner, R., J. Kelly, and A. Heine, *Hysteretic dampers for earthquake-resistant structures*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1974. 3(3): p. 287-296.
8. Martinez-Romero, E., *Experiences on the use of supplementary energy dissipators on building structures*. Earthquake Spectra, 1993. 9(3): p. 581-625.
9. Whittaker, A.S., et al., *Seismic testing of steel plate energy dissipation devices*. Earthquake Spectra, 1991. 7(4): p. 563-604.
10. Crosby, P., J. Kelly, and J. Singh. *Utilizing visco-elastic dampers in the seismic retrofit of a thirteen story steel framed building*. in *Structures Congress XII*. 1994.
11. Soong, T.T. and G.F. Dargush, *Passive energy dissipation systems in structural engineering* 1997: Wiley.

12. Chang, K., et al., *Seismic behavior of steel frame with added viscoelastic dampers*. Journal of Structural Engineering, 1995. 121(10): p. 1418-1426.
13. Hüffmann, G.K., *Full base isolation for earthquake protection by helical springs and viscodampers*. Nuclear engineering and design, 1985. 84(3): p. 331-338.
14. Arima, F., et al. *A study on buildings with large damping using viscous damping walls*. in *Proc., Ninth-WCEE*. 1988.
15. Cheng, F.Y., et al., *Theoretical and experimental studies on hybrid control of seismic structures*. 1996.
16. Constantinou, M. and M. Symans, *Experimental study of seismic response of buildings with supplemental fluid dampers*. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 1993. 2(2): p. 93-132.
17. Lohman, T.P., *Experimental and modeling study of a viscous fluid damper with Bingham plastic and effective mass for vibration reduction*. 1996.
18. Makris, N., G. Dargush, and M. Constantinou, *Dynamic analysis of viscoelastic-fluid dampers*. Journal of Engineering Mechanics, 1995. 121(10): p. 1114-1121.
19. Reinhorn, A.M., C. Li, and M.C. Constantinou, *Experimental and analytical investigation of seismic retrofit of structures with supplemental damping: Part. 1-Fluid viscous damping devices*, in *Experimental and analytical investigation of seismic retrofit of structures with supplemental damping: Part. 1-Fluid viscous damping devices* 1995. p. (120)-(120).
20. Taylor, D.P., *History, design, and applications of fluid dampers in structural engineering*. TAYLOR Devices Inc, 2002.
21. Den Hartog, J.P., *Mechanical vibrations* 1985: Courier Corporation.
22. Tyler, R., *Further notes on a steel energy-absorbing element for braced frameworks*. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1985. 18(3): p. 270-279.

23. Luft, R.W., *Optimal tuned mass dampers for buildings*. Journal of the Structural Division, 1979. 105(12): p. 2766-2772.
24. Fujino, Y. and M. Abe, *Design formulas for tuned mass dampers based on a perturbation technique*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1993. 22(10): p. 833-854.
25. Yalla, S., *Liquid Dampers for Mitigation of Structural Response*. Theoretical Development and Experimental Validation, Ph. D. Thesis, University of Notre Dame, 2001.
26. Ikeda, T., Y. Harata, and S. Ninomiya, *Vibration Control of Two-Degree-of-Freedom Structures Utilizing Sloshing in Nearly Square Tanks*. Journal of Computational and Nonlinear Dynamics, 2017. 12(5): p. 051012.
27. Cheng, F.Y. *Response control based on structural optimization and its combination with active protection*. in *Proc. of the World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto*. 1988.
28. Cheng, F.Y. and C.P. Pantelides, *Combining Structural Optimization and structural control*1988: National Center for Earthquake Engineering Research.
29. Cheng, F. and S. Suthiwong. *Active control of building structures on mat foundation embedded in unbounded soil*. in *Proceedings of 5th US national conference on earthquake engineering, Earthquake Engineering Research Institute*. 1994.
30. Meirovitch, L., *Dynamics and Control of Structures*1990: Wiley.
31. Soong, T. and B. Spencer Jr Reviewer, *Active structural control: theory and practice*. Journal of Engineering Mechanics, 1992. 118(6): p. 1282-1285.
32. Chu, S.Y., T.T. Soong, and A.M. Reinhorn, *Active, Hybrid, and Semi-active Structural Control: A Design and Implementation Handbook*2005: Wiley.
33. Soong, T. and B. Spencer, *Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state-of-the-practice*. Engineering structures, 2002. 24(3): p. 243-259.

34. Fisco, N. and H. Adeli, *Smart structures: part I—active and semi-active control*. Scientia Iranica, 2011. 18(3): p. 275-284.
35. Datta, T., *A state-of-the-art review on active control of structures*. ISET Journal of earthquake technology, 2003. 40(1): p. 1-17.
36. Amezquita-Sanchez, J.P., et al., *Vibration control on smart civil structures: A review*. Mechanics of Advanced Materials and Structures, 2014. 21(1): p. 23-38.
37. Cheng, F. and C. Pantelides, *Algorithm development for using optimal control in structural optimization subjected to seismic and wind forces*. NSF Report, US Department of Commerce, National Technical Information Service, NTIS No. PB90-1333471, 1998.
38. Yang, J.-N. and F. Giannopoulos, *Active tendon control of structures*. Journal of the Engineering Mechanics Division, 1978. 104(3): p. 551-568.
39. Chung, L., A. Reinhorn, and T. Soong, *Experiments on active control of seismic structures*. Journal of Engineering Mechanics, 1988. 114(2): p. 241-256.
40. Cheng, F. and P. Tian. *Assessment of algorithms, material nonlinearity, and foundation effects on structural control of seismic structures*. in *Proceedings of International Symposium on Public Infrastructure System Research*. 1995. Korea Advanced Institute of Science and Technology, Seoul, Korea.
41. Soong, T. and A. Reinhorn. *Case studies of active control and implementational issues*. in *Proceedings of Seminar on Seismic isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control, San Francisco, California, March*. 1993.
42. Chang, J.C. and T.T. Soong, *Structural control using active tuned mass dampers*. Journal of the Engineering Mechanics Division, 1980. 106(6): p. 1091-1098.
43. Nishimura, I., et al., *Active tuned mass damper*. Smart Materials and Structures, 1992. 1(4): p. 306.

44. Aizawa, S., et al. *An experimental study on the active mass damper*. in *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*. 1988.
45. Yang, J.N., *Control of tall building under earthquake excitation*. Journal of the Engineering Mechanics Division, 1982. 108(5): p. 833-849.
46. Crosby, M., R. Harwood, and D. Karnopp, *Vibration control using semi-active force generators*. Journal of engineering for industry, 1974. 96(2): p. 619-626.
47. Hrovat, D., P. Barak, and M. Rabins, *Semi-active versus passive or active tuned mass dampers for structural control*. Journal of Engineering Mechanics, 1983. 109(3): p. 691-705.
48. Fujita, T., et al. *Development of hybrid mass damper with convertible active and passive modes using AC-servomotor for vibration control of tall buildings*. in *Proc. 1st World Conf. on Structural Control*. 1994.
49. Yang, R., X. Zhou, and X. Liu, *Seismic structural control using semi-active tuned mass dampers*. Earthquake engineering and engineering vibration, 2002. 1(1): p. 111-118.
50. Zahrai, S., et al., *Seismic design of fuzzy controller for semi-active tuned mass dampers using top stories as the mass*. asian journal of civil engineering (BHRC), 2013. 14(3): p. 383-396.
51. Weber, F., *Optimal semi-active vibration absorber for harmonic excitation based on controlled semi-active damper*. Smart Materials and Structures, 2014. 23(9): p. 095033.
52. Setareh, M., *Application of semi-active tuned mass dampers to base-excited systems*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2001. 30(3): p. 449-462.
53. Lou, J.Y., L.D. Lutes, and J.J. Li. *Active tuned liquid damper for structural control*. in *Proc., First World Conf. on Struct. Control, TPI*. 1994.

54. Yalla, S.K. and A. Kareem, *Tuned liquid dampers for controlling earthquake response of structures by P. Banerji et al.*, *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 2000; 29 (5): 587–602. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2002. 31(4): p. 1037-1039.
55. Sonmez, E., et al., *A study on semi-active tuned liquid column dampers (sTLCDs) for structural response reduction under random excitations.* *Journal of Sound and Vibration*, 2016. 362: p. 1-15.
56. Ulsoy, A.G., H. Peng, and M. Çakmakci, *Automotive Control Systems* 2012: Cambridge University Press.
57. Spencer Jr, B. and S. Nagarajaiah, *State of the art of structural control.* *Journal of Structural Engineering*, 2003. 129(7): p. 845-856.
58. Kobori, T., et al., *Seismic response controlled structure with active variable stiffness system.* *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1993. 22(11): p. 925-941.
59. Makris, N., et al. *Electrorheological fluid damper for seismic protection of structures.* in *Smart Structures & Materials' 95.* 1995. International Society for Optics and Photonics.
60. Burton, S.A., et al., *Modeling the response of ER damper: phenomenology and emulation.* *Journal of Engineering Mechanics*, 1996. 122(9): p. 897-906.
61. Spencer, B., et al. *Dynamical model of a magnetorheological damper.* in *Analysis and Computation.* 1996. ASCE.
62. Choi, K.M., et al., *Semi-active fuzzy control for seismic response reduction using magnetorheological dampers.* *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2004. 33(6): p. 723-736.
63. Das, D., T. Datta, and A. Madan, *Semiactive fuzzy control of the seismic response of building frames with MR dampers.* *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2012. 41(1): p. 99-118.

64. Wilson, C.M.D., *Effects of multiple MR dampers controlled by fuzzy-based strategies on structural vibration reduction*. Structural Engineering and Mechanics, 2012. 41(3): p. 349-363.
65. Bitaraf, M., S. Hurlebaus, and L.R. Barroso, *Active and Semi-active Adaptive Control for Undamaged and Damaged Building Structures Under Seismic Load*. Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, 2012. 27(1): p. 48-64.
66. Cha, Y.-J., et al., *Performance validations of semiactive controllers on large-scale moment-resisting frame equipped with 200-kN MR damper using real-time hybrid simulations*. Journal of Structural Engineering, 2014. 140(10): p. 04014066.
67. Billie, F., et al. *Smart” dampers for seismic protection of structures: A full-scale study*. in *Proceedings of the Second World Conference on Structural Control, Jun.-Jul. 1998*.
68. Agrawal, A. and J. Yang. *Hybrid control of seismic response using nonlinear output feedback*. in *Analysis and Computation*:. 1996. ASCE.
69. Cheng, F.Y. and H. Jiang, *Hybrid control of seismic structures with optimal placement of control devices*. Journal of Aerospace Engineering, 1998. 11(2): p. 52-58.
70. Reinhorn, A. and M.A. Riley. *Control of bridge vibrations with hybrid devices*. in *Proc., First World Conf. on Struct. Control, TA2*. 1994.
71. Sakamoto, M., et al. *Practical applications of active and hybrid response control systems and their verifications by earthquake and strong wind observations*. in *Proc. 1st World Conf. on Struct. Control*. 1994.
72. Yang, J., A. Danielians, and S. Liu, *Aseismic hybrid control systems for building structures*. Journal of Engineering Mechanics, 1991. 117(4): p. 836-853.
73. Yoshioka, H., J. Ramallo, and B. Spencer Jr, *“Smart” base isolation strategies employing magnetorheological dampers*. Journal of Engineering Mechanics, 2002. 128(5): p. 540-551.

74. Yamamoto, M. and S. Aizawa. *Control effects of active mass damper system installed on actual buildings*. in *Proc., First World Conf. on Struct. Control, FPL*. 1994.
75. Li, C. and B. Cao, *Hybrid active tuned mass dampers for structures under the ground acceleration*. *Structural Control and Health Monitoring*, 2015. 22(4): p. 757-773.
76. Cheng, F.Y., H. Jiang, and K. Lou, *Smart Structures: Innovative Systems for Seismic Response Control* 2008: CRC Press.
77. Dyke, S., et al., *Modeling and control of magnetorheological dampers for seismic response reduction*. *Smart Materials and Structures*, 1996. 5(5): p. 565.
78. Nishimura, I., *Vibration control of building structures by active tuned mass damper*, 1994.
79. Den Hartog, J.P., *Mechanical Vibration* 1956: McGraw-Hill.
80. Warburton, G., *Optimum absorber parameters for various combinations of response and excitation parameters*. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 1982. 10(3): p. 381-401.
81. Feng, M.Q. and A. Mita, *Vibration control of tall buildings using mega subconfiguration*. *Journal of Engineering Mechanics*, 1995. 121(10): p. 1082-1088.
82. 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.
83. Rüdinger, F., *Optimal vibration absorber with nonlinear viscous power law damping and white noise excitation*. *Journal of Engineering Mechanics*, 2006. 132(1): p. 46-53.
84. Krenk, S. and J. Høgsberg, *Tuned mass absorbers on damped structures under random load*. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 2008. 23(4): p. 408-415.
85. Hoang, N., Y. Fujino, and P. Warnitchai, *Optimal tuned mass damper for seismic applications and practical design formulas*. *Engineering Structures*, 2008. 30(3): p. 707-715.

86. Soto, M.G. and H. Adeli, *Optimum tuning parameters of tuned mass dampers for vibration control of irregular highrise building structures*. Journal of Civil Engineering and Management, 2014. 20(5): p. 609-620.
87. Janocha, H., *Adaptronics and Smart Structures: Basics, Materials, Design, and Applications*2007: Springer Berlin Heidelberg.
88. Chopra, A.K., *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*2016: Pearson Education.
89. Yang, J.N. and J.L. Mingchien, *Optimal critical-mode control of building under seismic load*. Journal of the Engineering Mechanics Division, 1982. 108(6): p. 1167-1185.
90. Yang, J. and M. Lin, *Optimal open loop control of structures under earthquake excitation*, 1981, Elsevier. p. 751-760.
91. Housner, G., et al., *Structural control: past, present, and future*. Journal of Engineering Mechanics, 1997. 123(9): p. 897-971.
92. Spencer, B. and M.K. Sain, *Controlling buildings: a new frontier in feedback*. IEEE Control Systems Magazine, 1997. 17(6): p. 19-35.
93. Kobori, T., et al., *Seismic-response-controlled structure with active mass driver system. Part 1: Design*. Earthquake engineering & structural dynamics, 1991. 20(2): p. 133-149.
94. Kobori, T., et al., *Seismic-response-controlled structure with active mass driver system. Part 2: Verification*. Earthquake engineering & structural dynamics, 1991. 20(2): p. 151-166.
95. Cháidez, C., *Contribution to the assessment of the efficiency of friction dissipators for seismic protection of buildings*2003: Universitat Politècnica de Catalunya.
96. Christenson, R.E., *Semiactive control of civil structures for natural hazard mitigation: analytical and experimental studies*, 2001, University of Notre Dame.

97. Wu, H.L. *Analysis of vibration control due to strong earthquakes*. in *Advanced Materials Research*. 2011. Trans Tech Publ.
98. Yan, G.Y. and W.J. Wu. *Smart base isolation control adopted semi-active fuzzy strategy for seismic response of structure*. in *Advanced Materials Research*. 2011. Trans Tech Publ.
99. Love, J., M. Tait, and H. Toopchi-Nezhad, *A hybrid structural control system using a tuned liquid damper to reduce the wind induced motion of a base isolated structure*. *Engineering Structures*, 2011. 33(3): p. 738-746.
100. Khodaverdian, A., A.K. Ghorbani-Tanha, and M. Rahimian, *An innovative base isolation system with Ni–Ti alloy and its application in seismic vibration control of Izadkhasht Bridge*. *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, 2012. 23(8): p. 897-908.
101. Kelly, J.M., *The role of damping in seismic isolation*. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 1999. 28(1): p. 3-20.
102. Mazza, F. and A. Vulcano, *Nonlinear response of RC framed buildings with isolation and supplemental damping at the base subjected to near-fault earthquakes*. *Journal of Earthquake Engineering*, 2009. 13(5): p. 690-715.
103. Alhan, C. and H. Gavin, *A parametric study of linear and non-linear passively damped seismic isolation systems for buildings*. *Engineering Structures*, 2004. 26(4): p. 485-497.
104. Providakis, C., *Effect of LRB isolators and supplemental viscous dampers on seismic isolated buildings under near-fault excitations*. *Engineering Structures*, 2008. 30(5): p. 1187-1198.
105. Reinhorn, A. *Hybrid system-combined passive and active control*. in *Forum on Structural Applications of Protective Systems for Earthquake Hazard Mitigation*. 1987.
106. Yang, J. and D. Wong. *On aseismic hybrid control system*. in *Structural Safety and Reliability*. 1989. ASCE.

107. 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.
108. 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.
109. Petti, L., et al., *Small scale experimental testing to verify the effectiveness of the base isolation and tuned mass dampers combined control strategy*. Smart Structures and Systems, 2010. 6(1): p. 57-72.
110. Yang, J., A. Danielians, and S. Liu, *Aseismic hybrid control system for building structures under strong earthquake*. Journal of Intelligent Material Systems and Structures, 1990. 1(4): p. 432-446.
111. Arfiadi, Y. and M. Hadi, *Hybrid base isolation-passive mass damper systems*, in *Computing in Civil and Building Engineering (2000)*2000. p. 279-286.
112. 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.
113. Xiang, P. and A. Nishitani, *Optimum design for more effective tuned mass damper system and its application to base-isolated buildings*. Structural Control and Health Monitoring, 2014. 21(1): p. 98-114.
114. Agrawal, A. and J. Yang, *A semi-active electromagnetic friction damper for response control of structures*, in *Advanced technology in structural engineering*2000. p. 1-8.
115. Yang, G., et al., *Large-scale MR fluid dampers: modeling and dynamic performance considerations*. Engineering Structures, 2002. 24(3): p. 309-323.
116. Bani-Hani, K.A. and M.A. Sheban, *Semi-active neuro-control for base-isolation system using magnetorheological (MR) dampers*. Earthquake engineering & structural dynamics, 2006. 35(9): p. 1119-1144.

117. Jung, H.J., et al., *Application of some semi-active control algorithms to a smart base-isolated building employing MR dampers*. Structural Control and Health Monitoring, 2006. 13(2-3): p. 693-704.
118. Narasimhan, S., et al., *Smart base-isolated benchmark building. Part I: problem definition*. Structural Control and Health Monitoring, 2006. 13(2-3): p. 573-588.
119. Nagarajaiah, S. and S. Narasimhan, *Smart base-isolated benchmark building. Part II: phase I sample controllers for linear isolation systems*. Structural Control and Health Monitoring, 2006. 13(2-3): p. 589-604.
120. Oliveira, F., et al., *Semi-active structural vibration control of base-isolated buildings using magnetorheological dampers*. Journal of Low Frequency Noise, Vibration and Active Control, 2017: p. 1461348417725959.
121. Zamani, A.-A., et al., *Adaptive fractional order fuzzy proportional–integral–derivative control of smart base-isolated structures equipped with magnetorheological dampers*. Journal of Intelligent Material Systems and Structures, 2017: p. 1045389X17721046.
122. Phillips, C.L. and J.M. Parr, *Feedback Control Systems*2011: Prentice Hall.
123. Kirk, D.E., *Optimal Control Theory: An Introduction*2012: Dover Publications.
124. Levine, W.S., *The Control Systems Handbook, Second Edition: Control System Advanced Methods, Second Edition*2010: CRC Press.
125. Pourzeynali, S., H. Lavasani, and A. Modarayi, *Active control of high rise building structures using fuzzy logic and genetic algorithms*. Engineering Structures, 2007. 29(3): p. 346-357.
126. Kumar, A., B.S. Poonama, and V. Sehgalc, *Active vibration control of structures against earthquakes using modern control theory*. Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing), 2007. 8(3): p. 283-299.

127. Yang, J.N., Z. Li, and S. Liu, *Instantaneous optimal control with acceleration and velocity feedback*. Probabilistic engineering mechanics, 1991. 6(3-4): p. 204-211.
128. Nagarajaiah, S. and S. Narasimhan, *Seismic control of smart base isolated buildings with new semiactive variable damper*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2007. 36(6): p. 729-749.
129. Inman, D.J., *Vibration: With Control, Measurement, and Stability* 1989: Prentice Hall.
130. Arfiadi, Y., *Optimal passive and active control mechanisms for seismically excited buildings*. 2000.
131. Guclu, R., *Sliding mode and PID control of a structural system against earthquake*. Mathematical and Computer Modelling, 2006. 44(1-2): p. 210-217.
132. Guclu, R. and H. Yazici, *Vibration control of a structure with ATMD against earthquake using fuzzy logic controllers*. Journal of Sound and Vibration, 2008. 318(1-2): p. 36-49.
133. Tinkir, M., M. Kalyoncu, and Y. Şahin. *Deflection control of two-floors structure against northridge earthquake by using PI controlled active mass damping*. in *Applied Mechanics and Materials*. 2013. Trans Tech Publ.
134. Hang, C., K. Tan, and S. Ong, *A comparative study of controller tuning formulae*. IEE Proceedings, Part D, 1979. 138(2): p. 111-118.
135. Wang, Q.-G., et al., *PID tuning for improved performance*. IEEE Transactions on control systems technology, 1999. 7(4): p. 457-465.
136. Vivero, O., *MIMO Toolbox For Use with MATLAB*. 2006.
137. Astrom, K.J., K.H. Johansson, and Q.-G. Wang. *Design of decoupled PID controllers for MIMO systems*. in *American Control Conference, 2001. Proceedings of the 2001*. 2001. IEEE.

138. Nerves, A. and R. Krishnan. *Active control strategies for tall civil structures*. in *Industrial Electronics, Control, and Instrumentation, 1995., Proceedings of the 1995 IEEE IECON 21st International Conference on*. 1995. IEEE.
139. Hong, S.-R. and S.-B. Choi, *Vibration control of a structural system using magnetorheological fluid mount*. *Journal of intelligent material systems and structures*, 2005. 16(11-12): p. 931-936.
140. Datta, T.K., *Seismic Analysis of Structures*2010: Wiley.
141. Lu, L.-T., W.-L. Chiang, and J.-P. Tang, *LQG/LTR control methodology in active structural control*. *Journal of Engineering Mechanics*, 1998. 124(4): p. 446-454.
142. Gawronski, W., *Advanced Structural Dynamics and Active Control of Structures*2004: Springer New York.
143. Dyke, S., et al., *Acceleration feedback control of MDOF structures*. *Journal of Engineering Mechanics*, 1996. 122(9): p. 907-918.
144. 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.
145. Suhardjo, J., B. Spencer Jr, and A. Kareem, *Frequency domain optimal control of wind-excited buildings*. *Journal of Engineering Mechanics*, 1992. 118(12): p. 2463-2481.
146. Edalath, S., A.R. Kukreti, and K. Cohen, *Enhancement of a tuned mass damper for building structures using fuzzy logic*. *Journal of Vibration and Control*, 2013. 19(12): p. 1763-1772.
147. Shook, D.A., *Control of a benchmark structure using GA-optimized fuzzy logic control*, 2010, Texas A & M University.
148. Xu, Z.D., et al., *Intelligent Vibration Control in Civil Engineering Structures*2016: Elsevier Science.

149. Fallah, N. and G. Zamiri, *Multi-objective optimal design of sliding base isolation using genetic algorithm*. Scientia Iranica, 2013. 20(1): p. 87-96.
150. Mohebbi, M., et al., *Designing optimal multiple tuned mass dampers using genetic algorithms (GAs) for mitigating the seismic response of structures*. Journal of Vibration and Control, 2013. 19(4): p. 605-625.
151. Miguel, L.F.F., L.F.F. Miguel, and R.H. Lopez, *Robust design optimization of friction dampers for structural response control*. Structural Control and Health Monitoring, 2014. 21(9): p. 1240-1251.
152. Pourzeynali, S. and S. Salimi, *Robust multi-objective optimization design of active tuned mass damper system to mitigate the vibrations of a high-rise building*. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part C: Journal of Mechanical Engineering Science, 2015. 229(1): p. 26-43.
153. Yang, J.N. and A. Danielians, *Two hybrid control systems for building structures under strong earthquakes* 1990: National Center for earthquake engineering research.
154. Djedoui, N., A. Ounis, and M. Abdeddaim, *Active vibration control for base-isolated structures using a PID controller against earthquakes*. International Journal of Engineering Research in Africa, 2016. 26: p. 99-110.

ANNEXE A

A. 1 Paramètres des structures

A. 1.1 Structure rigide (5 étages)

A.1.1.1 Structure rigide sans dispositif de contrôle

Pole	Damping	Frequency (rad/seconds)
-4.05e-01 + 2.85e+01i -4.05e-01 - 2.85e+01i	1.42e-02	2.85e+01
-3.45e+00 + 8.30e+01i -3.45e+00 - 8.30e+01i	4.15e-02	2.90e-01
-8.58e+00 + 1.31e+02i -8.58e+00 - 1.31e+02i	6.55e-02	1.17e-01
-1.42e+01 + 1.68e+02i -1.42e+01 - 1.68e+02i	8.41e-02	1.68e+02
-1.84e+01 + 1.91e+02i -1.84e+01 - 1.91e+02i	9.59e-02	5.43e-02

A.1.1.2 Structure rigide Isolée Cas 1

Pole	Damping	Frequency (rad/seconds)
-6.22e-02 + 3.15e+00i -6.22e-02 - 3.15e+00i	1.98e-02	3.15e+00
-1.46e+00 + 5.19e+01i -1.46e+00 - 5.19e+01i	2.81e-02	6.86e-01
-5.10e+00 + 9.99e+01i -5.10e+00 - 9.99e+01i	5.09e-02	1.96e-01
-1.01e+01 + 1.41e+02i -1.01e+01 - 1.41e+02i	7.11e-02	9.94e-02
-1.50e+01 + 1.73e+02i -1.50e+01 - 1.73e+02i	8.68e-02	1.73e+02
-1.87e+01 + 1.92e+02i -1.87e+01 - 1.92e+02i	9.66e-02	1.93e+02

A.1.1.3 Structure rigide isolée Cas 2

Pole	Damping	Frequency (rad/seconds)
-1.55e-01 + 3.14e+00i -1.55e-01 - 3.14e+00i	4.93e-02	3.15e+00
-1.64e+00 + 5.19e+01i -1.64e+00 - 5.19e+01i	5.19e+01	5.19e+01
-5.24e+00 + 9.99e+01i -5.24e+00 - 9.99e+01i	5.23e-02	1.00e+02
-1.02e+01 + 1.41e+02i -1.02e+01 - 1.41e+02i	7.18e-02	1.41e+02
-1.51e+01 + 1.73e+02i -1.51e+01 - 1.73e+02i	9.67e-02	1.73e+02
-1.87e+01 + 1.92e+02i -1.87e+01 - 1.92e+02i	9.67e-02	1.93e+02

A.1.2 Structure Souple (20 étages)

A.1.2.1 Structure souple sans contrôle

Pole	Damping	Frequency (rad/seconds)
-2.21e-02 + 4.42e+00i -2.21e-02 - 4.42e+00i	5.00e-03	4.52e+01
-1.98e-01 + 1.32e+01i -1.98e-01 - 1.32e+01i	1.50e-02	1.32e+01
-5.46e-01 + 2.20e+01i -5.46e-01 - 2.20e+01i	2.49e-02	2.20e+01
-1.06e+00 + 3.06e+01i -1.06e+00 - 3.06e+01i	3.46e-02	3.06e+01
-1.72e+00 + 3.90e+01i -1.72e+00 - 3.90e+01i	4.41e-02	3.90e+01
-2.52e+00 + 4.72e+01i -2.52e+00 - 4.72e+01i	5.34e-02	4.72e+01
-3.44e+00 + 5.51e+01i -3.44e+00 - 5.51e+01i	6.24e-02	5.52e+01
-4.45e+00 + 6.26e+01i -4.45e+00 - 6.26e+01i	7.10e-02	6.28e+01
-5.54e+00 + 6.98e+01i -5.54e+00 - 6.98e+01i	7.91e-02	7.00e+01
-6.67e+00 + 7.65e+01i -6.67e+00 - 7.65e+01i	8.68e-02	7.68e+01
-7.83e+00 + 8.28e+01i -7.83e+00 - 8.28e+01i	9.41e-02	8.32e+01
-8.97e+00 + 8.86e+01i -8.97e+00 - 8.86e+01i	1.01e-01	8.91e+01
-1.01e+01 + 9.39e+01i -1.01e+01 - 9.39e+01i	1.07e-01	9.45e+01
-1.11e+01 + 9.86e+01i -1.11e+01 - 9.86e+01i	1.12e-01	9.92e+01
-1.22e+01 + 1.03e+02i -1.22e+01 - 1.03e+02i	1.18e-01	1.04e+02
-1.28e+01 + 1.06e+02i -1.28e+01 - 1.06e+02i	1.20e-01	1.07e+02
-1.40e+01 + 1.09e+02i -1.40e+01 - 1.09e+02i	1.26e-01	1.10e+02
-1.40e+01 + 1.11e+02i -1.40e+01 - 1.11e+02i	1.25e-01	1.12e+02
-1.49e+01 + 1.13e+02i -1.49e+01 - 1.13e+02i	1.30e-01	1.14e+02
-1.49e+01 + 1.14e+02i -1.49e+01 - 1.14e+02i	1.30e-01	1.15e+02

A.1.2.2 Structure souple isolée à la base : Cas 1

Pole	Damping	Frequency (rad/seconds)
-2.99e-03 + 1.63e+00i -2.99e-03 - 1.63e+00i	1.84e-03	1.63e+00
-8.81e-02 + 8.83e+00i -8.81e-02 - 8.83e+00i	9.98e-03	8.83e+00
-3.31e-01 + 1.71e+01i -3.31e-01 - 1.71e+01i	1.94e-02	1.71e+01
-7.31e-01 + 2.54e+01i -7.31e-01 - 2.54e+01i	2.87e-02	2.54e+01
-1.28e+00 + 3.36e+01i -1.28e+00 - 3.36e+01i	3.80e-02	3.36e+01
-1.97e+00 + 4.17e+01i -1.97e+00 - 4.17e+01i	4.72e-02	4.17e+01
-2.78e+00 + 4.95e+01i -2.78e+00 - 4.95e+01i	5.60e-02	4.96e+01
-3.70e+00 + 5.71e+01i -3.70e+00 - 5.71e+01i	6.46e-02	5.72e+01
-4.70e+00 + 6.43e+01i -4.70e+00 - 6.43e+01i	7.29e-02	6.45e+01
-5.77e+00 + 7.12e+01i -5.77e+00 - 7.12e+01i	8.08e-02	7.15e+01
-6.89e+00 + 7.77e+01i -6.89e+00 - 7.77e+01i	8.82e-02	7.80e+01
-8.02e+00 + 8.38e+01i -8.02e+00 - 8.38e+01i	9.52e-02	8.42e+01
-9.13e+00 + 8.94e+01i -9.13e+00 - 8.94e+01i	1.02e-01	8.99e+01
-1.02e+01 + 9.46e+01i -1.02e+01 - 9.46e+01i	1.07e-01	9.51e+01
-1.13e+01 + 9.90e+01i -1.13e+01 - 9.90e+01i	1.13e-01	9.96e+01
-1.21e+01 + 1.03e+02i -1.21e+01 - 1.03e+02i	1.17e-01	1.04e+02
-1.31e+01 + 1.06e+02i -1.31e+01 - 1.06e+02i	1.23e-01	1.07e+02
-1.35e+01 + 1.10e+02i -1.35e+01 - 1.10e+02i	1.22e-01	1.11e+02
-1.46e+01 + 1.11e+02i -1.46e+01 - 1.11e+02i	1.30e-01	1.12e+02
-1.46e+01 + 1.13e+02i -1.46e+01 - 1.13e+02i	1.28e-01	1.14e+02
-1.51e+01 + 1.14e+02i -1.51e+01 - 1.14e+02i	1.31e-01	1.15e+02

A.1.2.3 Structure souple isolée à la base : Cas 2

Pole	Damping	Frequency (rad/seconds)
-5.58e-03 + 2.22e+00i -5.58e-03 - 2.22e+00i	2.51e-03	2.22e+00
-9.51e-02 + 9.17e+00i -9.51e-02 - 9.17e+00i	1.04e-02	9.17e+00
-3.38e-01 + 1.73e+01i -3.38e-01 - 1.73e+01i	1.96e-02	1.73e+01
-7.38e-01 + 2.55e+01i -7.38e-01 - 2.55e+01i	2.89e-02	2.55e+01
-1.29e+00 + 3.37e+01i -1.29e+00 + 3.37e+01i	3.81e-02	3.37e+01
-1.97e+00 + 4.17e+01i -1.97e+00 - 4.17e+01i	4.72e-02	4.18e+01
-2.78e+00 + 4.95e+01i -2.78e+00 - 4.95e+01i	5.61e-02	4.96e+01
-3.70e+00 + 5.71e+01i -3.70e+00 - 5.71e+01i	6.47e-02	5.72e+01
-4.71e+00 + 6.43e+01i -4.71e+00 - 6.43e+01i	7.29e-02	6.45e+01
-5.78e+00 + 7.12e+01i -5.78e+00 - 7.12e+01i	8.08e-02	7.15e+01
-6.89e+00 + 7.78e+01i -6.89e+00 - 7.78e+01i	8.82e-02	7.81e+01
-8.02e+00 + 8.38e+01i -8.02e+00 - 8.38e+01i	9.52e-02	8.42e+01
-9.13e+00 + 8.94e+01i -9.13e+00 - 8.94e+01i	1.02e-01	8.99e+01
-1.02e+01 + 9.45e+01i -1.02e+01 - 9.45e+01i	1.08e-01	9.51e+01
-1.12e+01 + 9.91e+01i -1.12e+01 + 9.91e+01i	1.12e-01	9.97e+01
-1.22e+01 + 1.03e+02i -1.22e+01 - 1.03e+02i	1.18e-01	1.04e+02
-1.30e+01 + 1.06e+02i -1.30e+01 - 1.06e+02i	1.21e-01	1.07e+02
-1.38e+01 + 1.10e+02i -1.38e+01 - 1.10e+02i	1.25e-01	1.10e+02
-1.43e+01 + 1.11e+02i -1.43e+01 - 1.11e+02i	1.27e-01	1.12e+02
-1.48e+01 + 1.13e+02i -1.48e+01 - 1.13e+02i	1.29e-01	1.14e+0
-1.50e+01 + 1.14e+02i -1.50e+01 - 1.14e+02i	1.30e-01	1.15e+02

ANNEXE B

B. 1 Réponses des structures

B. 1.1 Structure rigide de (5 étages)

B.1.1.1 Accélération Maximales

Séisme Artificiel Cas 1	Etage	Accélération max (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
	Base	822.99	683.63	528.01	680.65	515.19
	1	828.18	688.07	534.38	685.13	519.71
	2	833.07	692.37	540.81	689.45	521.93
	3	837.24	696.09	546.25	693.21	521.64
	4	839.83	698.37	549.00	695.54	519.30
	5	840.65	699.04	548.84	696.25	515.67

Séisme El Centro Cas 1	Etage	Accélération max (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
	Base	348.91	349.95	355.72	350.12	350.91
	1	350.99	352.05	358.54	352.19	352.66
	2	352.91	353.99	361.18	354.10	353.82
	3	354.55	355.64	363.46	355.72	354.39
	4	355.74	356.83	365.05	356.88	354.46
	5	356.35	357.44	365.82	357.47	354.08

Séisme Kobe Cas 1	Etage	Accélération max (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
	Base	975.11	954.06	949.41	953.81	921.60
	1	979.74	958.66	954.39	958.31	926.63
	2	983.10	962.01	958.02	961.56	930.85
	3	985.36	964.26	960.35	963.71	933.97
	4	986.71	965.62	961.61	964.97	935.63
	5	987.34	966.24	962.13	965.50	935.59

Séisme Northridge Cas 1	Etage	Accélération max (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
	Base	971.91	968.54	969.41	968.67	952.26
	1	976.77	973.42	975.10	973.50	957.67
	2	980.48	977.14	978.90	977.18	962.36
	3	983.10	979.77	981.05	979.76	965.91
	4	984.76	981.43	982.11	981.37	967.80
	5	985.56	982.24	982.51	982.13	967.90

Séisme Artificiel Cas 2	Etage	Accélérations max (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
	Base	719.38	635.32	519.62	633.43	508.14
	1	724.78	640.25	526.59	638.41	513.29
	2	729.94	645.05	533.67	643.24	516.29
	3	734.26	649.10	539.64	647.33	516.84
	4	736.64	651.31	542.60	649.59	515.04
	5	736.94	651.53	542.27	649.86	511.49

Séisme El Centro Cas 2	Etage	Accélérations max (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
	Base	349.81	350.26	351.90	350.38	346.16
	1	352.05	352.51	354.71	352.61	347.98
	2	354.16	354.63	357.36	354.70	349.29
	3	355.98	356.45	359.66	356.49	350.05
	4	357.28	357.75	361.25	357.77	350.31
	5	357.94	358.41	362.00	358.40	350.06

Séisme Kobe Cas 2	Etage	Accélérations max (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
	Base	943.69	942.34	935.75	942.55	908.58
	1	947.80	946.84	940.31	947.01	913.54
	2	950.36	950.20	944.15	950.34	917.59
	3	951.72	952.47	946.98	952.57	920.51
	4	952.30	953.81	948.66	953.86	922.06
	5	952.73	954.40	949.44	954.42	922.07

Séisme Northridge Cas 2	Etage	Accélérations max (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
	Base	970.08	966.43	962.89	966.50	944.38
	1	974.86	971.22	968.23	971.26	949.59
	2	978.29	974.66	971.58	974.65	953.94
	3	980.49	976.86	973.21	976.81	957.06
	4	981.75	978.12	973.81	978.03	958.64
	5	982.31	978.68	973.96	978.56	958.67

B.1.1.2 Root Mean Square (RMS) des accélérations

Séisme Artificiel Cas 1	Etage	Accélérations				
		Root Mean Square (RMS) (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Base	220.62	177.75	141.77	177.00	140.39	
1	221.80	178.74	143.12	177.98	140.85	
2	222.75	179.54	144.33	178.76	140.96	
3	223.46	180.13	145.29	179.34	140.76	
4	223.94	180.55	146.04	179.74	140.24	
5	224.19	180.76	146.49	179.95	139.60	

Séisme El Centro Cas 1	Etage	Accélérations				
		Root Mean Square (RMS) (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Base	196.96	148.96	128.25	148.58	125.23	
1	197.96	149.74	129.06	149.34	125.82	
2	198.77	150.37	129.74	149.96	126.26	
3	199.38	150.85	130.27	150.43	126.53	
4	199.79	151.18	130.63	150.73	126.65	
5	200.00	151.34	130.82	150.88	126.61	

Séisme Kobe Cas 1	Etage	Accélérations				
		Root Mean Square (RMS) (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Base	196.96	148.96	128.25	148.58	125.23	
1	197.96	149.74	129.06	149.34	125.82	
2	198.77	150.37	129.74	149.96	126.26	
3	199.38	150.85	130.27	150.43	126.53	
4	199.79	151.18	130.63	150.73	126.65	
5	200.00	151.34	130.82	150.88	126.61	

Séisme Northridge Cas 1	Etage	Accélérations				
		Root Mean Square (RMS) (cm/s ²)				
	Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV	
Base	199.88	138.38	104.56	138.01	97.80	
1	200.89	139.08	105.19	138.72	98.27	
2	201.71	139.66	105.73	139.30	98.62	
3	202.33	140.10	106.15	139.74	98.84	
4	202.74	140.40	106.44	140.04	98.95	
5	202.95	140.55	106.59	140.19	98.95	

Séisme Artificiel Cas 2	Etage	Accélérations				
		Root Mean Square (RMS) (cm/s ²)				
	Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV	
Base	187.01	163.60	140.06	163.16	138.72	
1	188.16	164.66	141.51	164.22	139.40	
2	189.12	165.56	142.85	165.11	139.76	
3	189.85	166.25	143.93	165.80	139.74	
4	190.38	166.75	144.80	166.29	139.33	
5	190.67	167.03	145.35	166.57	138.76	

Séisme El Centro Cas 2	Etage	Accélérations				
		Root Mean Square (RMS) (cm/s ²)				
	Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV	
Base	71.62	62.33	55.36	62.21	54.52	
1	72.02	62.68	55.77	62.56	54.79	
2	72.36	63.00	56.16	62.88	54.97	
3	72.63	63.25	56.49	63.13	55.07	
4	72.82	63.43	56.74	63.30	55.07	
5	72.92	63.52	56.88	63.39	55.02	

Séisme Kobe Cas 2	Etage	Accélérations				
		Root Mean Square (RMS) (cm/s ²)				
	Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV	
Base	155.62	140.11	126.79	139.91	123.85	
1	156.42	140.84	127.58	140.63	124.45	
2	157.08	141.45	128.25	141.23	124.90	
3	157.58	141.91	128.77	141.68	125.19	
4	157.92	142.22	129.13	141.98	125.32	
5	158.09	142.38	129.31	142.13	125.30	

Séisme Northridge Cas 2	Etag e	Accélérations				
		Root Mean Square (RMS) (cm/s ²)				
	Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV	
Bas e	147.90	128.26	102.32	128.06	96.14	
1	148.67	128.92	102.94	128.73	96.61	
2	149.29	129.47	103.47	129.28	96.98	
3	149.77	129.89	103.90	129.70	97.22	
4	150.09	130.18	104.19	129.99	97.34	
5	150.25	130.32	104.34	130.14	97.35	

B. 1.2 Structure souple (20 étages)**B.1.2.1 Accélérations Maximales**

	Etage	Accélérations max (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Séisme Artificiel Cas 1	Base	394.08	396.03	414.81	395.95	441.54
	1	399.87	404.26	426.52	404.27	453.12
	2	404.37	411.56	439.40	411.65	466.96
	3	409.17	416.98	448.46	417.13	481.86
	4	413.37	420.55	451.05	420.77	494.88
	5	416.76	423.21	448.65	423.51	503.70
	6	419.79	425.45	447.84	425.81	508.29
	7	421.86	426.67	451.04	427.08	509.52
	8	422.36	426.32	455.78	426.77	507.25
	9	421.37	424.46	459.50	424.94	500.01
	10	419.49	421.72	460.64	422.21	486.93
	11	417.80	419.18	458.63	419.68	469.65
	12	417.44	417.99	454.45	418.49	451.86
	13	419.03	418.77	449.74	419.28	437.16
	14	422.33	421.29	444.96	421.81	433.46
	15	426.43	424.67	438.79	425.21	430.43
	16	430.36	427.96	429.76	428.53	431.68
	17	433.51	430.56	435.76	431.20	434.55
	18	435.69	432.31	444.66	433.02	430.15
	19	438.78	433.69	453.12	434.07	422.09
20	440.92	435.69	458.22	435.76	417.36	

	Etage	Accélérations max (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Séisme d'El Centro Cas 1	Base	302.27	302.60	270.11	302.56	336.10
	1	307.03	307.32	275.46	307.35	342.34
	2	311.02	311.27	283.05	311.35	347.18
	3	314.15	314.39	289.40	314.53	349.33
	4	316.43	316.66	292.03	316.85	348.46
	5	317.87	318.11	297.30	318.34	345.30
	6	318.54	318.80	301.97	319.06	341.11
	7	318.50	318.79	305.79	319.08	336.96
	8	317.82	318.15	308.60	318.46	333.36
	9	316.56	316.93	310.44	317.26	330.18
	10	314.83	315.24	311.58	315.59	326.93
	11	312.79	313.24	312.55	313.60	323.11
	12	310.66	311.15	314.01	311.52	318.41
	13	308.72	309.24	316.55	309.62	312.85
	14	307.22	307.79	320.42	308.16	306.67
	15	306.38	306.97	325.31	307.33	300.30
	16	306.26	306.87	330.40	307.20	294.24
	17	306.74	307.36	334.70	307.66	288.85
	18	307.55	308.17	337.52	308.45	284.29
	19	308.35	308.98	338.84	309.22	280.46
20	308.84	309.47	339.23	309.67	276.89	

	Etage	Accélérations max (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Séisme Kobe Cas 1	Base	883.82	876.57	745.58	878.58	850.26
	1	894.58	887.51	761.87	889.49	861.09
	2	900.33	893.62	775.82	895.55	868.44
	3	901.11	894.96	787.88	896.83	873.30
	4	897.22	891.78	798.51	893.56	876.31
	5	888.87	884.28	807.69	885.98	877.39
	6	876.32	872.69	816.48	874.29	876.16
	7	859.96	857.38	823.14	858.87	872.64
	8	840.44	838.95	827.00	840.33	867.74
	9	832.00	831.97	827.91	832.72	863.08
	10	848.69	848.39	831.51	849.20	860.20
	11	865.46	864.89	855.47	865.72	859.76
	12	881.49	880.65	880.08	881.48	861.34
	13	896.19	895.09	903.27	895.88	863.81
	14	909.29	907.93	923.63	908.67	865.94
	15	920.76	919.16	940.85	919.82	866.70
	16	930.65	928.85	955.39	929.41	865.34
	17	938.95	936.97	967.84	937.40	861.39
	18	945.48	943.36	978.27	943.65	854.79
	19	950.01	947.80	986.09	947.94	846.11
20	952.34	950.09	990.34	950.06	837.04	

	Etage	Accélérations max (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Séisme Northridge Cas 1	Base	914.97	912.62	865.18	912.67	808.82
	1	929.81	927.43	892.65	927.46	823.13
	2	942.38	940.00	917.40	939.98	836.09
	3	952.95	950.57	940.10	950.47	847.07
	4	961.31	958.94	963.09	958.75	873.71
	5	966.97	964.63	984.94	964.32	901.53
	6	969.92	967.61	1002.56	967.16	930.23
	7	970.69	968.40	1015.18	967.80	958.93
	8	969.70	967.44	1024.19	966.67	983.45
	9	967.04	964.79	1029.49	963.85	997.36
	10	963.03	960.77	1027.94	959.67	997.20
	11	958.84	956.56	1016.64	955.32	986.73
	12	956.17	953.84	996.77	952.49	974.15
	13	956.23	953.81	973.21	952.39	964.49
	14	959.06	956.53	950.86	955.08	956.40
	15	963.66	961.02	931.90	959.58	946.97
	16	968.75	965.99	916.06	964.59	937.31
	17	973.27	970.41	902.53	969.08	930.75
	18	976.69	973.74	891.28	972.50	926.70
	19	978.87	975.86	883.01	974.73	920.15
20	979.90	976.86	878.62	975.86	911.42	

	Etage	Accélérations max (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Séisme Artificiel Cas 2	Base	513.63	483.02	441.92	477.57	479.07
	1	527.50	495.73	466.21	494.51	500.21
	2	536.90	504.19	486.72	506.60	520.73
	3	544.08	510.68	498.41	512.02	538.66
	4	548.90	515.07	503.54	511.15	552.07
	5	550.63	516.66	502.30	506.32	560.72
	6	548.33	514.50	502.51	498.96	565.38
	7	542.54	509.10	506.40	491.28	566.00
	8	535.08	502.25	510.70	483.23	561.69
	9	526.86	494.82	512.55	477.10	551.24
	10	517.90	486.79	510.58	474.09	534.57
	11	509.08	479.00	504.97	473.71	514.07
	12	502.33	473.33	497.66	474.67	493.94
	13	499.40	472.70	499.30	475.92	496.43
	14	500.64	474.23	502.66	477.26	496.80
	15	504.92	479.17	504.20	479.16	495.89
	16	510.41	485.64	507.76	482.07	498.01
	17	515.53	491.63	515.42	485.94	501.45
	18	519.89	496.27	526.02	490.16	499.25
	19	529.81	503.10	536.19	493.75	493.54
20	535.09	508.45	542.36	495.70	489.27	

	Etage	Accélérations max (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Séisme d'El Centro Cas 2	Base	422.96	348.28	289.42	337.83	315.91
	1	433.49	359.24	310.37	348.32	327.87
	2	438.64	366.97	327.54	355.61	338.25
	3	438.33	372.35	333.59	360.58	345.96
	4	432.76	376.43	330.17	364.30	350.64
	5	422.35	379.17	321.10	366.72	352.78
	6	407.80	379.11	308.95	366.38	353.30
	7	390.00	374.40	323.02	361.40	352.99
	8	385.70	364.41	335.78	351.25	352.20
	9	413.27	355.91	344.43	353.13	350.82
	10	439.60	355.50	348.41	352.39	348.49
	11	464.16	368.32	348.57	349.73	344.93
	12	486.59	387.16	345.93	345.60	340.11
	13	506.70	403.95	341.32	342.30	334.26
	14	524.44	418.67	335.48	356.26	327.85
	15	539.82	431.40	329.11	368.29	321.41
	16	552.90	442.20	335.21	378.47	315.40
	17	563.64	451.10	344.44	386.80	310.00
	18	571.94	457.99	349.95	393.20	305.10
	19	577.62	462.72	352.54	397.52	300.30
20	580.51	465.14	353.43	399.61	294.97	

	Etage	Accélérations max (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Séisme de Kobe Cas 2	Base	1023.91	998.44	781.15	994.19	764.96
	1	1052.78	1026.89	809.75	1022.62	790.30
	2	1072.62	1046.88	835.26	1042.57	811.51
	3	1083.60	1058.59	858.14	1054.20	834.36
	4	1085.80	1062.04	878.68	1057.51	857.30
	5	1079.25	1057.20	896.23	1052.50	879.18
	6	1064.33	1044.39	909.57	1039.47	895.65
	7	1042.02	1024.47	917.88	1019.29	905.22
	8	1023.18	1007.99	922.63	1002.67	907.76
	9	999.68	987.03	928.85	981.47	904.26
	10	972.64	962.56	930.76	956.71	911.88
	11	943.09	935.49	928.57	929.32	924.20
	12	911.89	906.62	921.97	906.97	936.14
	13	931.56	930.85	943.19	935.11	946.32
	14	957.77	956.24	970.61	960.37	953.72
	15	981.02	978.72	993.62	982.65	957.82
	16	1001.33	998.34	1012.97	1002.01	958.43
	17	1018.56	1014.98	1029.45	1018.33	955.44
	18	1032.27	1028.21	1043.15	1031.19	948.91
	19	1041.86	1037.47	1053.33	1040.04	939.24
20	1046.80	1042.26	1058.83	1044.37	927.71	

	Etage	Accélérations max (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Séisme de Northridge Cas 2	Base	940.97	938.35	866.52	935.86	823.46
	1	973.15	970.37	910.48	967.85	855.02
	2	1000.39	997.50	949.85	994.89	884.36
	3	1023.13	1020.20	985.50	1017.42	910.13
	4	1040.82	1037.91	1019.61	1034.89	930.60
	5	1052.31	1049.46	1049.96	1046.13	944.36
	6	1057.48	1054.72	1072.96	1051.01	954.43
	7	1057.35	1054.68	1088.03	1050.56	974.52
	8	1052.77	1050.20	1096.90	1045.64	989.11
	9	1043.88	1041.40	1099.30	1036.38	993.38
	10	1031.40	1028.97	1091.96	1023.51	984.99
	11	1017.86	1015.41	1072.76	1009.58	968.23
	12	1007.01	1004.45	1044.64	998.36	951.72
	13	1001.60	998.86	1014.27	992.63	941.28
	14	1001.99	998.98	987.30	992.75	936.39
	15	1006.34	1003.04	965.54	996.93	933.88
	16	1012.15	1008.56	947.83	1002.67	933.03
	17	1017.43	1013.58	932.66	1008.01	935.17
	18	1021.24	1017.16	919.78	1012.01	939.33
	19	1023.46	1019.23	910.12	1014.55	941.52
20	1024.42	1020.12	904.90	1015.96	941.84	

B.1.2.2 Root Mean Square (RMS) des accélérations

	Etage	Accélérations				
		Root Mean Square (RMS) (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Séisme Artificiel Cas 1	Base	130.89	130.41	122.39	130.42	133.34
	1	132.52	132.05	126.80	132.07	134.73
	2	133.52	133.08	130.42	133.09	135.49
	3	134.05	133.64	133.22	133.65	135.87
	4	134.28	133.92	135.21	133.92	135.97
	5	134.38	134.06	136.47	134.06	135.92
	6	134.42	134.13	137.14	134.12	135.78
	7	134.40	134.14	137.30	134.12	135.67
	8	134.35	134.10	136.96	134.08	135.66
	9	134.31	134.05	136.25	134.02	135.81
	10	134.31	134.02	135.42	134.00	136.13
	11	134.41	134.07	134.74	134.05	136.55
	12	134.61	134.21	134.37	134.19	136.90
	13	134.91	134.43	134.31	134.42	136.95
	14	135.28	134.71	134.47	134.69	136.55
	15	135.67	135.01	134.73	134.99	135.64
	16	136.06	135.32	135.03	135.29	134.08
	17	136.45	135.63	135.38	135.60	131.73
	18	136.83	135.93	135.82	135.89	128.70
	19	137.14	136.20	136.32	136.15	125.30
20	137.33	136.36	136.68	136.30	121.74	

	Etage	Accélérations				
		Root Mean Square (RMS) (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Séisme d'El Centro Cas 1	Base	58.97	55.99	47.89	56.00	52.06
	1	59.72	56.70	49.26	56.70	52.78
	2	60.14	57.10	50.54	57.10	53.32
	3	60.28	57.21	51.59	57.20	53.69
	4	60.16	57.08	52.37	57.06	53.93
	5	59.84	56.75	52.91	56.72	54.06
	6	59.39	56.28	53.26	56.25	54.12
	7	58.86	55.73	53.47	55.70	54.11
	8	58.31	55.15	53.58	55.11	54.04
	9	57.79	54.60	53.64	54.56	53.88
	10	57.34	54.10	53.66	54.06	53.65
	11	56.99	53.71	53.68	53.66	53.37
	12	56.78	53.44	53.71	53.39	53.05
	13	56.70	53.29	53.78	53.24	52.70
	14	56.74	53.27	53.88	53.22	52.29
	15	56.89	53.36	54.04	53.30	51.79
	16	57.11	53.52	54.24	53.45	51.14
	17	57.36	53.72	54.46	53.65	50.33
	18	57.61	53.93	54.69	53.85	49.39
	19	57.80	54.10	54.90	54.00	48.40
20	57.91	54.19	55.03	54.09	47.59	

	Etage	Accélérations				
		Root Mean Square (RMS) (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Séisme de Kobe Cas 1	Base	152.91	134.86	100.95	134.12	114.33
	1	154.14	135.87	103.17	135.10	116.22
	2	154.13	135.72	105.36	134.91	117.89
	3	153.02	134.51	107.43	133.65	119.36
	4	151.00	132.43	109.35	131.52	120.62
	5	148.34	129.71	111.14	128.75	121.64
	6	145.34	126.64	112.77	125.64	122.37
	7	142.34	123.53	114.23	122.48	122.71
	8	139.66	120.68	115.48	119.60	122.60
	9	137.61	118.40	116.50	117.29	121.99
	10	136.43	116.91	117.29	115.79	120.87
	11	136.26	116.39	117.86	115.26	119.30
	12	137.14	116.87	118.28	115.75	117.37
	13	138.97	118.30	118.63	117.19	115.20
	14	141.57	120.50	118.99	119.40	112.93
	15	144.65	123.22	119.43	122.14	110.68
	16	147.91	126.16	119.98	125.08	108.55
	17	151.02	129.00	120.61	127.92	106.60
	18	153.66	131.44	121.25	130.34	104.88
	19	155.58	133.22	121.79	132.10	103.43
20	156.59	134.16	122.09	133.00	102.34	

	Etage	Accélérations				
		Root Mean Square (RMS) (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Séisme de Northridge Cas 1	Base	123.93	96.00	85.98	94.65	87.88
	1	126.01	97.54	88.13	96.16	89.39
	2	127.83	98.83	90.20	97.39	90.78
	3	129.42	99.85	92.08	98.37	92.07
	4	130.79	100.66	93.75	99.12	93.30
	5	131.98	101.27	95.20	99.68	94.43
	6	133.02	101.73	96.41	100.09	95.43
	7	133.93	102.08	97.36	100.38	96.23
	8	134.72	102.34	98.06	100.58	96.76
	9	135.43	102.52	98.51	100.71	96.98
	10	136.05	102.66	98.71	100.79	96.87
	11	136.60	102.76	98.68	100.84	96.48
	12	137.11	102.87	98.48	100.90	95.87
	13	137.60	103.00	98.16	100.98	95.11
	14	138.08	103.18	97.82	101.12	94.24
	15	138.55	103.42	97.55	101.32	93.30
	16	139.02	103.71	97.38	101.58	92.33
	17	139.45	104.02	97.36	101.87	91.36
	18	139.83	104.32	97.43	102.14	90.42
	19	140.11	104.56	97.56	102.35	89.54
20	140.26	104.69	97.65	102.46	88.83	

	Etage	Accélérations				
		Root Mean Square (RMS) (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Séisme Artificiel Cas 2	Base	149.37	145.77	127.34	144.97	134.00
	1	153.33	149.66	133.74	148.79	137.57
	2	155.88	152.17	138.73	151.20	139.94
	3	157.36	153.64	142.49	152.57	141.42
	4	158.16	154.45	145.18	153.25	142.31
	5	158.52	154.83	146.98	153.52	142.87
	6	158.56	154.90	148.04	153.46	143.24
	7	158.32	154.68	148.40	153.12	143.49
	8	157.87	154.25	148.13	152.57	143.65
	9	157.36	153.73	147.40	151.94	143.73
	10	156.94	153.28	146.54	151.39	143.75
	11	156.78	153.05	145.89	151.06	143.79
	12	156.92	153.10	145.64	151.02	143.85
	13	157.37	153.43	145.79	151.27	143.78
	14	158.06	153.98	146.20	151.74	143.42
	15	158.92	154.68	146.74	152.36	142.67
	16	159.90	155.51	147.35	153.12	141.42
	17	161.00	156.47	148.07	153.99	139.57
	18	162.15	157.48	148.96	154.93	137.23
	19	163.16	158.40	149.91	155.77	134.60
20	163.77	158.96	150.56	156.26	131.77	

	Etage	Accélérations				
		Root Mean Square (RMS) (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Séisme d'El Centro Cas 2	Base	144.33	86.35	50.00	79.09	51.44
	1	148.81	88.48	52.21	80.77	53.13
	2	152.34	89.56	54.12	81.31	54.48
	3	155.02	89.68	55.61	80.81	55.51
	4	156.98	88.99	56.68	79.42	56.27
	5	158.41	87.71	57.41	77.36	56.81
	6	159.53	86.08	57.86	74.90	57.17
	7	160.54	84.38	58.12	72.35	57.40
	8	161.62	82.88	58.27	70.02	57.49
	9	162.95	81.86	58.38	68.26	57.44
	10	164.63	81.53	58.50	67.34	57.26
	11	166.74	82.02	58.67	67.45	56.99
	12	169.25	83.33	58.92	68.60	56.68
	13	172.10	85.38	59.27	70.67	56.35
	14	175.15	87.96	59.72	73.42	55.99
	15	178.26	90.85	60.25	76.54	55.57
	16	181.24	93.78	60.84	79.72	55.06
	17	183.91	96.49	61.46	82.65	54.43
	18	186.09	98.76	62.05	85.09	53.69
	19	187.64	100.40	62.54	86.82	52.89
20	188.45	101.26	62.83	87.69	52.16	

	Etage	Accélérations				
		Root Mean Square (RMS) (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Séisme de Kobe Cas 2	Base	198.90	168.77	102.80	167.83	112.19
	1	202.22	171.57	106.51	170.47	116.14
	2	202.13	171.35	109.73	170.08	119.63
	3	198.90	168.36	112.45	166.92	122.64
	4	193.02	163.03	114.77	161.42	125.22
	5	185.18	155.96	116.82	154.18	127.37
	6	176.23	147.90	118.72	145.97	129.06
	7	167.19	139.74	120.49	137.69	130.23
	8	159.23	132.48	122.14	130.36	130.81
	9	153.52	127.17	123.64	125.03	130.78
	10	151.07	124.73	125.00	122.63	130.15
	11	152.48	125.71	126.24	123.72	129.01
	12	157.73	130.13	127.46	128.29	127.50
	13	166.22	137.49	128.77	135.79	125.81
	14	176.95	146.91	130.29	145.32	124.11
	15	188.77	157.35	132.08	155.83	122.54
	16	200.56	167.82	134.12	166.31	121.17
	17	211.31	177.41	136.26	175.85	120.00
	18	220.16	185.32	138.25	183.68	118.96
	19	226.45	190.96	139.81	189.20	117.95
20	229.71	193.89	140.67	191.97	116.92	

	Etage	Accélérations				
		Root Mean Square (RMS) (cm/s ²)				
		Structure Isolée	Structure I	Structure II	Structure III	Structure IV
Séisme de Northridge Cas 2	Base	245.64	137.92	95.29	124.12	89.61
	1	254.59	142.66	99.30	128.15	92.78
	2	262.87	146.71	102.95	131.46	95.56
	3	270.53	150.16	106.19	134.12	97.98
	4	277.64	153.12	109.02	136.29	100.08
	5	284.26	155.71	111.49	138.08	101.89
	6	290.45	158.03	113.63	139.61	103.39
	7	296.25	160.15	115.42	140.96	104.57
	8	301.67	162.10	116.88	142.17	105.38
	9	306.71	163.89	117.99	143.26	105.79
	10	311.37	165.54	118.75	144.25	105.81
	11	315.67	167.08	119.21	145.16	105.51
	12	319.61	168.54	119.42	146.05	105.00
	13	323.22	169.98	119.49	146.98	104.40
	14	326.51	171.44	119.55	148.02	103.78
	15	329.50	172.96	119.72	149.18	103.20
	16	332.15	174.49	120.05	150.44	102.70
	17	334.42	175.97	120.55	151.71	102.26
	18	336.24	177.27	121.13	152.84	101.84
	19	337.52	178.25	121.65	153.68	101.39
20	338.18	178.78	121.97	154.07	100.93	