

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Abou Bekr Belkaid - Tlemcen

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



THESE

Présentée pour l'obtention du **grade** de **DOCTEUR EN SCIENCES**

En : Génie civil

Spécialité : Structures et génie parasismiques

Par : RETERI Khadidja

Sujet

Effet du control vibratoire sur le comportement dynamique des structures adjacentes connectées

Présenté et soutenu le : 25/06/ 2022 Devant le jury composé de :

Pr. HAMD AOUI Karim	Président	UABB. Tlemcen
Pr. MEGNOUNIF Abdellatif	Directeur	UABB. Tlemcen
Pr. RAHAL Driss Djawad	Examineur	USTO. Oran
Dr. KAZI TANI Nabil	Examineur	ESSA. Tlemcen
Pr. BENADLA Zahira	Invitée	UABB. Tlemcen

Remerciements

Je voudrais en premier lieu remercier particulièrement mon encadreur Pr A. MEGNOUNIF pour m'avoir proposé un sujet intéressant et pour la confiance qu'il m'a accordé. Il m'a dirigé tout au long de cette étude et m'a donné les grands axes de recherche.

J'adresse mes remerciements les plus respectueux, plus particulièrement à Pr. K. HAMDAOUI pour m'avoir fait l'honneur de présider le jury de soutenance de présente travaille.

Je remercie également le Professeur RAHAL Driss Djawad, le professeur Z. BENADLA, le docteur KAZI TANI Nabil d'avoir accepté de juger ce travail et les remercie de leurs critiques et pour l'intérêt qu'ils ont bien voulu manifester à l'égard de cette thèse.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements ainsi que ma grande gratitude et reconnaissance envers tous mes enseignants, tous mes collègues et mes amis du laboratoire RISAM.

Je remercie enfin toute ma famille.

RESUME

Au cours des dernières années, plusieurs études ont été menées dans divers domaines du génie civil afin de concevoir des ouvrages capables de résister aux efforts et aux déformations pouvant survenir lors d'événements sismiques. Cependant, plus récemment, la construction de structures adjacentes proches les unes des autres et plus résistantes aux séismes, munies de systèmes de couplage, a été un enjeu majeur.

Dans Cette étude, on s'intéresse à deux domaines différents et très importants dans la construction en génie civil, le domaine de couplage des bâtiments adjacents et le domaine d'interaction structure sol structure.

Les effets de certains paramètres, tels que les caractéristiques des structures adjacentes et celles du système de couplage, sur le choix de la distance de séparation, ont été étudiés à l'aide d'un programme élaboré sous MATLAB. Cette thèse vise à présenter une étude pour déterminer les paramètres caractérisant le système de couplage. De plus, l'influence de la rigidité de la structure a également été examinée, afin de trouver une distance minimale de séparation entre deux bâtiments adjacents.

L'étude numérique menée, par la suite, nous a permis de comprendre l'effet de couplage des structures adjacentes avec et sans interaction structure sol structure.

Mot clés : bâtiment adjacent; couplage; passif; distance de séparation, interaction, sol-structure.

ABSTRACT

In recent years, several studies have been carried out in various fields of civil engineering in order to design structures capable of withstanding the forces and deformations that may occur during seismic events. However, more recently, the construction of adjacent structures close to each other and more resistant to earthquakes, equipped with coupling systems, has been a major challenge.

In this study, we are interested in two different and very important areas in civil engineering construction, the area of coupling of adjacent buildings and the area of structure-soil-structure interaction.

Effects of certain parameters, such as the characteristics of the adjacent structures and those of the coupling system, on the choice of the separation distance, were studied using a program developed under MATLAB. This thesis aims to present a study to determine the parameters characterizing the coupling system. In addition, the influence of the rigidity of the structure was also examined, in order to find a minimum separation distance between two adjacent buildings.

The numerical study carried out, thereafter, enabled us to understand the effect of coupling of the adjacent structures with and without interaction structure soil structure.

Key words : adjacent building; coupling; passive; separation distance, interaction, soil-structure.

ملخص

في السنوات الأخيرة ، تم إجراء العديد من الدراسات في مختلف مجالات الهندسة المدنية من أجل تصميم هياكل قادرة على تحمل القوى والتشوهات التي قد تحدث أثناء الأحداث الزلزالية. ومع ذلك ، في الأونة الأخيرة ، كان بناء الهياكل المجاورة القريبة من بعضها البعض وأكثر مقاومة للزلازل ، والمجهزة بأنظمة اقتران ، يمثل تحديًا كبيرًا

في هذه الدراسة ، نحن مهتمون بمجالين مختلفين ومهمين للغاية في مجال إنشاءات الهندسة المدنية ، مجال اقتران المباني المجاورة ومنطقة التفاعل بين الهيكل والتربة والبنية

تمت دراسة تأثيرات معلمات معينة ، مثل خصائص الهياكل المجاورة وتلك الخاصة بنظام الاقتران ، على اختيار مسافة تهدف هذه الرسالة إلى تقديم دراسة تهدف إلى تحديد المعلمات التي ماتلاب الفصل ، باستخدام برنامج تم تطويره في إطار تميز نظام الاقتران. بالإضافة إلى ذلك ، تم فحص تأثير صلابة الهيكل أيضًا ، من أجل إيجاد مسافة فصل دنيا بين مبنيين متجاورين

مكنتنا الدراسة العددية التي تم إجراؤها بعد ذلك من فهم تأثير اقتران الهياكل المجاورة مع بنية التربة التفاعلية وبدونها

الكلمات الدالة : مباني مجاورة ؛ الترابط؛ مسافة الفصل ، التفاعل ، البنية- التربة

TABLE DES MATIERES

RESUME	
ABSTRACT	
ملخص	
TABLE DES MATIERES	
LISTE DES FIGURES	
LISTE DES TABLEAUX	
LISTE DES SYMBOLES UTILISES	
INTRODUCTION GENERALE.....	1
<u>CHAPITRE 01 : EFFET DE BATTEMENT</u>	
1.1. Introduction	3
1.2. Définition	7
1.3. Les classifications du dommage de martèlement	9
1.4. Les types de dommages dus aux martèlement	10
1.5. Joint sismique.....	11
1.5.1. Calcul du joint sismique	12
1.5.2. Les codes sismiques.....	13
1.6. Conclusion.....	15
<u>CHAPITRE 02 : COUPLAGE DES BATIMENTS</u>	
2.1. INTRODUCTION.....	16
2.2. Types de contrôle structurel	16
2.2.1. Contrôle passif.....	17
2.2.1.1. Système d'isolation sismique.....	17
2.2.1.2. Système de dissipation d'énergie passif	18
2.2.1.3. Système d'absorption d'énergie.....	19
2.2.2. Contrôle actif	21
2.2.3. Contrôle semi-actif	21
2.2.4. Contrôle hybride	24
2.3. Revue de la littérature du couplage des bâtiments	25
2.4. Conclusion.....	29

CHAPITRE 03 : L'EFFET DE L'INTERACTION STRUCTURE SOL STRUCTURE

3.1. INTRODUCTION.....	31
3.2. Interaction sol-structure.....	31
3.2.1. Méthodes d'analyse des systèmes sol-structure	33
3.2.1.1. Méthode directe	33
3.2.1.2. Méthode de sous-structures	34
3.3. Interaction structure-sol-structure	39
3.3.1. Méthode analytique	39
3.3.2. Méthode numérique.....	43
3.3.3. Méthodes expérimentales	44
3.4. Conclusion.....	44

CHAPITRE 04 : FORMULATION MATHÉMATIQUE

4.1. Introduction	45
4.2. Equation de mouvement de deux bâtiments adjacents.....	45
4.2.1. Base fixe	45
4.2.2. Avec interaction sol-structure.....	51
4.2.3. Avec interaction structure-sol-structure	63
4.3. Modèle du couplage	64
4.3.1. Modèle élastique linéaire.....	64
4.3.2. Modèle viscoélastique linéaire	65
4.4. Conclusion.....	65

CHAPITRE 05 : RESULTATS ET DISCUSSIONS

5.1. Introduction	66
5.2. Organigramme du programme	66
5.3. Validation du programme.....	68
5.3.1. Sans couplage	68
5.3.2. Avec couplage passif.....	69
5.4. Etude paramétrique	70
5.4.1. Base fixe (sans aucun interaction avec le sol)	70
5.4.2. Avec interaction structure-sol-structure (ISSS).....	103
5.4.2.1. Sans contrôle.....	104

5.4.2.2. Avec contrôle	111
5.5. Régression multiples des résultats.....	117
5.5.1. Base fixe	117
5.5.2. Avec Interaction structure sol structure.....	117
5.5. Conclusion.....	118
CONCLUSION GENERALE	119

LISTES DES FIGURES

Figure 1.1 : a) La tour de l'hôpital effondrée à cause de l'insuffisance du joint de séparation qui est causé un entrechoquement entre la tour et le bloc qui l'avoisine [6] , b) Basculement permanent d'une tour d'escalier [39], séisme de San Fernando 1971.	4
Figure 1.2. Destruction due au séisme de Mexico 1985.	5
Figure 1.3. a) Effondrement d'un bâtiment [40], b) Effondrement d'un mur [44], (causé par le séisme de Loma Prieta 1989).	5
Figure 1.4. Martèlement des bâtiments (Boumerdes, 2003).	6
Figure 1.5. a) Dommages locaux aux points de contact (séisme de Kaliningrad, 2004)[40], b) dommage subit par le séisme de Darfield 2010[100].	6
Figure 1.6. a) Effondrement partiel et détérioration de nouveaux immeubles d'habitation, b) Vues aériennes de plusieurs bâtiments à ossature RC effondrés, près de Golc,uk Séisme d'Izmit [21].	7
Figure 1.7. Les vibrations structurelles des bâtiments adjacents sous un séisme.	9
Figure 1.8. Classification du dommage dû aux martèlement [41], [28].	10
Figure 1.9. a) Dommages locaux aux points de contact [37], b) Effondrement total d'un bâtiment.	11
Figure 1.10. Largeur minimum du joint sismique selon RPA99 version 2003.	13
Figure 1.11. Largeur minimum du joint sismique (RPA 2003 complément 2010)	14
Figure 2.1. Diagramme de contrôle passif.	17
Figure 2.2. Effets d'une secousse sismique sur un bâtiment avec et sans isolation [86].	18
Figure 2.3. Isolateurs de bases à déformations [86].	18
Figure 2.4. a) Amortisseurs visqueux et b) Amortisseurs hystérétique [86].	19
Figure 2.5. Un exemple d'un amortisseur à friction [86].	19
Figure 2.6. Schéma du TMD sur la structure [86].	20
Figure 2.7. Schéma d'un amortisseur TLD.	20
Figure 2.8. Diagramme schématique d'un système de contrôle actif [86].	21
Figure 2.9. Diagramme schématique d'un système de contrôle semi-actif.	22
Figure 2.10. Schématisation inertielle du contrôle passif et actif.	23
Figure 2.11. Contrôle semi-actif inertiel [86].	23

Figure 2.12. Schéma d'un amortisseur à fluide MR adapté de Carlson en 2007[86].	24
Figure 2.13. Schéma d'un amortisseur de masse hybride.	25
Figure 3.1. Schématisation de la méthode direct [72].	33
Figure 3.2. Schéma de la méthode sous-structure.	34
Figure 3.2. Les deux sous-structures : sol et structure rigide avec interface sol-structure [86].	35
Figure 3.3. Sous-structure : sol sans limite.	37
Figure 3.5. Le mouvement en Champ libre et le mouvement d'entrée en vigueur de la fondation pour que l'excitation sismique se propagent verticalement [86].	38
Figure 3.6. Le modèle utilisé par G. B. WARBURTON [108].	40
Figure 3.7. Modèle multimode idéalisé pour une centrale nucléaire à deux centrales [57].	40
Figure 3.8. La disposition des structures et les systèmes de coordonnées par [113].	41
Figure 3.9. Interaction sol-structure d'un bâtiment et Interaction structure-sol-structure des deux bâtiments [69].	42
Figure 3.10. Bâtiments adjacents sur un demi-espace de sol et Modèles discrets de l'ISSS [61].	42
Figure 3.11. Les essais réalisés par Li et al. (2012) [58].	44
Figure 4.1. Modèle des deux structures adjacentes couplées par des amortisseurs.	46
Figure 4.2. Modèle de deux structures adjacentes avec ISS.	52
Figure 4.3. La partie du sol excavé.	57
Figure 4.4. Application de la méthode sous structure et représentation de degré de liberté vertical.	58
Figure 4.5. Représentation des degrés de libertés de la masse du sol emprisonnée [86].	60
Figure 4.6. Modèle de deux structures adjacentes avec ISSS.	63
Figure 5.1. L'organigramme de la simulation.	68
Figure 5.2. El-Centro 1940. Composantes N-S.	68
Figure 5.3. Déplacement du dernier étage par [36] et par simulation du bâtiment A.	69
Figure 5.4. Les modèles des bâtiments adjacents étudiés, et les positions de contrôle.	71
Figure 5.5. Variation de la réponse séismique maximale de l'étage NOA des deux structures en fonction des rapports de K_d/K_A , Exemple 1- 1 ^{ère} Cas- modèle élastique linéaire.	72

Figure 5.6. Variation de la réponse sismique maximale de l'étage NOA des deux structures en fonction des rapports de Cd/CA, Exemple 1- 1 ^{ère} Cas- modèle viscoélastique linéaire.....	74
Figure 5.7. Variation de la réponse sismique maximale de l'étage NOA des deux structures en fonction des rapports de Kd/KA, Exemple 1- 2 ^{ème} Cas- modèle élastique linéaire.	75
Figure 5.8. Variation de la réponse sismique maximale de l'étage NOA des deux structures en fonction des rapports Cd/CA, Exemple 1- 2 ^{ème} Cas- modèle viscoélastique linéaire.	77
Figure 5.9. Variation de la réponse sismique maximale de l'étage NOA des deux structures en fonction des rapports de Kd/KA, Exemple 2- 1 ^{ère} Cas- modèle élastique linéaire.	78
Figure 5.10. Variation de la réponse sismique maximale de l'étage NOA des deux structures en fonction des rapports de Cd/CA, Exemple 2- 1 ^{ère} Cas- modèle viscoélastique linéaire.	80
Figure 5.11. Variation de la réponse sismique maximale de l'étage NOA des deux structures en fonction des rapports de Kd/KA, Exemple 2- 2 ^{ème} Cas- modèle élastique linéaire.	81
Figure 5.12. Variation de la réponse sismique maximale de l'étage NOA des deux structures en fonction des rapports de Cd/CA, Exemple 2- 2 ^{ème} Cas- modèle viscoélastique linéaire.	83
Figure 5.13. Variation de la réponse sismique maximale de l'étage NOA des deux structures en fonction des rapports de Kd/KA, Exemple 3- 1 ^{ère} Cas- modèle élastique linéaire.	84
Figure 5.14. Variation de la réponse sismique maximale de l'étage NOA des deux structures en fonction des rapports de Cd/CA, Exemple 3- 1 ^{ère} Cas- modèle viscoélastique linéaire.	86
Figure 5.15. Variation de la réponse sismique maximale de l'étage NOA des deux structures en fonction des rapports de Kd/KA, Exemple 3- 2 ^{ème} Cas- modèle élastique linéaire.	87
Figure 5.16. Variation de la réponse sismique maximale de l'étage NOA des deux structures en fonction des rapports de Kd/KA, Exemple 3- 2 ^{ème} Cas- modèle viscoélastique linéaire.	88
Figure 5.17. Variation de la distance de séparation en fonctions des rapports Kd/KA ou bien Cd/CA en utilisant les méthodes ABS et SRSS de l'exemple1, 1 ^{ère} cas.	91
Figure 5.18. Variation de la distance de séparation en fonctions des rapports Kd/KA ou bien Cd/CA en utilisant les méthodes ABS et SRSS de l'exemple 1, 2 ^{ème} cas.	93
Figure 5.19. Variation de la distance de séparation en fonctions des rapports Kd/KA ou bien Cd/CA en utilisant les méthodes ABS et SRSS de l'exemple 2, 1 ^{ère} cas.	94

Figure 5.20. Variation de la distance de séparation en fonctions des rapports K_d/K_A ou bien C_d/C_A en utilisant les méthodes ABS et SRSS de l'exemple 2, 2 ^{ème} cas.	96
Figure 5.21. Variation de la distance de séparation en fonctions des rapports K_d/K_A ou bien C_d/C_A en utilisant les méthodes ABS et SRSS de l'exemple 3, 1 ^{ère} cas.	98
Figure 5.22. Variation de la distance de séparation en fonctions des rapports K_d/K_A ou bien C_d/C_A en utilisant les méthodes ABS et SRSS de l'exemple 3, 2 ^{ème} cas.	99
Figure 5.23. Distance de séparation (ABS) pour les trois exemples en fonction du modèle et la position du système de contrôle.	101
Figure 5.24. Distance de séparation (ABS) dans les 4 modèles pour les trois positions, dans les trois exemples.	102
Figure 5.25. Déplacement du dernier étage de la structure A Modèle 1, 1 ^{ère} cas.	104
Figure 5.27. Déplacement du dernier étage de la structure A Modèle 1, 1 ^{ère} cas.	108
Figure 5.28. Déplacement de l'étage NOA de la structure B Modèle 1, 1 ^{ère} cas.	108
Figure 5.29. Déplacements maximaux des structure A et B, Modèle 1, 1 ^{ère} cas.	109
Figure 5.30. Déplacements maximaux des structure A et B, Modèle 2, 1 ^{ère} cas.	109
Figure 5.31. Déplacements maximaux des structure A et B, Modèle 1, 2 ^{ème} cas.	110
Figure 5.32. Déplacements maximaux du structure A et B, Modèle 2, 2 ^{ème} cas.	110
Figure 5.33. Variation de la réponse sismique maximale de l'étage NOA en fonction de K_d/K_A avec ISSS, Cas $K_B=K_A$ (modèle élastique linéaire).	111
Figure 5.34. Variation de la réponse sismique maximale de l'étage NOA en fonction de C_d/C_A avec ISSS, Cas $K_B=K_A$ (modèle viscoélastique linéaire).	112
Figure 5.35. Variation de la réponse sismique maximale de l'étage NOA en fonction de K_d/K_A avec ISSS, Cas $K_B=4 \times K_A$ (modèle élastique linéaire).	113
Figure 5.36. Variation de la réponse sismique maximale de l'étage NOA en fonction de K_d/K_A avec ISSS, Cas $K_B=4 \times K_A$ (modèle viscoélastique linéaire).	114
Figure 5.37. Variation de la distance de séparation en fonction des rapports K_d/K_A et C_d/C_A en utilisant les méthodes ABS et SRSS avec ISSS, du cas $K_B=K_A$ de l'exemple 1.	115
Figure 5.38. Variation de la distance de séparation en fonction des rapports K_d/K_A et C_d/C_A en utilisant les méthodes ABS et SRSS avec ISSS, du cas $K_B=4 \times K_A$ de l'exemple 1.	116

LISTES DES TABLEAUX

Tableau 1.1. Les formules de ABS, SRSS et DDS.	13
Tableau 1.2. La distance de séparation par les codes sismiques les plus connus.....	14
Tableau 5.1. Résultats du premier cas.....	68
Tableau 5.2. Résultats du deuxième cas.....	69
Tableau 5.3. Maximum absolute inter-story drifts (cm).	70
Tableau 5.4. Caractéristiques des deux structures.....	103
Tableau 5.5. Maximum de déplacement (cm) de structure A du Modèle 1, 1 ^{ère} cas, Exemple 2.	105
Tableau 5.6. Maximum de déplacement (cm) de structure B du Modèle 1, 1 ^{ère} cas, Exemple 2.	105
Tableau 5.7. Maximum de déplacement (cm) de structure A du Modèle 2, 1 ^{ère} cas, Exemple 2.	105
Tableau 5.8. Maximum de déplacement (cm) de structure B du Modèle 2, 1 ^{ère} cas, Exemple 2.	105
Tableau 5.9. Maximum de déplacement (cm) de structure A, Modèle 1, 2 ^{ème} cas, Exemple 2.	106
Tableau 5.10. Maximum de déplacement (cm) de structure B, Modèle 1, 2 ^{ème} cas, Exemple 2.	106
Tableau 5.11. Maximum de déplacement (cm) de structure A, Modèle 2, 2 ^{ème} cas, Exemple 2.	106
Tableau 5.12. Maximum de déplacement (cm) de structure B, Modèle 2, 2 ^{ème} cas, Exemple 2.	107

LISTE DES SYMBOLES UTILISES

[A]	La matrice caractéristique du système contrôlé
{A}	Le vecteur de la contrainte cinématique
[B]	La matrice de localisation des actionneurs
{C}	Le vecteur lié à l'accélération de base de structure
[C]	La matrice d'amortissement du système
C_{cc}	La matrice d'amortissement des nœuds appartenant à la frontière du domaine extérieur
[C_{SS}]	La matrice d'amortissement des poteaux symétriques de la structure
[C_{oS}], [C_{S0}]	La matrice d'amortissement lié à la superstructure et à la fondation rigide
[C_{00}]	La matrice d'amortissement lié à la fondation rigide
[D]	La matrice "plant" de système contrôlé
D	Joint sismique
d.d.l	Le degré de liberté
{E}	Le vecteur de perturbations externes
e	La profondeur du sol fouillé dans le demi-espace
$F(t)$	Le vecteur des forces d'excitation sismique agissant à la base du modèle
[$F_{00}^g(\tau)$]	La matrice de la flexibilité dynamique du sol.
I_i	Le moment d'inertie par rapport au point 0 du $i^{\text{ème}}$ étage.
I_0	Le moment d'inertie par rapport au point 0 de la fondation
I	Le vecteur de couplage dynamique
[K]	La matrice rigidité du système
K_{cc}	La matrice masse des nœuds appartenant à la frontière du domaine extérieur
[K_{SS}]	La matrice masse des poteaux symétriques de la structure

$[K_{0S}], [K_{S0}]$	Les matrices rigidités lié à la superstructure et à la fondation rigide
$[K_{00}]$	La matrice rigidité lié à la fondation rigide
k_i	La rigidité de l'étage i
k_0	La rigidité de la fondation
$[\tilde{K}_{00}]$	La matrice de La rigidité du sol
$[M]$	La matrice masse du système
M_{cc}	La matrice masse des nœuds appartenant à la frontière du domaine extérieur
$[M_{SS}]$	La matrice masse des poteaux symétriques de la structure
$[M_{0S}], [M_{S0}]$	La matrice masse lié à la superstructure et à la fondation rigide
$[M_{00}]$	La matrice masse lié à la fondation rigide
$\{M(w)\}$	Le vecteur des moments agissant sur la structure
m_i	La masse de l'étage i
m_0	La masse de la fondation
NOA	Nombre d'étage de la structure A
NOB	Nombre d'étage de la structure B
$\{P(w)\}$	Le vecteur des amplitudes des charges agissant sur la structure.
$\{R_0(n)\}$	La force d'interaction sol-structure.
$R_x(n)$	La force d'interaction horizontale
$R_\theta(t)$	Le moment d'interaction au point 0.
$\{\check{R}_0(n)\}$	Le vecteur des accélérations
$\{\tilde{R}_0\}$	Le vecteur dynamique des forces équivalentes
$[R]$	La matrice d'état de pondération définie positive
r_0	Le rayon de la partie du sol fouillé
$[S(t)]$	La matrice de gain de feedback en boucle ouverte
$[S_{00}^g(w)]$	La matrice de la rigidité dynamique du sol.
$[S^f(w)]$	La matrice de la rigidité dynamique en champ libre,
$[S_v^f(w)]$	La matrice de la rigidité dynamique concerne la rotation.

$[T]$	La matrice de transformation modale d'équation d'état
t	Le temps
t_i	Le temps initial
t_f	Le temps final
V	Le vecteur des déplacements du sol en champ libre.
V_e	Le déplacement relatif,
w_e	Le déplacement résiduel.
w_i	Les pulsations propres
x	Le vecteur de déplacement ou vecteur d'interaction
$\{x^t(w)\}$	Le déplacement total.
$\{x_s^t(w)\}$	Le déplacement concerne la structure.
$\{x_0^t(w)\}$	Le déplacement concerne l'interface sol-structure.
$\{x_0^g(w)\}$	Les excitations sismiques
x_e	Le déplacement total des points appartenant au domaine extérieur
$\ddot{x}_g(t)$	Les accélérations sismiques
$\{Z(t)\}$	Le vecteur d'état du système
$\{\delta\}$	Le vecteur d'accélération horizontal du sol
$\{\delta_s\}$	Le vecteur d'accélération horizontal du sol pour la superstructure
$\{\delta_0\}$	Le vecteur d'accélération horizontal du sol pour la fondation
$[\gamma]$	La matrice de localisation des contrôleurs
$[\gamma_s]$	La matrice de localisation des contrôleurs de la superstructure
$[\gamma_0]$	La matrice de localisation des contrôleurs de la fondation
β_i	Le rapport d'amortissement des modes de translations de la fréquence w_i .

INTRODUCTION GENERALE

L'évolution dans le domaine de la construction et le nombre important de besoins en habitats avec la rareté de l'assiette sur laquelle il faut construire, ont conduit les décideurs à construire de plus en plus en hauteur et surtout à construire des bâtiments très proches l'un de l'autre. C'est ce qu'on appelle les structures adjacentes. Ces structures sont généralement séparées par un vide (joint) entre elles. Si ce joint n'est pas suffisant, une simple excitation sismique peut provoquer des collisions entre les différentes structures conduisant à des dégâts très importants.

Dans certains cas, ce joint peut aussi paraître important laissant un grand vide entre les deux bâtiments, ce qui rend esthétiquement, la vue incorrecte. Pour cela, une des techniques modernes pour réduire et optimiser les joints de séparation est d'ajouter des systèmes de contrôle avec structures adjacentes.

L'idée principale est de pouvoir aider les structures dans leur comportement vis-à-vis des actions sismiques.

Aussi, la bonne connaissance du comportement des structures adjacentes est très importante. Ces structures étant fondées sur des sols par lesquels sont transmises des sollicitations sismiques. Ces effets d'interaction sol-structure peuvent influencer le bâtiment adjacent situé sur le sol de fondation similaire en raison des ondes diffusées de chaque structure, ce qui entraîne l'interaction structure-sol-structure.

Notre travail est consacré en deux points :

- *Le couplage des bâtiments adjacents en utilisant une stratégie de contrôle*
- *L'effet de l'interaction structure-sol-structure*

Plusieurs recherches ont été menées dans ces domaines, où souvent on a essayé de relier ces structures adjacentes par des systèmes basés généralement sur le principe de l'amortissement afin d'éviter la collision. Plusieurs critères ont été choisis dans ces cas pour optimiser les paramètres des systèmes de connexion.

Mais le problème majeur dans ce type de structures reste l'optimisation des différents paramètres des systèmes ajoutés aux structures comme celui de l'emplacement des systèmes de

control de façon optimale afin de profiter pleinement des avantages du control, du type des systèmes de liaisons et de control...

L'intérêt, dans ce travail, peut se limiter uniquement sur l'étude de structures de type poutre-poteaux. Les résultats ciblés peuvent être d'un intérêt très important et peuvent aussi être exploités pour enrichir les règlements parasismiques existants.

L'objectif de ce travail est de comprendre l'intérêt du système de contrôle passif ajouté aux structures adjacentes. l'intérêt est plus importants en considérant aussi l'interaction structure-sol-structure. Pour atteindre cet objectif, le travail a été organisé en cinq chapitres :

- Le premier chapitre est une introduction générale de l'effet de battement. Le chapitre est scindée en deux parties : une partie concernant les dégâts subits par l'entrechoquement, et une partie qui concerne le joint sismique.
- Le deuxième chapitre présente une étude bibliographique, la 1^{ère} partie concerne les différents types de contrôles existants dans les structures en génie civil, leurs importances et à quoi sert chaque type de contrôle alors que la 2^{ème} partie résume une revue de la littérature de couplage des bâtiments adjacents.
- Le troisième chapitre explique le phénomène d'interaction sol-structure, ainsi le phénomène de l'interaction structure-sol-structure.
- Le quatrième chapitre comporte en détail la formulation mathématique et numérique du problème des bâtiments adjacents couplés par un dispositif de contrôle, en tenant compte de l'effet de l'interaction structure-sol-structure.
- Dans le dernier chapitre, nous menons une simulation numérique du comportement dynamique des structures adjacentes en tenant compte de l'effet de l'interaction structure-sol-structure. On commence par une présentation et une validation de notre programme, puis, une étude paramétrique pour montrer l'influence et l'importance de certains paramètres clés.

Ce travail est clôturé par une conclusion générale qui présente les grandes lignes du travail effectué et souligne les différents résultats obtenus, aussi que des recommandations et perspectives pour de futurs travaux de recherche dans ce domaine.

CHAPITRE 01

EFFET DE BATTEMENT

1.1. Introduction

L'augmentation de la population et la croissance des activités sociales et commerciales disponibles, ont conduits les décideurs à construire de plus en plus en hauteur, et surtout à construire des bâtiments très proches l'un de l'autre. C'est ce qu'on appelle les bâtiments adjacents. Ces bâtiments, dans la plupart des cas, sont séparés sans connexions structurelles ou sont connectés uniquement au niveau du sol.

Le phénomène de battement a été l'une des principales raisons de l'initiation de l'effondrement et de dégâts de la construction dans de nombreux tremblements de terre enregistrés. Les dommages graves causés par le contact entre eux peuvent être remarqués facilement si on a un séisme très fort, c'est un phénomène très complexe. Il pourrait conduire à des dommages de types très variés selon les composants des structures, comme ceux causés dans les murs de remplissage, les déformations plastiques, les ruptures des poteaux par cisaillement, l'écrasement local, l'effondrement possible de la structure elle-même,...

La complexité de ce phénomène a été l'objet de plusieurs recherches dans le monde entier. Ces recherches avaient pour but de comprendre les aspects physiques du battement afin de former une base rationnelle pour les méthodes pour atténuer ses conséquences de risque de battement.

Chaque année, des milliers de tremblements de terre se produisent dans le monde entier. Certains d'entre eux sont si forts qu'ils peuvent détruire une ville, endommager des infrastructures (par exemple un pont, des bâtiments) et tuer des milliers de personnes. Les effondrements de bâtiments sont la cause la plus probable de décès lors d'un tremblement de terre.

A titre d'exemples d'événements sismiques réels où le phénomène d'impact a été l'une des conséquences responsables de pertes de vies humaines et de dommages structurels dans les bâtiments, on peut citer, le séisme San Fernando de 1971 [39], de le séisme de Mexico en 1985

[82], le séisme de Loma Prieta en 1989 [43], séisme de Boumerdes en 2003 [44], le tremblement de terre de Tabanli-Van en Turquie en 2011...etc.

L'un des exemples les plus spectaculaires de destruction due au martèlement a résulté des interactions entre le bâtiment principal de l'hôpital Olive View, et l'une de ses tours d'escalier indépendante lors du tremblement de terre de San Fernando le 09.02.1971 [39]. Ce séisme a évoqué le martèlement structurel entre le bâtiment principal et le tour d'escalier, ce qui est provoqué des dommages importants et une inclinaison permanente de la tour d'escalier la plus faible [39], comme le montre la figure 1.1.

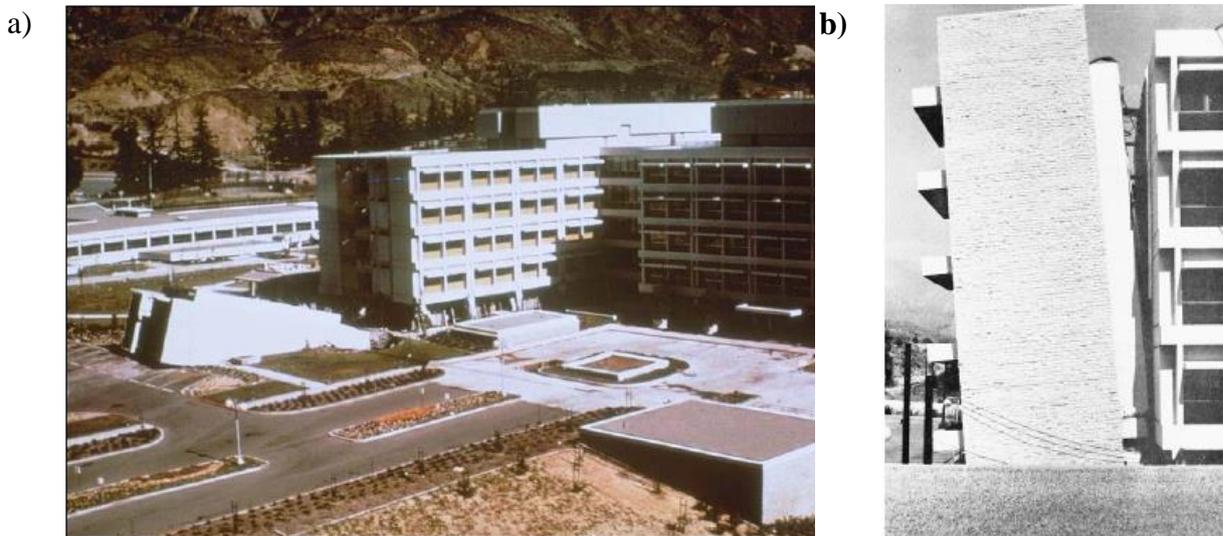


Figure 1.1 : a) La tour de l'hôpital effondrée à cause de l'insuffisance du joint de séparation qui est causé un entrechoquement entre la tour et le bloc qui l'avoisine [6] , b) Basculement permanent d'une tour d'escalier [39], séisme de San Fernando 1971.

Lors du tremblement de terre de 1985 à Mexico, environ 40% des structures endommagées ont été soumises à des coups et environ 15% des bâtiments se sont effondrés en raison d'une collision [82]. La distance de séparation insuffisante n'est pas le seul facteur, mais c'était le résultat de plusieurs facteurs, tel que, l'intensité inattendue du séisme et la conséquence de l'insuffisance de la distance minimale de séparation imposée par les codes de calcul ; la configuration inadéquate des bâtiments et des systèmes structurels mis en place pour résister aux vibrations latérales et particulièrement la résistance à la torsion ; l'inclinaison cumulée de certains bâtiments à cause des mouvements de fondation ; une maintenance inappropriée [6].



Figure 1.2. Destruction due au séisme de Mexico 1985.

Lors du tremblement de terre de Loma Prieta (17.10.1989), plus de 200 événements de martèlement impliquant plus de 500 bâtiments adjacents ont été observés sur des sites situés à plus de 90 km de l'épicentre [43]. Le martèlement structurel pendant ce tremblement de terre a été identifié comme la raison de l'effondrement de certains bâtiments. Ce séisme a provoqué des coups qui ont entraîné une variété de types de dommages différents.

a)



b)



Figure 1.3. a) Effondrement d'un bâtiment [40], b) Effondrement d'un mur [44], (causé par le séisme de Loma Prieta 1989).

En 21 mai 2003, en Algérie le séisme de Boumerdes a provoqué des destructions de plus 7400 édifices ou habitations et environ 7000 autres ont été sérieusement endommagés, presque 8500 logements perdus et plus de 20000 sérieusement endommagés dans la wilaya d'Alger [44]. Ce séisme a entraîné des pertes de plus de 4 milliards de dollars [17].



a) Effondrement des batiments [17]

b) Ouverture entre deux bâtiments [44].

Figure 1.4. Martèlement des bâtiments (Boumerdes, 2003).

On peut citer d'autres exemples intéressants de séismes qui ont provoqué de grands dommages en nombre important de structures. Lors du séisme de Kaliningrad (21.09.2004) une interaction entre les parties adjacentes d'un immeuble a conduit à l'écaillage du plâtre aux emplacements de contact [40], comme le montre la figure 1.5.a.



a)



b)

Figure 1.5. a) Dommages locaux aux points de contact (séisme de Kaliningrad, 2004)[40], b) dommage subit par le séisme de Darfield 2010[100].

Des dommages locaux aux points d'interaction ont également été observés dans un certain nombre de bâtiments après le séisme de Darfield du 2 septembre 2010 [40]. Lors du

tremblement de terre d'Athènes (7.09.1999), des dommages considérables aux emplacements des impacts dus au martèlement entre deux parties différentes d'un bâtiment scolaire ont été enregistrés [40].

L'hôpital SSK d'Izmit a subi des dommages importants lors du tremblement de terre de Kocaeli (17.08.1999) en raison des interactions entre les différentes parties de la structure [40].

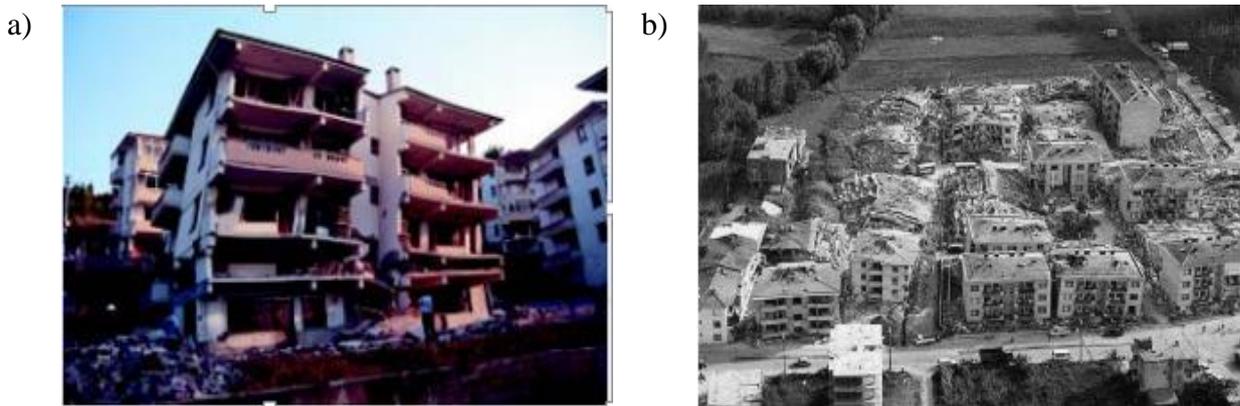


Figure 1.6. a) Effondrement partiel et détérioration de nouveaux immeubles d'habitation, b) Vues aériennes de plusieurs bâtiments à ossature RC effondrés, près de Golc, uk Séisme d'Izmit [21].

D'autres séismes peuvent être cités [40], comme le séisme de 1964 en Alaska, le tremblement de terre de Kobe (17.01.1995), le séisme de ChiChi à Taiwan de 1999, le séisme de Wenchuan de 2008, les séismes au Mexique et en Irak de 2017 ...etc. De nos jours, les catastrophes du tremblement de terre restent l'une des catastrophes naturelles les plus importantes auxquelles la société humaine est confrontée, et elles se caractérisent par sa soudaineté et sa destructivité.

1.2. Définition

Il est très important de comprendre ce qu'est l'effet martèlement, les raisons de son apparition et ses types, les mesures correctives pour l'éviter et une capture des échecs passés. Le martèlement sismique est simplement défini comme une collision de bâtiments construits à proximité les uns des autres.

Le martèlement se produit si la distance de séparation entre les bâtiments adjacents n'est pas suffisante pour compenser leurs mouvements relatifs (*Veut dire que le déplacement relatif des bâtiments adjacents est supérieur à la largeur de leurs espaces de séparation sous l'excitation sismique*), cela affectera directement le mode de défaillance et le degré d'endommagement de

la structure. C'est un comportement dynamiquement complexe et même chaotique qui se produit si les fréquences propres des bâtiments individuels diffèrent considérablement.

La séparation insuffisante est la principale raison du martèlement sismique. Mais, cela peut également être le résultat d'une combinaison de nombreux autres facteurs tels que [1];

- ✓ *La sévérité inattendue du séisme,*
- ✓ *Non-respect des dispositions du code ; en particulier pour la rigidité latérale et en torsion due à une configuration de bâtiment et à un système de charpente inadéquats, et*
- ✓ *Inclinaison cumulée due au mouvement des fondations.*
- ✓ *Lorsque le centre de gravité des bâtiments adjacents n'est pas axial,*
- ✓ *Lorsque les bâtiments ont un espace suffisant mais qu'ils sont reliés par un ou plusieurs membres.*
- ✓ *Lorsque les bâtiments adjacents ont des propriétés dynamiques différentes comme la masse, la hauteur, l'orientation, la géométrie. Il est presque impossible de construire deux bâtiments avec les mêmes propriétés dynamiques. Si les propriétés dynamiques de deux bâtiments sont identiques, il n'y aura pas de martèlement même si l'écart est nul.*

Les mouvements structurels des bâtiments adjacents ne sont pas toujours similaires, donc ayant différents modes de vibration et différentes périodes dynamiques sous une excitation sismique, ce qui implique des vibrations hors phase [6]. Les vibrations structurelles sismiques des bâtiments adjacents sont classées en deux cas : en phase ou hors phase. Lorsque les caractéristiques des bâtiments adjacents sont similaires, les structures présentent une réponse structurelle compatible pendant l'activité sismique, ce qui veut dire des vibrations en phase (figure 1.7.a) [44]. Dans le cas des vibrations structurelle en phase, les structures ne présentent pas un risque comme montré dans la figure 1.7.a. dans le cas où les structures vibrent hors phase on a deux cas, le premier cas de la figure 1.7.b ne présente aucun risque et le deuxième cas hors phase de la figure 1.7.c présente un risque majeur si on a un séisme fort.

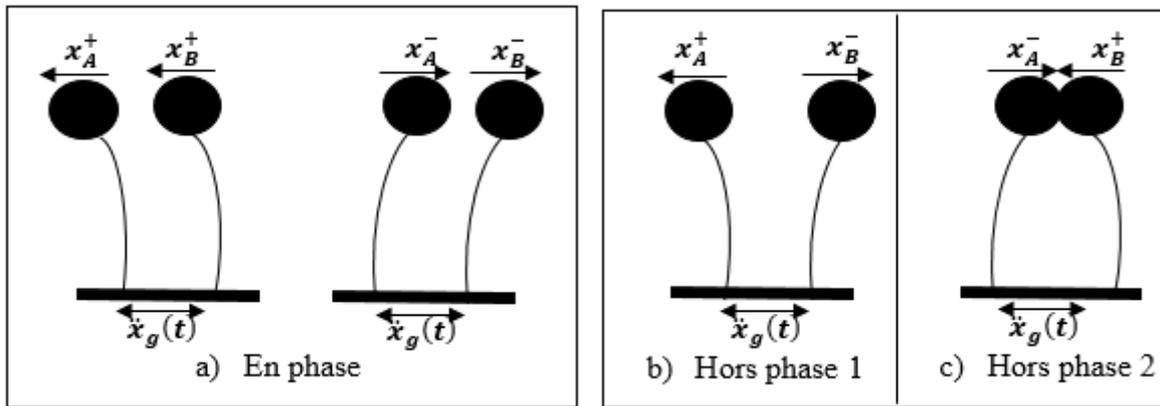


Figure 1.7. Les vibrations structurales des bâtiments adjacents sous un séisme.

1.3. Les classifications du dommage de martèlement

Les caractéristiques d'entrechoquement dépendent des configurations structurales des bâtiments adjacents [44], [6], [41]. Une classification de six cas est présentée après un examen des dommages structurels dus au martèlement lors des séismes récents [6], [41], [28]:

1. *Martèlement étage-poteau* : les étages des bâtiments adjacents peuvent être à des niveaux différents, par conséquent, les étages d'un bâtiment entrent en collision avec les poteaux des bâtiments adjacents [41], les poteaux qui subissent des collisions sont soumis à des forces de cisaillement très élevées [6], provoquant la rupture des colonnes impactées.

2. *L'effet du bâtiment adjacent le plus lourd* : les bâtiments adjacents peuvent avoir des masses très différentes, par conséquent, le transfert de l'énergie cinétique du bâtiment le plus lourd peut créer un mouvement latéral important du bâtiment le plus léger [41].

3. *L'effet des hauteurs totales différentes des bâtiments adjacents* : les bâtiments adjacents peuvent avoir des hauteurs très différentes, par conséquent, l'oscillation du bâtiment le plus haut est brusquement limitée par le bâtiment le plus court et il subit un cisaillement élevé au-dessus de l'emplacement du contact [41].

4. *L'effet de torsion des bâtiments adjacents* : un bâtiment est pilonné à l'un de ses angles par un bâtiment adjacent, par conséquent, le martèlement suit un des deux directions orthogonales, provoquant un mouvement de torsion de l'étage et une rupture du poteau du coin [41].

5. *Bâtiments en série* : l'effet de pendule provoque des mouvements importants et des dommages aux bâtiments aux extrémités du à la masse accumulée des autres bâtiments en série

[41]. Malgré que les bâtiments adjacents du milieu se martèlent dans les deux côtés, mais ils n'ont pas un risque majeur comme les bâtiments aux extrémités, ils ne sont pas libres de se déplacer de façon excessive dans l'une ou l'autre direction [44].

6. *Bâtiments faits de matériaux fragiles* : La maçonnerie non armée est particulièrement vulnérable à toute charge latérale. La collision provoque une force temporaire très élevée qui peut provoquer une défaillance explosive des éléments structurels fragiles [6], [28].

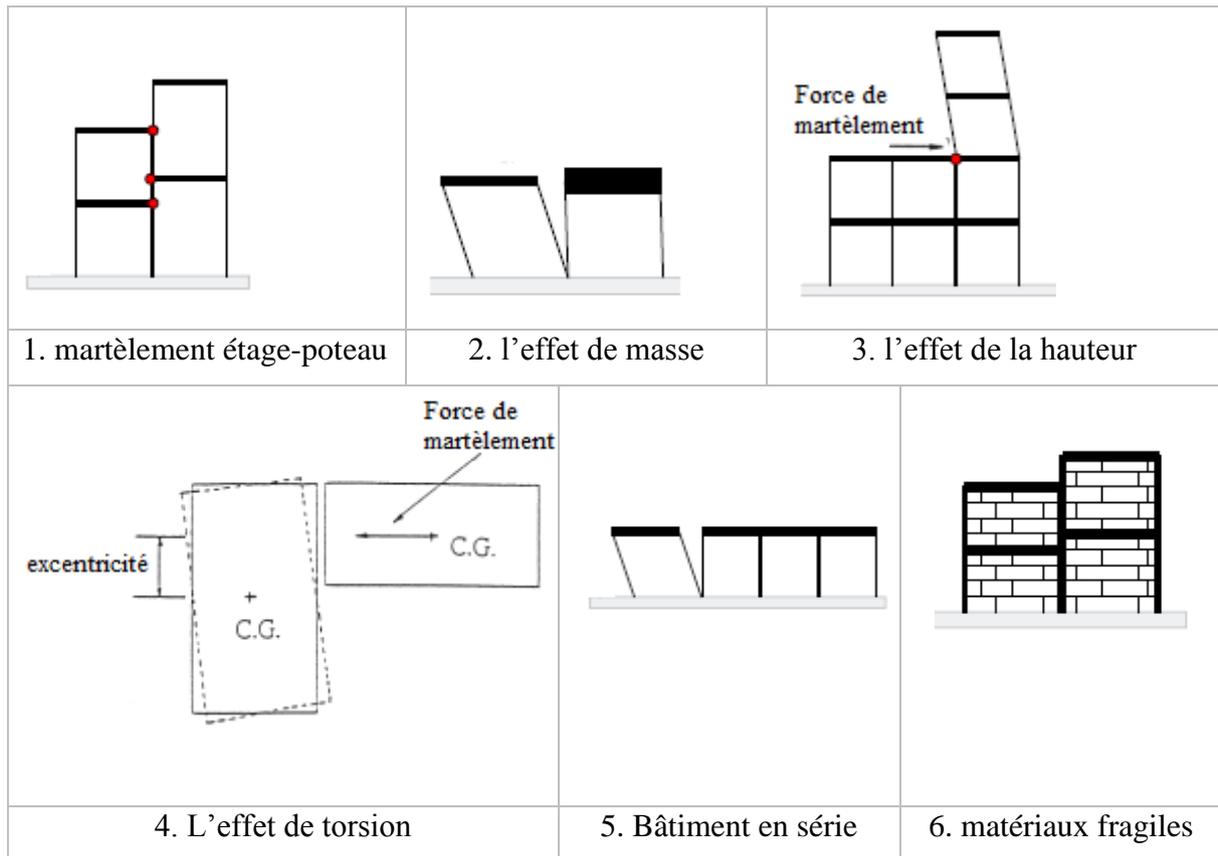


Figure 1.8. Classification du dommage dû aux martèlement [41], [28].

1.4. Les types de dommages dus aux martèlement

Le martèlement structurel peut entraîner deux types de dommages : des dommages locaux aux emplacements de contact lors des excitations sismiques modérés, et des dommages globaux voire un effondrement total des structures en collision lors des excitations sismiques sévères; résultant du transfert d'énergie et de la quantité de mouvement causée par une collision [40], [24].

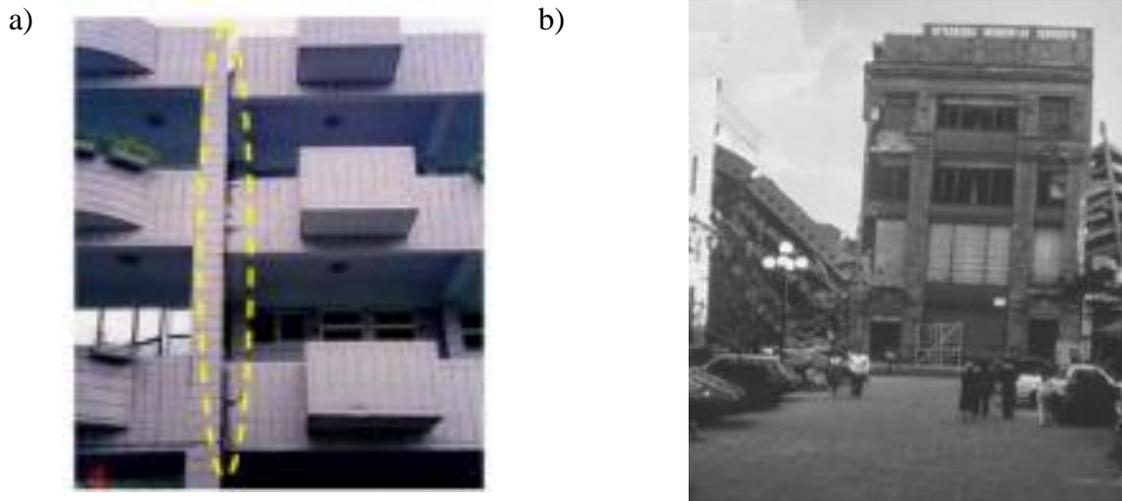


Figure 1.9. a) Dommages locaux aux points de contact [37], b) Effondrement total d'un bâtiment.

Les dommages locaux sont causés par la force de contact entre bâtiments adjacents, tandis que les dommages globaux dépendent des propriétés dynamiques des deux bâtiments au moment de la collision. Ce type de dommages survient lorsque les bâtiments sont construits sans séparation jusqu'aux limites de propriété afin d'exploiter au maximum l'espace. Lorsque le sol de ces bâtiments est construit à la même hauteur, les dommages dus au martèlement ne sont généralement pas graves. Si ce n'est pas le cas, il y a deux problèmes [24].

Lorsque les sols des bâtiments adjacents sont à des altitudes différentes, le sol de chaque structure peut agir comme des béliers, frappant les colonnes de l'autre bâtiment. Lorsque l'un des bâtiments est plus haut que l'autre, le bâtiment inférieur peut servir de base à la partie supérieure du bâtiment supérieur ; le bâtiment inférieur reçoit une charge latérale importante et inattendue tandis que le bâtiment supérieur souffre d'une discontinuité de rigidité importante au niveau du sommet du bâtiment inférieur [24].

1.5. Joint sismique

Le moyen le plus naturel pour limiter les risques et réduire le martèlement sismique des bâtiments adjacents est de prévoir une séparation suffisamment large pour éviter tout contact entre eux. En effet, plusieurs études ont été menées pour déterminer ce paramètre [85].

Anagnostopoulos en 1988 [9] a étudié l'effet de martèlement aux bâtiments adjacents en série, les résultats montrent que le risque de martèlement dépend de plusieurs paramètres, mais si la distance de séparation est calculé par la formule SRSS (la racine carrée de la somme des carrés

de déplacement maximum des étages connectés), cette valeur pourrait être suffisante pour éviter le martèlement. Jeng et al. [38] ont proposé une nouvelle méthode basée sur la théorie des vibrations aléatoires pour calculer le joint sismique, ce que l'on appelle la formule de DDC, basée sur la formule SRSS.

On peut citer quelques exemples des travaux de recherche menés pour étudier l'effet de la distance de séparation entre bâtiments. En 2014, Abbas M et Sayed M [5] ont étudié l'évaluation des dommages des bâtiments adjacents, ainsi que l'influence de la distance de séparation entre les bâtiments adjacents et la limite d'élasticité des deux bâtiments sur les indices de réponse et les dommages structurels associés. Ils ont trouvé que le risque de battement augmente quand la distance de séparation diminue. Favvata [64] a mené 504 analyses sismiques pas à pas non linéaires, pour trouver la distance de séparation minimale requise entre bâtiments afin d'éviter le martèlement. Les résultats montrent que la distance de séparation entre les structures dépend de l'état limite et du niveau du risque sismique pris en compte pour l'évaluation.

En 2020, Khatami et al [93] ont utilisé la méthode de réseau de neurones artificiels ANN pour déterminer la distance de séparation suffisante afin d'éviter le martèlement entre les bâtiments adjacents. Les résultats indiquent que l'algorithme ANN donne une distance de séparation suffisante. En 2021, l'algorithme ANN a été vérifié [47].

En 2021, une méthode avancée basée sur le risque de martèlement sismique, a été proposée par Pei Liu et al [79], pour calculer une distance de séparation minimale entre les bâtiments adjacents non linéaires.

1.5.1. Calcul du joint sismique

Un joint de séparation représente la distance entre deux structures adjacentes de construction différentes, qui permet à la structure de se déplacer indépendamment l'une de l'autre, pour éviter tout entrechoquement entre les corps de bâtiment qu'il sépare.

On appelle aussi le joint parasismique, ce joint est globalement calculé en fonction de déplacement maximum des deux bâtiments adjacents. Ce joint est calculé par des codes et réglementations sismiques, qui est évidemment égal à la demande de déplacement relatif des deux systèmes structuraux potentiellement en collision. Dans l'ensemble des codes [38], [9], [30], les formules utilisés sont subies par les méthodes ABS, SRSS, et DDS (voir tableau 1.1).

Tableau 1.1. Les formules de ABS, SRSS et DDS.

Distance de séparation (D)	
ABS [9]	$D = \delta_A + \delta_B $
SRSS [9]	$D = \sqrt{\delta_A^2 + \delta_B^2}$
DDS [57, 68]	$D = \sqrt{\delta_1^2 + \delta_2^2 - 2\rho_{op}\delta_A\delta_B}$ $\rho_{op} = \frac{(\zeta_A + \zeta_B \mu^{0.118})}{\mu^{1.47} + \zeta_A + \mu^{0.097}(\zeta_B \mu^{0.383} - 1)}$

- δ_A et δ_B les déplacements maximums de bâtiment A et B,
- ρ_{op} est bien détaillé dans [91].

1.5.2. Les codes sismiques

Tous les codes spécifient un espace de séparation minimum à laisser entre deux structures pour éviter les dommages dus au martèlement. Cet espace est calculé sur la base du déplacement inélastique anticipé de la structure au niveau du martèlement.

Le Règlement Algérien (RPA 2003 version 2003) : Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} ont satisfaire la condition suivante :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{\text{mm}} \geq 40\text{mm}$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs.

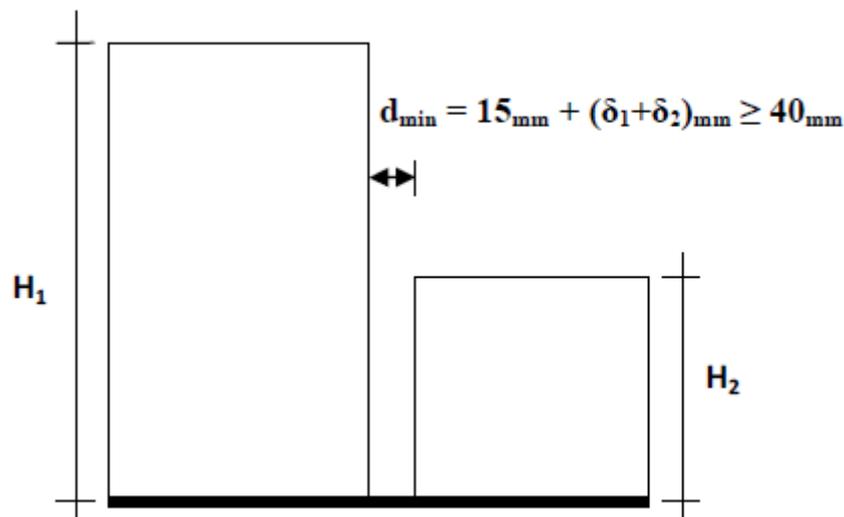


Figure 1.10. Largeur minimum du joint sismique selon RPA99 version 2003

Le Règlement Algérien (RPA 2003 complément 2010) : Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale (d_{min}) est donné par la condition suivante :

$$d_{min} = \sqrt{(\delta_1^2 + \delta_2^2)} mm \geq 40 mm$$

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

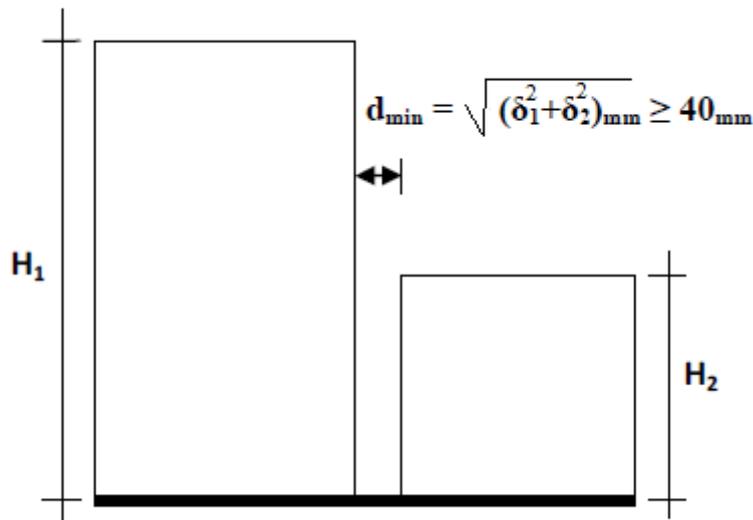


Figure 1.11. Largeur minimum du joint sismique (RPA 2003 complément 2010)

Le tableau 1.2 résume les différents formules utilisées par le calcul de la distance de séparation et ceci par les codes sismiques les plus connus.

Tableau 1.2. La distance de séparation par les codes sismiques les plus connus.

Codes	Distance de séparation (D)	
ASCE 7-05	$\delta_x = \frac{C_d \delta_{max}}{I}$	<ul style="list-style-type: none"> - C_d : le facteur d'amplification de la déflexion totale - δ_{max} : le déplacement élastique maximal qui peut se produire à n'importe quel étage due à l'application de l'effort tranchant de conception à la base. - I : facteur d'importance du chargement sismique

Eurocode 8	$d = \sqrt{(X_1^2 + X_2^2)}$	- X_1 : Déplacement maximal absolu du bâtiment (1) - X_2 : Déplacement maximal absolu du bâtiment (2)
IBC-2003	$\delta_M = \sqrt{(\delta_{M1}^2 + \delta_{M2}^2)}$	- δ_{M1} : Déplacement maximal absolu du bâtiment (1) - δ_{M2} : Déplacement maximal absolu du bâtiment (2)
FEMA-273	$S_i = \sqrt{\Delta_{i1}^2 + \Delta_{i2}^2}$	- Δ_{i1} : Déplacement maximal absolu du bâtiment (1) - Δ_{i2} : Déplacement maximal absolu du bâtiment (2)
RPA99 version 2003	$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{\text{mm}}$ $\geq 40\text{mm}$	δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs
RPA 2003 complément 2010	$d_{\min} = \sqrt{(\delta_1^2 + \delta_2^2)}\text{mm}$ $\geq 40\text{ mm}$	

1.6. Conclusion

L'importance de comprendre et de prise en compte du phénomène de martèlement a été mise en évidence dans ce chapitre. La présence ne peut que causer des dégâts importants au niveau des structures adjacentes. L'entrechoquement reste un problème à éviter.

Plusieurs solutions ont été proposées pour minimiser ce problème dont la solution classique est de chercher la distance optimale à respecter entre deux structures adjacentes. ce qu'on appelle le joint sismique.

Dans ce qui suit, nous allons voir une autre solutions pour minimiser cette distance, on parlera alors du couplage des bâtiments adjacents et comment on peut introduire un système de contrôle pour minimiser les vibrations.

CHAPITRE 02

COUPLAGE DES BATIMENTS

2.1. INTRODUCTION

Comme alternative à la séparation sismique, l'application de la technologie du contrôle structurelle dans le couplage des bâtiments adjacents est une méthode efficace pour résoudre ce problème. Cette approche est utilisée aux structures adjacentes pour transmettre ses forces les unes aux autres afin de réduire les réponses critiques [84]. Les premiers qui ont introduit ce concept sont Klein.R et al dans [49], puis par Kunieda.M et Miller [55], [68].

Au cours des quatre dernières décennies, le couplage des bâtiments adjacents a été développé, en utilisant des systèmes de contrôle structurel. Deux structures adjacentes sont liées par des systèmes de contrôle structurel. Le contrôle structurel [86] est défini comme un système mécanique installé dans une structure pour réduire les vibrations structurelles pendant les chargements tels que les vents, les tremblements de terre...etc. Ces systèmes sont classés en quatre catégories : le contrôle passif, semi-actif, actif et hybride.

2.2. Types de contrôle structurel

En parasismique le contrôle structurel est défini comme un nouveau mode de protection, qui cette fois-ci ne se propose plus d'absorber l'énergie d'un séisme par un renforcement de la structure elle-même, afin de la rendre résistante, mais par l'adjonction de dispositifs spéciaux visant à contenir ou contrôler la réponse de la structure lors de l'arrivée d'une onde sismique par le sol. Notons également que certains de ces systèmes de contrôle de la réponse, sont utilisés pour protéger des structures contre d'autres risques autres que le risque sismique, tels que le vent, des risques dus à des équipements spéciaux (machinerie lourde transmettant de fortes vibrations à travers la structure...), des impacts externes réguliers ou non (vagues, avalanches, mouvements de fluides, ondes de choc...), etc. [86]

2.2.1. Contrôle passif

Un système de contrôle passif est un système dans lequel les vibrations structurelles sont réduites par un dispositif, qui donne une force sur la structure en réponse à son mouvement. Le contrôle passif présente certains avantages. D'abord, il ne nécessite pas une source d'énergie externe pour son fonctionnement ce qui le rend plus économique que les autres systèmes. De plus, il est de taille plus petite nécessitant un espace réduit pour son installation. Enfin, dû à sa simplicité, ce type de contrôle a connu beaucoup d'attention de la part des chercheurs le rendant plus fiable à utiliser. Le principe de ce système est l'intégration des matériaux ou des systèmes, possédant des propriétés amortissantes, donc la vibration structurelle sera amorties passivement [86]. Ce système consiste à changer la période de la réponse structurelle par oscillation. D'autre part, un contrôle passif est un système d'amortissement placé soit au sein de la structure, soit à sa base, soit en toiture (figure 3.1).

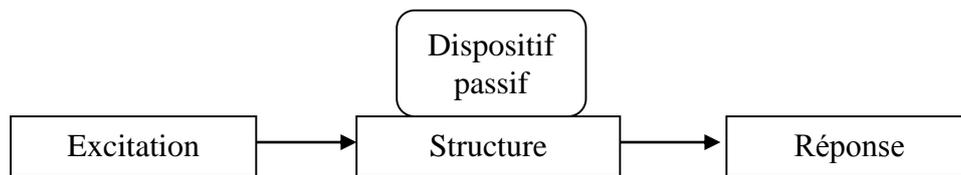


Figure 2.1. Diagramme de contrôle passif.

On peut les classer en trois familles selon leur mode de travail : système d'isolation à la base, système de dissipation d'énergie passif, et le système d'absorption d'énergie.

2.2.1.1. Système d'isolation sismique

L'isolation sismique est une approche de conception parasismique qui est basée sur le découplage du mouvement du sol à celui de la structure ce qui provoque une réduction des efforts appliqués sur la structure lors d'un séisme. Le principe de ce système est d'augmenter la période de vibration de la structure pour s'éloigner de la période d'excitation sismique.

L'effet des systèmes d'isolation à la base est illustré dans la figure 2.2.b.

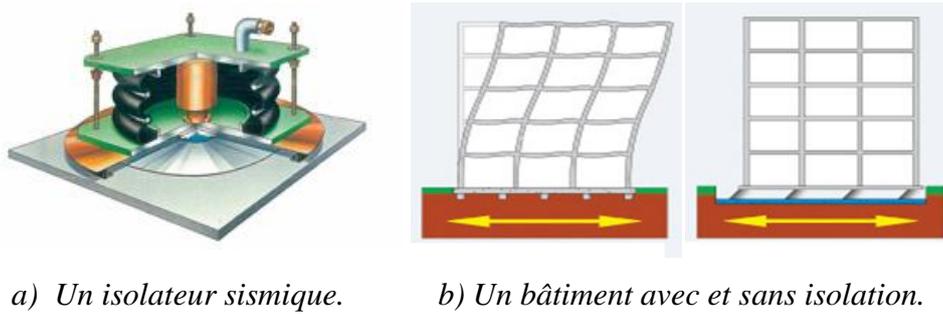


Figure 2.2. Effets d'une secousse sismique sur un bâtiment avec et sans isolation [86].

Le système d'isolation le plus courant est l'appui élastomère, car il permet une flexibilité horizontale et ainsi un déplacement de la superstructure en bloc dans le sens contraire au déplacement du sol. Ce qui implique une réduction considérable du déplacement structurel.

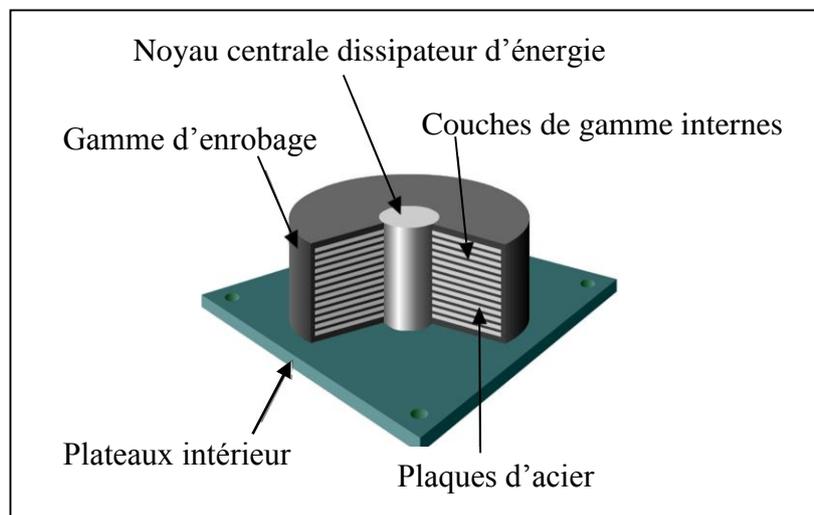


Figure 2.3. Isolateurs de bases à déformations [86].

2.2.1.2. Système de dissipation d'énergie passif

Cette technique est très efficace pour réduire les pulsations et augmenter l'amortissement de la structure. Ce système a une capacité pour dissiper l'énergie par la transmission d'énergie cinétique en une énergie thermique, ou par la conversion d'énergie en un autre mode de vibration. On cite quelques exemples de système de dissipation d'énergie.

✓ **Un contrôle par amortisseurs visqueux ou hystérétiques**, dans ce type de contrôle les amortisseurs sont répartis à différents niveaux de la structure. Les amortisseurs visqueux, le plus souvent ils sont de forme cylindriques, ou de type rectangulaires (Figure 2.4.a). Les

amortisseurs hystériques, ce type possède des aciers avec des qualités plastiques spéciales (Figure 2.4.b).

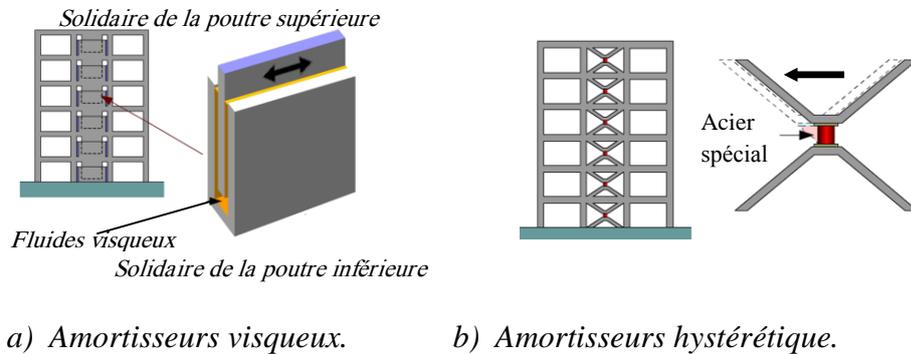


Figure 2.4. a) Amortisseurs visqueux et b) Amortisseurs hystérique [86].

✓ **Un contrôle par amortisseurs à friction**, sous l'effet sismique, les éléments composants de ce type de système vont glisser les uns par rapport aux autres, ce qui résulte des forces de frottement dans le sens inverse du mouvement. Il existe plusieurs types d'amortisseurs à friction. La figure 2.5 est un exemple d'amortisseur à friction.

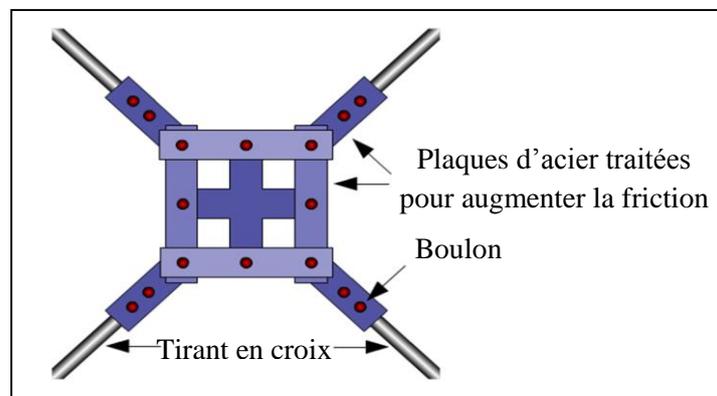
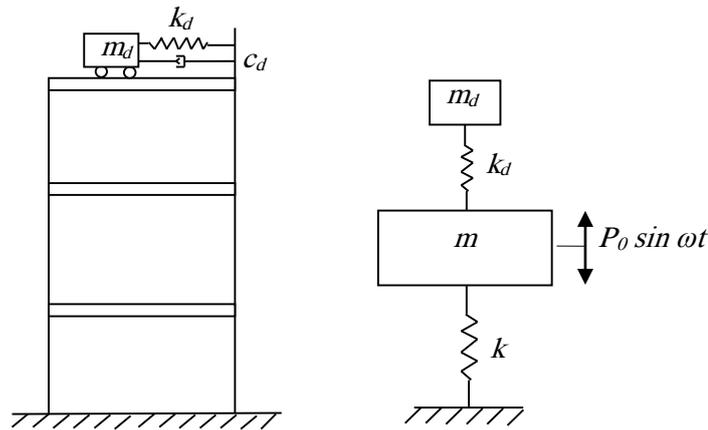


Figure 2.5. Un exemple d'un amortisseur à friction [86].

2.2.1.3. Système d'absorption d'énergie

Cette technique est utilisée pour absorber l'énergie qui résulte de la réponse de la structure, sous une excitation sismique. Il existe deux catégories; les amortisseurs à masse accordée et les amortisseurs à liquide accordée. On cite quelques exemples de système d'absorption d'énergie.

✓ **Contrôle passif par masse libre TMD**, Un TMD est un dispositif constitué d'une masse, un ressort et un amortisseur qui sera attaché à une structure afin de réduire sa réponse dynamique. Le mécanisme de base d'un TMD est un absorbeur de vibration dynamique, comme indiqué dans la Figure 2.6.b. L'avantage d'utiliser le TMD est que contrairement à l'usage d'amortisseurs, il permet tout simplement de diminuer le déplacement de la structure.



a) Installation du TMD sur une structure b) Le mécanisme de TMD.

Figure 2.6. Schéma du TMD sur la structure [86].

✓ **Contrôle passif par liquide libre TLD**, ce système utilise le mouvement d'un liquide peu profond dans un conteneur partiellement rempli pour dissiper l'énergie de vibration (figure 2.7). La fréquence de ce système est proche de la fréquence fondamentale des structures [86].

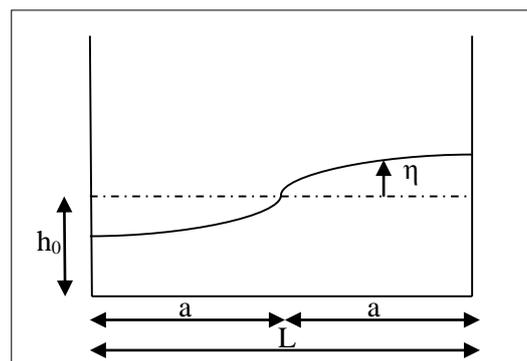


Figure 2.7. Schéma d'un amortisseur TLD.

2.2.2. Contrôle actif

Un système de contrôle actif est un système qui est entièrement adaptatif et utilise une alimentation externe pour produire la force de contrôle requise afin de diminuer la réponse structurelle [25]. L'avantage d'un système de contrôle actif est que le système atteint un excellent résultat de contrôle. Cependant, il y a des inconvénients. C'est un système cher à concevoir et cher à utiliser en raison de son besoin important en puissance. En outre, il tend à prendre plus d'espace que les dispositifs de contrôle passifs [86]. La configuration d'un système actif est illustrée dans la figure 2.8.

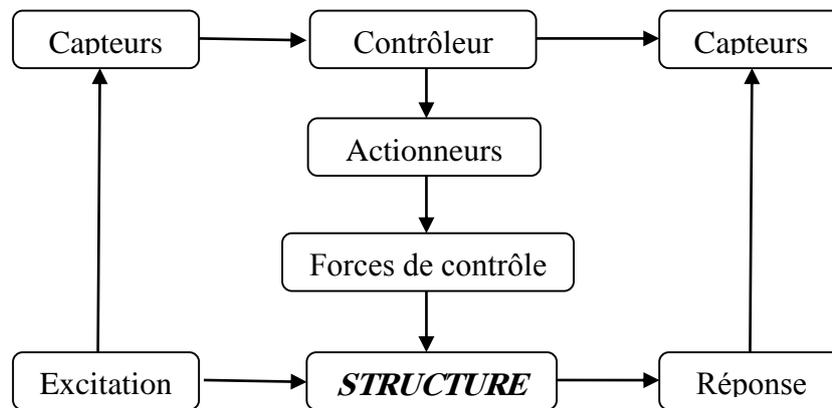


Figure 2.8. Diagramme schématique d'un système de contrôle actif [86].

Les actionneurs produisent une force pour dissiper l'énergie des excitations sismiques, ou confronter des déplacements imposés sous les chargements dynamiques. Les capteurs sont utilisés pour évaluer la réponse structurelle, pour calculer la force nécessaire à appliquer au structure. Ils existent plusieurs types de systèmes de contrôle actif, tel que, les amortisseurs à masse active AMD, isolation à la base active, les amortisseurs à câbles actifs, etc...

2.2.3. Contrôle semi-actif

Dans ce système de contrôle, des mécanismes sont employés pour commander ou aider un dispositif de contrôle passif. L'avantage inhérent d'un dispositif de contrôle semi actif est que le mécanisme utilisé n'exige pas un grand nombre d'alimentation externe. Beaucoup de dispositifs semi actifs peuvent être actionnés par des batteries les protégeant contre la perte de puissance soudaine pendant les tremblements de terre. En outre, les dispositifs de contrôle semi actifs sont moins complexes mécaniquement que les dispositifs actifs. Les systèmes semi actifs sont plus agressifs que les systèmes passifs et obtiennent habituellement des résultats de

contrôle près de celui d'un système de contrôle actif [86]. La figure 2.9 illustre la configuration de base d'un système de contrôle semi-actif.

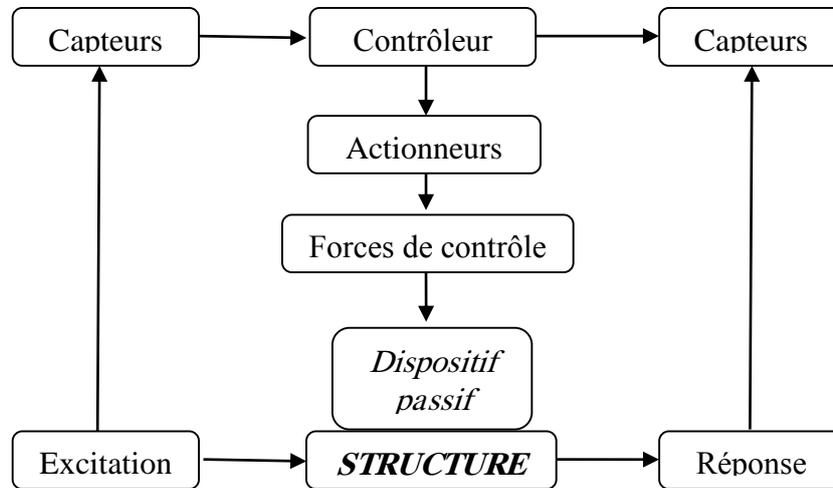


Figure 2.9. Diagramme schématisé d'un système de contrôle semi-actif.

La stratégie de contrôle semi actif est semblable à la stratégie de contrôle actif. Seulement ici, le système de contrôle n'ajoute pas l'énergie à la structure.

Les dispositifs semi actifs exigent beaucoup moins d'énergie que les dispositifs actifs ; et l'énergie peut souvent être stockée localement, dans une batterie, de ce fait rendant le non tributaire du type d'unité semi actif de n'importe quel bloc d'alimentation externe. Un autre thème critique avec le contrôle actif est la robustesse de stabilité en ce qui concerne l'échec de capteur ; ce problème est particulièrement difficile quand des contrôleurs centralisés sont employés [86]. La schématisation inertielle du système actif et passif est présentée dans la figure 2.10 suivante :

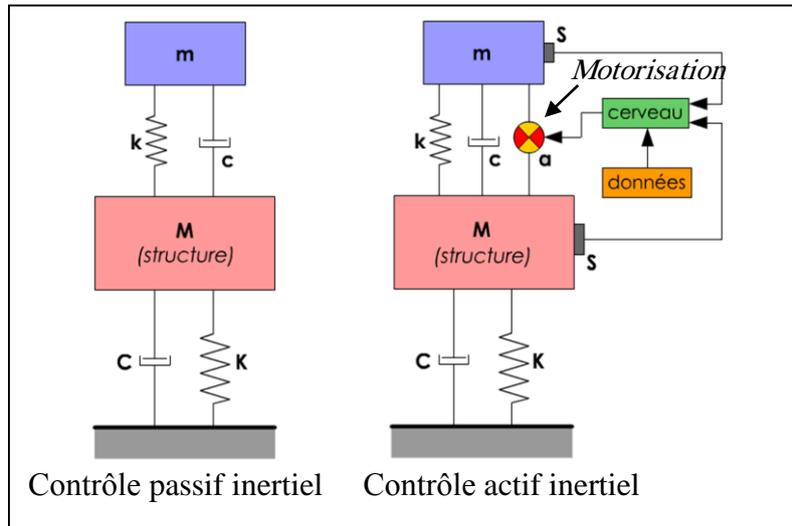


Figure 2.10. Schématisation inertielle du contrôle passif et actif.

La schématisation du système semi-actif se ferait alors ainsi dans la figure 2.11 :

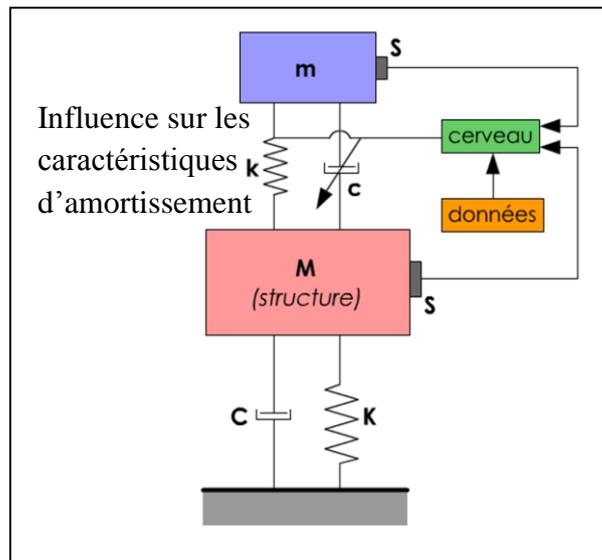


Figure 2.11. Contrôle semi-actif inertiel [86].

Les systèmes semi-actifs sont multiples et peuvent équiper des structures de tout type. Ils sont également utilisés pour répondre à d'autres besoins que celui du contrôle de la réponse dans le domaine de l'architecture parasismique [86].

Les plus courants dans les systèmes semi-actifs, on peut citer les amortisseurs à fluide magnéto-rhéologiques. Ce sont des composants non-linéaires dissipatifs, utilisés dans la commande de suspension semi-active, où le coefficient d'amortissement varie selon le courant électrique. La

dureté de ce type d'amortisseurs dépend de la viscosité du fluide, qui est contrôlée par le champ magnétique. Ce système a un fluide Magnéto-rhéologique à l'intérieur, qui est une huile silicone contenant des particules ferro-magnétiques de taille micro-métrique formant des structures agrégées sous l'action d'un champ magnétique. Ce système est illustré dans la figure 3.12.

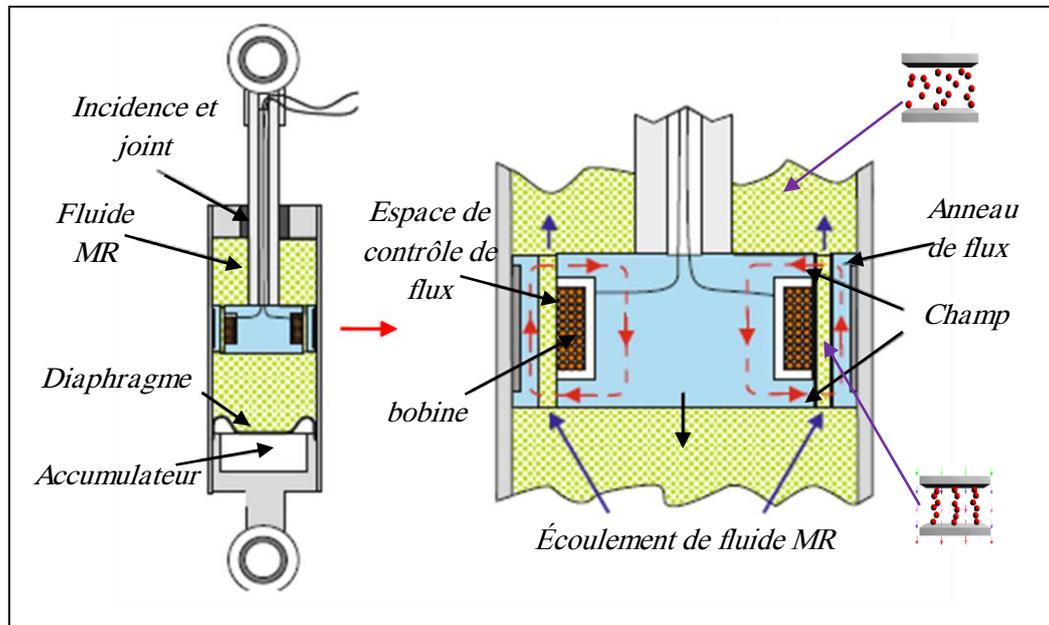


Figure 2.12. Schéma d'un amortisseur à fluide MR adapté de Carlson en 2007[86].

2.2.4. Contrôle hybride

Les stratégies de contrôle hybride ont été étudiées par de nombreux chercheurs pour exploiter leur potentiel pour accroître la fiabilité et l'efficacité globale de la structure contrôlée activement. Ces systèmes de contrôle hybride ont reçu beaucoup d'attention depuis les années 1990. Un système de contrôle hybride se réfère généralement à un système de contrôle passif et actif combinés, ce qui permet d'augmenter la fiabilité et l'efficacité globale de la structure contrôlée potentiellement. Donc, ce système a les avantages des deux techniques. Ce qui rend ce système capable de réduire de moitié l'amplitude des mouvements des constructions [86]. Un exemple d'un système hybride, un amortisseur de masse hybride (HMD). C'est un système proposé pour supprimer la réponse d'un grand bâtiment contre les vents forts et les charges sismiques modérées pour répondre à l'exigence sur le niveau de vibration pour le confort. Le HMD combine un TMD (*contrôle passif*) et un actionneur de contrôle actif, où il ajoute un AMD à un TMD, comme le montre la figure 3.13. Un AMD est attaché à un lieu de TMD à la

structure de telle sorte que sa masse est de 10 à 15% de celle du TMD. L'actionneur génère une force de commande, qui régule le TMD et augmente ainsi l'efficacité de l'appareil pour modifier les caractéristiques dynamiques de la structure.

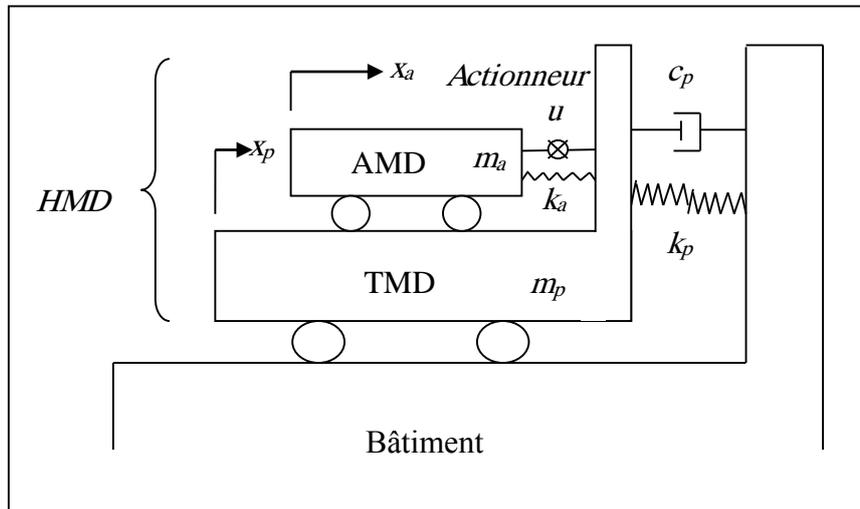


Figure 2.13. Schéma d'un amortisseur de masse hybride.

2.3. Revue de la littérature du couplage des bâtiments

Pour comprendre l'efficacité, et l'effet de couplage des bâtiments adjacents sur le comportement des structures, beaucoup de recherches ont été menées dans ce domaine. L'idée du couplage était de relier deux structures adjacentes par un système rigide (une liaison permanente). Pour la première fois en 1989, Westermo [111] a proposé de relier deux bâtiments adjacents par une poutre pour éviter les effets de martèlement, cette solution est efficace si les étages de chaque bâtiment étaient au même niveau. Westermo a conclu que cette liaison augmente l'effort de cisaillement de la structure la plus rigide, et réduit celle de la structure flexible. Plusieurs liaisons ont été réalisées, par exemple des passerelles dans les bâtiments de grande hauteur [112].

Une nouvelle solution de couplage des bâtiments adjacents consiste à utiliser des systèmes de contrôle pour relier ces structures. Plusieurs études approfondies ont été menées pour étudier l'efficacité des systèmes de contrôle pour coupler les bâtiments adjacents, celles que, Kobori et al en 1988 [53] qui ont proposé d'utiliser des connecteurs creux en forme de cloche pour relier les bâtiments adjacents.

En 1995 [29, 14], des structures adjacentes ont été connectées par des dispositifs passifs, pour contrôler l'effet de martèlement sur les structures, les résultats ont montré l'efficacité de cette technique sur la diminution des dommages et la réponse des bâtiments adjacents. Plusieurs études montrent l'efficacité des amortisseurs à fluide visqueux, tel que [62, 114 et 115].

Y.L. Xu et al [118] ont étudié la performance des bâtiments adjacents reliés par des amortisseurs viscoélastiques contre les séismes et la réponse sismique des bâtiments a été déterminée par la méthode pseudo-excitation. Alors, ils ont démontré que ces systèmes de connexion pourraient réduire la réponse sismique de ces bâtiments.

En 2000, W. S. ZHANG et Y. L. XU [104] ont utilisé des amortisseurs à fluide pour relier des bâtiments adjacents. Pour représenter ces systèmes de connexion, le modèle de Maxwell a été utilisé. Ces systèmes fonctionnent sur le principe de l'écoulement du fluide à travers des orifices de forme spéciale. Dans cette recherche une comparaison a été faite entre les amortisseurs viscoélastiques définis par le modèle Voigt et les amortisseurs à fluide définis par le modèle de Maxwell. Alors, ils ont montré que les deux systèmes de connexion, les amortisseurs viscoélastiques et les amortisseurs à fluide ont la même efficacité.

Z. Ying et al [119] ont proposé le procédé de couplage de contrôle optimal stochastique pour la construction des structures adjacentes sur la base du principe de la programmation dynamique stochastique et la méthode de calcul de la moyenne stochastique. Ils ont couplé les structures par des dispositifs de contrôle sous excitations sismiques aléatoires pour former un modèle d'ordre réduit pour l'analyse de contrôle. Ces études numériques ont montré la capacité de réduction de réponse de la méthode proposée du couplage de contrôle optimale stochastique pour la construction des structures adjacentes.

BHASKARARAO et al [3], en 2004 ont étudié le couplage des bâtiments adjacents par différents types d'amortisseurs, notamment des amortisseurs visqueux, viscoélastiques et à friction sous différentes excitations sismiques, cette étude a montré que les amortisseurs étaient très efficaces pour réduire les réponses des bâtiments adjacents et également utiles pour éviter le phénomène de martèlement. Ainsi, il proposent des paramètres optimaux des amortisseurs pour réduire la réponse des bâtiments au minimum contre les séismes.

P. Zhu et al [35], en 2005 ont dérivé des formules analytiques pour déterminer les paramètres optimaux des amortisseurs à fluide défini par le modèle de Maxwell. Ils ont utilisé ces amortisseurs pour relier deux structures adjacentes utilisant le principe de minimisation de

l'énergie de vibration soit de la structure primaire ou les deux structures adjacentes sous une excitation de sol du bruit-blanc. Ces études confirment l'efficacité de différents amortisseurs passifs pour réduire la réponse sismique des bâtiments adjacents.

Une étude approfondie est faite par Christenson et al [26], ils ont étudié l'efficacité de contrôle passif et actif pour les bâtiments adjacents flexibles, ainsi, l'influence du comportement des structures et la position des connecteurs.

Alors que, la performance des bâtiments liés aux amortisseurs à friction n'est pas encore étudiée à fond, c'est pour ça, en 2006, Bhaskara Rao et Jangid [4] ont proposé deux modèles numériques pour calculer la réponse des bâtiments adjacents connectés avec des amortisseurs à friction et ont validé les résultats de formule récursive. Les résultats ont montré l'efficacité des amortisseurs à friction dans la réduction de la réponse sismique, ainsi que l'importance du placement optimal des amortisseurs.

M. Basili, M. De Angelis en 2007 [63] ont effectué une recherche sur le contrôle passif optimal des structures adjacentes reliées par des dispositifs hystérésis non linéaires. Pour les appareils non linéaires, ils ont adopté le modèle polyvalent Bouc-Wen. La technique de linéarisation stochastique a été utilisée pour résoudre les équations non linéaires de mouvement par une solution simplifiée. Ces résultats montrent l'efficacité de la connexion hystérésis pour l'atténuation de la réponse sismique des structures adjacentes.

Pour améliorer la performance sismique de deux bâtiments adjacents, Seung-Yong Oka, Junho Songa, et Kwan-Soon Parkb en 2008 [92] ont proposé une méthode de conception optimale pour les amortisseurs non linéaires hystérésis. Cette proposition utilise une méthode de linéarisation stochastique et un algorithme génétique multi-objectif.

Une étude paramétrique est menée [33] pour étudier l'influence du rapport de hauteur des structures connectées, et la position des amortisseurs. Les résultats de l'étude [33] montrent que le couplage des bâtiments adjacents flexibles est un moyen efficace de protection.

Le couplage par des amortisseurs à friction est étudié en 2010 par Patel et Jangid [77], le modèle Maxwell est utilisé pour modéliser les amortisseurs viscoélastiques, car ce modèle peut modéliser l'élasticité et la viscosité en parallèle. Les résultats montrent que l'amortisseur viscoélastique défini par le modèle Maxwell pourrait améliorer la capacité des bâtiments

couplés, et que la performance des amortisseurs dépend de leurs caractéristiques, et leurs emplacements optimaux.

En 2010, S.D. Bharti et al [90] ont examiné l'efficacité des amortisseurs MR dans le couplage des bâtiments adjacents, ainsi, que l'influence de la position de ces amortisseurs sur la performance de contrôle. Ensuite en 2011, G. KIM et al [32] ont étudié l'application du modèle du contrôle hybride utilisant des amortisseurs MR pour le contrôle semi-actif pour réduire la réponse sismique des bâtiments adjacents. Ils ont montré que ce modèle de contrôle hybride peut être appliqué pour le contrôle des vibrations des bâtiments adjacents contre le vent fort et autre force d'excitation.

Cimellaro et al [27] ont proposé un algorithme adaptable et puissant pour la conception des dispositifs passifs entre bâtiments adjacents, une étude paramétriques a été réalisée. Ils ont conclu que lorsque les bâtiments n'ont pas les mêmes dimensions et caractéristiques dynamiques, le couplage n'est pas toujours la meilleure solution.

En 2012, Palacios et al [74] ont proposé une stratégie de contrôle semi-actif-passif, soit les deux structures couplés avec un système passif, soit contrôlés séparément pas des dispositifs semi-actifs, soit les deux couplage passif avec un contrôle semi-actif. L'article montre que cette stratégie peut être adaptée à une grande variété de systèmes multi-structure et il est également compatible avec pratiquement n'importe quelle méthodologie de conception de contrôle des systèmes de contrôle de rétroaction (feedback) locale mise en œuvre dans les structures.

Une autre approche de conception de contrôle a été proposée par Kwan S et al [56] , cette approche est basée sur le contrôle actif des structures adjacentes. Dans les études numériques, ils ont utilisé deux bâtiments adjacents connectés par des systèmes actifs, utilisant l'algorithme LQR pour le calcul de l'indice de performance. Ils ont montré que la méthode proposée est très efficace pour l'atténuation des impacts sismiques des bâtiments adjacents.

En 2015, Hadi et al [36] ont montré l'efficacité du contrôle actif, dans la réduction de la réponse des bâtiments adjacents. Behnamfar et al. [18] ont proposé une méthode d'estimation rapide et précise pour évaluer les réponses spectrales des bâtiments adjacents, en se basant sur les concepts d'interactions cinématiques et inertielles, afin d'examiner la sévérité des forces d'interaction sur chaque structure.

Cinq ans plus tard, Palacios et al [75] ont continué de développer leurs stratégie : contrôle des bâtiments, et le couplage des bâtiments en même temps, de trois bâtiment au lieu de deux. En 2020 [76] d'autres études ont été réalisées dans le même principe du couplage de plusieurs bâtiments adjacents. Ils ont proposé un schémas d'actionnement passif, en utilisant des amortisseurs à fluides visqueux linéaires inter-étages (contrôle de bâtiment), et des amortisseurs comme liaison entre bâtiments (couplage des bâtiments). Les résultats numériques [75, 35] montrent l'efficacité de cette approche, ainsi que l'importance de couplage de plusieurs bâtiments adjacents, pour atténuer la réponse structurelle des bâtiments adjacents, afin de réduire le risque de martèlement.

Pena et al [80] ont mené une étude comparative des résultats trouvés par des essais expérimentaux et numériques. Un amortisseur à fluide visqueux a été utilisé pour coupler les structures. Ils remarquent une augmentation de l'amortissement des structures couplées et pas d'interfection dans les valeurs des fréquences du système couplé, ce qui montre que l'amortisseur à fluide visqueux est le dispositif de connexion idéal. L'efficacité de ces amortisseurs dépend de la similarité des bâtiments adjacents [45], leurs caractéristiques et leurs emplacements optimaux [87].

Pour étudier la performance de ces amortisseurs viscoélastiques, en 2020 Ramakrishna et al [88] ont analysé quinze bâtiments adjacents similaires reliés par des amortisseurs viscoélastiques. Les résultats montrent l'efficacité de ce système dans la réduction de la réponse sismique des bâtiments adjacents similaires. L'ajout des systèmes de contrôle aux étages des structures peut améliorer la performance de ces amortisseurs [7].

Une étude est faite en 2020 par Wang et al [105] concernant le couplage par TLCD (Tuned Liquid Column Damper), ils ont étudié les avantages de l'installation du système TLCD pour connecter les bâtiments adjacents de grande hauteur. Les résultats montrent une réduction de 15,7 et 26,1 % sur les accélérations des deux bâtiments. Une année après, ils ont étudié l'efficacité de multi TLCD (MTLCD), ils ont montré la capacité de ce système pour réduire les vibrations structurelle [106].

2.4. Conclusion

Dans ce chapitre on a constaté l'importance et l'efficacité du couplage des bâtiments adjacents. Le couplage est un sujet qui intéresse actuellement plusieurs chercheurs. Plusieurs stratégies de

couplage sont proposées, tel que, les système passives, actives, semi-actives et hybrides. La synthèse bibliographique montre que le couplage passif est relativement peu coûteux à entretenir et ne nécessite aucune puissance pour être efficace.

Nous allons donc nous baser sur ce type de contrôle pour développer la formulation théorique de notre thèse. Notre objectif restera l'étude de l'importance du contrôle sur la minimisation des mouvement vibratoires et la réduction du joint sismique.

Ceci peut constituer une base pour des études futures en tenant compte du type de contrôle.

CHAPITRE 03

EFFET DE L'INTERACTION STRUCTURE SOL STRUCTURE

3.1. INTRODUCTION

Les structures en génie civil présentent un certain degré d'interaction ou de couplage avec les milieux environnants. Ce couplage peut être dû aux effets thermiques, inertiels, cinématiques, ou autres. Lors d'un tremblement de terre, les structures interagissent avec le sol environnant à travers leurs fondations, et le comportement des structures enterrées est conditionné par le couplage avec le rocher ou les couches de sol avoisinantes, sans aucune considération de leurs structures voisines. La flexibilité du sol d'assise modifie le comportement dynamique de la structure supportée qui, en retour engendre des forces d'interaction qui perturbent le mouvement du sol. Ce phénomène est désigné par l'interaction sol-structure. C'est un processus dans lequel le mouvement structurel est influencé par la réponse du sol et la réponse du sol est influencée par le mouvement structurel [73].

Ces effets d'interaction sol-structure peuvent influencer le bâtiment adjacent situé sur le sol de fondation similaire en raison des ondes diffusées de chaque structure, ce qui entraîne l'interaction structure-sol-structure [67].

3.2. Interaction sol-structure

C'est un phénomène très important à considérer, à cause des conséquences catastrophiques de plusieurs tremblements de terre dans différentes régions du monde. Les ingénieurs ont sérieusement pris en considération les effets de l'interaction sol-structure pour une meilleure compréhension du comportement sismique des structures en tenant compte de cet effet ISS.

Cependant, la détermination de l'effet de l'interaction sol structure (ISS) n'était pas une question facile car il est difficile de séparer l'effet de l'ISS du comportement dynamique de la superstructure. Par conséquent, des recherches plus analytiques sont nécessaires sur ce sujet pour une conception fiable de telles structures.

L'effet de l'interaction entre le sol et la structure induit des modifications dans la réponse dynamique du bâtiment [31, 42, 101, 103], ce qui n'est pas bénéfique dans le comportement dynamique des structures. En 1996, *Steven L Kramer* présente les effets du phénomène d'interaction sol structure, et donne différentes méthodes pour prendre en compte l'effet de l'ISS [50]. Plusieurs recherches ont été menées pour montrer l'influence et l'importance de prendre en compte l'effet de sol dans la modélisation des bâtiments [23, 65].

Dans le calcul sismique des structures, l'excitation est définie par un ou plusieurs enregistrements d'accélération souvent mesurés à la surface du sol en l'absence de toute construction. Ces enregistrements donnent les accélérogrammes en champ libre. En présence d'un bâtiment ou d'une quelconque autre construction, les mouvements au voisinage des fondations peuvent différer de ceux existant en champ libre. En effet, les forces au contact entre la structure et sa fondation perturbent le mouvement du sol, et le moment d'encastrement à la base provoque la rotation de celle-ci. Ce phénomène est désigné par "Interaction Sol - Structure" ou "ISS" [2].

Une revue complète des principaux développements de l'ISS a été présentée par E Kausel en 2010 [46] et Anand et Kumar en 2018 [10], deux phénomènes physiques expliquent le phénomène de l'ISS : interaction dynamique et cinématique. Lorsqu'une onde sismique traverse une masse de sol, elle vibre et se déplace en raison de la distorsion et de la dilatation des ondes à travers la masse de sol, ce type de phénomène est connu sous le nom d'interaction cinématique [73]. Lorsqu'une onde sismique excitée traversant une masse de sol atteint la base d'une structure, il en résulte une vibration de la structure, ce type de phénomène est appelé interaction inertielle [73]. La solution classique pour résoudre le problème de l'ISS est dite en trois étapes [46] :

1. *L'évaluation de la réponse de la fondation noyée dans le sol réel et soumise à l'environnement sismique défini en champ libre à l'interface sol-structure avant que le sol n'ait été creusé (L'interaction cinématique).*

2. Détermination de l'équivalent des rigidités de la fondation, qui fournissent les impédances dépendant de la fréquence pour une fondation intégrée dans le sol réel.
3. L'interaction dynamique, où la structure s'appuie sur les impédances déterminées à l'étape 2, et est soumise à la base aux mouvements trouvés à l'étape 1.

3.2.1. Méthodes d'analyse des systèmes sol-structure

La diversité de la recherche sur le phénomène de l'ISS a considérablement augmenté au cours de ces dernières années. Sur la base de ces recherches [10], les méthodes de résolution du problème de l'ISS peuvent être classées en deux méthodes en particulier : *la méthode directe* et *la méthode des sous-structures*.

3.2.1.1. Méthode directe

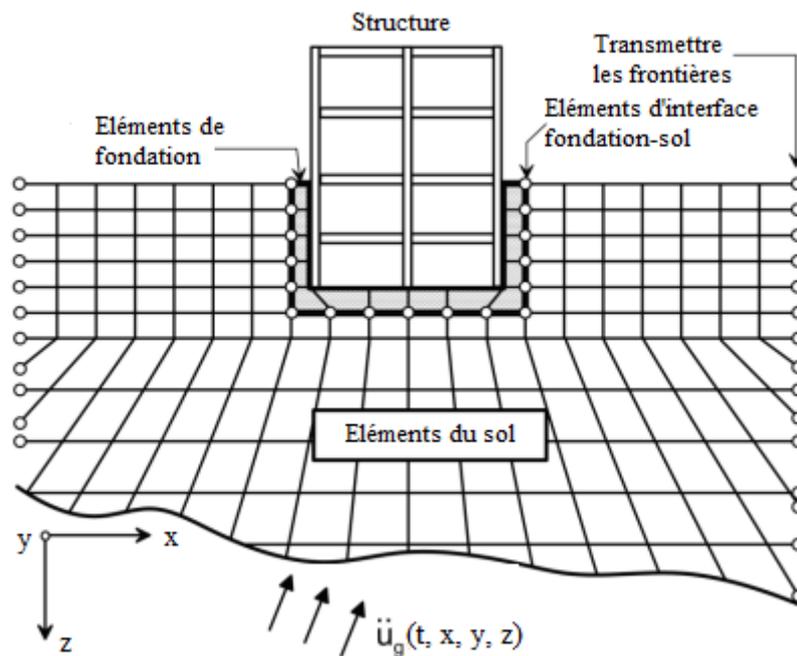


Figure 3.1. Schématisation de la méthode direct [72].

Dans la méthode directe, le sol et les structures sont modélisés dans le même modèle d'éléments finis, et l'analyse est effectuée en une seule étape. Puisqu'il est impossible de modéliser un sol non borné par des éléments finis, une limite artificielle doit être modélisée à une distance appropriée de l'interface structure-fondation pour représenter les caractéristiques dynamiques du sol manquant au-delà de la limite .

La résolution par la méthode directe peut traiter tous les effets de l'ISS décrit dans la figure 3.1., mais l'incorporation de l'interaction cinématique est difficile car elle nécessite la spécification de mouvements d'entrée spatialement variables en trois dimensions [72]. L'avantage d'une analyse direct est la possibilité d'effectuer une analyse non linéaire [102]. Cependant, cette méthode est rarement utilisée à cause de sa difficulté.

3.2.1.2. Méthode de sous-structures

Dans cette méthode, le système est subdivisé en différentes sous-structures qui sont résolues indépendamment. Les solutions sont superposées à la fin pour obtenir la réponse de la structure. L'efficacité de cette approche c'est que le milieu du sol semi-infini n'a pas besoin d'être discrétisé, ce qui rend la méthode moins cher que la méthode direct.

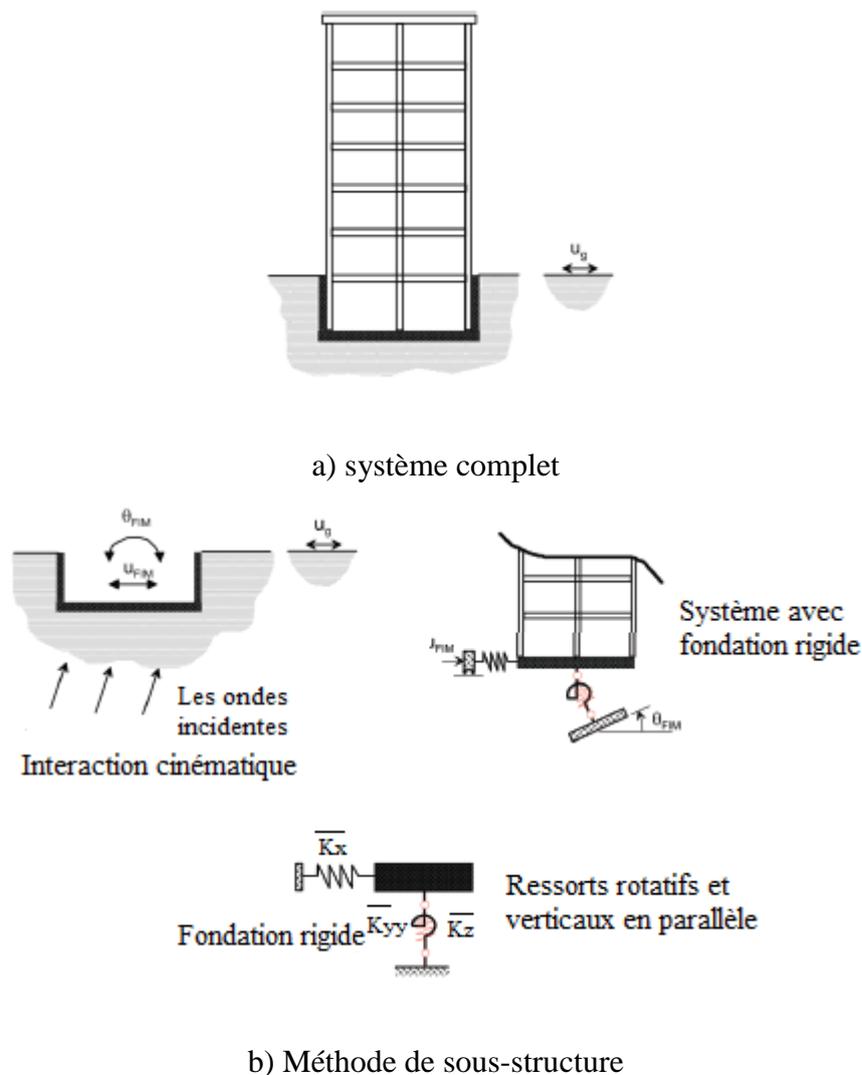


Figure 3.2. Schéma de la méthode sous-structure.

L'avantage de cette méthode est que le problème complexe est subdivisé en plusieurs problèmes plus simples, ce qui rend très utile pour une étude paramétrique [10]. L'inconvénient de cette méthode réside dans l'hypothèse prise le comportement linéaire du sol et de la structure [102].

Système complet = la structure + sol à l'infini avec une excavation comme illustré dans la figure 3.2, tel que l'interface sol-structure est supposée être rigide [103].

Les charges peuvent être appliquées à la structure, ou à l'intermédiaire du sol par l'excitation sismique qui se propage verticalement sous forme d'ondes, appliquées à l'interface sol-structure [86]. Le nœud au centre de l'interface sol-structure est désigné par 0, et les autres nœuds de la structure sont désignés par S.

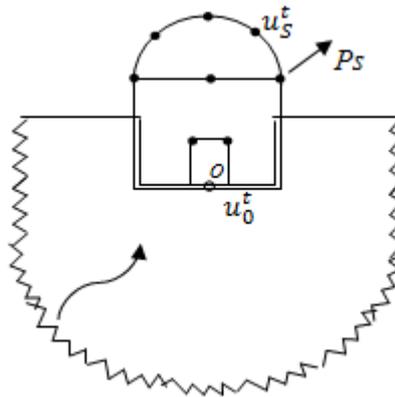


Figure 3.2. Les deux sous-structures : sol et structure rigide avec interface sol-structure [86].

L'équation de mouvement dans le domaine temporel exprime l'équilibre du système, ce qui donne :

$$[M]\{\ddot{u}^t(t)\} + [C]\{\dot{u}^t(t)\} + [K]\{u^t(t)\} = \{P(t)\} \quad (3.1)$$

Dans le domaine complexe on a :

$$\{u^t(t)\} = \{u^t(w)\} e^{iwt} \quad (3.2)$$

$$\{P(t)\} = \{P(w)\} e^{iwt} \quad (3.3)$$

L'équation (3.1) dans le domaine complexe devient :

$$\{P(w)\} = (-w^2[M] + iw[C] + [K]) \{u^t(w)\} \quad (3.4)$$

On peut écrire l'équation (3.4) sous la forme :

$$\{P(w)\} = [S(w)] \{u^t(w)\} \quad (3.5)$$

La matrice de la rigidité dynamique $[S(w)]$ est :

$$[S(w)] = -w^2[M] + iw[C] + [K] \quad (3.6)$$

Où :

$[M]$, $[C]$ et $[K]$: sont les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité du système complet.

$\{u^t(w)\}$: représente le déplacement total.

$\{P(w)\}$: Le vecteur des amplitudes des charges agissant sur la structure.

L'équation (3.5) devient :

$$\{u^t(w)\} = [S(w)]^{-1} \{P(w)\} = [G(w)] \{P(w)\} \quad (3.7)$$

Tel que : $[G(w)]$ est la matrice de la flexibilité dynamique du système.

L'équation de mouvement (3.5) de la structure est formulée comme suit [86] :

$$\begin{bmatrix} [S_{SS}(w)] & [S_{S0}(w)] \\ [S_{0S}(w)] & [S_{00}^S(w)] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_S^t(w)\} \\ \{u_0^t(w)\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{P_S(w)\} \\ -\{P_0(w)\} \end{Bmatrix} \quad (3.8)$$

$\{u_S^t(w)\}$ et $\{P_S(w)\}$ concernent la structure.

$\{u_0^t(w)\}$ et $\{P_0(w)\}$ concernent l'interface sol-structure.

La sous structure du système sol non borné, avec une interface sol-structure rigide et sans masse est abordé, pour exprimer $\{P_0(w)\}$, ce système est illustré dans la figure 3.3 [86].

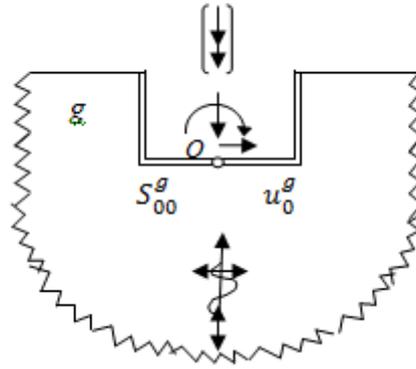
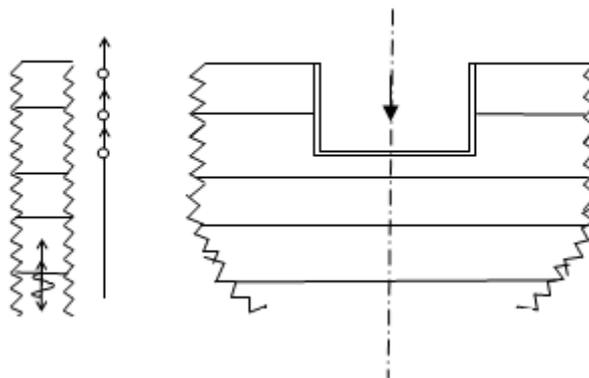


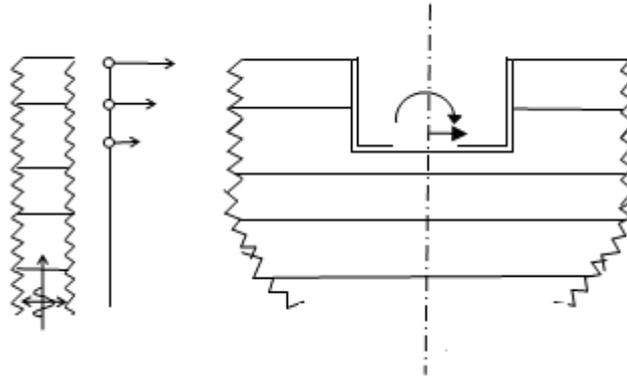
Figure 3.3. Sous-structure : sol sans limite.

Tel que $[S_{00}^g(w)]$ désigne la matrice de la rigidité dynamique, et $\{u_0^g(w)\}$ les amplitudes de déplacement de la masse du système sol, causée par l'excitation sismique [86].

Pour que les ondes P se propagent verticalement, le déplacement en champ libre est également vertical, et le mouvement d'entrée efficace de la base consiste en une composante verticale, ce qui pourrait mener un déplacement en champ libre dans la zone d'encastrement, illustré dans la figure 3.4.a. Au contraire pour les ondes S , le déplacement en champ libre est horizontal, et le mouvement d'entrée de la base consiste en une composante horizontale, ce qui mène aussi une certaine moyenne de déplacement et rotation en champ libre dans la zone d'encastrement, illustré dans la figure 3.4.b [86].



a) tremblement de terre verticale.



b) tremblement de terre horizontale.

Figure 3.5. Le mouvement en Champ libre et le mouvement d'entrée en vigueur de la fondation pour que l'excitation sismique se propagent verticalement [86].

Pour le mouvement $\{u_0^g(w)\}$, les forces d'interaction agissant sur le nœud $\mathbf{0}$ disparaissent, parce que pour cet état de chargement l'interface sol-structure est une surface libre. Ce qui implique que les forces d'interaction du sol dépendent de la proposition par rapport au mouvement d'entrée de la base efficace $\{u_0^g(w)\}$, et leurs amplitudes peuvent être exprimées comme suit [86] :

$$\{P_0(w)\} = [S_{00}^g(w)](\{u_0^t(w)\} - \{u_0^g(w)\}) \quad (3.26)$$

Tel que :

$\{u_0^g(w)\}$: caractérise l'excitation sismique.

A partir de l'équation (3.26), l'équation (3.25) devient reformulée comme suit :

$$\begin{bmatrix} [S_{SS}(w)] & [S_{S0}(w)] \\ [S_{0S}(w)] & [S_{00}^S(w)] + [S_{00}^g(w)] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_S^t(w)\} \\ \{u_0^t(w)\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{P_S(w)\} \\ [S_{00}^g(w)]\{\{u_0^g(w)\}\} \end{Bmatrix} \quad (3.27)$$

L'équation (3.27) c'est l'équation de mouvement du système sol-structure avec une interface sol-structure rigide exprimé dans les amplitudes de déplacement total [86].

3.3. Interaction structure-sol-structure

L'étude de l'Interaction Structure-Sol-Structure (ISSS) entre plusieurs structures reste un domaine complexe où on est en phase d'introduction cette recherche. Malgré que les premières recherches réalisées dans ce problème [57, 60, 108, 113] montrent l'importance de prendre en compte l'effet de l'ISSS avant la construction des structures adjacentes.

Des recherches qui traitent le problème de l'ISSS, ont été menées en considérant plusieurs paramètres, tel que, l'interaction dynamique entre fondations voisines [11, 13, 81, 107] les effets des structures proches sur la réponse des structures [8, 12, 19-20, 51-52, 54, 69, 71, 78, 117] les effets des structures à proximité pour les structures nucléaires [12, 34, 116], ...etc.

Ces études mentionnées montrent qu'il est inévitable que les structures voisines affectent les réponses des autres structures. Cette influence pourrait modifier négativement ou positivement la réponse des structures adjacentes en fonction des caractéristiques dynamiques du système (structure-sol).

Suivant les recherches réalisées, le problème de l'ISSS est résolu par trois méthodes, analytiques, numériques et expérimentales.

3.3.1. Méthode analytique

La méthode analytique permet de fournir une base théorique et mathématique pour l'étude de l'interaction structure sol structure.

En 1971, Warburton et al [108] ont étudié la réponse dynamique de deux masses rigides avec des bases circulaires dans un sous-espace élastique, excitées par une force harmonique verticale appliquée à l'une des masses, ils ont conclu l'effet de la présence d'une seconde masse sur la réponse de la masse excitée, et les conditions pour lesquelles la réponse de la seconde masse est importante.

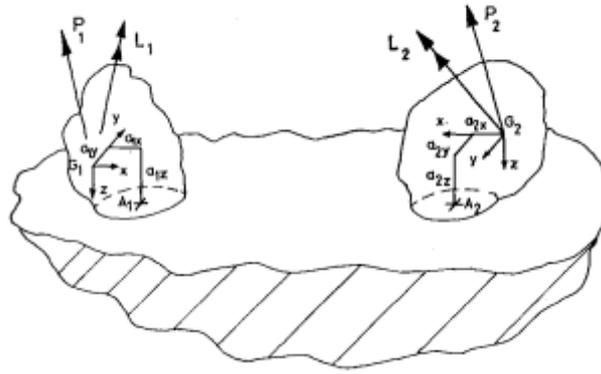


Figure 3.6. Le modèle utilisé par G. B. WARBURTON [108].

Lee et Wesley (1973) [57] ont étudié l'effet de l'ISSS de deux et trois bâtiments en 3D, en utilisant un modèle simple composé d'une connexion de masses et de ressorts.

D'autre recherche a été faite [60] sur l'interaction dynamique entre deux murs de cisaillement infiniment longs placés sur des fondations rigides de section semi-circulaire et soumis à des ondes SH incidentes verticalement de dépendance temporelle harmonique. Ils ont présenté une étude numérique pour identifier les facteurs qui déterminent le degré d'interaction entre les structures, tel que, les dimensions des fondations, la distance entre la structure et la masse et la rigidité de système. Les résultats montrent que l'effet de l'ISSS sera important pour les structures plus petites et plus légères situées à proximité des structures plus lourdes.

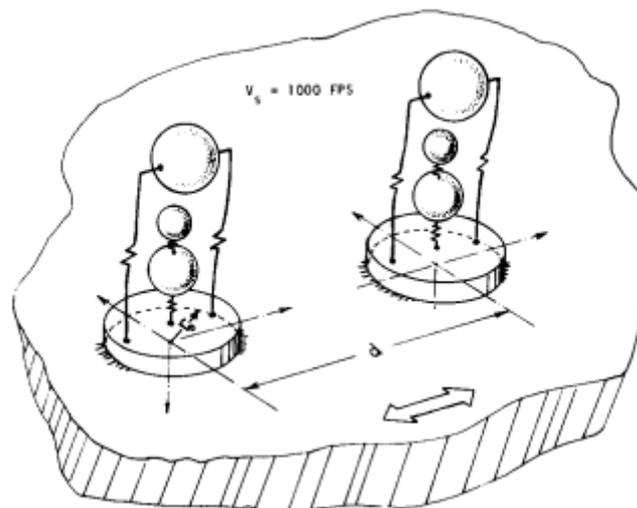


Figure 3.7. Modèle multimode idéalisé pour une centrale nucléaire à deux centrales [57].

Plus tard, Wong et Trifunac (1975) [113] ont analysé deux ou plusieurs bâtiments adjacents (figure 3.8). Ils ont conclu que l'effet de l'ISS est important dans les bâtiments petits et légers par rapport aux bâtiments grands et lourds, aussi, lors d'un séisme, la réponse sismique des bâtiments transmettent au sol une quantité d'énergie capable de modifier le mouvement du sol.

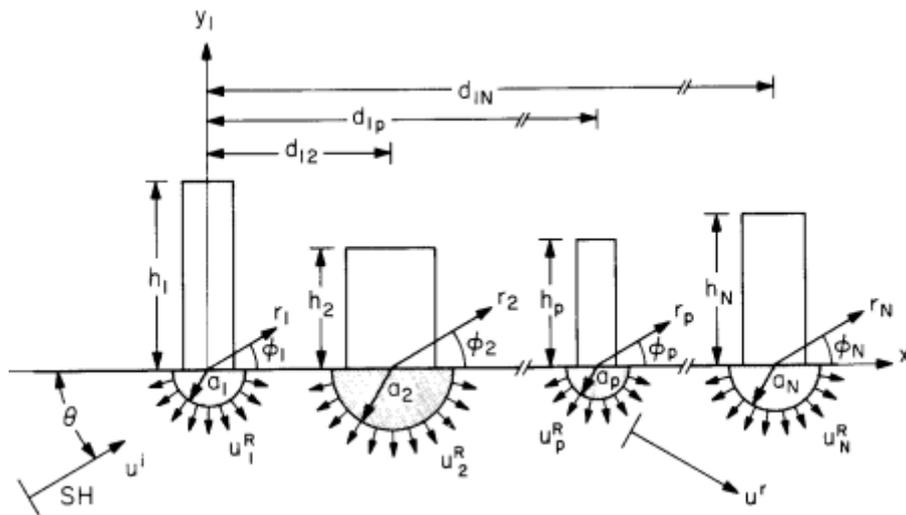
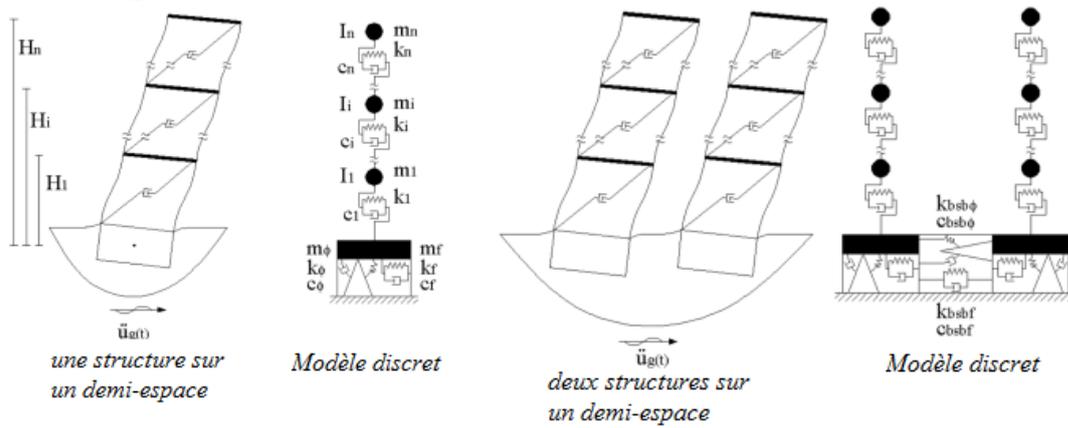


Figure 3.8. La disposition des structures et les systèmes de coordonnées par [113].

En 2012, S Naserkhaki et H Pourmohammad [69] ont présenté une étude numérique des effets de l'interaction sol-structure (SSI) et de l'interaction structure-sol-structure (SSSI) en comparant avec le cas d'encastrement, la réponse des bâtiments adjacents. L'étude montre l'influence du type de sol, les caractéristiques des bâtiments et les effets de l'ISS et l'ISSS. Ils ont conclu que dans quelques cas l'effet de l'ISS était plus important que l'ISSS, en particulier lorsque les bâtiments étaient très proches les uns des autres.



a) Interaction sol-structure

b) Interaction structure-sol-structure

Figure 3.9. Interaction sol-structure d'un bâtiment et Interaction structure-sol-structure des deux bâtiments [69].

Récemment en 2020, Lu et al. [61] ont proposé un modèle linéaire simple qui permet d'étudier l'effet de l'ISSS entre plusieurs bâtiments à fondations rigides de surfaces circulaires sur un sol demi-espace homogène et élastique, comme le montre la figure 3.10.

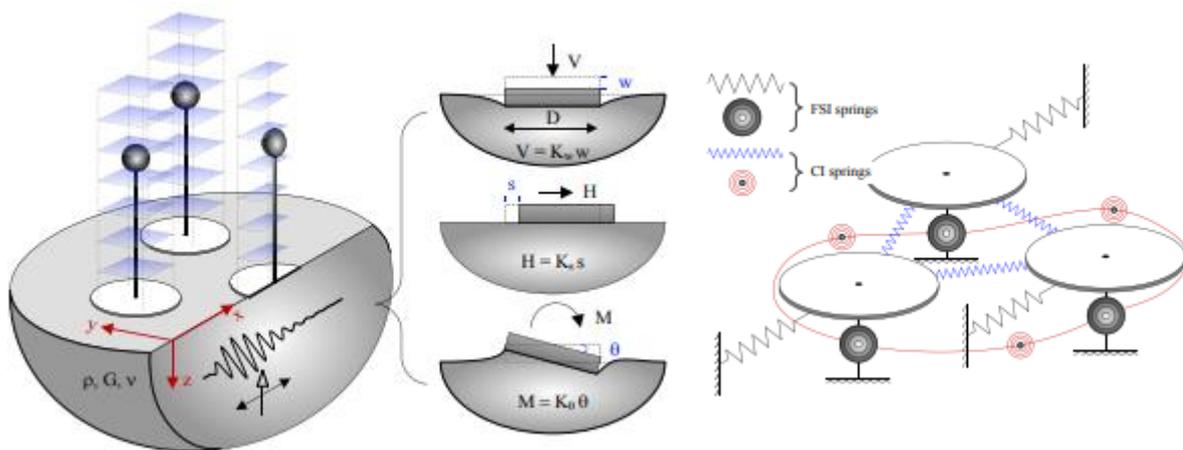


Figure 3.10. Bâtiments adjacents sur un demi-espace de sol et Modèles discrets de l'ISSS [61].

Ce modèle a été validé par des résultats trouvés par des méthodes de simulation des éléments finis et des éléments aux limites, plus précis, ce qui montre l'efficacité du modèle proposé [61].

3.3.2. Méthode numérique

Pour résoudre un problème complexe, les méthodes numériques constituent un des outils les plus efficaces et les plus précises. L'avantage de l'analyse numérique est la possibilité de prendre en compte les non-linéarités du sol à demi-espace, et la configuration géométrique compliquée de la structure. Les méthodes utilisés dans l'analyse sont la méthode des éléments finis, la méthode des éléments limites et la méthode hybride.

La méthode des éléments finis est utilisée dans plusieurs recherches. Lin et al. (1987) [59] ont développé une méthode hybride pour étudier l'interaction entre fondations voisines. Ils ont conclu que l'interaction dépend de la distance entre les fondations, de la direction d'alignement et de l'encastrement des fondations. Plusieurs chercheurs ont utilisé la méthode des éléments finis pour étudier l'effet de l'ISSS, tel que, Aydinoglu et Cakiroglu en 1977 [15], Solari et al. en 1980 [94], Matthees et Magiera en 1982 [66], Bolisetti et Whittaker en 2011 [16], Nateghi A et Rezaei Tabrizi en 2013 [70], Roy et al en 2015 [83], ...etc.

Une modélisation a été faite à l'aide du logiciel ANSYS par Wang et al en 2013 [109], ils ont étudié l'interaction qui touche le sol et la structure souterraine à travers le sol environnant. Plus tard, ils ont terminé leur étude en 2017 [110] par une série d'analyses numériques dynamiques. Les résultats obtenus [109, 110] montrent que la disposition des structures et la direction des vibrations sont les facteurs les plus importants qui affectent l'ISSS.

L'inconvénient de la méthode des éléments finis (FEM) est la préparation lourde des maillages, et l'absence de la précision excellente pour l'évaluation des facteurs d'intensité de contraintes. Au contraire la méthode des éléments de frontière fournit une excellente précision, et une préparation simple de maillage [22]. La méthode BEM est développée après FEM, cette méthode a démontré son efficacité pour résoudre des problèmes difficiles avec précision. La méthode des éléments de frontière est une méthode de calcul numérique de résolution d'équations aux dérivées partielles linéaires par des équations intégrales [22]. Dans l'étude de l'interaction site-ville, la méthode la plus privilégiée est la méthode BEM. Semblat et al. [95-97] ont proposé un modèle en 2D pour étudier l'influence de plusieurs structures sur la propagation des ondes sismiques.

En 2016, Schwan et al [98] ont étudié un modèle pour prendre en compte l'effet de 37 structures résonnantes anisotropes sur un sol élastique. Ils ont conclu que la densité et l'agencement de la

ville sont les facteurs les plus importants qui affectent le site-ville. Aussi, les résultats montrent que les limites de la ville sont les plus affectants.

3.3.3. Méthodes expérimentales

Les expériences pour étudier le problème de l'ISSS sont difficiles à l'échelle réelle. Li et al. [58] ont proposé un modèle à l'échelle 1/15, ils ont utilisé la table vibrante dans leur travail, comme le montre la Figure 3-11. Une comparaison a été faite entre deux tests, une concerne une seule structure pour étudier l'effet de l'ISS, et l'autre entre deux structures pour étudier l'effet de l'ISSS. Les résultats montrent que les dommages sont plus importants dans le cas de l'ISSS par rapport à celui de l'ISS.



a) Effet de l'ISS



b) Effet de l'ISSS

Figure 3.11. Les essais réalisés par Li et al. (2012) [58].

3.4. Conclusion

Ce chapitre a permis de définir le cadre théorique du phénomène d'ISSS pour bien comprendre ces effets qui ne sont pas négligeables en réalité. Ce qui nous montre aussi que l'ISSS est un problème complexe malgré les grandes recherches faites dans ce domaine.

Pour prendre en compte l'effet de l'interaction structure-sol-structure, il faut tout d'abord comprendre la méthode qu'on va utiliser dans ce problème. Ils existent plusieurs méthodes dans la littérature, nous avons détaillé quelques-unes ce qui nous aidera dans la suite dans notre programme.

Par ailleurs, il ne faut pas perdre de vue que le choix de la méthode utilisée est l'un des grands problèmes dans la prise en compte de l'effet de l'ISS et l'ISSS.

CHAPITRE 04

FORMULATION MATHÉMATIQUE

4.1. Introduction

La modélisation du martèlement induit par les séismes entre les bâtiments, ou les segments de pont, nécessite l'utilisation de modèles structurels précis ainsi que de modèles appropriés des effets des collisions.

4.2. Equation de mouvement de deux bâtiments adjacents

4.2.1. Base fixe

Dans cette section, nous présentons les équations mathématiques pour calculer la réponse dynamique de deux structures adjacentes. On suppose que les structures sont soumises à la même accélération, tel que l'effet de l'interaction sol-structure est négligé. On considère deux structures régulières de type poteau-poutre à NOA et NOB étages, respectivement. Tel que $NOB \geq NOA$. Ces deux structures sont couplées par des amortisseurs avec une rigidité K_d et un amortissement C_d .

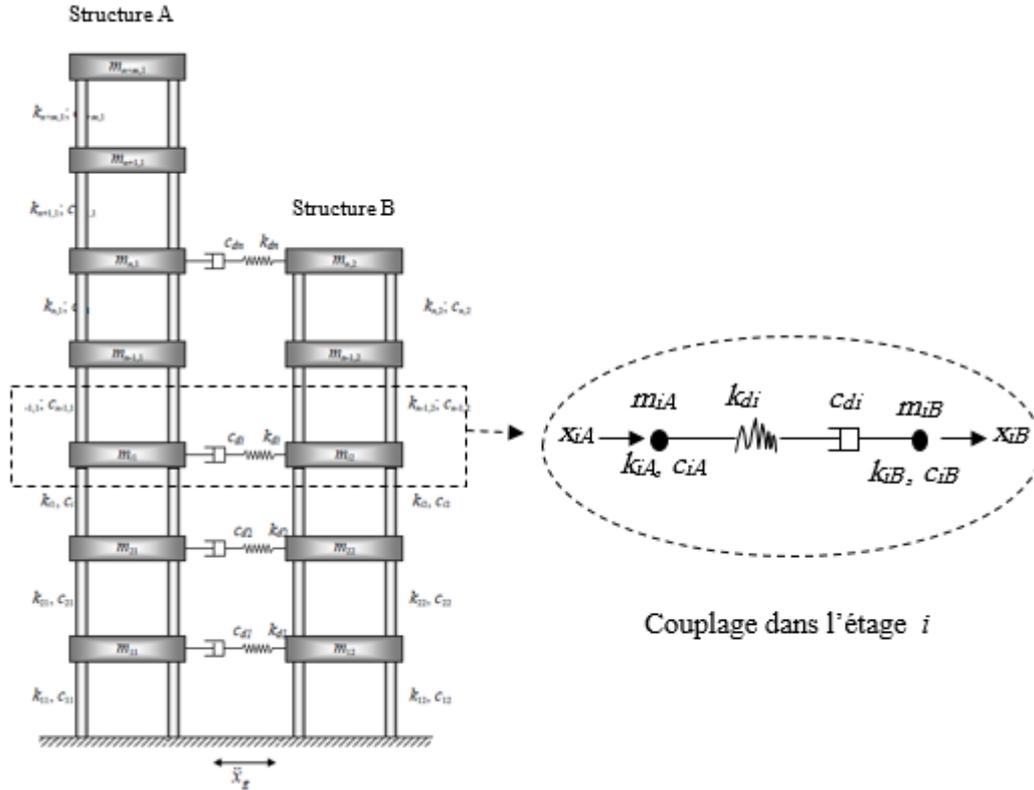


Figure 4.1. Modèle des deux structures adjacentes couplées par des amortisseurs.

L'équation de mouvement du bâtiment A :

$$[M_A]\{\ddot{X}_A(t)\} + [C_A]\{\dot{X}_A(t)\} + [K_A]\{X_A(t)\} = \{\delta_A\}\ddot{x}_0^g(t) \quad (4.1)$$

L'équation de mouvement du bâtiment B :

$$[M_B]\{\ddot{X}_B(t)\} + [C_B]\{\dot{X}_B(t)\} + [K_B]\{X_B(t)\} = \{\delta_B\}\ddot{x}_0^g(t) \quad (4.2)$$

La combinaison des deux équations (4.1) et (4.2) en ajoutant un système de couplage (passif, actif, .. etc) pour trouver l'équation de mouvement des deux structures adjacentes couplées donne :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + ([C] + [C_d])\{\dot{X}(t)\} + ([K] + [K_d])\{X(t)\} = \{\delta\}\ddot{x}_0^g(t) + \{\gamma\}\ddot{U}(t) \quad (4.3)$$

Où les matrices [M], [C] et [K] de dimensions (NO × NO), tel que NO= NOA+NOB, sont respectivement les matrices de masse, d'amortissement et la rigidité du système.

$$[M] = \begin{bmatrix} M_A & 0 \\ 0 & M_B \end{bmatrix} \quad (4.4)$$

$$\begin{array}{c}
 [K] + [K_d] \\
 =
 \end{array}
 \begin{array}{c}
 x_{3A} \quad x_{2A} \quad x_{1A} \quad x_{4B} \quad x_{3B} \quad x_{2B} \quad x_{1B} \\
 \left[\begin{array}{ccccccc}
 \mathbf{k}_{3/A} & -\mathbf{k}_{3/A} & & & & & \\
 & \boxed{\mathbf{k}_{3/A} + \mathbf{k}_{2/A} + k_d} & -\mathbf{k}_{2/A} & & & \boxed{-k_d} & \\
 & & -\mathbf{k}_{2/A} & \mathbf{k}_{2/A} & & & \\
 & & & + \mathbf{k}_{1/A} & & & \\
 & & & & \mathbf{k}_{4/B} & -\mathbf{k}_{4/B} & \\
 & & & & -\mathbf{k}_{4/2} & \mathbf{k}_{4/B} + \mathbf{k}_{3/B} & \\
 & & & & & & \\
 & \boxed{-k_d} & & & & -\mathbf{k}_{3/B} & \boxed{\mathbf{k}_{3/B} + \mathbf{k}_{2/B} + k_d} & -\mathbf{k}_{2/B} \\
 & & & & & & & -\mathbf{k}_{2/B} \\
 & & & & & & & \mathbf{k}_{2/B} + \mathbf{k}_{1/B}
 \end{array} \right]
 \end{array}$$

Le vecteur de passage entre l'excitation externe et les DDL considérés du système $\{\delta\}$:

$$\text{Pour } i=A, B : \{\delta\} = \begin{Bmatrix} \delta_A \\ \delta_B \end{Bmatrix} \text{ avec } \{\delta_i\} = \begin{Bmatrix} -m_{NOi/i} \\ \vdots \\ -m_{j/i} \\ \vdots \\ -m_{1/i} \end{Bmatrix} \quad (4.15)$$

La matrice $[\gamma]$ de dimension $(NO \times NCD)$ est la matrice de localisation des contrôleurs de la superstructure, NCD étant le nombre de contrôleurs de couplage.

Le vecteur $\{\bar{U}(t)\}$ est de dimension $(NCD \times 1)$, c'est le vecteur des forces horizontales du contrôle.

Où les matrices $[C_d]$ et $[K_d]$ de dimensions $(NO \times NO)$, sont respectivement la matrice d'amortissement et la rigidité des amortisseurs de couplage du système.

✓ *Equation d'état*

On peut écrire l'équation de mouvement (4.3) sous la forme de l'équation d'état suivante :

$$\{\dot{Z}^t(t)\} = [A]\{Z^t(t)\} + [B]\{\vec{U}(t)\} + \{E(t)\} \quad (4.16)$$

On peut écrire l'équation (4.16) sous la forme :

$$\{\dot{Z}^t(t)\} = [D]\{Z^t(t)\} + \{E(t)\} \quad (4.17)$$

Où [D] est la matrice de la composante horizontale de la force d'amortissement, et elle est de dimension (2 NO x 2 NO) :

$$[D] = [A] + [B][G] \quad (4.18)$$

Avec :

[A] est la matrice caractéristique du système couplé-contrôlé, elle est de dimension (2NOx2NO) :

$$[A] = \begin{bmatrix} [0] & [I] \\ -[A_K] & -[A_C] \end{bmatrix} \quad (4.19)$$

$$[A_K] = [M]^{-1}[K] \quad (4.20)$$

$$[A_C] = [M]^{-1}[C] \quad (4.21)$$

[B] est la matrice de localisation des actionneurs, elle est de dimension (2NOxNCD) :

$$[B] = \begin{bmatrix} [0] \\ [M]^{-1} \{\gamma\} \end{bmatrix} \quad (4.22)$$

{E} est le vecteur de perturbations externes, il est de dimension (2NO x 1) :

$$\{E(t)\} = \{C\}\ddot{x}_0^g(t) \quad (4.23)$$

{C} est le vecteur lié à l'accélération de base de structure, il est de dimension (2NOx1) :

$$\{C\} = \begin{bmatrix} [0] \\ [M]^{-1} \{\delta\} \end{bmatrix} \quad (4.24)$$

La matrice **G** est calculée suivant **un algorithme de contrôle**. Différents algorithmes de contrôle ou de couplage sont mentionnés dans la section suivante.

L'équation de mouvement d'un système à plusieurs degrés de liberté s'écrit en notation matricielle

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [C]\{\dot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = P(t) \quad (4.25)$$

Tel que M, K et C sont les matrices masse, rigidité et amortissement respectivement.

Pour le cas d'excitation sismique \ddot{x}_g l'équation (4.1) devient [39] :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [C]\{\dot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = -M\hat{I} \ddot{x}_g \quad (4.26)$$

En introduisant l'effet du battement à l'équation de mouvement, l'équation (4.2) devient [39] :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [C]\{\dot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} + F_p(t) = -M\hat{I} \ddot{x}_g \quad (4.27)$$

Où $F_p(t)$ est le vecteur des forces du battement au niveau des étages.

4.2.2. Avec interaction sol-structure

Pour le développement des équations de mouvement, on considère deux structures poteau-poutre (figure 4.2). Pour tenir compte de l'interaction sol structure, on suppose que la structure repose sur une fondation flexible incorporée dans un sol à plusieurs couches en profondeur dont les caractéristiques peuvent varier d'une couche à une autre mais restent constantes le long de la couche considérée. Dans ce cas l'effet du sol sera représenté par des forces d'interaction notées $R_{0/i}(t)$.

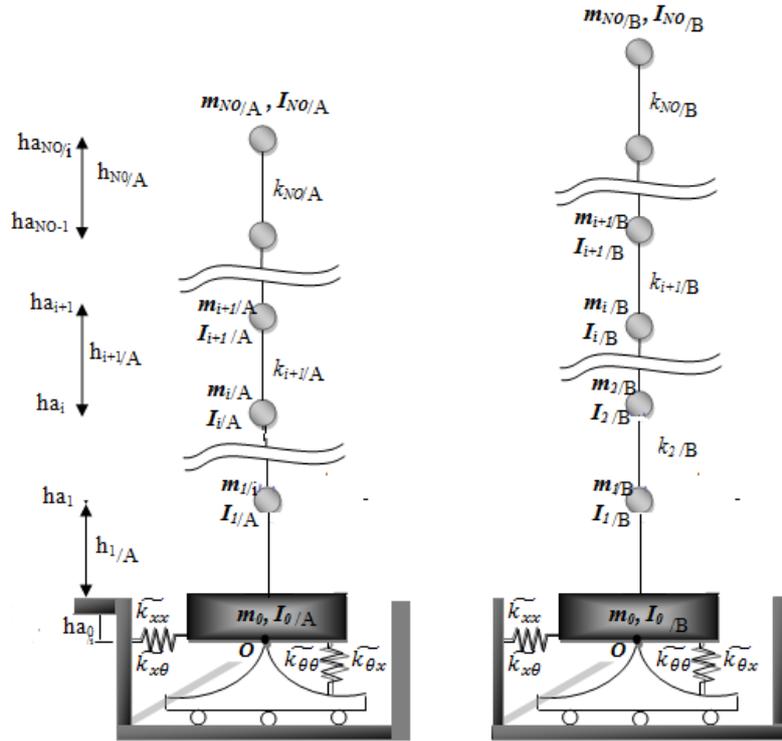


Figure 4.2. Modèle de deux structures adjacentes avec ISS.

L'équation du mouvement de ce type de structure en tenant compte l'effet de l'ISS sera alors :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + ([C] + [C_d])\{\dot{X}(t)\} + ([K] + [K_d])\{X(t)\} = \{\delta\}\ddot{x}_0^g(t) + \begin{Bmatrix} 0 \\ -R_{01}(t) \\ 0 \\ -R_{02}(t) \end{Bmatrix} \quad (4.28)$$

Où les matrices $[M]$, $[C]$ et $[K]$ de dimensions $(NO+4) \times (NO+4)$, sont respectivement les matrices de masse, d'amortissement et la rigidité de la structure.

$$[M] = \begin{bmatrix} M_1 & 0 \\ 0 & M_2 \end{bmatrix} \quad (4.29)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} K_1 & 0 \\ 0 & K_2 \end{bmatrix} \quad (4.30)$$

$$[C] = \begin{bmatrix} C_1 & 0 \\ 0 & C_2 \end{bmatrix} \quad (4.31)$$

$$[M_i] = \begin{bmatrix} [M_{SS/i}] & [M_{SO/i}] \\ [M_{OS/i}] & [M_{OO/i}] \end{bmatrix} \quad (4.32)$$

$$[K_i] = \begin{bmatrix} [K_{SS/i}] & [K_{S0/i}] \\ [K_{0S/i}] & [K_{00/i}] \end{bmatrix} \quad (4.33)$$

$$[C_i] = \begin{bmatrix} [C_{SS/i}] & [C_{S0/i}] \\ [C_{0S/i}] & [C_{00/i}] \end{bmatrix} \quad (4.34)$$

$$[K_d] = \begin{bmatrix} k_d & 0 & -k_d \\ 0 & 0 & 0 \\ -k_d & 0 & k_d \end{bmatrix} \quad (4.35)$$

$$[C_d] = \begin{bmatrix} c_d & 0 & -c_d \\ 0 & 0 & 0 \\ -c_d & 0 & c_d \end{bmatrix} \quad (4.36)$$

$$\left\{ \tilde{R}_{0/i}(n) \right\} = \left[\tilde{K}_{00/i} \right] \left\{ X_{0/i}(n) \right\} - \left\{ \tilde{R}_{0/i}(n-1) \right\} \quad (4.37)$$

Où $[\tilde{K}_{00/i}]$ est constante et $\{\tilde{R}_{0/i}(n-1)\}$ dépend du déplacement du système au sol et les forces d'interaction dans les étapes précédentes. Les deux peuvent être exprimés comme suit [86] :

$$[\tilde{K}_{00/i}] = \frac{1}{\Delta t} [F_i(0)]^{-1} \quad (4.38)$$

Et

$$\left\{ \tilde{R}_{0/i}(n-1) \right\} = \frac{1}{\Delta t} [F_i(0)]^{-1} \left[\left\{ X_{0/i}(n-1) \right\} + \left(\sum_{m=1}^n \Delta t [F_i(m)] \left\{ R_{0/i}(n-m) \right\} \right) \right] \quad (4.39)$$

Où les matrices $[M_{SS/i}]$, $[C_{SS/i}]$ et $[K_{SS/i}]$ de dimensions $(NO_i \times NO_i)$, sont respectivement les masses diagonales des planchers, la matrice proportionnelle d'amortissement et la rigidité des poteaux symétriques de la structure. Les matrices $[M_{S0/i}]$, $[C_{S0/i}]$ et $[K_{S0/i}]$ sont de dimensions $(NO_i \times 2)$ et les matrices $[M_{0S/i}]$, $[C_{0S/i}]$ et $[K_{0S/i}]$ sont respectivement les matrices de la masse, la rigidité et l'amortissement de dimensions $(2 \times NO_i)$ lié à la superstructure et à la fondation rigide. Les matrices $[M_{00/i}]$, $[C_{00/i}]$ et $[K_{00/i}]$ sont de dimensions (2×2) , sont respectivement la masse, la rigidité et l'amortissement liés à la fondation rigide.

Le vecteur $\{\delta_{S/i}\}$ de dimension $(NO_i \times 1)$, représente le vecteur des coefficients d'accélération horizontale du sol pour la superstructure. Le vecteur $\{\delta_{0/i}\}$ de dimension (2×1) , est le vecteur des coefficients d'accélération horizontale du sol pour la fondation.

$$[K_{S0/i}] = \begin{bmatrix} 0 & h_{NOi/i}k_{NOi/i} \\ 0 & h_{NOi-1/i}k_{NOi-1/i} - h_{NOi/i}k_{NOi/i} \\ \vdots & \vdots \\ 0 & h_{i/i}k_{i/i} - h_{i+1/i}k_{i+1/i} \\ \vdots & \vdots \\ 0 & h_{2/i}k_{2/i} - h_{3/i}k_{3/i} \\ -k_1 & h_{a1/i}k_{1/i} - h_{2/i}k_{2/i} \end{bmatrix} \quad (4.45)$$

$$[K_{0S/i}] = \begin{bmatrix} 0 & \dots & 0 & \dots & 0 & -k_{1/i} \\ 0 & \dots & 0 & \dots & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (4.46)$$

$$[K_{00/i}] = \begin{bmatrix} k_{1/i} & -h_{a1/i}k_{1/i} \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (4.47)$$

✓ **Matrice d'amortissement**

$$[C] = \begin{bmatrix} [C_{SS}] & [C_{S0}] \\ [C_{0S}] & [C_{00}] \end{bmatrix} \quad (4.48)$$

$$[C_{SS}] = \alpha_M [M_{SS}] + \Omega_K K_{SS} \quad (4.49)$$

Avec α_M et Ω_K qui peuvent être déterminés résolvant l'équation (3.40)

$$\alpha_M + \Omega_K w_i^2 = 2 w_i^2 \beta_i \quad \text{pour } i=1 \rightarrow 2 \quad (4.50)$$

Où : β_i sont les rapports d'amortissement des modes de translations de la fréquence w_i .

$$[C_{S0}] = \Omega_K [K_{S0}] \quad (4.51)$$

$$[C_{0S}] = \Omega_K [K_{0S}] \quad (4.52)$$

$$[C_{00}] = \begin{bmatrix} \alpha_M m_1 + \Omega_K k_1 & -\Omega_K h_{a1} k_1 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (4.53)$$

• **Vecteur de passage entre l'excitation externe et les DDL considérés $\{\delta\}$**

$$\{\delta_{S/i}\} = \begin{Bmatrix} -m_{NOi/i} \\ \vdots \\ -m_{i/i} \\ \vdots \\ -m_{1/i} \end{Bmatrix} \quad \text{et} \quad \{\delta_{0/i}\} = \begin{Bmatrix} -m_{0/i} \\ \sum_{i=0}^{NOi/i} h_{ai/i} m_{i/i} \end{Bmatrix} \quad (4.54)$$

1. Les déplacements des planchers de structure étudiée

$\{X(t)\} =$

$$[x_{NO1/1} \ x_{NO1-1/1} \ \dots \ x_{2/1} \ x_{1/1} \ x_{0/1} \ \theta_{0/1} \ x_{NO2/2} \ x_{NO2-1/2} \ \dots \ x_{2/2} \ x_{1/2} \ x_{0/2} \ \theta_{0/2}]^T \quad (4.55)$$

✓ **Le déplacement et rotation de la fondation**

$$\{X_0^{tg}(t)\} = [x_0^{tg} \ \theta_0^{tg}]^T \quad (4.56)$$

✓ **La force du contrôle**

$$\{\vec{U}(t)\} = [\vec{U}_{NCR}(t) \ \vec{U}_{NCR-1}(t) \ \dots \ \vec{U}_i(t) \ \dots \ \vec{U}_2(t) \ \vec{U}_1(t)]^T \quad (4.57)$$

✓ **Calcul de la force d'interaction à l'interface Sol-Fondation**

$\{X_{0/i}^{tg}(t)\}$ et $\{R_{0/i}(t)\}$ sont liés par la matrice de flexibilité du système au sol par l'intégrale de convolution suivant [86] :

$$\{X_{0/i}^{tg}(t)\} = \int_0^\infty [F_i(\tau)] \{R_{0/i}(t - \tau)\} d\tau \quad (4.58)$$

Avec :

$[F_i(\tau)]$ est la matrice de la flexibilité dynamique du sol, elle est définie en détail dans la section suivante, où $[F_{00/i}^g(w)] = [S_{00/i}^g(w)]^{-1}$.

Puisque la solution de l'équation d'état est constante dans le domaine de temps discret, l'intégrale de solution peut être remplacée par une sommation :

$$\{X_{0/i}^{tg}(n)\} = \Delta t \sum_{m=0}^n [F_i(m)] \{R_{0/i}(n - m)\} \quad (4.59)$$

Dans le système à temps discret avec un intervalle de temps égal à Δt , les forces d'interaction peuvent être formulées comme suit :

$$\{R_{0/i}(n)\} = [\tilde{K}_{00/i}] \{X_{0/i}^{tg}(n)\} - \{\tilde{R}_{0/i}(n - 1)\} \quad (4.60)$$

Où $[\tilde{K}_{00/i}]$ est constante et $\{\tilde{R}_{0/i}(n-1)\}$ dépend du déplacement du système au sol et les forces d'interaction dans les étapes précédentes. Les deux peuvent être exprimés comme suit [86] :

$$[\tilde{K}_{00/i}] = \frac{1}{\Delta t} [F_{/i}(0)]^{-1} \quad (4.61)$$

Et

$$\{\tilde{R}_{0/i}(n-1)\} = \frac{1}{\Delta t} [F_{/i}(0)]^{-1} \left[\{X_{0/i}^{tg}(n-1)\} + \left(\sum_{m=1}^n \Delta t [F_{/i}(m)] \{R_{0/i}(n-m)\} \right) \right] \quad (4.62)$$

✓ *Calcul de la matrice de la flexibilité dynamique du sol*

La Figure 4.3 suivante montre que le sol est considéré comme deux parties, une partie cylindrique avec un rayon r_0 s'étendant en couches à une profondeur e dans le demi-espace. Cette région du sol est composée par des disques rigides séparés par des couches de sol, qui sera ensuite fouillé [86].

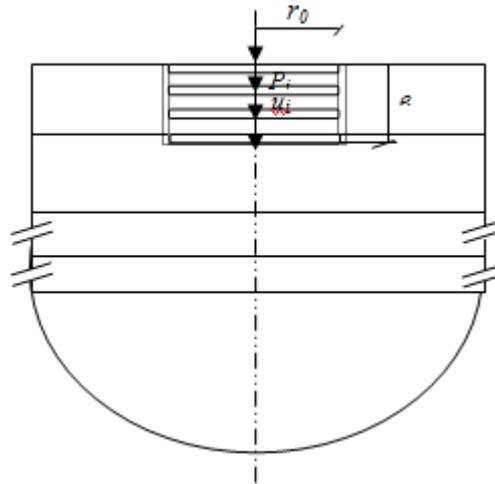


Figure 4.3. La partie du sol excavé.

Des efforts verticaux inconnus P_i sont appliqués sur ces disques à la surface, ce qui peut être considéré comme redondants. Ces forces redondantes agissent sur les disques embarqués. Le déplacement de ces forces est de la forme [86] :

$$\{u_{/i}(w)\} = [G_{/i}(w)] \{P_{/i}(w)\} \quad (4.63)$$

L'inverse de l'équation (4.63) donne :

$$\{P_{/i}(w)\} = [S^f_{/i}(w)] \{u_{/i}(w)\} \quad (4.64)$$

Avec :

$$[S^f_{/i}(w)] = [G_{/i}(w)]^{-1} \quad (4.64)$$

Et

$$\{M_{/i}(w)\} = [S^f_{v/i}(w)]\{u_{/i}(w)\} \quad (4.65)$$

Tel que $[S^f_{/i}(w)]$ est la matrice de la rigidité dynamique en champ libre, et $[S^f_{v/i}(w)]$ concerne la rotation. $\{M_{/i}(w)\}$ est le vecteur des moments agissant sur la structure.

Dans une base rigide intégrée comme elle est illustrée dans la figure 4.4 suivante, les déplacements verticaux doivent être égaux au déplacement vertical de la base, avec une amplitude $u_{0/i}(w)$. Tel qu'il est exprimé comme suit :

$$\{u_{/i}(w)\} = \{A_{/i}\} u_{0/i}(w) \quad (4.66)$$

Avec : $\{A_{/i}\}$ le vecteur de contrainte cinématique, $\{A\} = \{1 \quad 1 \quad \dots \quad 1\}^T$.

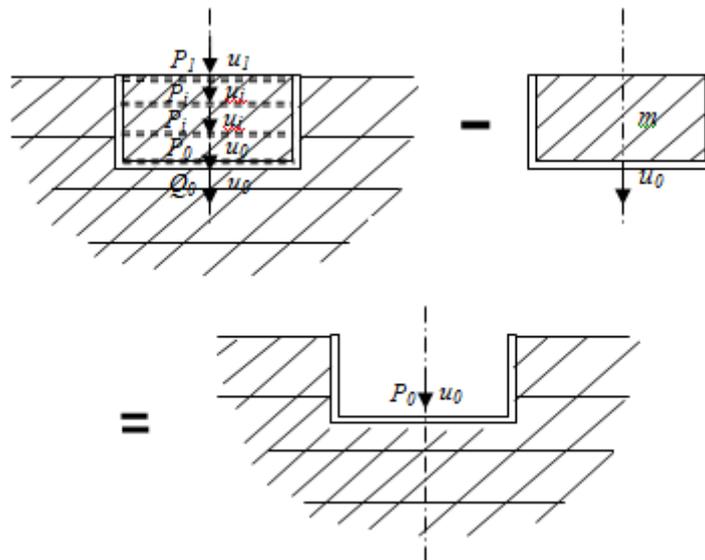


Figure 4.4. Application de la méthode sous structure et représentation de degré de liberté vertical.

En équilibre on a :

$$Q_{0/i}(w) = \{A\}^T \{P_{/i}(w)\} \quad (4.67)$$

Où : $Q_{0/i}(w)$ est la force agissante sur la base.

En remplaçant l'équation (4.66) dans l'équation (4.64), puis dans l'équation (4.67) :

$$Q_{0/i}(w) = \{A\}^T [S^f_{/i}(w)] \{A\} u_{0/i}(w) \quad (4.68)$$

Où : $Q_{0/i}(w)$ représente le coefficient de la rigidité dynamique verticale du système dynamique.

Pour trouver la force d'interaction $P_{0/i}(w)$, en soustrayant la masse $m_{/i}$ multipliée par l'accélération $\ddot{u}_{0/i}$ du domaine d'excavation du sol.

$$P_{0/i}(w) = \{A\}^T [S^f_{/i}(w)] \{A\} u_{0/i}(w) - m \ddot{u}_{0/i}(w) \quad (4.69)$$

En mouvement harmonique on a :

$$\ddot{u}_{0/i}(w) = -w^2 u_{0/i}(w) \quad (4.70)$$

On remplace l'équation (4.70) dans l'équation (4.69) :

$$P_{0/i}(w) = S^g_{00/i}(w) u_{0/i}(w) \quad (4.71)$$

Où : $S^g_{00}(w)$ est le coefficient de la rigidité dynamique verticale de la fondation rigide intégré.

Avec :

$$S^g_{00/i}(w) = \{A\}^T [S^f_{/i}(w)] \{A\} + w_{/i}^2 m_{/i} \quad (4.72)$$

Ce coefficient apparait comme une contribution du sol sans limite comme montré dans l'équation du mouvement (3.27).

Pour un séisme vertical, le mouvement en champ libre des disques ne sont pas chargés, l'équation suivante est la relation force déplacement définie à partir de l'équation (4.63) [86] :

$$\{u^t_{/i}(w)\} - \{u^f_{/i}(w)\} = [G_{/i}(w)] \{P_{/i}(w)\} \quad (4.73)$$

Tel que : $\{u^t_{/i}(w)\}$ est le déplacement total, et $\{u^f_{/i}(w)\}$ est le déplacement au niveau des disques en champ libre pour un séisme vertical.

A partir de l'équation (4.28), l'équation (4.71) devient comme suit :

$$P_{0/i}(w) = S_{00/i}^g(w) u_0^t(w) - \{A\}^T [S^f(w)] \{u^f(w)\} \quad (4.74)$$

Pour trouver l'amplitude du mouvement de fondation efficace, on pose $P_{0/i}(w) = 0$ et on remplace $u_0^t(w)$ par $u_0^g(w)$ dans l'équation (4.74) :

$$u_{0/i}^g(w) = \left(S_{00/i}^g(w) \right)^{-1} \{A\}^T [S^f(w)] \{u^f(w)\} \quad (4.75)$$

D'après la figure 4.5, on a deux degrés de liberté : un déplacement horizontal avec une amplitude $\{u(w)\}$ et une rotation avec une amplitude $\{v(w)\}$ aux disques de la zone d'excavation, et au disque liée à la base à un déplacement horizontal avec une amplitude $\{u_0(w)\}$ et une rotation avec une amplitude $\{v_0(w)\}$ [86].

$$\begin{Bmatrix} \{u(w)\} \\ \{v(w)\} \end{Bmatrix} = [A] \begin{Bmatrix} \{u_0(w)\} \\ \{v_0(w)\} \end{Bmatrix} \quad (4.76)$$

Tel que : $\{u_i(w)\} = \{u_0(w)\} + h_i \{v_0(w)\}$ et $\{v_i(w)\} = \{v_0(w)\}$.

Le vecteur d'amplitude de force à la base correspondant de $\{u_0(w)\}$ et $\{v_0(w)\}$ est [86] :

$$\begin{Bmatrix} \{Q_0(w)\} \\ \{R_0(w)\} \end{Bmatrix} = [A]^T \begin{Bmatrix} \{P(w)\} \\ \{M(w)\} \end{Bmatrix} \quad (4.77)$$

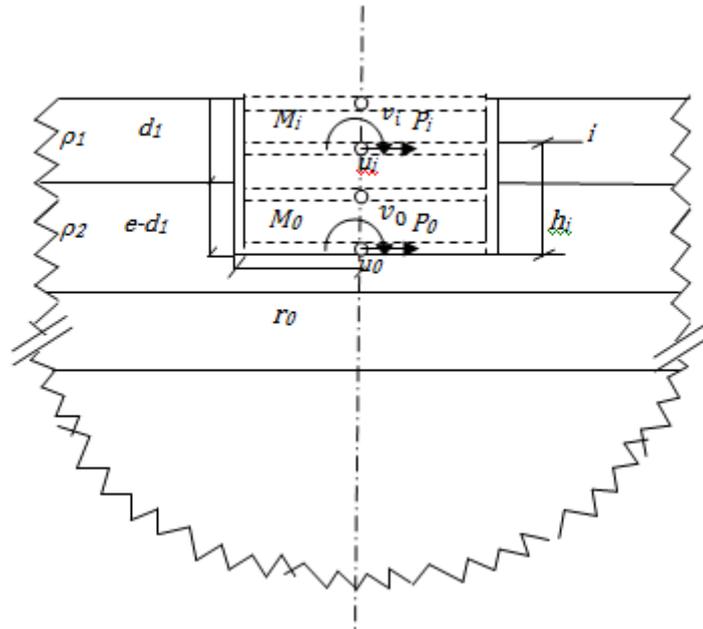


Figure 4.5. Représentation des degrés de liberté de la masse du sol emprisonnée [86].

En remplaçant l'équation (4.77) dans l'équation (4.64) et l'équation (4.66), ce qui résulte :

$$\begin{Bmatrix} \{Q_0(w)\} \\ \{R_0(w)\} \end{Bmatrix} = [A]^T \begin{bmatrix} S^f(w) & \\ & S_v^f(w) \end{bmatrix} [A] \begin{Bmatrix} \{u_0(w)\} \\ \{v_0(w)\} \end{Bmatrix} \quad (4.78)$$

A partir de l'équation (4.77), l'équation (4.72) est généralisée comme suit :

$$\begin{Bmatrix} \{P_0(w)\} \\ \{M_0(w)\} \end{Bmatrix} = [S_{00}^g(w)] \begin{Bmatrix} \{u_0(w)\} \\ \{v_0(w)\} \end{Bmatrix} \quad (4.79)$$

Tel que :

$$[S_{00}^g(w)] = [A]^T \begin{bmatrix} S^f(w) & \\ & S_v^f(w) \end{bmatrix} [A] + w^2 [M] \quad (4.80)$$

Avec : $[M]$ est la matrice masse correspond à $\{\{u_0(w)\} \quad \{v_0(w)\}\}^T$.

D'après l'exemple représenté dans la figure 4.5, la matrice $[M]$ est sous la forme [86] :

$[M] =$

$$\pi r_0^2 \begin{bmatrix} d_1 \rho_1 + (e - d_1) \rho_2 & d_1 \left(e - \frac{d_1}{2}\right) \rho_1 + \frac{(e-d_1)^2}{2} \rho_2 \\ d_1 \left(e - \frac{d_1}{2}\right) \rho_1 + \frac{(e-d_1)^2}{2} \rho_2 & d_1 \rho_1 (e^2 - ed_1 + \frac{d_1^2}{3} + \frac{r_0^2}{4}) + (e - d_1) \rho_2 \left(\frac{(e-d_1)^2}{3} + \frac{r_0^2}{4}\right) \end{bmatrix} \quad (4.81)$$

Le mouvement d'entrée efficace de la fondation constitué d'une composante horizontale et une composante de rotation comme montré dans l'équation suivante [86] :

$$\begin{Bmatrix} u_0^g(w) \\ v_0^g(w) \end{Bmatrix} = [S_{00}^g(w)]^{-1} [A]^T \begin{Bmatrix} [S^f(w)] \{u^f(w)\} \\ \{0\} \end{Bmatrix} \quad (4.82)$$

Dans le cas d'un sol presque incompressible ou incompressible, l'équation (4.73) devient [86] :

$$[S_{00}^g(w)] = [A]^T [S^f(w)] [A] + w^2 (m - \Delta M) \quad (4.83)$$

Et l'équation (4.80) devient :

$$[S_{00}^g(w)] = [A]^T \begin{bmatrix} S^f(w) & \\ & S_v^f(w) \end{bmatrix} [A] + w^2 \left[[M] - \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \Delta M_v \end{bmatrix} \right] \quad (4.84)$$

Pour le premier degré de liberté vertical, la masse emprisonnée est de la forme [86] :

$$\Delta M = 2.4 \left(\nu - \frac{1}{3} \right) \rho A_0 r_0 \quad (4.85)$$

Et pour le deuxième degré de liberté de rotation, le moment d'inertie de la masse emprisonnée est formulé comme suit [86] :

$$\Delta M_\nu = 1.2 \left(\nu - \frac{1}{3} \right) \rho I_0 r_0 \quad (4.86)$$

Avec :

ν : est le coefficient du poison du sol,

r_0 : est le rayon de la masse excavé du sol.

ρ : est la masse volumique du sol excavé.

$A_0 = \pi r_0^2$: est la surface de la masse du sol excavé.

$I_0 = \pi \frac{r_0^4}{4}$: est l'inertie de la masse du sol excavé.

4.2.3. Avec interaction structure-sol-structure

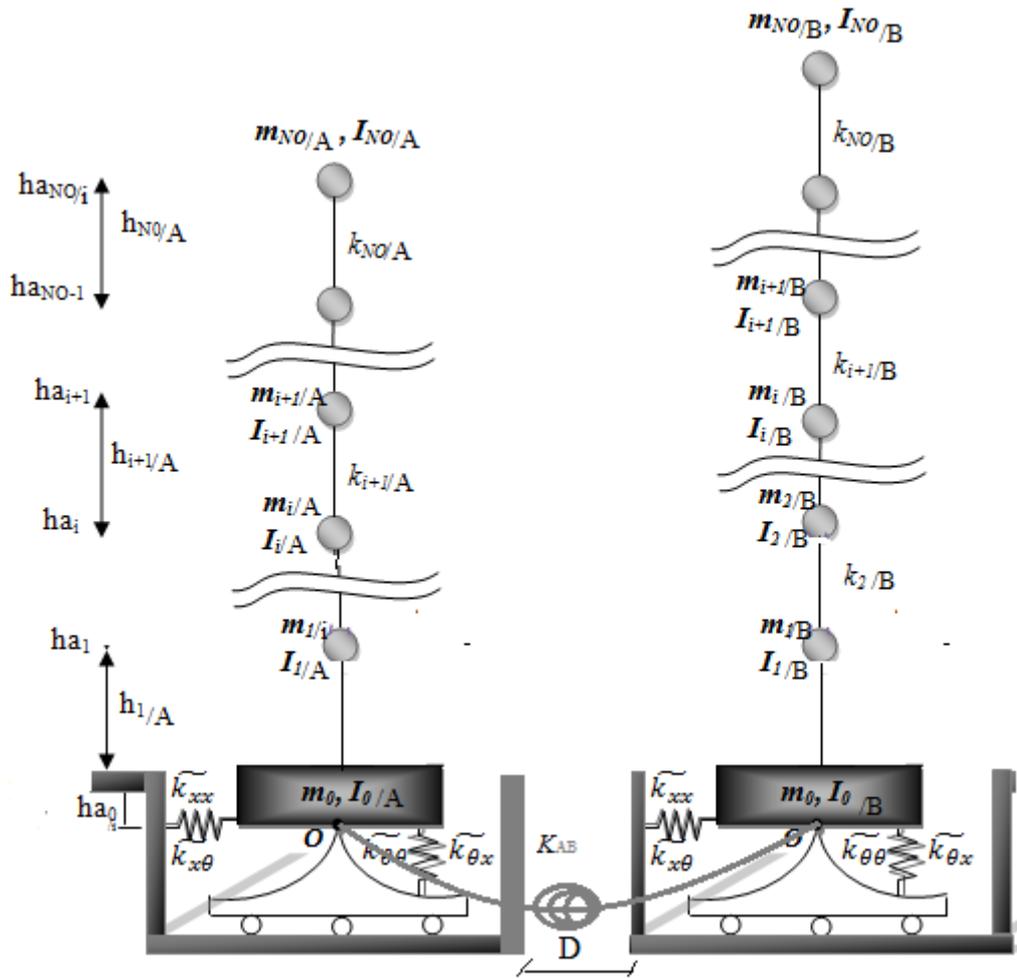


Figure 4.6. Modèle de deux structures adjacentes avec ISSS.

L'équation du mouvement de ce type de structure en tenant compte de l'effet de l'ISS sera alors :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + ([C] + [C_d])\{\dot{X}(t)\} + ([K] + [K_d])\{X(t)\} = \{\delta\}\ddot{x}_0^g(t) + \begin{pmatrix} 0 \\ -R_{01}(t) \\ 0 \\ -R_{02}(t) \end{pmatrix} \quad (4.89)$$

L'équation du mouvement de ce type de structure en tenant compte de l'effet de l'ISSS sera alors :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + ([C] + [C_d])\{\dot{X}(t)\} + ([K] + [K_{AB}] + [K_d])\{X(t)\} = \{\delta\}\ddot{x}_0^g(t) + \begin{pmatrix} 0 \\ -R_{01}(t) \\ 0 \\ -R_{02}(t) \end{pmatrix} \quad (4.90)$$

Par exemple $NO_A = NO_B = 2$, la matrice $[K_{AB}]$ devient comme suit [102]:

$$[K_{AB}] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & +k_{AB} & 0 & 0 & -k_{AB} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -k_{AB} & 0 & 0 & +k_{AB} \end{bmatrix} \quad (4.91)$$

K_{AB} est la rigidité du ressort de rotation du sol entre les bâtiments. Le sol et les fondations sont supposés les mêmes dans l'étude [102], ce qui veut dire $[\tilde{K}_{00/A}] = [\tilde{K}_{00/B}]$:

$$k_{AB} = -\frac{0.25}{\left(1 + \left(D + \frac{b_A + b_B}{2}\right)\right)} \times [\tilde{K}_{00/i}] \quad (4.93)$$

b_A et b_B sont la largeur de la fondation des bâtiments A et B, respectivement.

D est la distance de séparation entre structures.

4.3. Modèle du couplage

Dans cette approche, des éléments d'impact élastiques ou viscoélastiques sont utilisés dans la simulation pour trouver la force d'impact. Ces éléments deviennent actifs lorsque la distance de séparation entre les éléments est réduite à zéro (lorsque le contact commence). En 2017, une étude de revue de la littérature est faite par Kharazian et al [48], des formules bien détaillées. L'étude [48] a été corrigée par une lettre par Jankowski R [89] en 2018, quelques formules sont fausses, a été modifiée avec des justifications dans la littérature. Dans notre étude on utilise le modèle élastique linéaire et le modèle viscoélastique linéaire.

4.3.1 Modèle élastique linéaire

L'élément de contact de base consiste en un simple ressort élastique linéaire. La force de martèlement lors de l'impact $F(t)$ est exprimée comme suit [40], [37]:

$$F(t) = k_d \delta(t) \quad (3.31)$$

où $\delta(t)$ est la déformation des éléments structurels en collision,

$$\delta(t) = X_A - X_B - D \quad (3.32)$$

et k_d est la rigidité de l'élément d'impact qui représente la rigidité locale à l'emplacement de contact, et D est la distance de séparation entre structures.

L'inconvénient de ce modèle est qu'il ne prend pas en considération la dissipation d'énergie lors de la collision dans les calculs.

4.3.2 Modèle viscoélastique linéaire

L'élément de contact de base consiste en un ressort linéaire, avec l'ajout d'un amortisseur linéaire. La force de martèlement $F(t)$ dans ce modèle est exprimée comme suit [37, 40] :

$$F(t) = k_d \delta(t) + c_d \dot{\delta}(t) \quad (3.33)$$

où $\dot{\delta}(t)$ est la vitesse relative entre les éléments structurels en collision,

$$\dot{\delta}(t) = \dot{X}_A - \dot{X}_B \quad (3.34)$$

et c_d est l'amortissement de l'élément d'impact [7, 15],

$$c_d = 2\xi \sqrt{k_d \frac{M_A M_B}{M_A + M_B}} \quad (3.35)$$

où ξ est le taux d'amortissement lié au coefficient de restitution e (Eq. 3.30),

$$\xi = \frac{-\ln e}{\sqrt{\pi^2 + (\ln e)^2}} \quad (3.36)$$

Le modèle viscoélastique linéaire reste un modèle simple à utiliser, ce qui le rend plus populaire dans les récentes recherches dans le domaine du martèlement structurel induit par un séisme.

4.4. Conclusion

Ce chapitre donne un aperçu général sur la stratégie de couplage passif, et l'introduction de l'effet de sol sur la structure, ainsi, l'influence du sol voisin sur la structure adjacente. Pour avoir une vision plus large et plus approfondie, des formulations mathématiques concernant le couplage des bâtiments adjacents, sans et avec interaction sol-structure, sans et avec interaction structure-sol-structure, ont été présentées.

CHAPITRE 05

RESULTATS ET DISCUSSIONS

5.1. Introduction

Il est connu que dans de nombreux cas, même lorsque les structures sont séparées par un joint sismique approprié selon les règles et les codes internationaux, après un tremblement de terre intense, le nouvel ensemble sismique peut ne plus s'entendre avec ces règlements. Cette propriété semble être problématique pour tout mouvement de terrain intensif à venir.

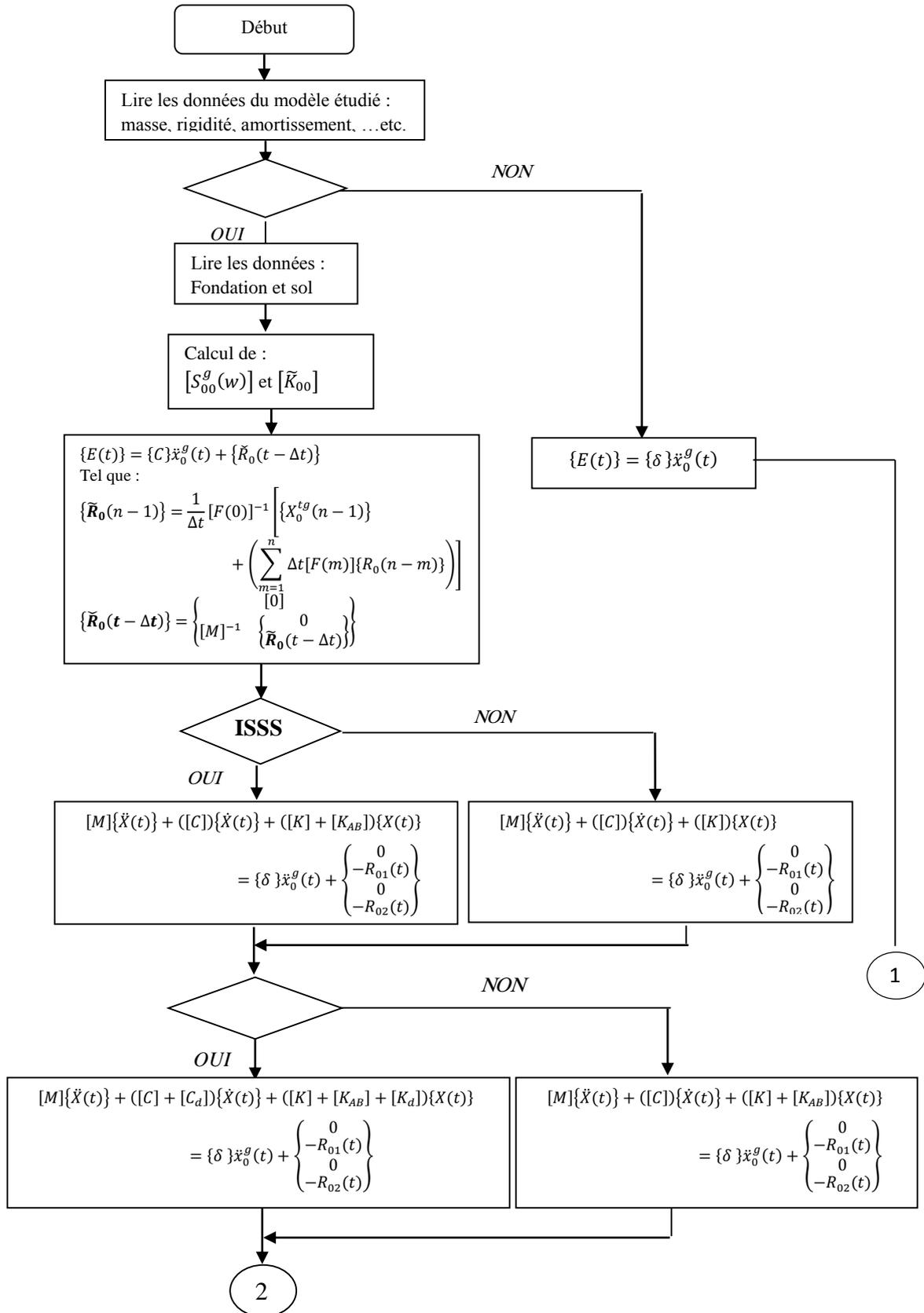
5.2. Organigramme du programme

A la base du développement mathématique, un programme a été élaboré utilisant MATLAB. Au cours de la dernière décennie, les simulations numériques ont généralement été utilisées par les chercheurs pour prédire efficacement le comportement dynamique des structures adjacentes. Basé sur des développements théoriques antérieurs sur le sujet, le présent travail tente de réaliser une simulation numérique à l'aide de MATLAB. En effet, un programme a été développé dans le but d'étudier le comportement dynamique des structures adjacentes (poteaux et poutres) pour un nombre quelconque d'étages, des caractéristiques structurelles et de systèmes de contrôle.

Ce programme permet d'étudier le cas sans ISS (encastrement parfait) et avec ISS, et sans et avec ISSS, et ceci avec ou sans contrôle.

La validation du programme est effectuée en comparant les résultats obtenus avec ceux rapportés par [36] et [74].

L'organigramme général de ce programme est donné comme suit (figure 5.1) :



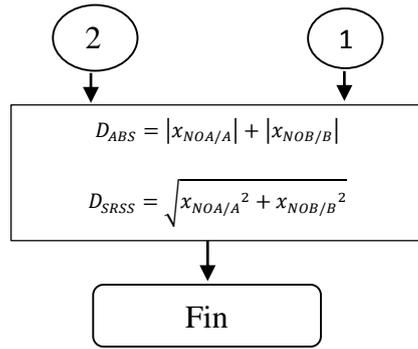


Figure 5.1. L’organigramme de la simulation.

Pour la validation du programme et pour l’application numérique, le chargement dynamique utilisé pour l’excitation des deux structures (bâtiment) est le séisme d’El-Centro 1940 de composantes N-S (Figure 5.2).

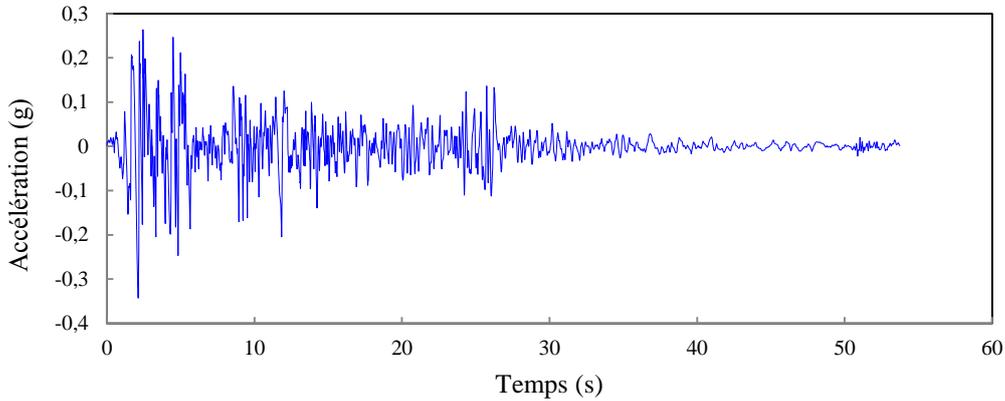


Figure 5.2. El-Centro 1940. Composantes N-S.

5.3. Validation du programme

Dans cette section et pour le cas d’encastrement, on va essayer de valider notre programme à travers des exemples trouvés dans la littérature.

5.3.1. Sans couplage

Les données du modèle étudié sont [36] :

Tableau 5.1. Résultats du premier cas.

	Bâtiment A			Bâtiment B			
	Etage (i)	$m_i(t)$	$ki \times 10^5$ (kN/m)	$ci \times 10^3$ (kN sec/m)	$m_i(t)$	$ki \times 10^4$ (kN/m)	$ci \times 10^3$ (kN sec/m)

Exemples 1 and 2	6	514	3.5	1.190	134	4.679	0.603
	5	542	3.5	1.190	143	4.991	0.643
	4	542	3.5	1.190	152	5.302	0.683
	3	542	3.5	1.190	161	5.614	0.724
	2	542	3.5	1.190	170	5.226	0.674
	1	542	3.5	1.190	179	6.247	0.806

Les résultats trouvés de cet exemple et montré en figure 5.3 ont montré une bonne concordance avec les résultats de la référence [36].

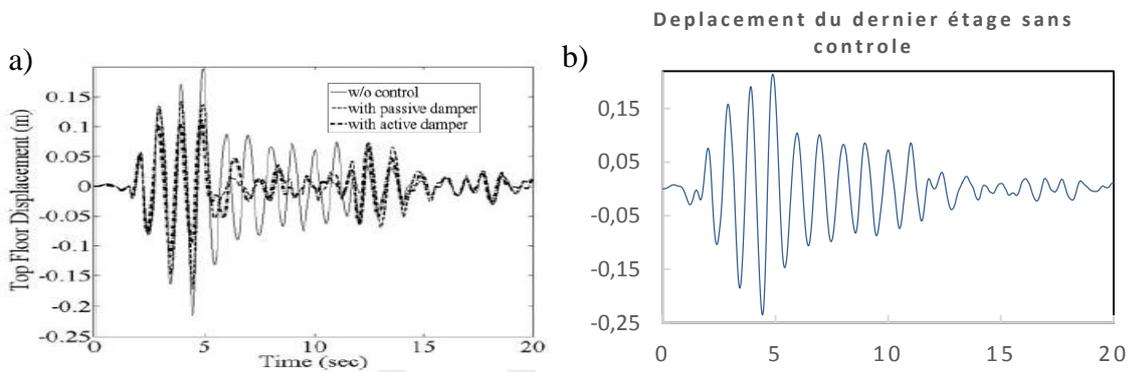


Figure 5.3. Déplacement du dernier étage par a) [36] et par b) simulation du bâtiment A.

5.3.2. Avec couplage passif

Les données du modèle étudié sont [74]:

Tableau 5.2. Résultats du deuxième cas.

Floor	Left building			Right building		
	$m_i(kg)$	$k_i(N/m)$	$c_i(N\ sec/m)$	$m_i(kg)$	$k_i(N/m)$	$c_i(N\ sec/m)$
1	1.29×10^6	4×10^9	10^5	1.29×10^6	2×10^9	10^5
2	1.29×10^6	4×10^9	10^5	1.29×10^6	2×10^9	10^5
3	1.29×10^6	4×10^9	10^5			

Les caractéristiques de couplage sont :

$$C_1^d=0, C_2^d=10^6\ N\ sec/m, k_1^d=k_2^d=0$$

Le tableau suivant donne les résultats trouvés par notre simulation et ceux de la référence [74] :

Tableau 5.3. Maximum absolute inter-story drifts (cm).

		Left building			Right building	
		$y_1^{(l)}$	$y_2^{(l)}$	$y_3^{(l)}$	$y_1^{(r)}$	$y_2^{(r)}$
Free	Par [1]	2.71	2.13	1.17	3.16	1.95
	Par simulation	2.67	2.09	1.17	3.20	1.99
	%	4	4	0	4	4
Passive	Par [1]	1.65	1.32	0.72	1.81	1.10
	Par simulation	1.61	1.30	0.72	1.80	1.10
	%	4	2	0	1	0

La comparaison des résultats a donné des différences allant de 0 à 4% montrant une très bonne concordance.

5.4. Etude paramétrique

5.4.1. Base fixe (sans aucun interaction avec le sol)

L'objectif principal de cette section est de déterminer la distance de séparation la plus appropriée entre les deux structures adjacentes. Il est bien connu que, dans de nombreux cas, même lorsque les structures sont séparées par un joint sismique approprié qui répond aux normes et codes internationaux, le nouvel assemblage sismique peut ne plus être conforme à ces réglementations après un événement sismique grave. Ce phénomène semble être problématique pour tout mouvement de terrain intense qui pourrait se produire.

Dans le but d'étudier les performances des bâtiments adjacents reliés par des amortisseurs passifs et de déterminer les caractéristiques importantes relatives au choix de la meilleure distance de séparation entre les structures adjacentes, une étude paramétrique a été menée dans cette section sur quatre modèles, comme le montre la figure 5.4, afin de montrer l'influence de certains paramètres spécifiques, tels que les caractéristiques et la position des systèmes de couplage, le nombre d'étages, et la variation de la rigidité d'un bâtiment par rapport à l'autre, dans les quatre exemples. L'interaction sol-structure a été négligée et n'a pas été prise en compte dans cette section.

Les caractéristiques : $M_A=M_B=800$ ton, l'exemple 1: $K_A = 10^4$ kN, l'exemple 2: $K_A = 10^6$ kN et l'exemple 3: $K_A = 10^8$ kN, tel que, $C_A=C_B=1.19 \times 10^3$ et $\zeta_A = \zeta_B = 0,05$. On va traiter deux cas, 1^{ère} cas : $K_B= K_A$ et 2^{ème} cas : $K_B=4 \times K_A$. Tel que, $NOA=5$ et $NOB = 5, 10, 15, \text{ ou } 20$.

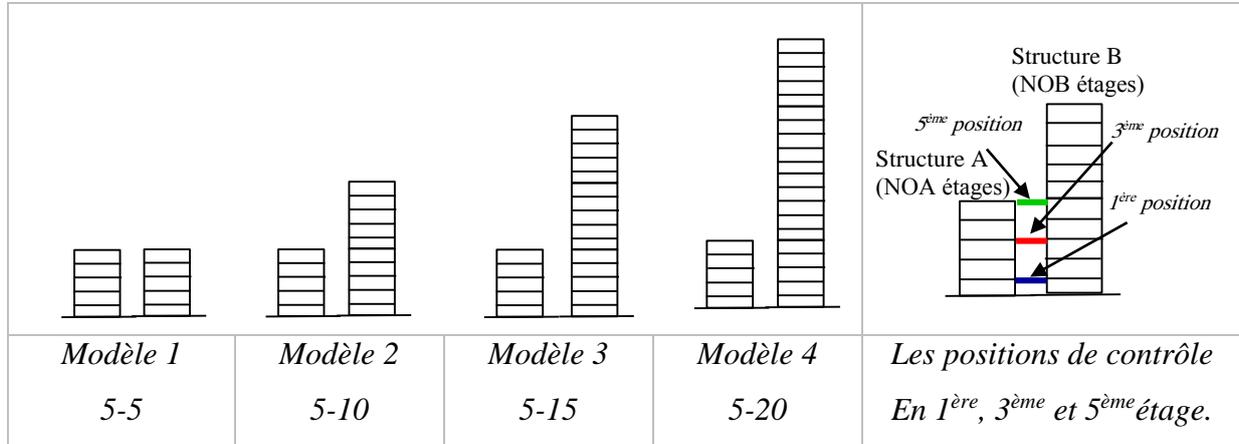
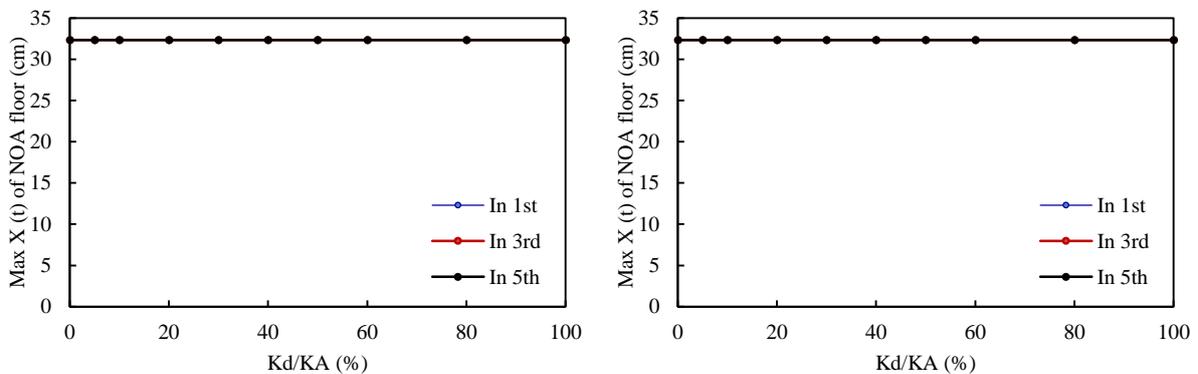


Figure 5.4. Les modèles des bâtiments adjacents étudiés, et les positions de contrôle.

Dans les deux cas, et pour les trois exemples de l'étude paramétrique concernant les quatre modèles, un certain nombre d'itérations ont été réalisées pour toutes les valeurs du rapport de raideur (K_d/K_A) de l'amortisseur comprises entre 0 % et 100 %. De plus, la valeur d'amortissement C_d a été fixée à 0 afin de trouver une valeur de rigidité optimale dans l'intervalle étudié. Ces valeurs optimales trouvées pour chaque modèle ont ensuite été utilisées. La même étude paramétrique a été répétée dans le but de trouver la valeur d'amortissement C_d la plus adéquate. Il convient de noter que, tout au long de l'étude paramétrique, les deux bâtiments ont été considérés sous le chargement sismique d'El-Centro (Figure 5.2).

▪ **L'effet de contrôle sur les déplacement maximums des deux structures**

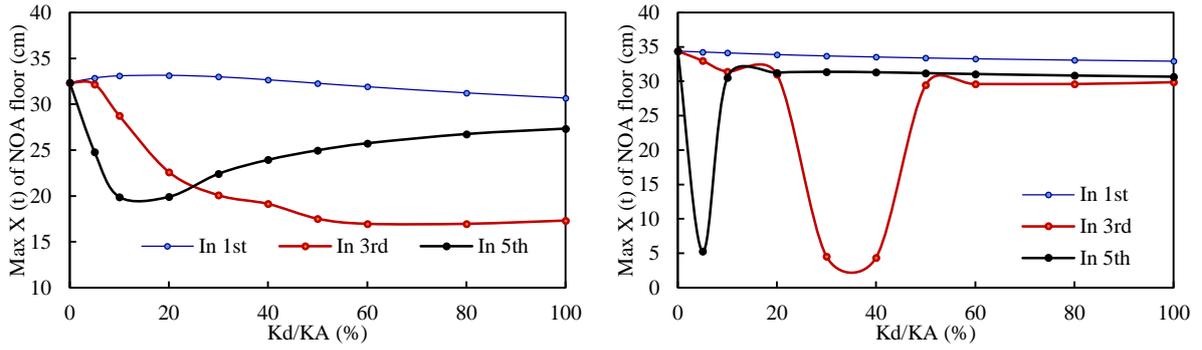
Les résultats de déplacement maximums de l'étage NOA des deux structures, du modèle élastique et viscoélastique linéaire, sont illustrés dans les figure 5.5 à 5.16.



a) *Building A*

b) *Building B*

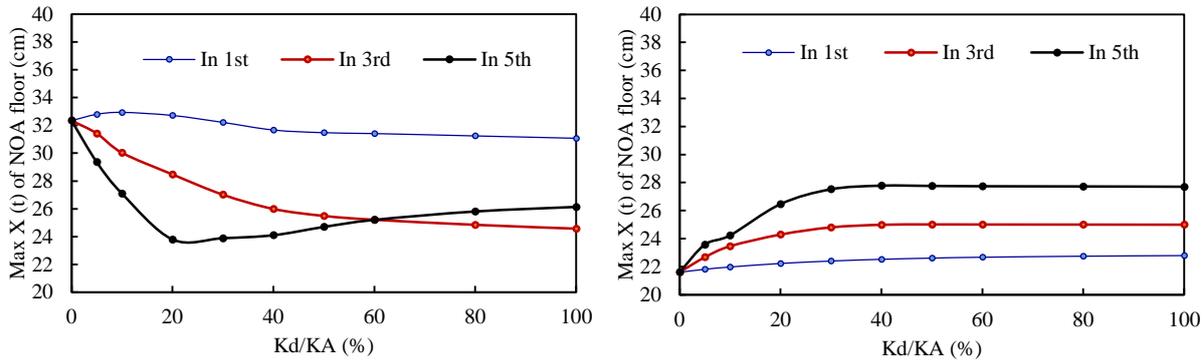
1) *Modèle 5-5 étage*



a) Building A

b) Building B

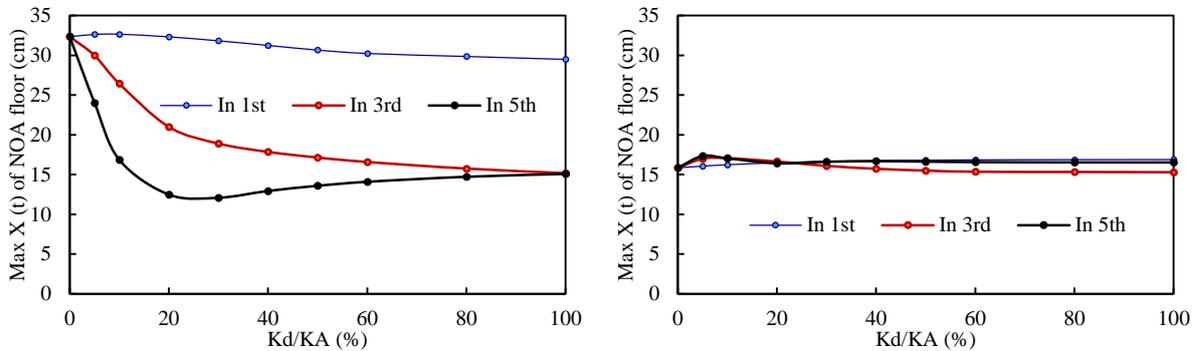
2) Modèle 5-10 étage



a) Building A

b) Building B

3) Modèle 5-15 étage



a) Building A

b) Building B

4) Modèle 5-20 étage

Figure 5.5. Variation de la réponse sismique maximale de l'étage NOA des deux structures en fonction des rapports de K_d/K_A , Exemple 1- 1^{ère} Cas- modèle élastique linéaire.

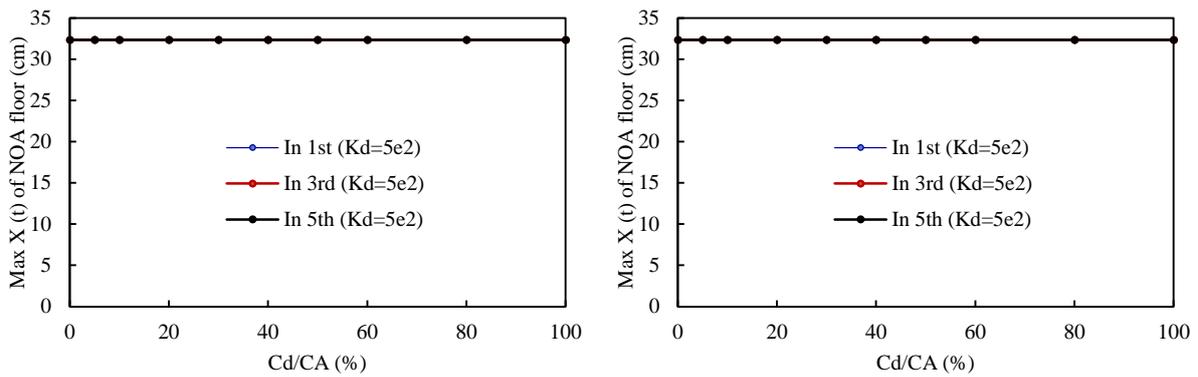
D'après la figure 5.5.1), dans le 1^{ère} cas de l'exemple 1, le cas de deux structures adjacentes avec les mêmes caractéristiques, aucune influence de couplage passif du modèle élastique linéaire sur le déplacement maximal des deux structures adjacentes (A et B) et ceci quelques soit la position du contrôle.

Les résultats dans la figure 5.5.2) montrent en général que le couplage passif du modèle élastique linéaire influe sur le déplacement maximal surtout dans les positions 3 et 5 du contrôle. Pour la position 1, les résultats restent presque constants et ceci pour les deux structures. Cette influence reste importante jusqu'à une valeur de rapport $K_d/K_A \approx 60\%$. Les résultats sont plus au moins diminués, mais celle de la structure B la plus longue reste stable.

Aussi, des deux positions (3 et 5), la position 3 reste plus efficace.

Plus la différence des charges est importante, plus est l'influence de contrôle et bien remarqué. C'est ce qu'on résout dans les figures (5.5.(3.4)).

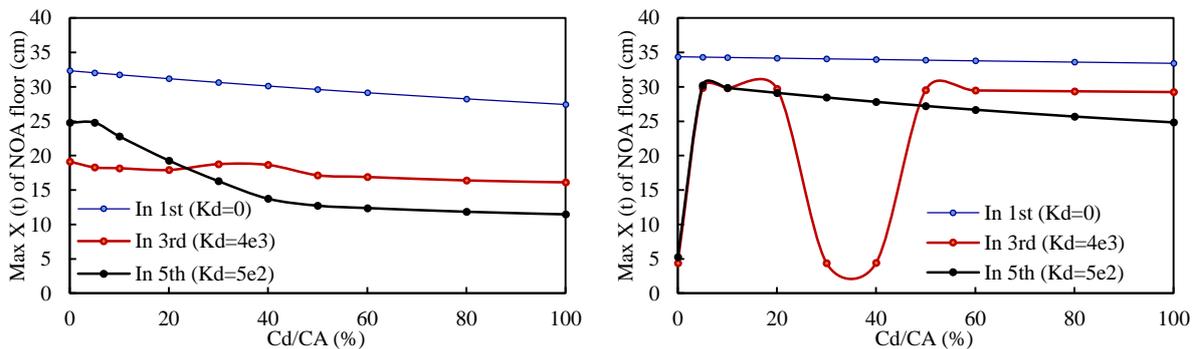
On remarque que la présence d'un contrôle à la position 5 diminue considérablement le déplacement de la structure A (la plus courte) alors qu'il y a une petite augmentation dans le déplacement de la structure B (structure longue).



a) Building A

b) Building B

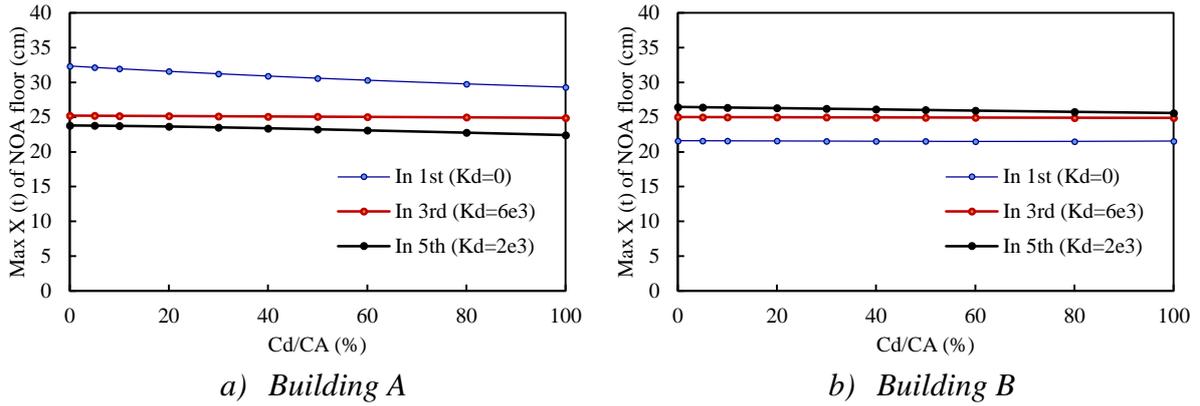
1) Modèle 5-5 étage



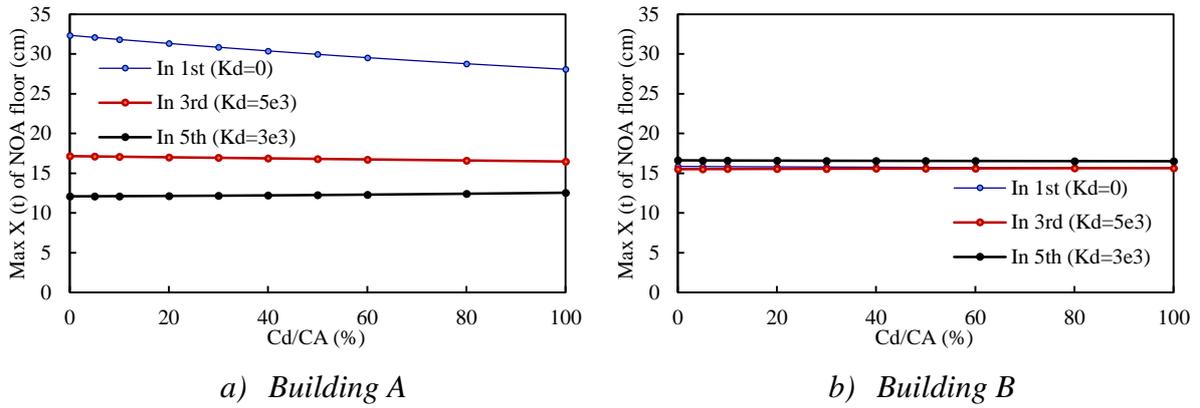
a) Building A

b) Building B

2) Modèle 5-10 étage



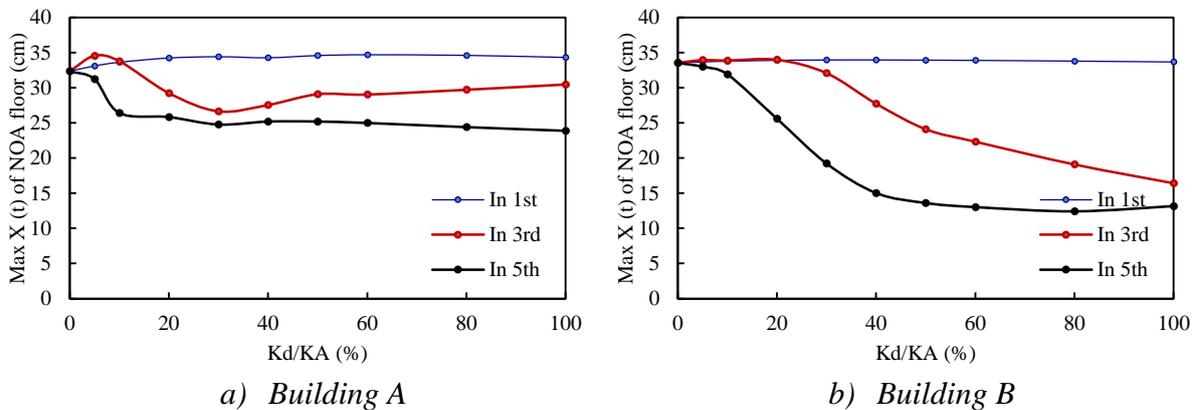
3) Modèle 5-15 étage



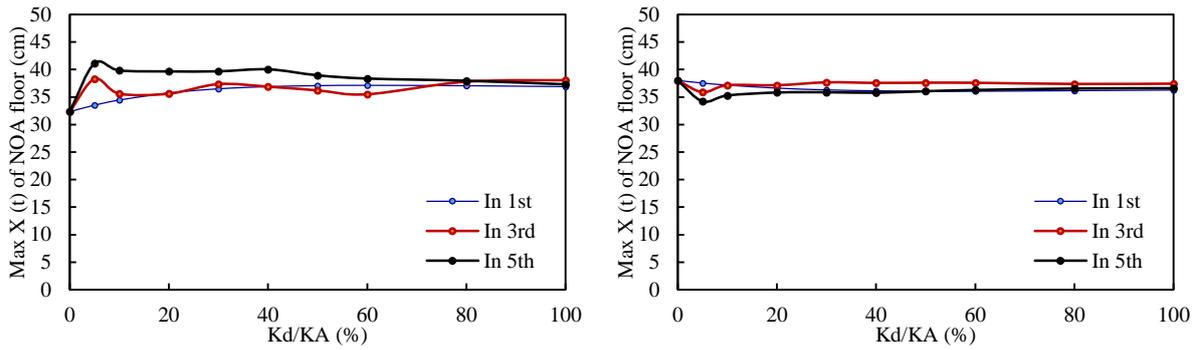
4) Modèle 5-20 étage

Figure 5.6. Variation de la réponse sismique maximale de l'étage NOA des deux structures en fonction des rapports de Cd/CA, Exemple 1- 1^{ère} Cas- modèle viscoélastique linéaire.

En optant pour un modèle viscoélastique linéaire l'allure générale des courbes reste presque la même que celle du modèle élastique linéaire, comme le montre la figure 5.6. Pour des bâtiments de même hauteur, l'influence reste très minime alors que pour des différence de hauteur importantes, la présence du contrôle reste efficace surtout pour les bâtiments de petit hauteur.



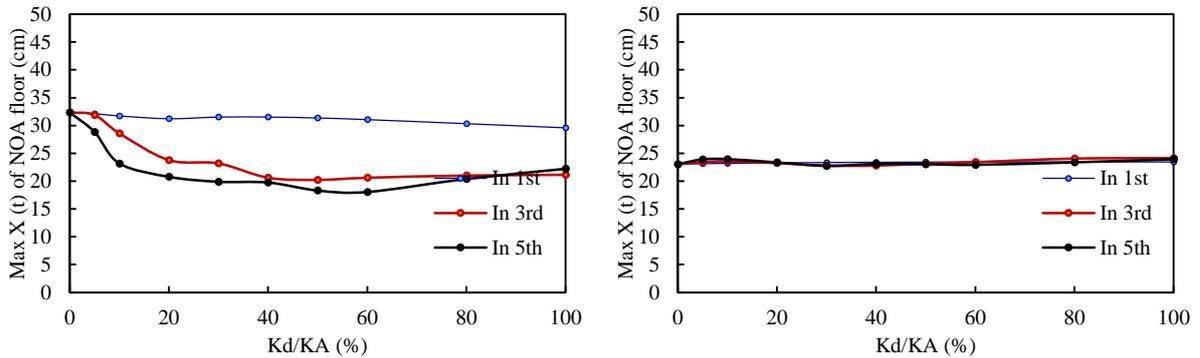
1) Modèle 5-5 étage



a) Building A

b) Building B

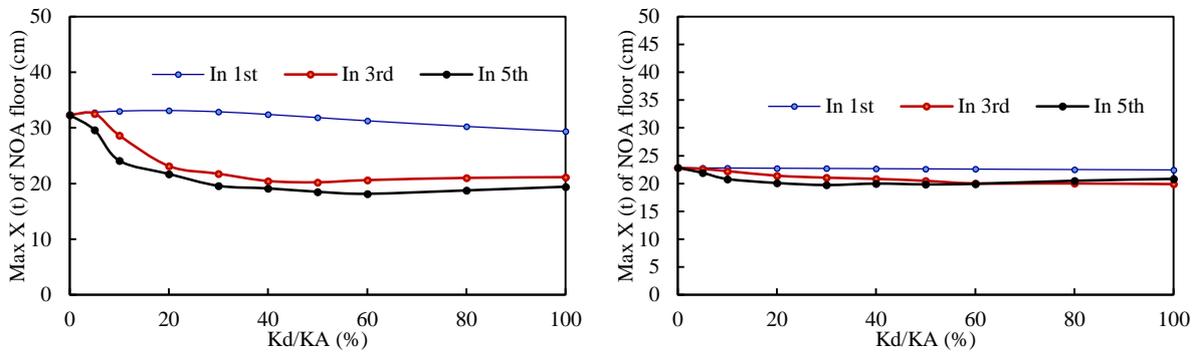
2) Modèle 5-10 étage



a) Building A

b) Building B

3) Modèle 5-15 étage

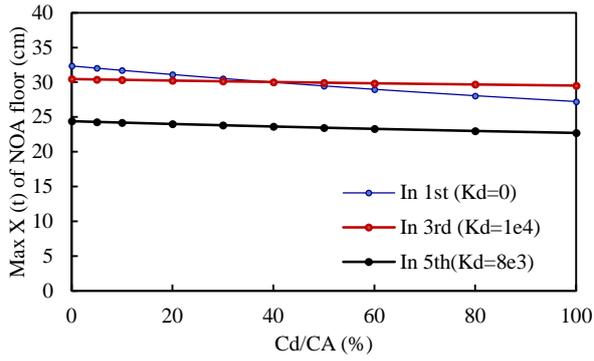


a) Building A

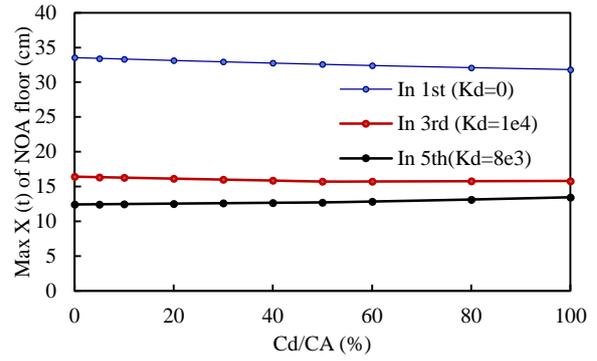
b) Building B

4) Modèle 5-20 étage

Figure 5.7. Variation de la réponse séismique maximale de l'étage NOA des deux structures en fonction des rapports de K_d/K_A , Exemple 1- 2^{ème} Cas- modèle élastique linéaire.

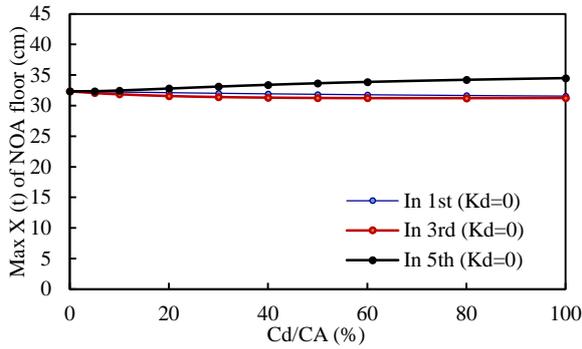


a) Building A

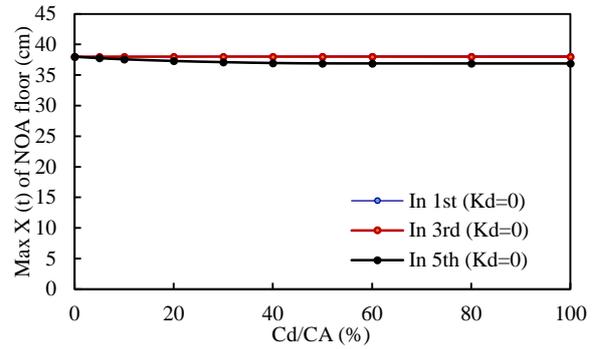


b) Building B

1) Modèle 5-5 étage

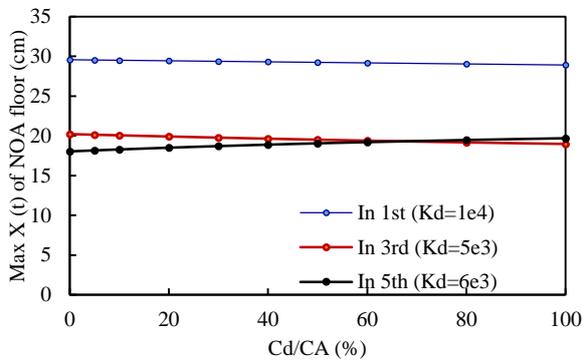


a) Building A

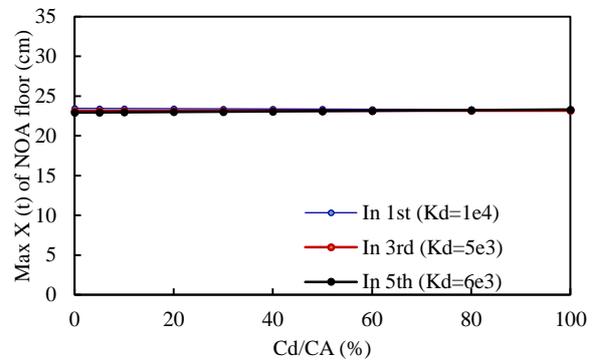


b) Building B

2) Modèle 5-10 étage

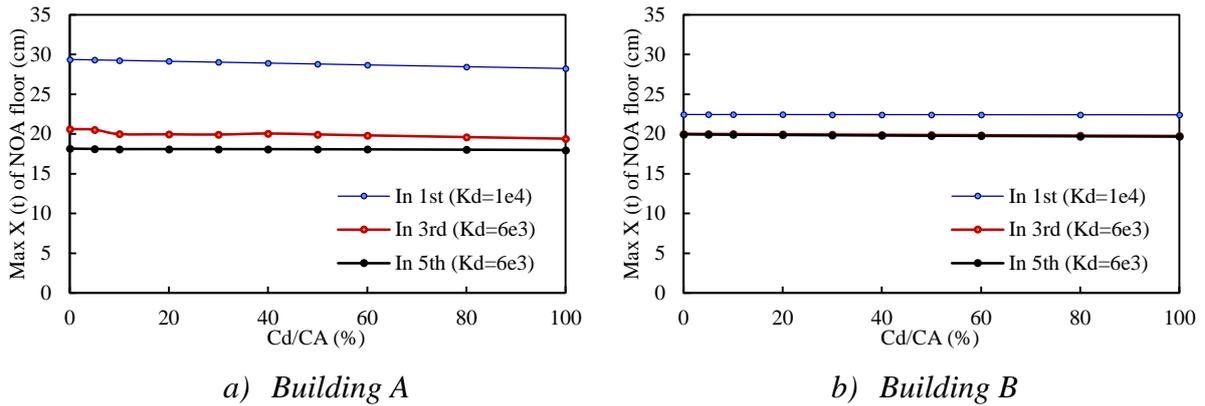


a) Building A



b) Building B

3) Modèle 5-15 étage

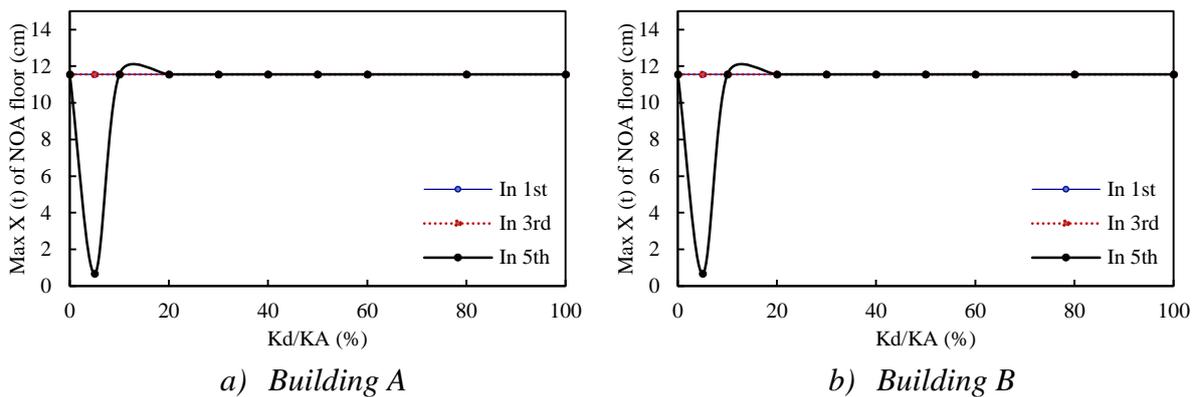


4) Modèle 5-20 étage

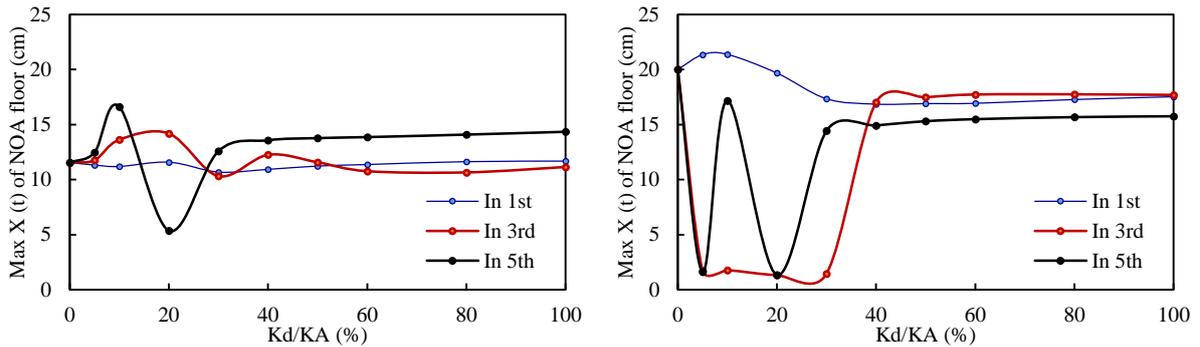
Figure 5.8. Variation de la réponse séismique maximale de l'étage NOA des deux structures en fonction des rapports Cd/CA, Exemple 1- 2^{ème} Cas- modèle viscoélastique linéaire.

Pour la deuxième partie de l'étude de cet exemple, on a augmenté la rigidité du bâtiment B le plus long pour voir l'impact sur le déplacement maximal. Les figures 5.7 et 5.8 par les modèles élastique linéaire et viscoélastique linéaire respectivement résument ces résultats.

A hauteur égale, la structure la plus rigide semble plus influencée que celle moins rigide. Alors que par des différence de hauteur importantes, les effets sont presque nuls sur la structure rigide que celle sur la structure moins rigide. Ceci reste valable surtout pour le modèle élastique linéaire. Quand a un modèle viscoélastique linéaire, on remarque de très faibles conséquence sur le déplacement maximal des deux structures.



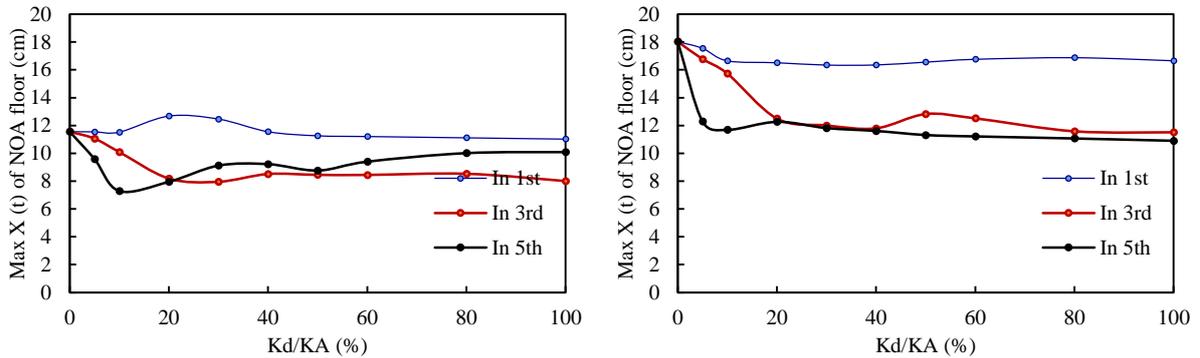
1) Modèle 5-5 étage



a) Building A

b) Building B

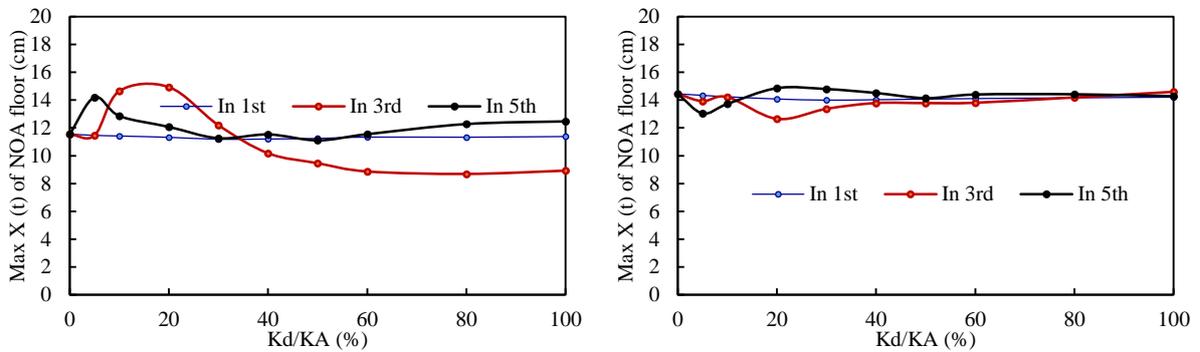
2) Modèle 5-10 étage



a) Building A

b) Building B

3) Modèle 5-15 étage

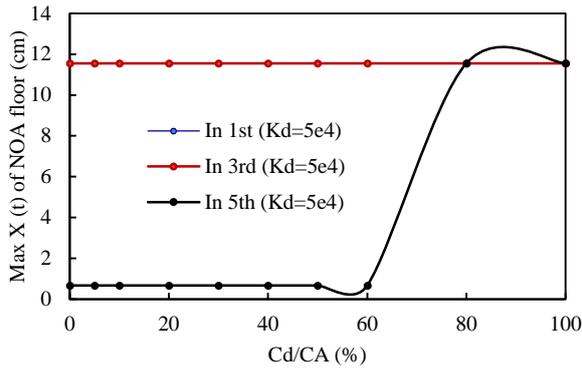


a) Building A

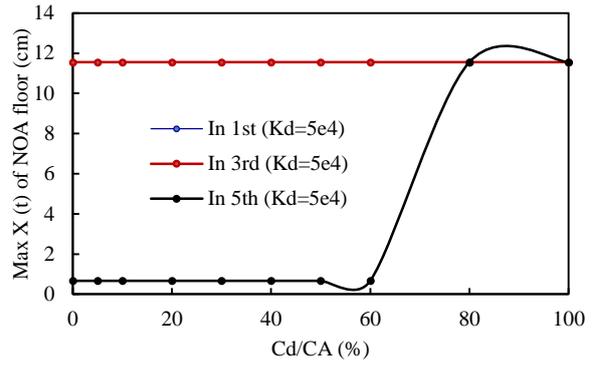
b) Building B

4) Modèle 5-20 étage

Figure 5.9. Variation de la réponse séismique maximale de l'étage NOA des deux structures en fonction des rapports de K_d/K_A , Exemple 2- 1^{ère} Cas- modèle élastique linéaire.

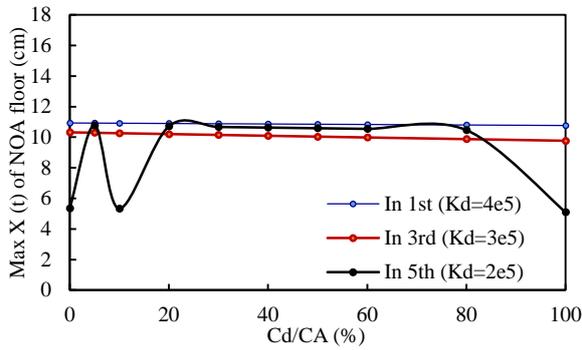


a) Building A

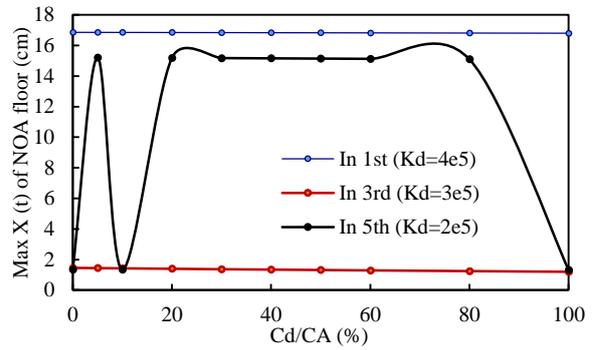


b) Building B

1) Modèle 5-5 étage

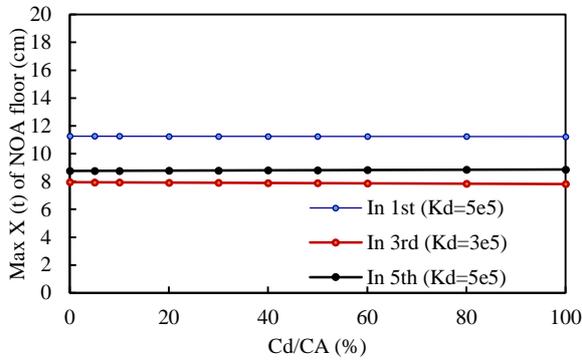


a) Building A

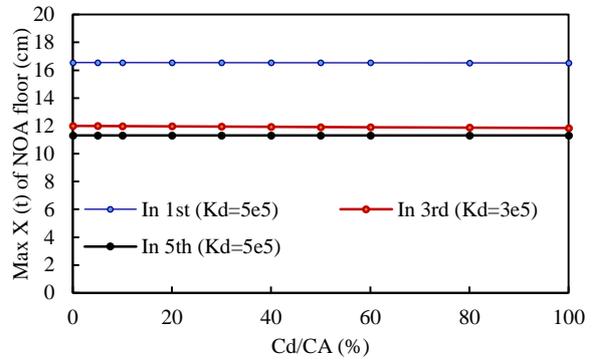


b) Building B

2) Modèle 5-10 étage



a) Building A



b) Building B

3) Modèle 5-15 étage

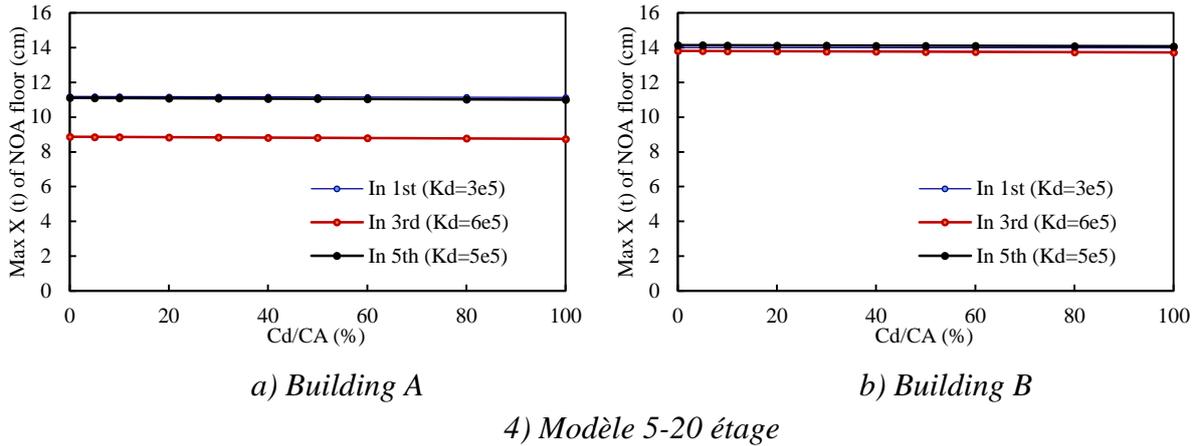
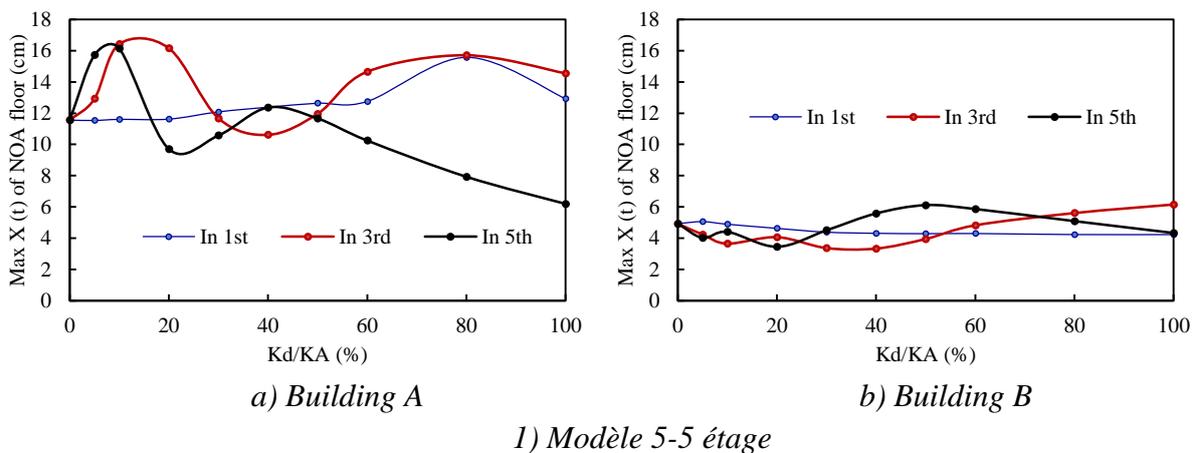
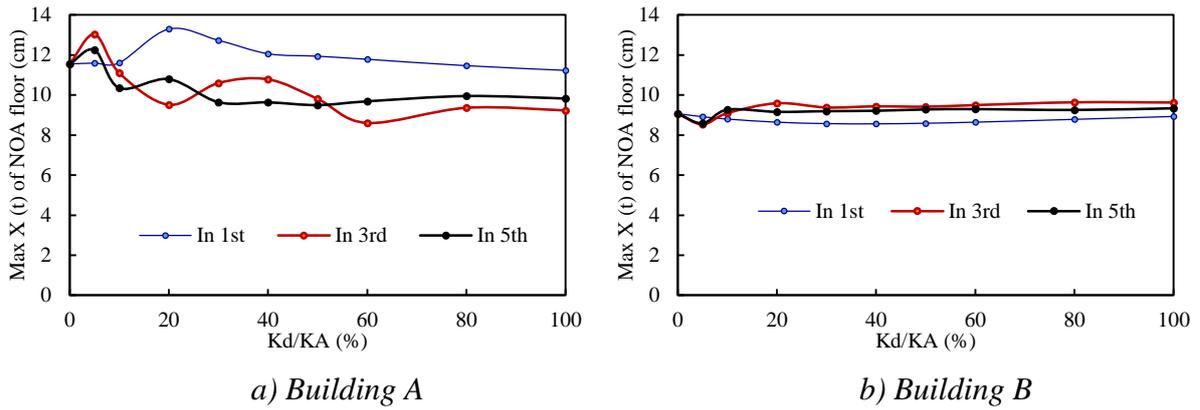


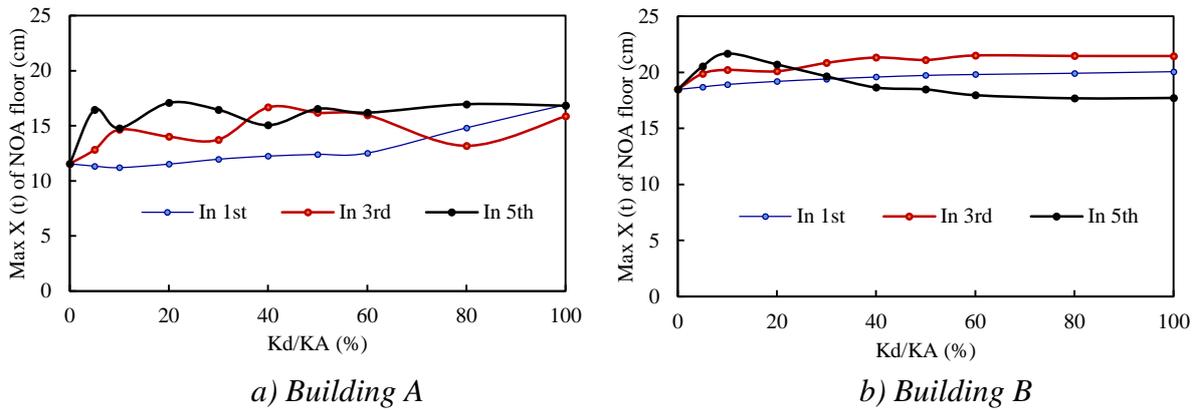
Figure 5.10. Variation de la réponse sismique maximale de l'étage NOA des deux structures en fonction des rapports de Cd/CA, Exemple 2- 1^{ère} Cas- modèle viscoélastique linéaire.

En augmentant la rigidité KA de premier bâtiment, on a refait les mêmes études paramétriques que l'exemple précédent. Les résultats des premiers cas étudiés pour une même rigidité des deux structures sont donnés dans les figures 5.9 et 5.10 par les comportements élastique linéaire et viscoélastique linéaire respectivement. D'une façon générale, les mêmes remarques peuvent être tirées. A hauteur égale l'effet du contrôle sur le comportement des deux structures est presque nul sauf peut-être par des petits rapports de Kd/KA où le contrôle est placé en position 5. C'est un résultat qu'il faut peut-être confirmé des études paramétriques plus détaillées pour conclure. Plus la différence de hauteur est importante, plus l'effet du contrôle est appréciable surtout pour la structure A et pour le modèle élastique linéaire. Pour le modèle viscoélastique linéaire, c'est la position du contrôle qui est le paramètre important.

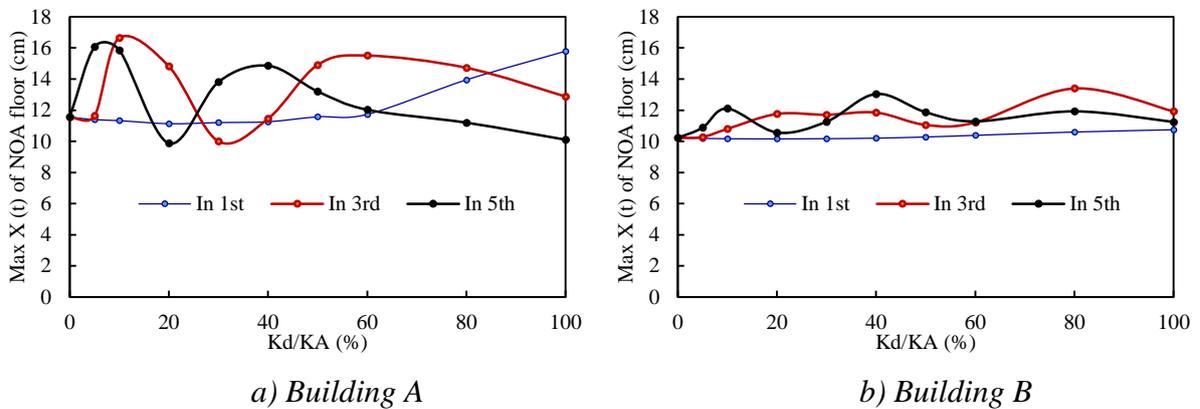




2) Modèle 5-10 étage

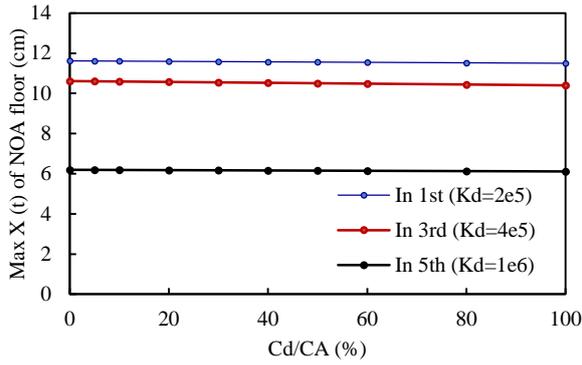


3) Modèle 5-15 étage

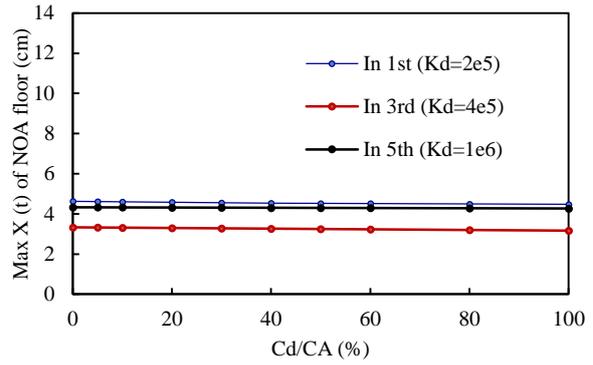


4) Modèle 5-20 étage

Figure 5.11. Variation de la réponse séismique maximale de l'étage NOA des deux structures en fonction des rapports de K_d/K_A , Exemple 2- 2^{ème} Cas- modèle élastique linéaire.

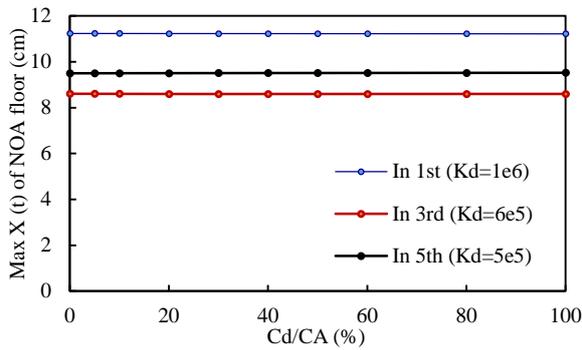


a) Building A

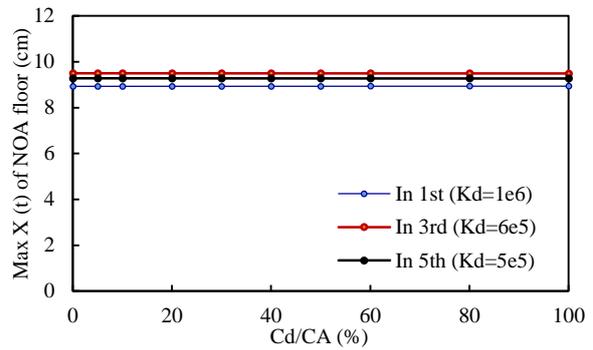


b) Building B

1) Modèle 5-5 étage

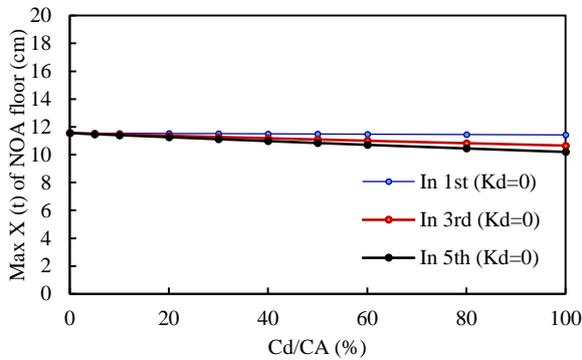


a) Building A

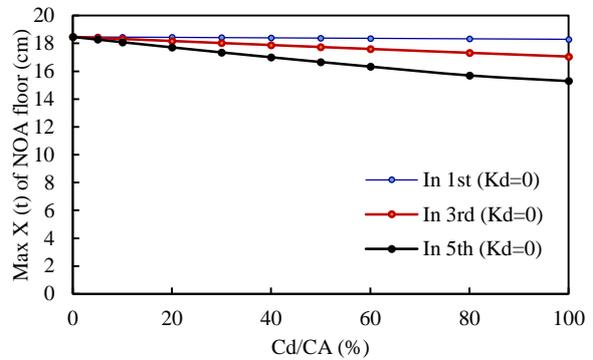


b) Building B

2) Modèle 5-10 étage



a) Building A



b) Building B

3) Modèle 5-15 étage

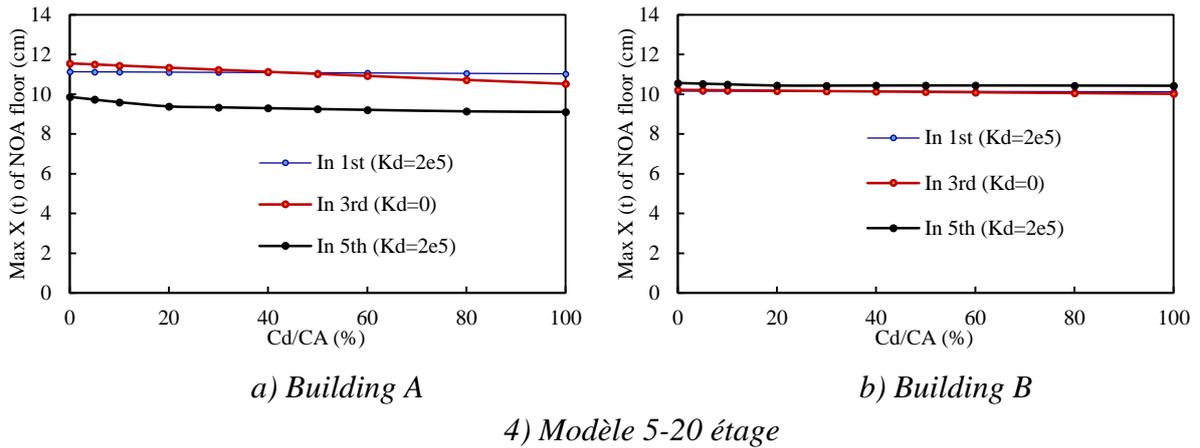
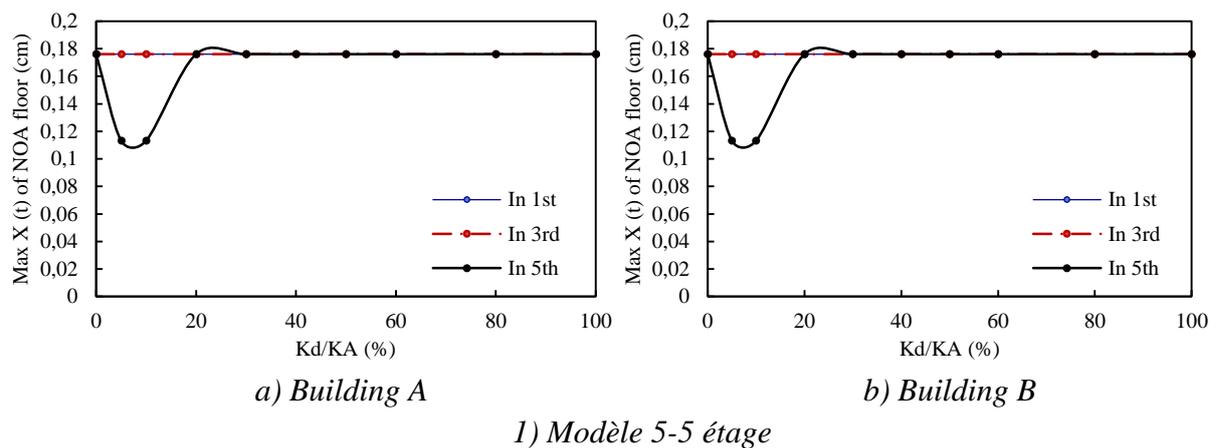
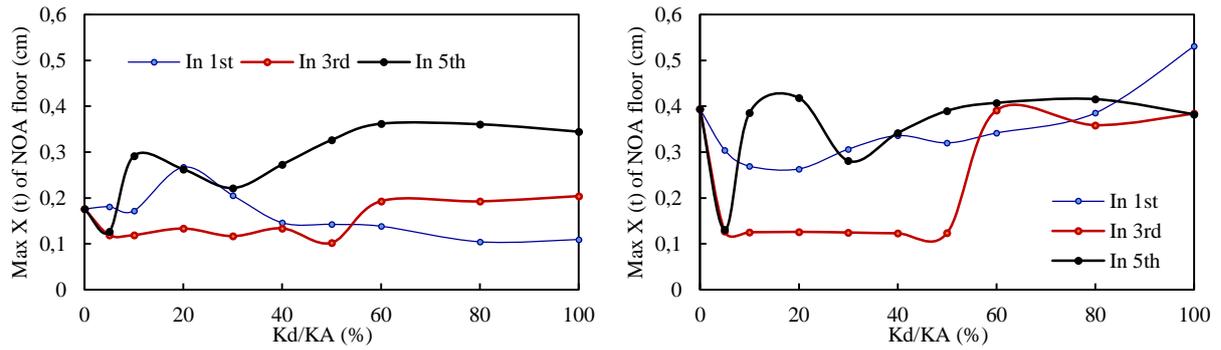


Figure 5.12. Variation de la réponse sismique maximale de l'étage NOA des deux structures en fonction des rapports de Cd/CA, Exemple 2- 2^{ème} Cas-modèle viscoélastique linéaire.

Les résultats de la 2^{ème} partie de cet exemple, où on a augmenté la rigidité de la structure B de quatre fois que celle de la structure A, sont donnés dans les figures 5.11 et 5.12. Pour le modèle élastique linéaire, aucune remarque importante ne peut être tirée si ce n'est que la variation de déplacement maximal est obligatoire par rapport au rapport de rigidité. La position de contrôle semble influencée de déplacement.

Pour le modèle viscoélastique linéaire la position influe surtout pour des structures à hauteur égale alors que le rapport d'amortissement semble ne pas influencer.

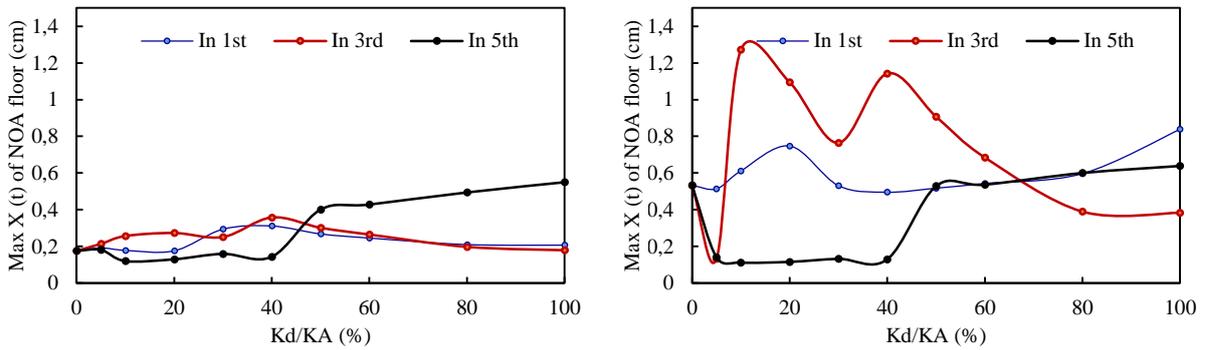




a) Building A

b) Building B

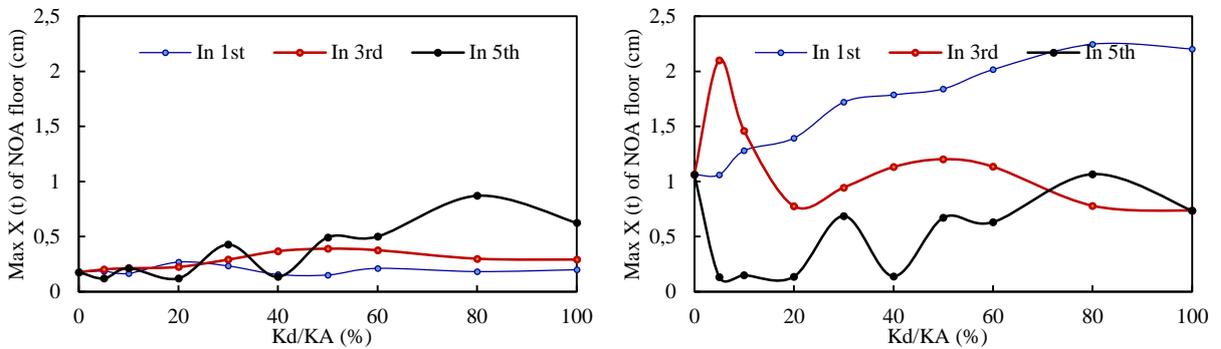
2) Modèle 5-10 étage



a) Building A

b) Building B

3) Modèle 5-15 étage

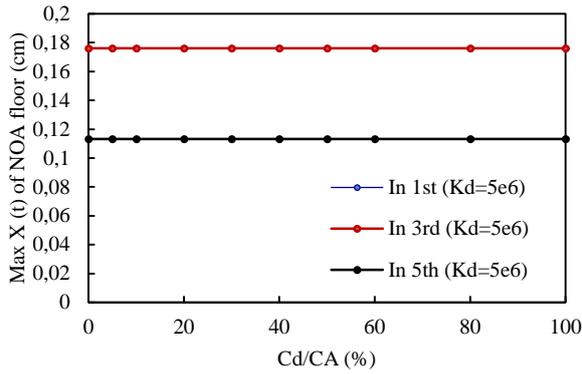


a) Building A

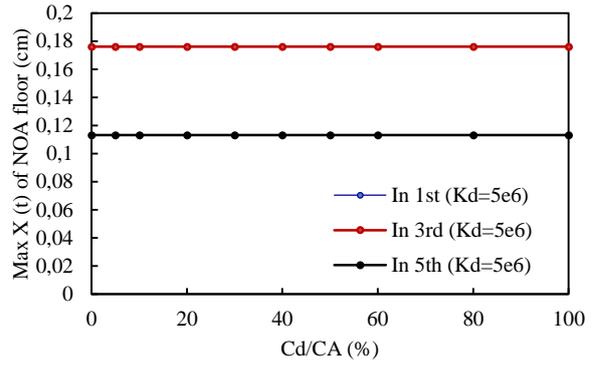
b) Building B

4) Modèle 5-20 étage

Figure 5.13. Variation de la réponse sismique maximale de l'étage NOA des deux structures en fonction des rapports de K_d/K_A , Exemple 3- 1^{ère} Cas- modèle élastique linéaire.

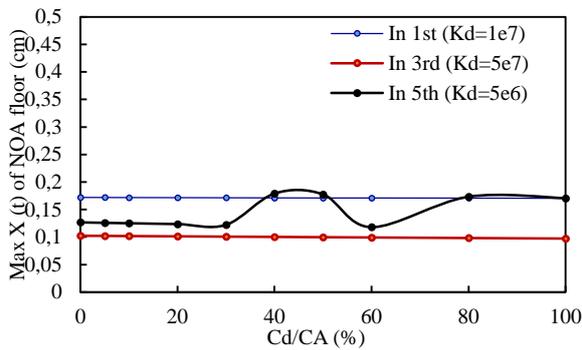


a) Building A

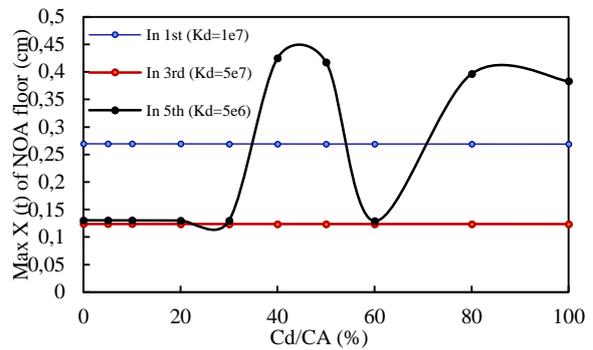


b) Building B

1) Modèle 5-5 étage

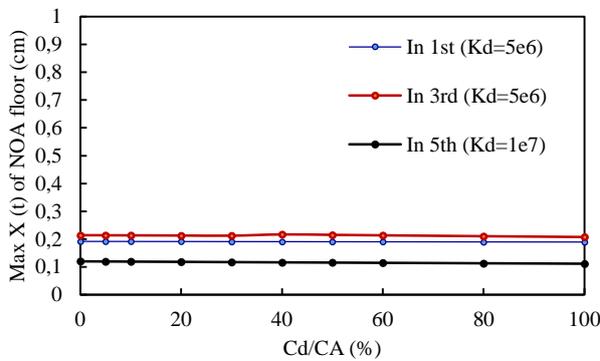


a) Building A

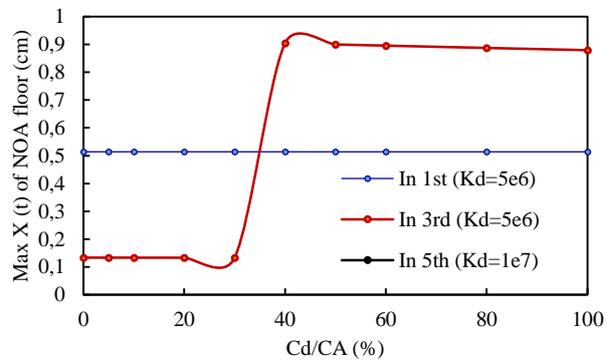


b) Building B

2) Modèle 5-10 étage



a) Building A



b) Building B

3) Modèle 5-15 étage

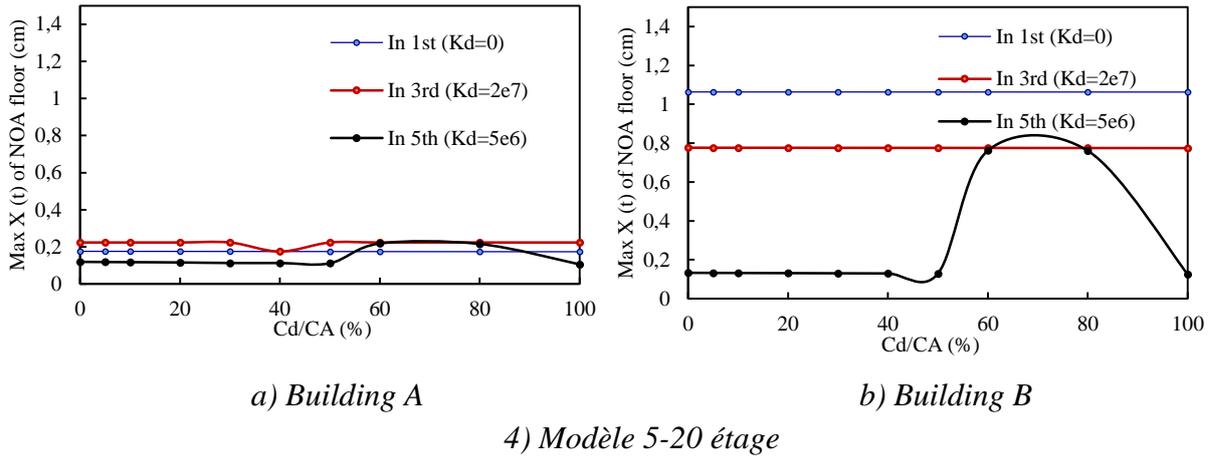
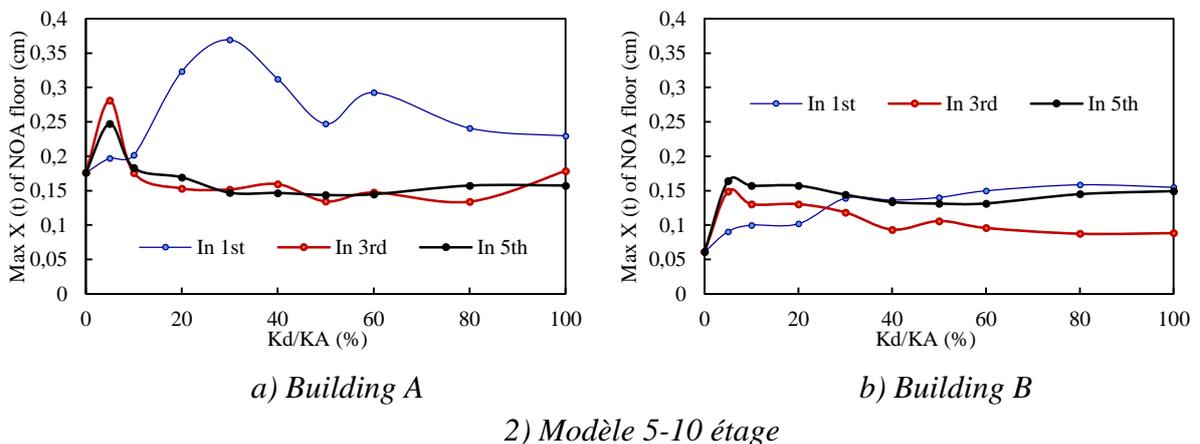
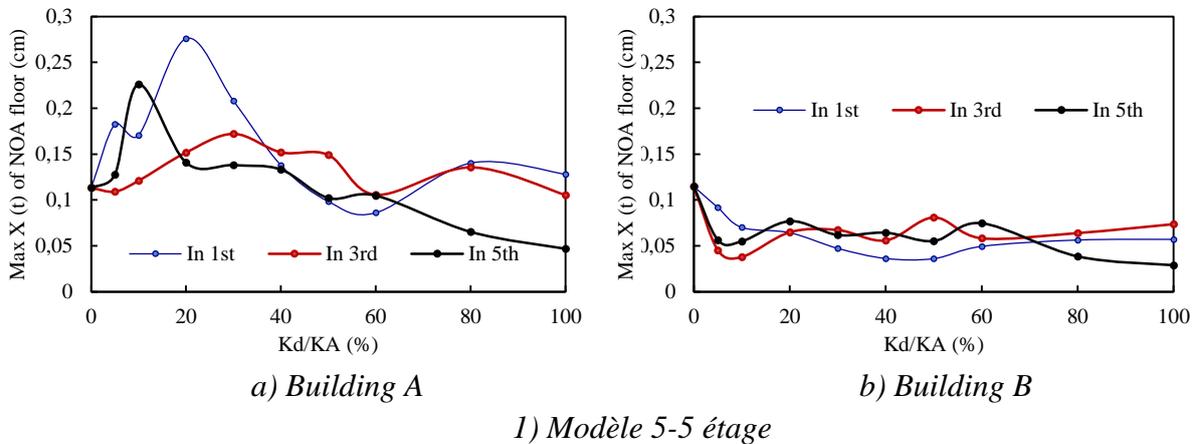
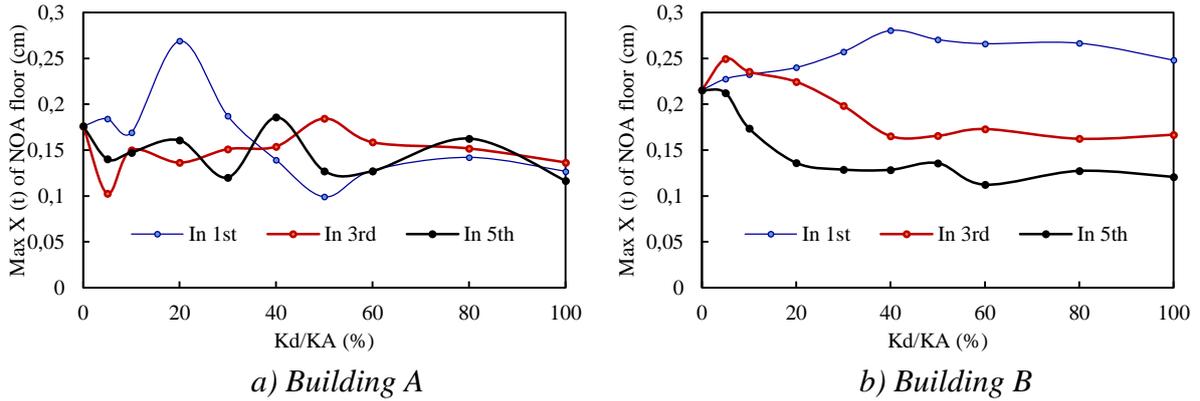


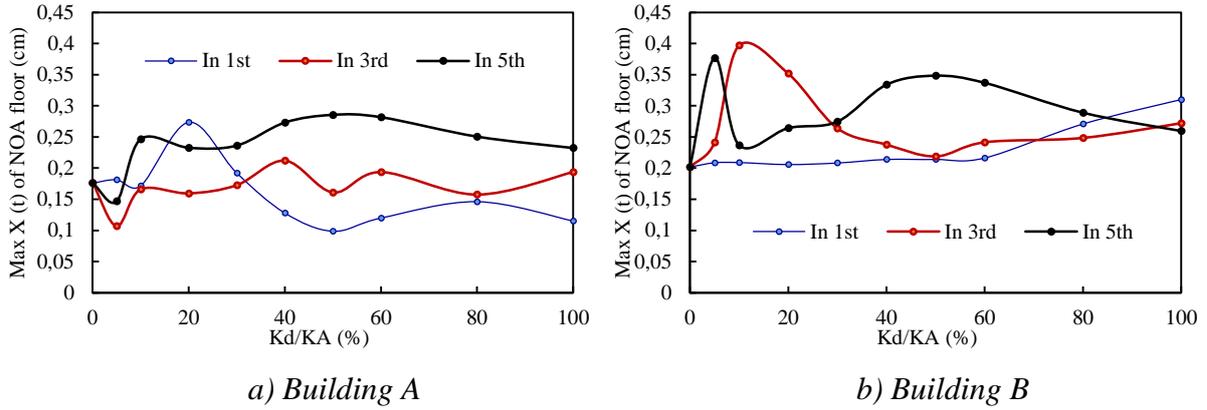
Figure 5.14. Variation de la réponse sismique maximale de l'étage NOA des deux structures en fonction des rapports de Cd/CA, Exemple 3- 1^{ère} Cas- modèle viscoélastique linéaire.

Pour le 3^{ème} exemple, on a encore augmenté la rigidité du bloc A. Par les mêmes études, les résultats sont donnés en figure 5.13 et 5.14. Là encore on retrouve les résultats de l'exemple 2, surtout l'influence des petites rapports de rigidité sur le déplacement surtout pour des structures à hauteur égale.



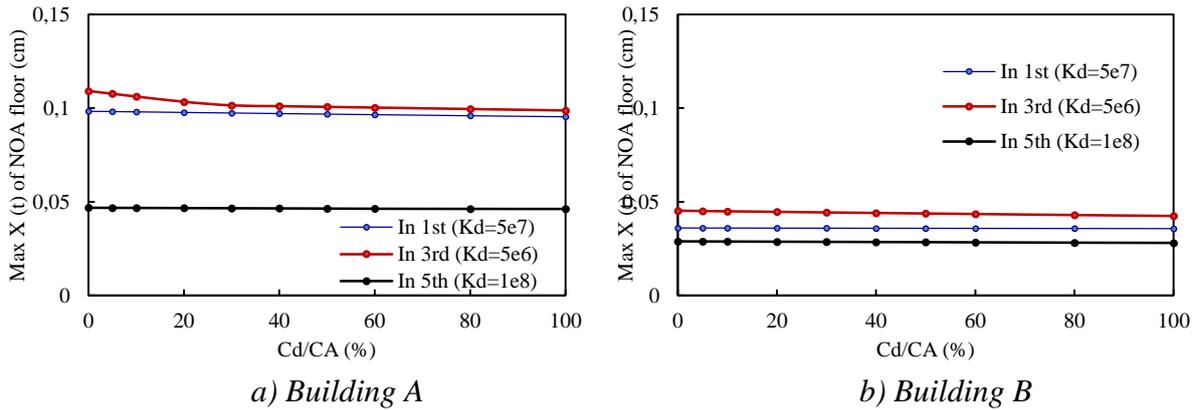


3) Modèle 5-15 étage

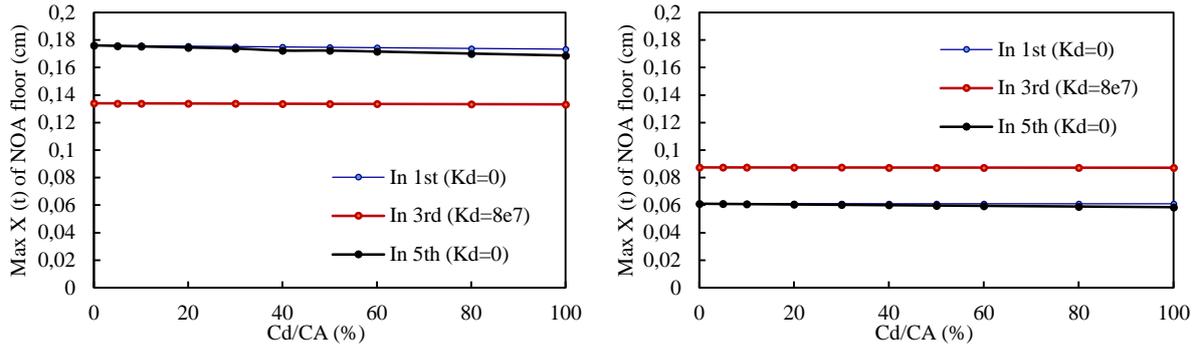


4) Modèle 5-20 étage

Figure 5.15. Variation de la réponse sismique maximale de l'étage NOA des deux structures en fonction des rapports de K_d/K_A , Exemple 3- 2^{ème} Cas- modèle élastique linéaire.



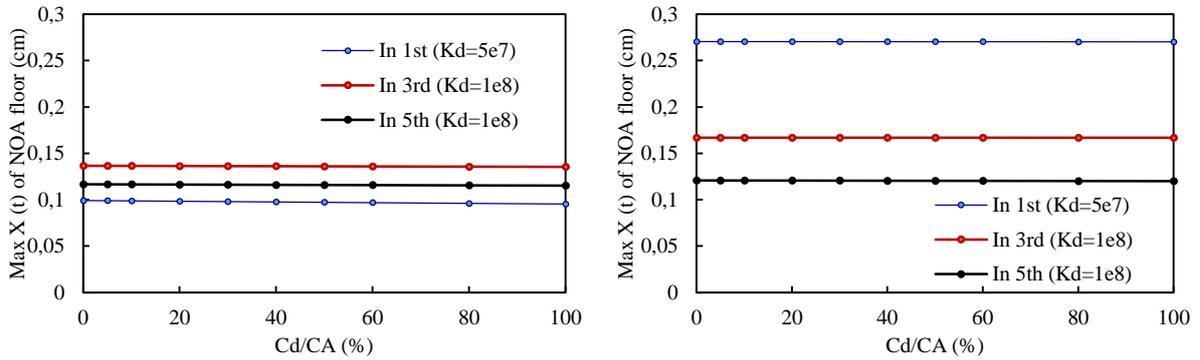
1) Modèle 5-5 étage



a) Building A

b) Building B

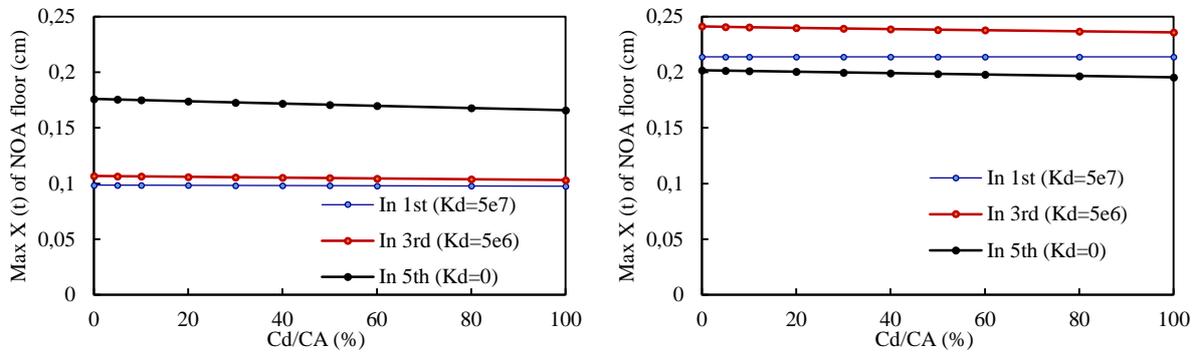
2) Modèle 5-10 étage



a) Building A

b) Building B

3) Modèle 5-15 étage



a) Building A

b) Building B

4) Modèle 5-20 étage

Figure 5.16. Variation de la réponse sismique maximale de l'étage NOA des deux structures en fonction des rapports de Kd/KA , Exemple 3- 2^{ème} Cas- modèle viscoélastique linéaire.

Les derniers courbes figure 5.15 et 5.16 résument les résultats où on a considéré $KB=4 \times KA$. Dans ce cas le supportant a chargé surtout par les structures à hauteur égale et par la structure la moins rigide. Pour les autres hauteurs, la courbe a tendance à se stabilisé bien au-dessous du rapport 60% constaté dans les premiers exemples.

En conclusion, on peut dire que le contrôle passif a une influence non négligée sur les déplacements maximums des deux structures qui peuvent être positifs dans le cas de diminution des déplacements ou négatifs dans le cas d'augmentation. Cette influence est appréciable par des différences de hauteur importantes et pour des positions du contrôleur bien précises.

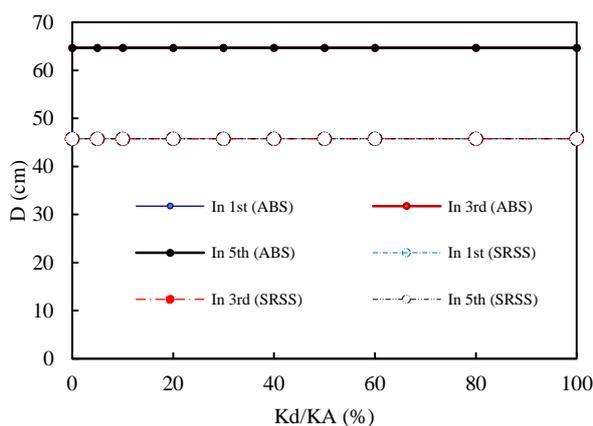
L'augmentation des caractéristiques de système de contrôle conduit généralement à des valeurs limites au-delà desquelles, l'influence est presque nulle. Les limites sont fonction des caractéristiques des deux structures surtout la rigidité.

Quant à la conclusion du modèle à utiliser élastique linéaire ou bien viscoélastique linéaire, d'autres études sont nécessaires pour confirmer. Fin, dus à la simplicité, le modèle élastique linéaire est recommandé.

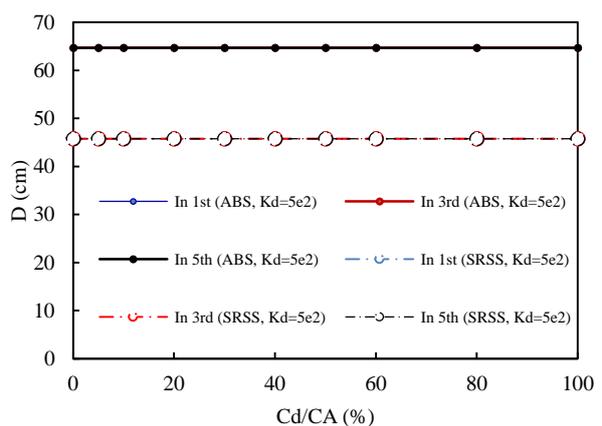
▪ **L'effet de couplage sur la Distance de séparation**

Dans cette partie-là, on va essayer de déterminer la distance adéquate de séparation de deux structures adjacentes, par l'ancienne formule ABS et la nouvelle équation SRSS (RPA 2003).

Les résultats de la distance de séparation entre les bâtiments A et B de l'étude paramétrique sont illustrés dans les figures 5-17 à 5-22, les figures à gauche donnent les résultats trouvés de l'étude paramétrique par le modèle élastique linéaire pour trouver la valeur optimale de K_d , et les graphes à droite sont les résultats trouvés de l'étude paramétrique par le modèle viscoélastique linéaire pour trouver la valeur optimale de C_d .

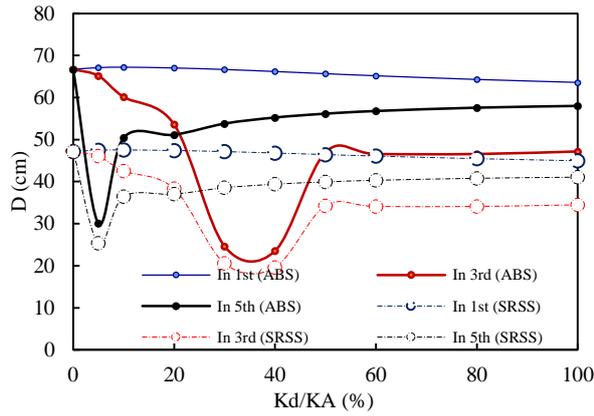


a) *Modèle élastique linéaire*

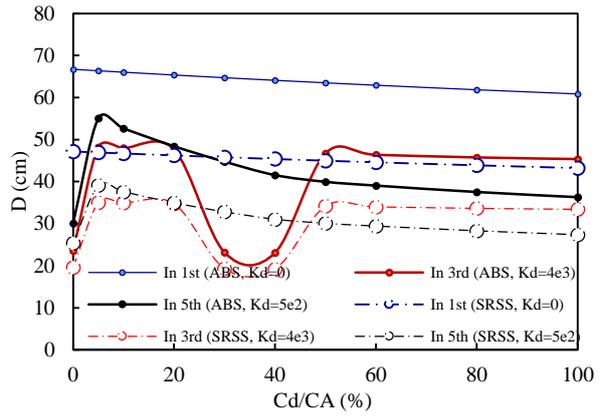


b) *Modèle viscoélastique linéaire*

1) *Modèle 5-5 étage*

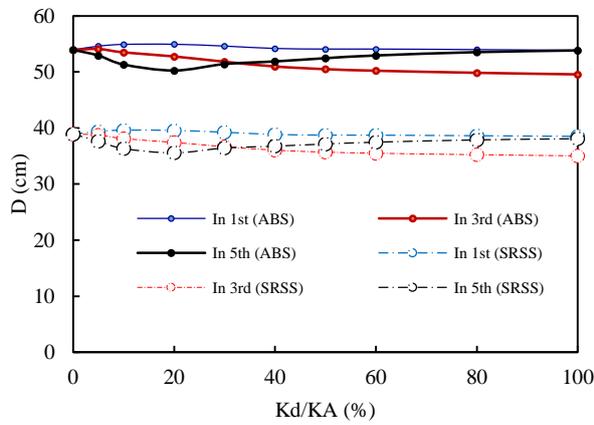


a) Modèle élastique linéaire

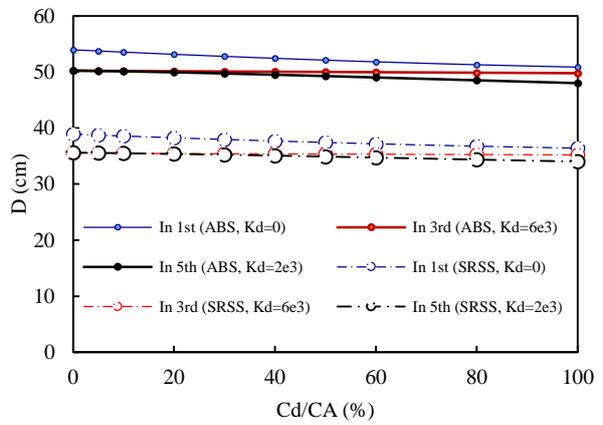


b) Modèle viscoélastique linéaire

2) Modèle 5-10 étage

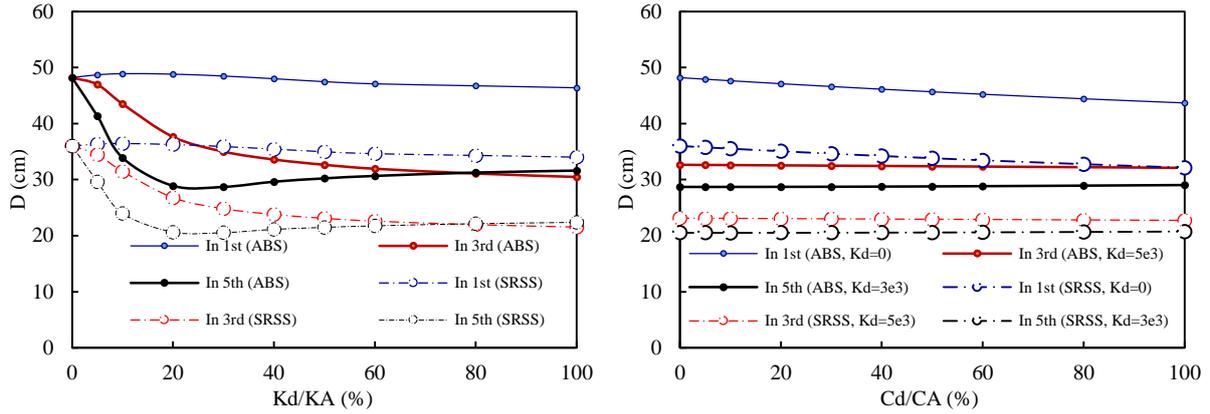


a) Modèle élastique linéaire



b) Modèle viscoélastique linéaire

3) Modèle 5-15 étage



a) Modèle élastique linéaire

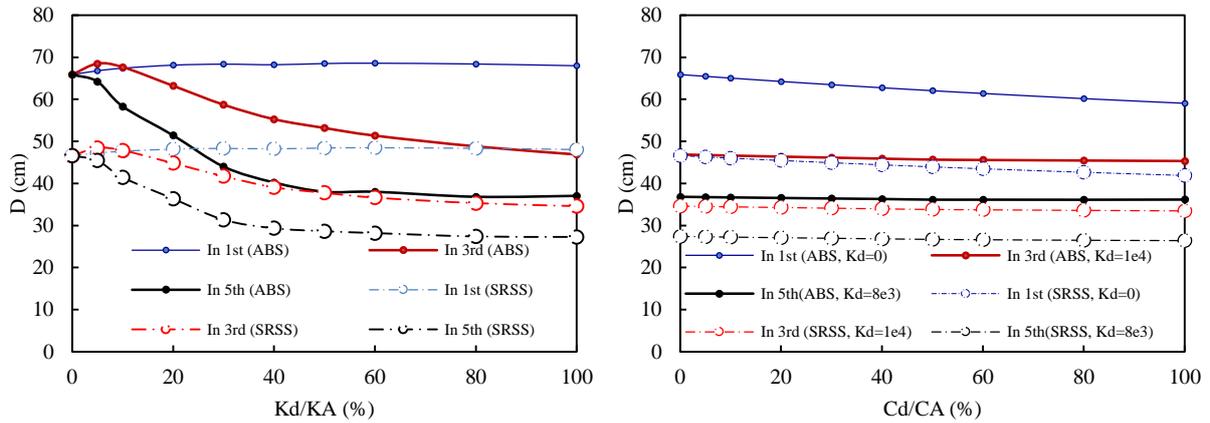
b) Modèle viscoélastique linéaire

4) Modèle 5-20 étage

Figure 5.17. Variation de la distance de séparation en fonctions des rapports Kd/KA ou bien Cd/CA en utilisant les méthodes ABS et SRSS de l'exemple 1, 1^{ère} cas.

D'après les résultats de la figure 5.17 on remarque que la distance de séparation ne varie pas beaucoup en fonction des caractéristiques choisies. L'influence est constaté surtout par les petites rapports et par des différences de hauteur importante.

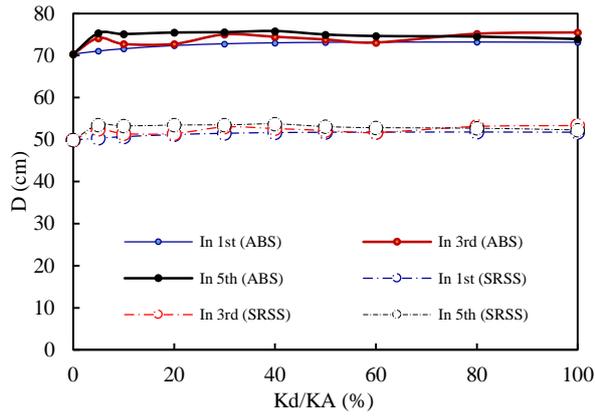
On peut aussi remarquer de ces graphes que la méthode ABS donne des valeurs plus conservatives que la méthode SRSS.



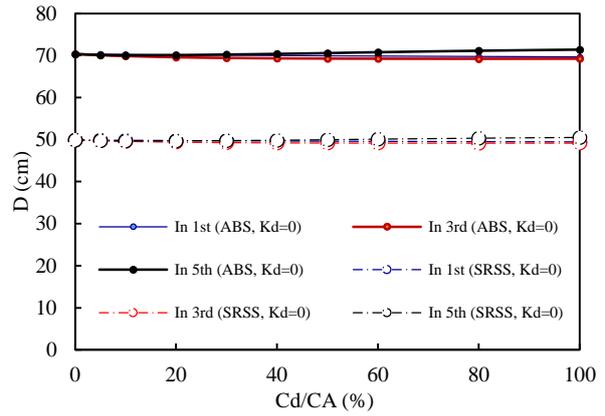
a) Modèle élastique linéaire

b) Modèle viscoélastique linéaire

1) Modèle 5-5 étage

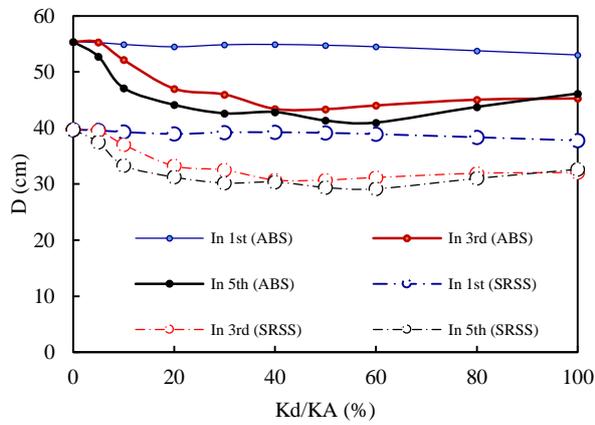


a) Modèle élastique linéaire

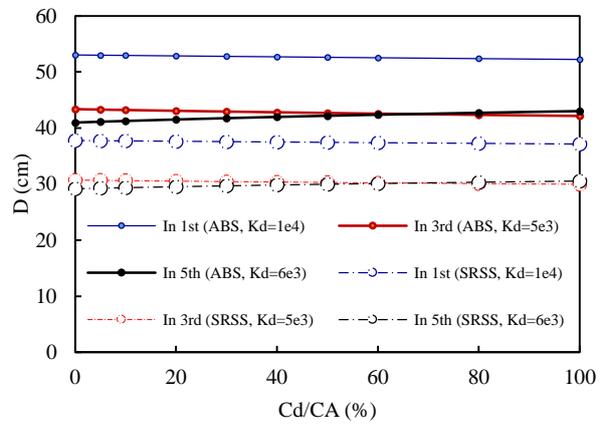


b) Modèle viscoélastique linéaire

2) Modèle 5-10 étage

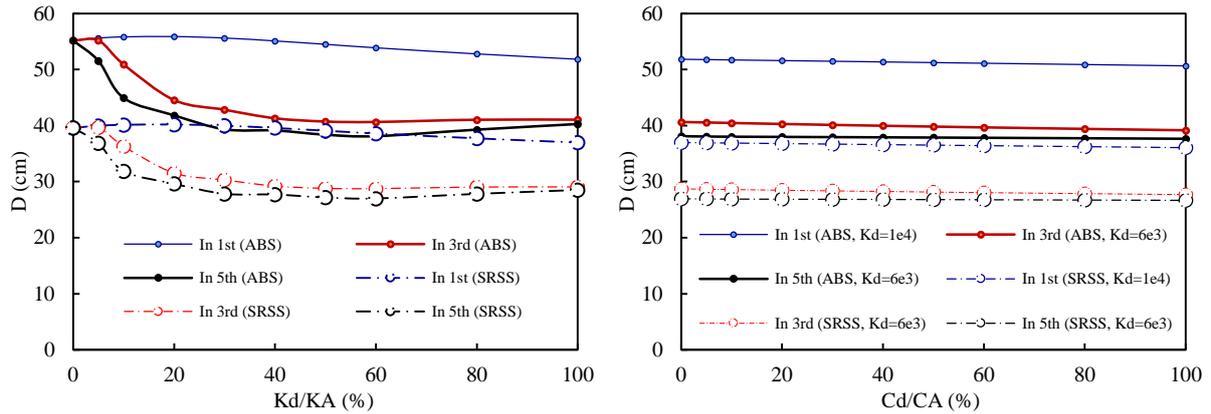


a) Modèle élastique linéaire



b) Modèle viscoélastique linéaire

3) Modèle 5-15 étage



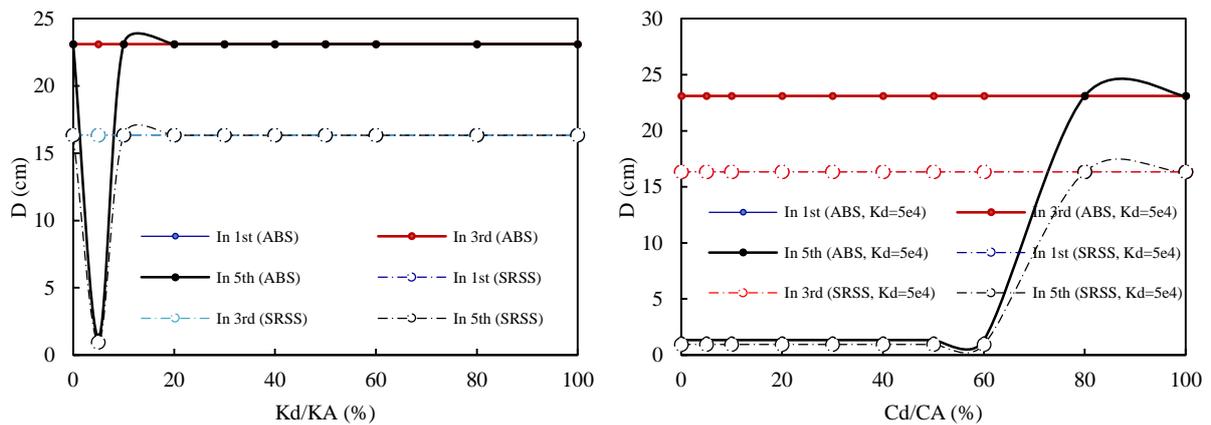
a) *Modèle élastique linéaire*

b) *Modèle viscoélastique linéaire*

4) *Modèle 5-20 étage*

Figure 5.18. Variation de la distance de séparation en fonctions des rapports Kd/KA ou bien Cd/CA en utilisant les méthodes ABS et SRSS de l'exemple 1, 2^{ème} cas.

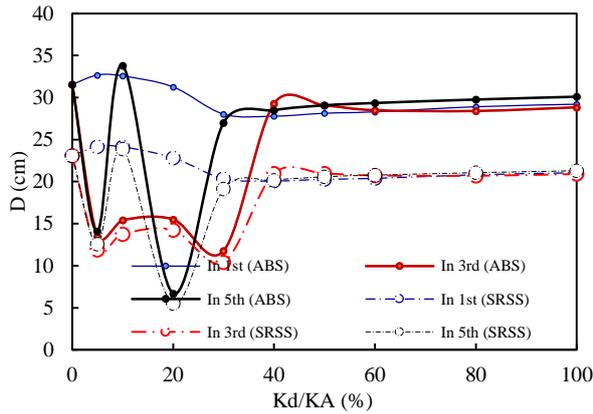
Toujours pour le 1^{ère} exemple et en augmentant la rigidité $KB=4 \times KA$, on remarque, d'après les résultats de la figure 5.18 qu'à hauteur égale la distance de séparation est influencée par le contrôle surtout en position 5. La méthode ABS est toujours conservatrice par rapport à la méthode SRSS.



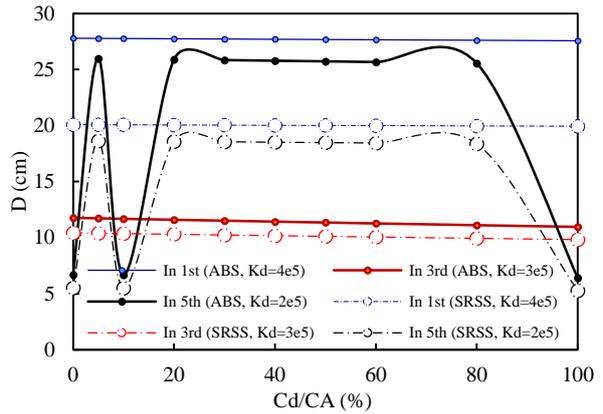
a) *Modèle élastique linéaire*

b) *Modèle viscoélastique linéaire*

1) *Modèle 5-5 étage*

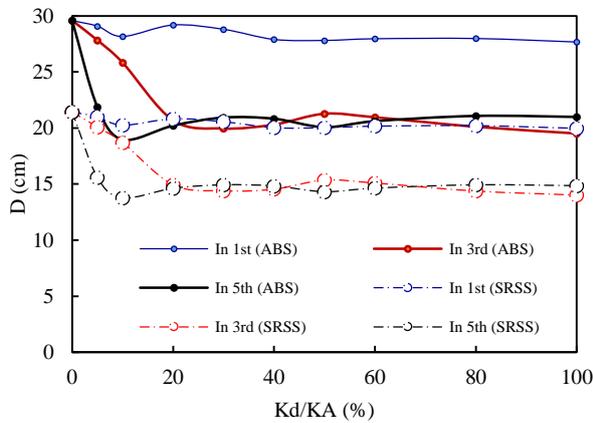


a) Modèle élastique linéaire

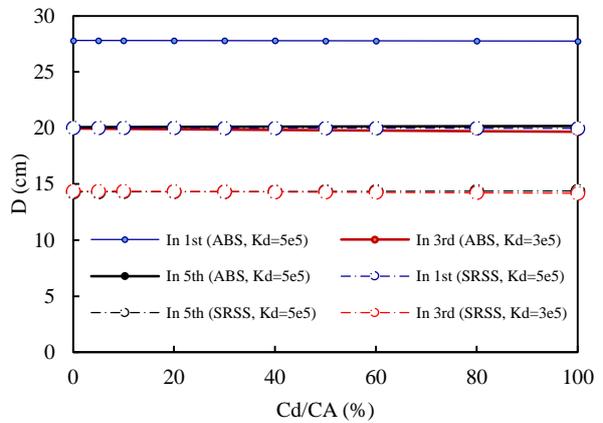


b) Modèle viscoélastique linéaire

2) Modèle 5-10 étage

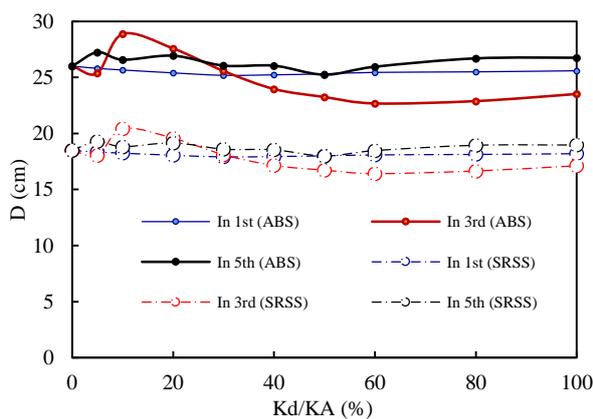


a) Modèle élastique linéaire

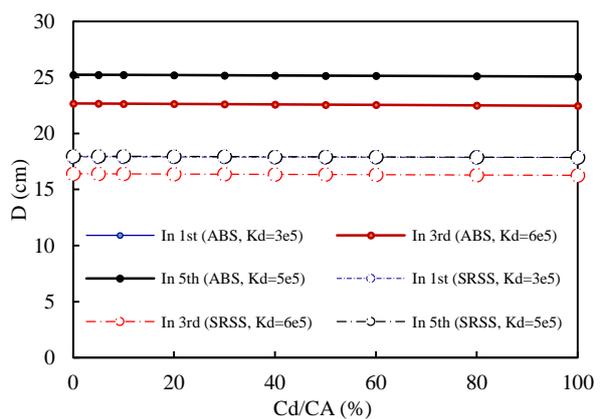


b) Modèle viscoélastique linéaire

3) Modèle 5-15 étage



a) Modèle élastique linéaire

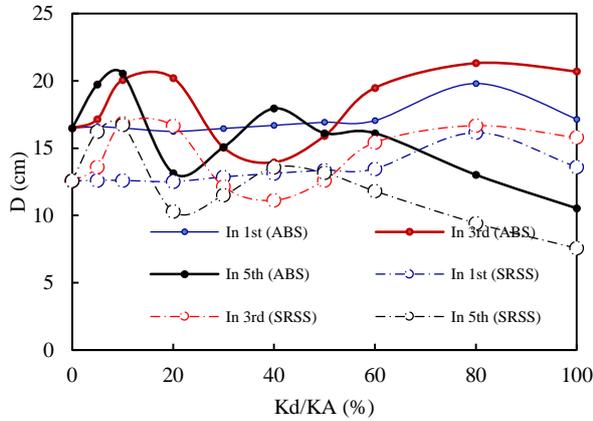


b) Modèle viscoélastique linéaire

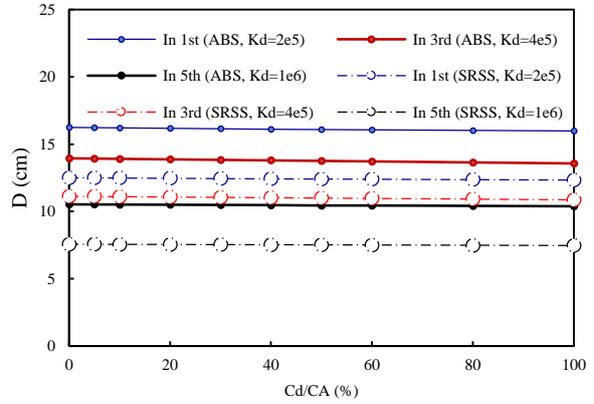
4) Modèle 5-20 étage

Figure 5.19. Variation de la distance de séparation en fonctions des rapports Kd/KA ou bien Cd/CA en utilisant les méthodes ABS et SRSS de l'exemple 2, 1^{ère} cas.

Pour l'exemple 2, les résultats représentés sur la figure 5.19 montrent clairement l'influence des petites valeurs de K_d sur la distance de séparation, alors que le coefficient C_d n'a presque aucun influence à part le cas d'égale hauteur.

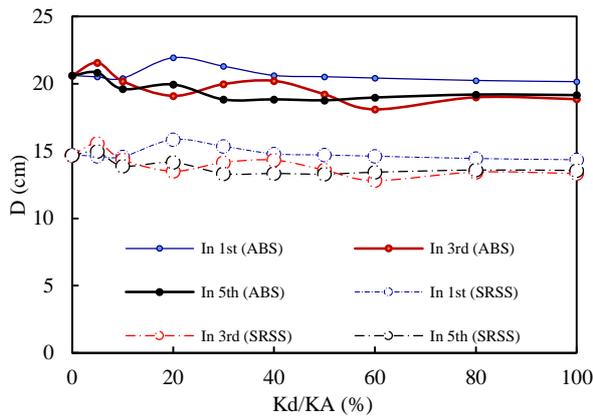


a) Modèle élastique linéaire

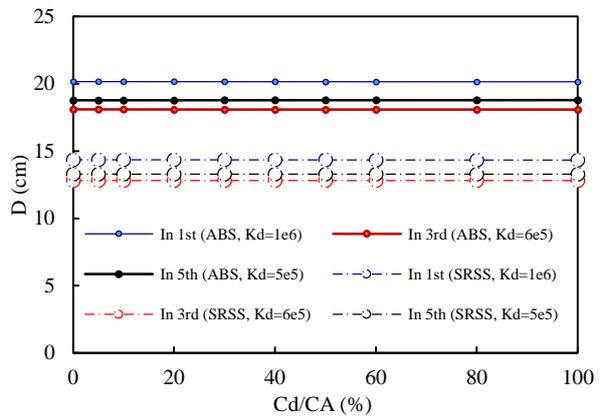


b) Modèle viscoélastique linéaire

1) Modèle 5-5 étage

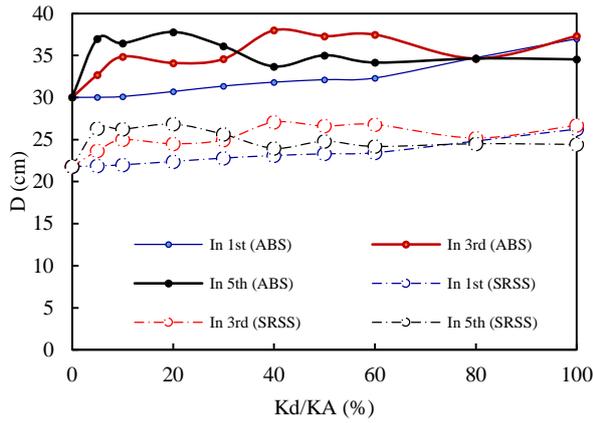


a) Modèle élastique linéaire

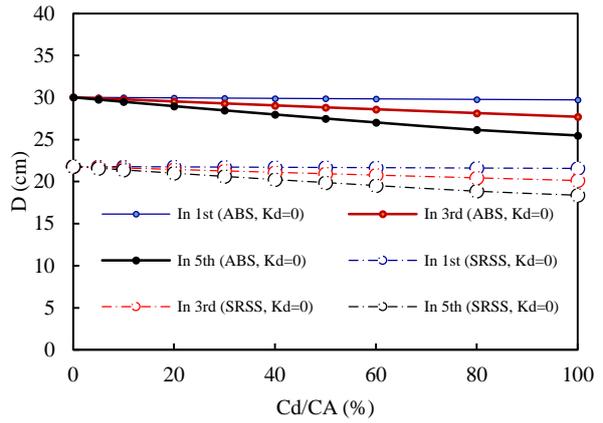


b) Modèle viscoélastique linéaire

2) Modèle 5-10 étage

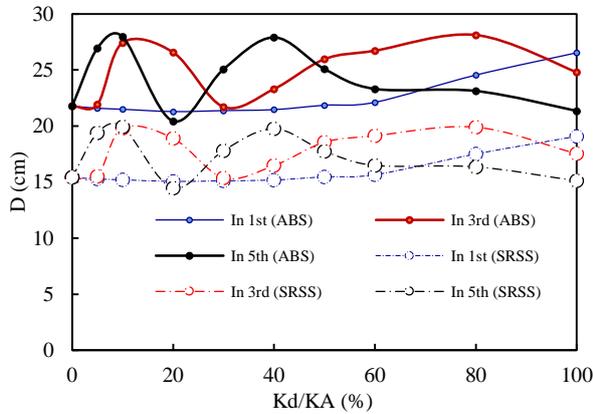


a) Modèle élastique linéaire

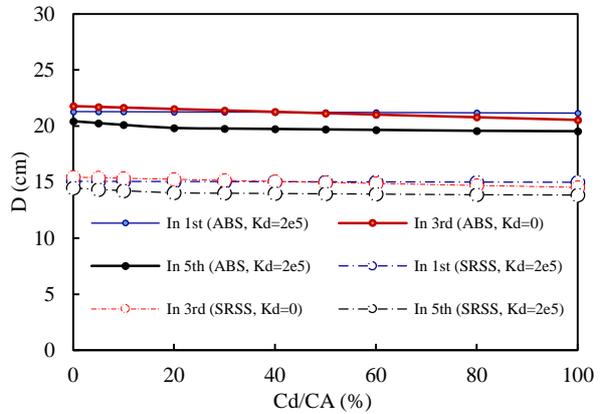


b) Modèle viscoélastique linéaire

3) Modèle 5-15 étage



a) Modèle élastique linéaire



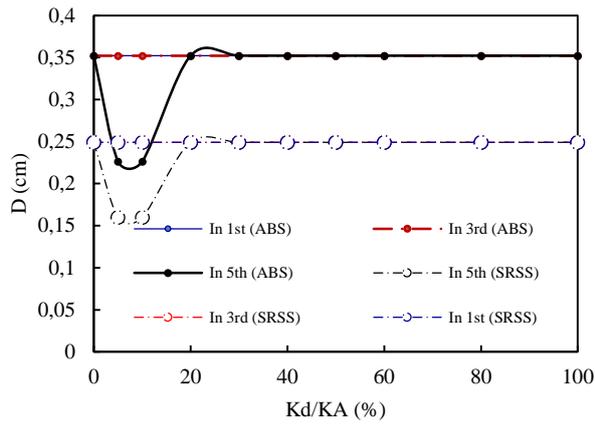
b) Modèle viscoélastique linéaire

4) Modèle 5-20 étage

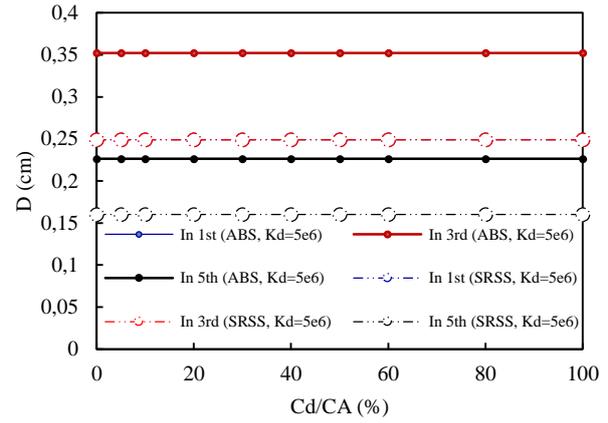
Figure 5.20. Variation de la distance de séparation en fonctions des rapports Kd/KA ou bien Cd/CA en utilisant les méthodes ABS et SRSS de l'exemple 2, 2^{ème} cas.

Toujours par le 2^{ème} exemple, le cas où $KB=4 \times KA$, la figure 5.20 résume les résultats trouvés. L'influence de Kd est oscillation alors que celle de Cd est petite. Notons qu'en général la position 5 est préférée par rapport aux deux autres positions.

La méthode ABS reste conservative par rapport à la méthode de SRSS.

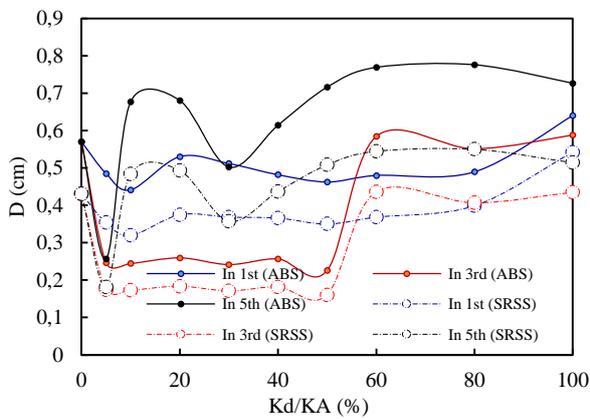


a) *Modèle élastique linéaire*

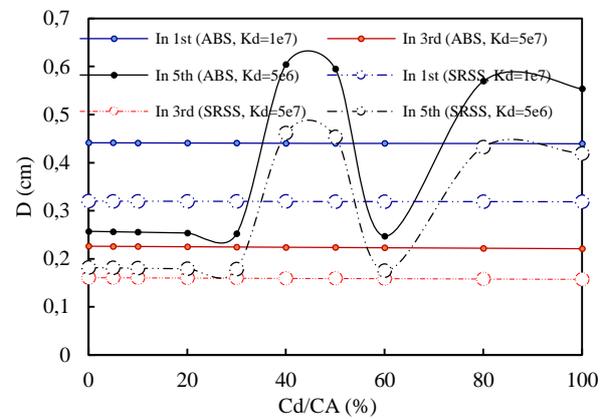


b) *Modèle viscoélastique linéaire*

1) *Modèle 5-5 étage*

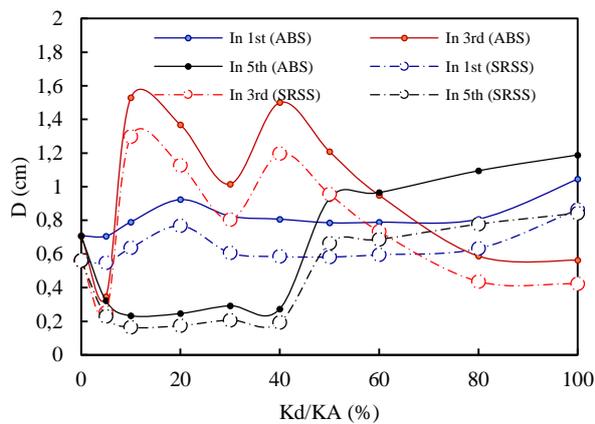


a) *Modèle élastique linéaire*

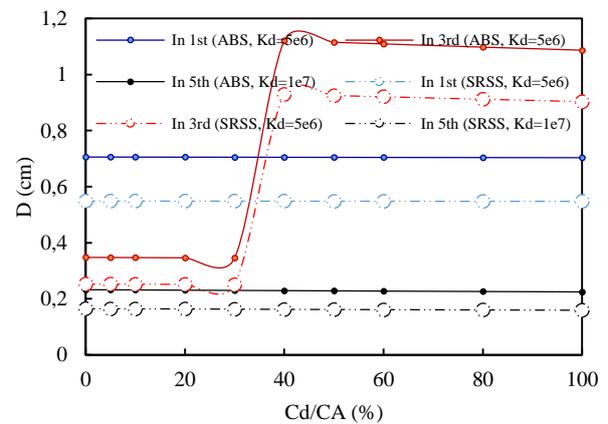


b) *Modèle viscoélastique linéaire*

2) *Modèle 5-10 étage*

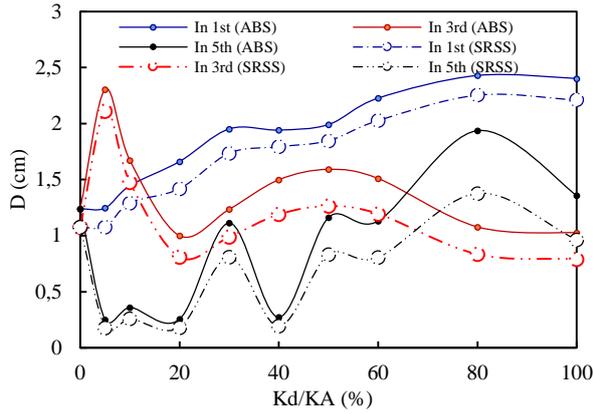


a) *Modèle élastique linéaire*

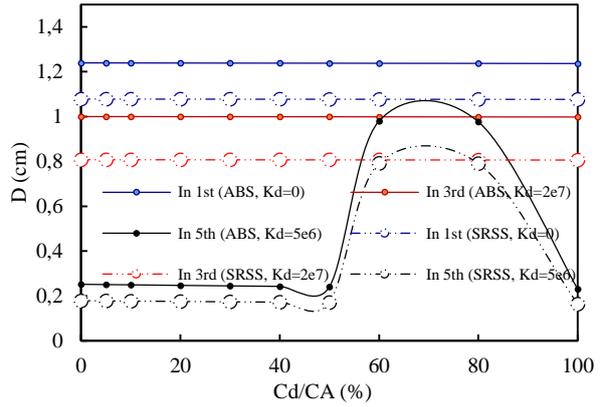


b) *Modèle viscoélastique linéaire*

3) *Modèle 5-15 étage*



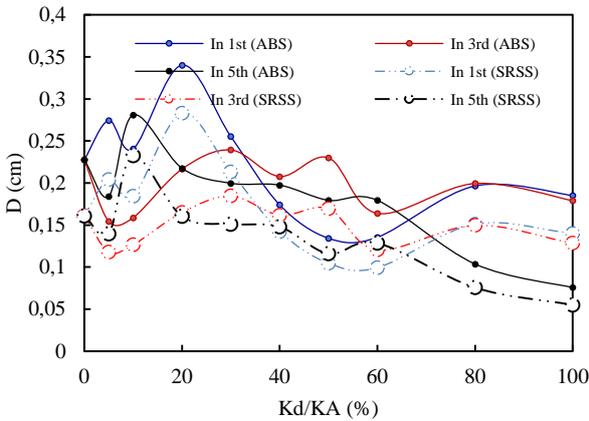
a) Modèle élastique linéaire



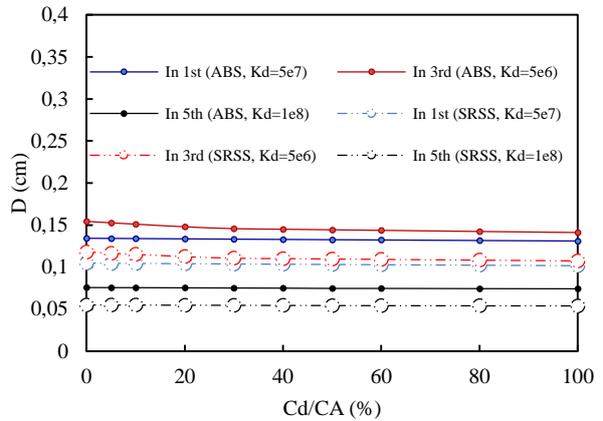
b) Modèle viscoélastique linéaire

4) Modèle 5-20 étage

Figure 5.21. Variation de la distance de séparation en fonctions des rapports Kd/KA ou bien Cd/CA en utilisant les méthodes ABS et SRSS de l'exemple 3, 1^{ère} cas.



a) Modèle élastique linéaire



b) Modèle viscoélastique linéaire

1) Modèle 5-5 étage

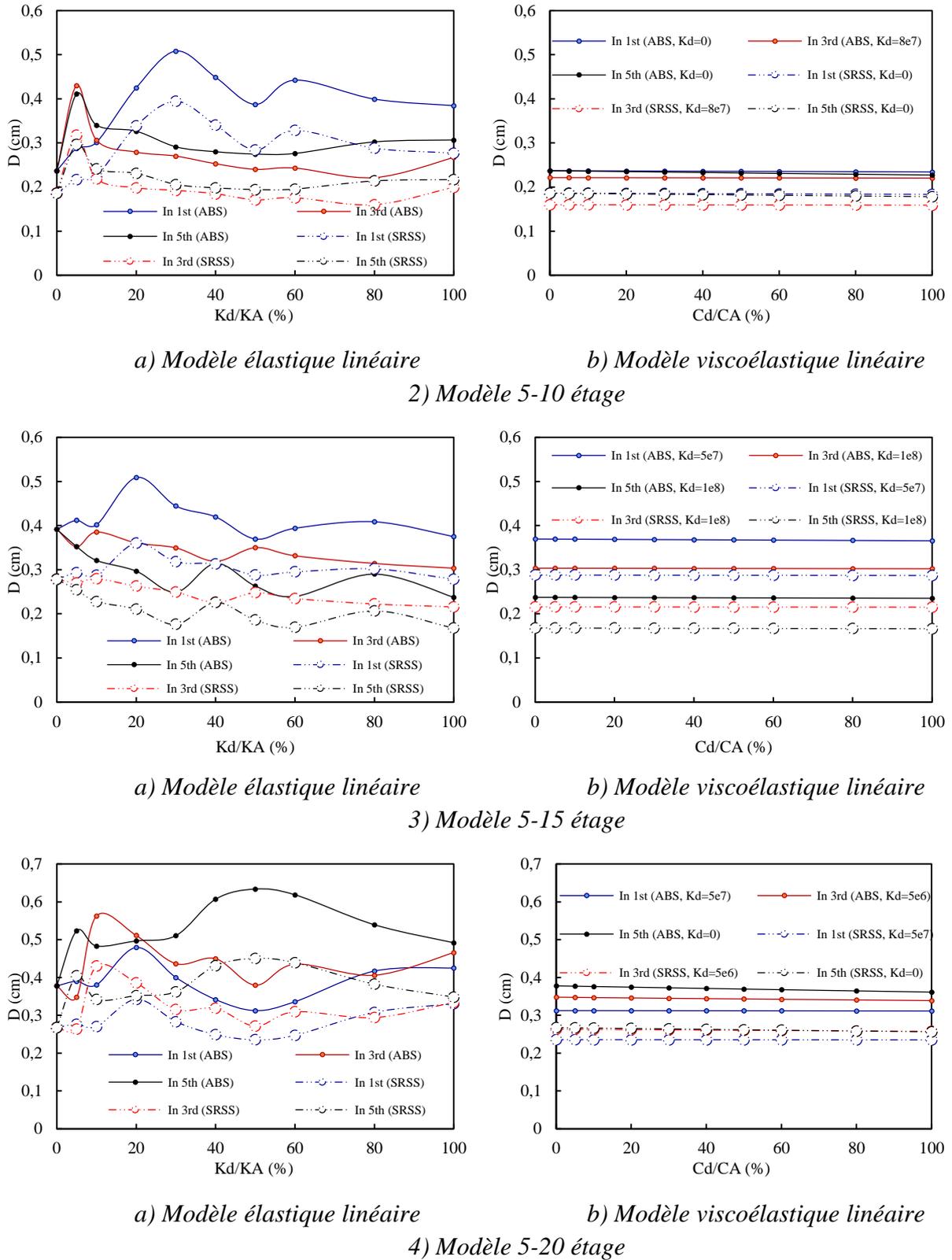


Figure 5.22. Variation de la distance de séparation en fonctions des rapports Kd/KA ou bien Cd/CA en utilisant les méthodes ABS et SRSS de l'exemple 3, 2^{ème} cas.

Pour le 3^{ème} exemple, les résultats représentés sur les figures 5.21 et 5.22 montrent clairement que la variation de la distance de séparation est aléatoire par rapport de rigidité, et ceci pour les 02 cas ($K_B=K_A$ et $K_B=4\times K_A$).

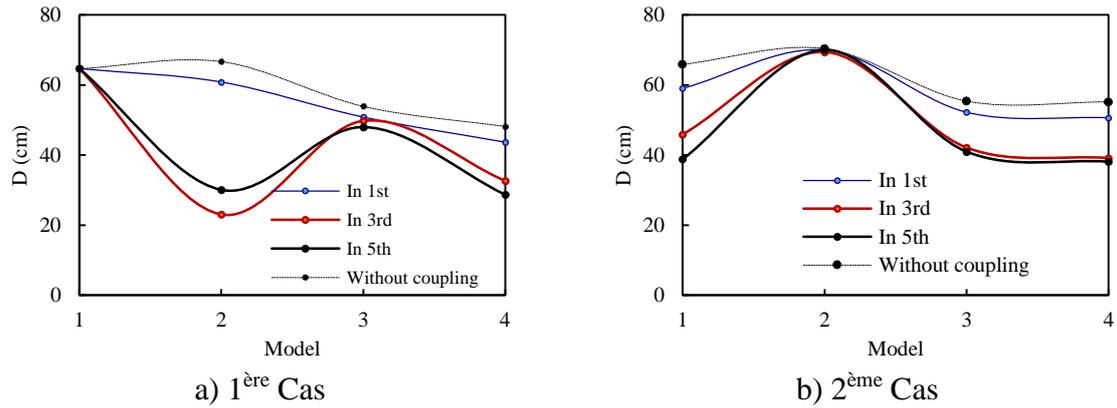
On peut surtout dire que la méthode ABS est toujours conservative par rapport à la méthode de SRSS.

En conclusion et à la base de ces cas simples étudiés on peut dire que :

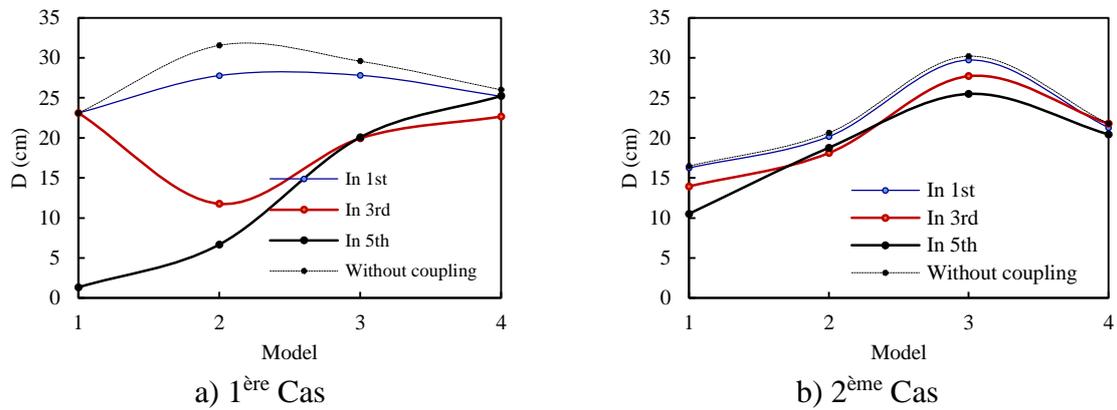
- La distance de séparation entre les bâtiments a été calculée en fonction des valeurs de rigidité K_d de l'amortisseur. On constate bien qu'une fois cette valeur est supérieure à 60% de la raideur de la structure A, K_d n'a plus d'effet sur la distance de séparation ; c'est vrai pour la plupart des modèles. Par contre, en augmentant la valeur de rigidité (K_A) du bâtiment, on peut constater que l'influence du rapport (K_d/K_A) sur cette distance cessera lorsque la valeur de K_d sera égale à 80% de celle de K_A .
- Les résultats du modèle élastique linéaire (figures 5-17 (a) à 5-22 (a)) montrent la sensibilité de la variation de la rigidité des éléments d'impact à la diminution de la distance de séparation (réduction de la réponse structurelle). Contrairement à la conclusion trouvée dans la littérature [76], où ils ont conclu que les réponses structurelles ne sont pas sensibles aux changements de rigidité des éléments d'impact.
- Il est également aisé de constater que l'effet du rapport de raideur (K_d/K_A) est supérieur à celui des rapports d'amortissement (C_d/C_A) du système d'attelage.
- Les résultats du modèle viscoélastique linéaire (figures 5-17 (b) à 5-22 (b)) montrent que l'influence du rapport C_d/C_A sur la distance de séparation est négligeable. Ces résultats confirment la conclusion de la littérature [43].
- En ce qui concerne la position du système de couplage, il a été révélé qu'il est généralement plus efficace lorsqu'il est placé dans les étages supérieurs de la structure.

Enfin, afin de mieux apprécier les résultats obtenus concernant la distance de séparation entre bâtiments, on a jugé utile de représenter la variation de cette distance des 04 modèles étudiés pour chaque exemple

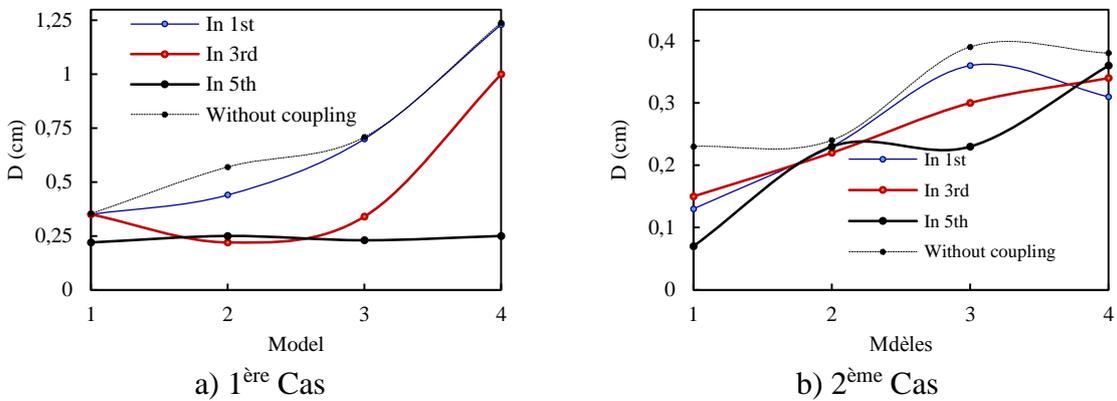
Les valeurs optimales de K_d/K_A et C_d/C_A trouvées ont été considérées dans cette étude.



1) Exemple 1



2) Exemple 2



3) Exemple 3

Figure 5.23. Distance de séparation (ABS) pour les trois exemples en fonction du modèle et la position du système de contrôle.

Les courbes tracées sur la figure 5.23 montrent clairement l'effet de l'introduction du système de couplage entre les structures adjacentes. Les écarts entre les courbes non couplées et couplées peuvent aller d'importants à très importants selon les cas étudiés.

La rigidité des bâtiments et la position des amortisseurs (système de couplage), pour les exemples 1, 2 et 3 des deux cas 1 et 2, ont une influence significative sur l'efficacité du

couplage. Une simple comparaison entre les résultats obtenus dans les deux cas a permis de remarquer que le second cas donnait des valeurs de distance de séparation plus faibles, ce qui nous amène à conclure que la rigidité de la structure a un impact plus positif en ce qui concerne la distance de séparation entre bâtiments adjacents.

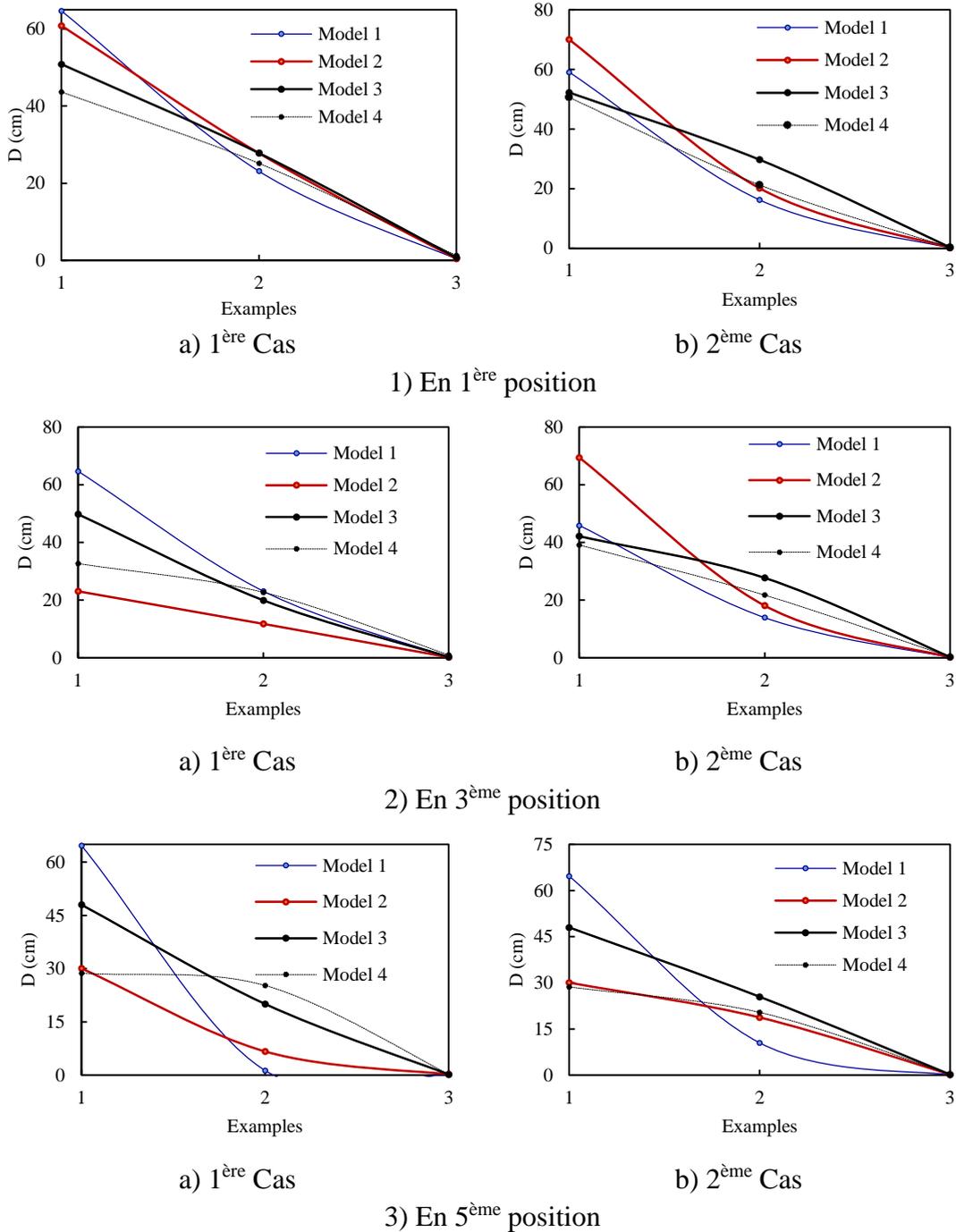


Figure 5.24. Distance de séparation (ABS) dans les 4 modèles pour les trois positions, dans les trois exemples.

En ce qui concerne la figure 5.24, on peut facilement observer que parfois l'augmentation du nombre d'étages dans la deuxième structure peut avoir un effet positif sur la distance séparant les deux bâtiments. L'impact peut être encore plus important lorsque les systèmes de contrôle sont placés en haut (5ème étage) plutôt qu'en bas (1er étage). Aussi on peut conclure que la variation de la raideur a un impact sur la distance séparant les structures adjacentes. Pour les grandes valeurs de rigidité (exemple 3), la différence du nombre d'étages entre les deux structures n'affecte pas la distance de séparation.

5.4.2. Avec interaction structure-sol-structure (ISSS)

Afin d'étudier les effets de l'ISSS, la distance claire entre les structures, les types de structure, et les caractéristiques du sol, sont prises en compte, et une série de simulations numériques est effectuée. Le déplacement de l'étage NOA des deux structures, et les déplacements maximums des étages des deux structures sont présentés pour déterminer les effets de l'interaction structure sol structure.

Dans cette application nous allons étudier l'influence de l'ISSS pour différentes valeurs de distance de séparation en comparant avec l'ISS et l'encastrement des deux structures adjacentes. On a choisi le même type de sol pour les deux structures. Les données des structures sont données dans le tableau 5.4.

La zone du sol feuillé des structures A et B est divisée en 6 disques pour tous les modèles du sol. Les caractéristiques du sol sont : $ep_{disk/A}=0.5$ m, $ep_{disk/B}=0.6$ m, $r_0=2$ m, $\nu=0.3$, $\rho=2000$ kg/m³, $\zeta=5\%$ et $G=200$ Mpa.

Tableau 5.4. Caractéristiques des deux structures.

Structure A (5 étages)			Structure B (5-10 étages)			
$m_i(t)$	$ki \times 10^6$ (kN/m)	$ci \times 10^3$ (kN sec/m)	$m_i(t)$	$ki \times 10^6$ (kN/m)		$ci \times 10^3$ (kN sec/m)
800	1	1.190	800	1	4	1.190

5.4.2.1. Sans contrôle

a) Influence de la distance de séparation

Dans cette section on variera la distance de séparation entre les structures A et B et on essaye de comparer les résultats avec le cas d'interaction sol-structure (ISS) et le cas sans aucune interaction (Encastrement).

Les résultats trouvés du modèle 1 (5-5 étages) et le 1^{ère} cas (KB=KA) des deux structures sont donnés à titre indicatif dans les figures 5.25 et 5.26 respectivement. Pour les autres cas étudiés, les résultats sont donnés en tableau.

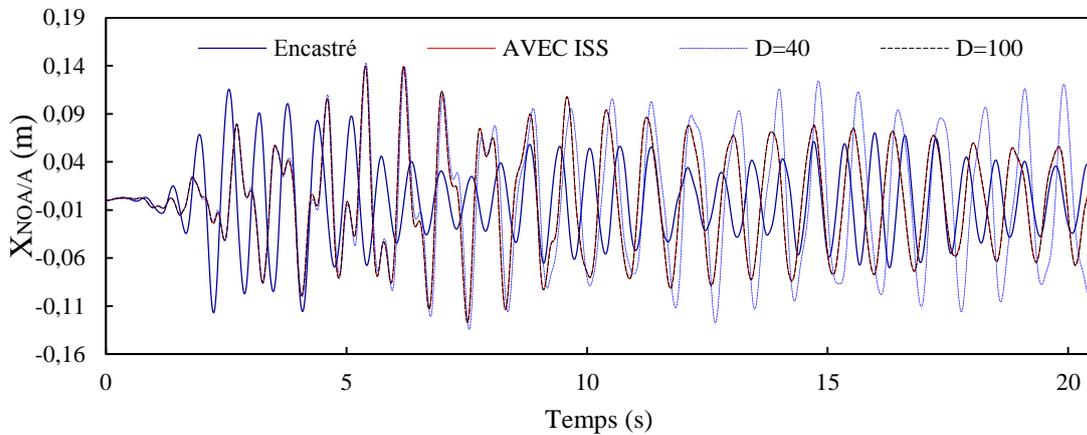


Figure 5.25. Déplacement du dernier étage de la structure A Modèle 1, 1^{ère} cas.

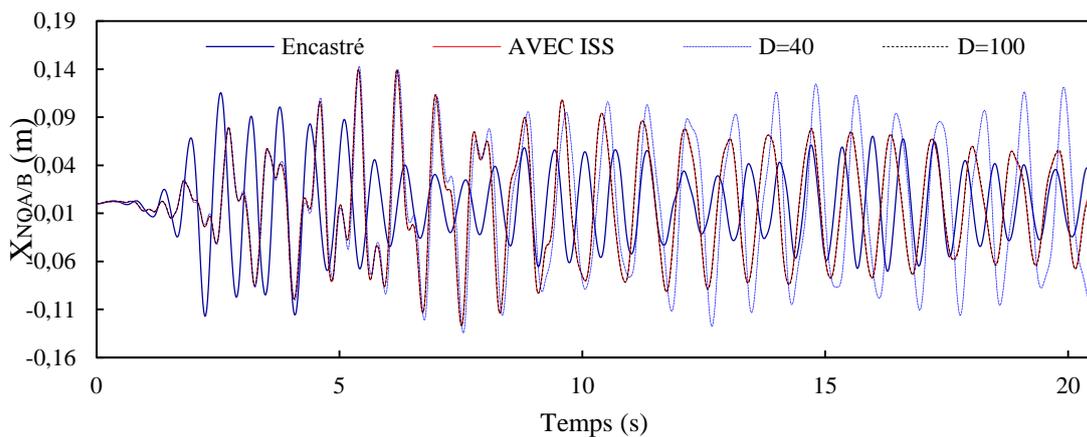


Figure 5.26. Déplacement de l'étage NOA de la structure B Modèle 1, 1^{ère} cas.

On constate de ces figures que l'augmentation de la distance de séparation convergera vers le cas des structures isolées avec interaction sol-structure.

Pour bien valider notre programme, plusieurs valeurs de distance de séparation entre structures sont étudiées. Les résultats trouvés du déplacement maximal de deux structures sont présentés dans les tableaux suivants.

Tableau 5.5. Maximum de déplacement (cm) de structure A du Modèle 1, 1^{ère} cas, Exemple 2.

Etages	Encastré	Avec ISS	D=0	D=20	D=40	D=60	D=80	D=100
1	3.471	13.600	13.611	13.610	13.609	13.609	13.608	13.607
2	6.579	12.171	12.183	12.182	12.181	12.181	12.180	12.179
3	9.023	11.571	11.587	11.586	11.584	11.583	11.582	11.582
4	10.735	13.123	13.139	13.138	13.137	13.136	13.135	13.134
5	11.554	13.912	13.936	13.934	13.932	13.931	13.929	13.928

Tableau 5.6. Maximum de déplacement (cm) de structure B du Modèle 1, 1^{ère} cas, Exemple 2.

Etages	Encastré	Avec ISS	D=0	D=20	D=40	D=60	D=80	D=100
1	3.471	13.600	13.611	13.610	13.609	13.609	13.608	13.607
2	6.579	12.171	12.183	12.182	12.181	12.181	12.180	12.179
3	9.023	11.571	11.587	11.586	11.584	11.583	11.582	11.582
4	10.735	13.123	13.139	13.138	13.137	13.136	13.135	13.134
5	11.554	13.912	13.936	13.934	13.932	13.931	13.929	13.928

Tableau 5.7. Maximum de déplacement (cm) de structure A du Modèle 2, 1^{ère} cas, Exemple 2.

Etages	Encastré	Avec ISS	D=0	D=20	D=40	D=60	D=80	D=100
1	3.471	13.600	13.624	13.622	13.620	13.619	13.617	13.616
2	6.579	12.171	12.199	12.196	12.194	12.193	12.191	12.189
3	9.023	11.571	11.579	11.579	11.578	11.577	11.577	11.576
4	10.735	13.123	13.143	13.142	13.140	13.139	13.138	13.136
5	11.554	13.912	13.932	13.930	13.929	13.928	13.926	13.925

Tableau 5.8. Maximum de déplacement (cm) de structure B du Modèle 2, 1^{ère} cas, Exemple 2.

Etages	Encastré	Avec ISS	D=0	D=20	D=40	D=60	D=80	D=100
1	4.4308	44.555	44.448	44.457	44.465	44.472	44.479	44.484
2	8.750	36.047	35.957	35.964	35.971	35.977	35.982	35.987

3	12.826	26.393	26.331	26.335	26.338	26.341	26.344	26.346
4	16.582	15.984	15.936	15.940	15.944	15.947	15.950	15.952
5	20.006	10.207	10.206	10.207	10.207	10.207	10.207	10.207
6	22.982	18.946	18.932	18.934	18.935	18.936	18.936	18.937
7	25.535	28.386	28.380	28.381	28.382	28.382	28.383	28.383
8	27.549	36.243	36.222	36.224	36.226	36.228	36.229	36.230
9	28.940	42.378	42.286	42.294	42.301	42.307	42.313	42.318
10	29.642	46.966	46.855	46.865	46.873	46.880	46.887	46.893

Comme le montre le tableau 5.7, l'augmentation de la distance de séparation entre les deux structures donne une diminution de déplacement de la structure A (structure rigide). Au contraire, d'après le tableau 5.8, l'augmentation de la distance de séparation entre les deux structures donne une augmentation du déplacement de la structure B (structure flexible).

Tableau 5.9. Maximum de déplacement (cm) de structure A, Modèle 1, 2^{ème} cas, Exemple 2.

Etages	Encastré	Avec ISS	D=0	D=20	D=40	D=60	D=80	D=100
1	3.471	13.600	13.613	13.611	13.611	13.610	13.609	13.608
2	6.579	12.171	12.184	12.183	12.182	12.181	12.180	12.180
3	9.023	11.571	11.584	11.583	11.582	11.581	11.580	11.579
4	10.735	13.123	13.135	13.134	13.133	13.133	13.132	13.131
5	11.554	13.912	13.926	13.925	13.924	13.923	13.922	13.921

Tableau 5.10. Maximum de déplacement (cm) de structure B, Modèle 1, 2^{ème} cas, Exemple 2.

Etages	Encastré	Avec ISS	D=0	D=20	D=40	D=60	D=80	D=100
1	1.428	9.771	9.654	9.662	9.669	9.676	9.682	9.687
2	2.713	7.783	7.719	7.724	7.729	7.733	7.737	7.740
3	3.757	6.083	6.048	6.050	6.052	6.053	6.055	6.056
4	4.521	5.455	5.308	5.320	5.331	5.341	5.350	5.357
5	4.929	5.235	5.137	5.145	5.153	5.159	5.165	5.170

Tableau 5.11. Maximum de déplacement (cm) de structure A, Modèle 2, 2^{ème} cas, Exemple 2.

Etages	Encastré	Avec ISS	D=0	D=20	D=40	D=60	D=80	D=100
1	3.471	13.600	13.599	13.599	13.599	13.599	13.599	13.599
2	6.579	12.171	12.172	12.172	12.172	12.172	12.172	12.172

3	9.023	11.571	11.574	11.574	11.574	11.574	11.573	11.573
4	10.735	13.123	13.127	13.126	13.126	13.126	13.126	13.125
5	11.554	13.912	13.915	13.914	13.914	13.914	13.914	13.914

Tableau 5.12. Maximum de déplacement (cm) de structure B, Modèle 2, 2^{ème} cas, Exemple 2.

Etages	Encastré	Avec ISS	D=0	D=20	D=40	D=60	D=80	D=100
1	2.077	14.061	13.990	13.996	14.001	14.006	14.010	14.014
2	4.092	10.489	10.431	10.436	10.440	10.444	10.448	10.451
3	5.967	6.623	6.581	6.585	6.588	6.590	6.593	6.595
4	7.640	3.229	3.235	3.234	3.234	3.233	3.233	3.233
5	9.06675	4.527	4.546	4.544	4.543	4.542	4.541	4.540
6	10.233	7.951	7.961	7.960	7.960	7.959	7.959	7.958
7	11.136	11.167	11.161	11.162	11.162	11.163	11.163	11.163
8	11.784	14.026	14.005	14.007	14.008	14.010	14.011	14.012
9	12.208	16.429	16.393	16.396	16.399	16.401	16.403	16.405
10	12.422	18.291	18.243	18.247	18.251	18.254	18.257	18.259

A travers les résultats des tableaux 5.5 à 5.12, nous pouvons remarquer que l'augmentation de la distance de séparation entre les deux structures nous rapproche des résultats trouvés en tenant compte de l'effet de l'interaction sol-structure (l'effet du sol voisin est négligeable). On peut conclure que l'effet du sol voisin n'est pas toujours négatif parfois il donne des résultats positifs, ce qui est déjà montré dans plusieurs recherches, comme la littérature [102].

b) Influence de module de cisaillement G

Pour étudier l'influence des caractéristiques du sol, trois valeurs de module de cisaillement G sont considérés en maintenant une distance de séparation entre bâtiments constante égale à $D=0.4$ m.

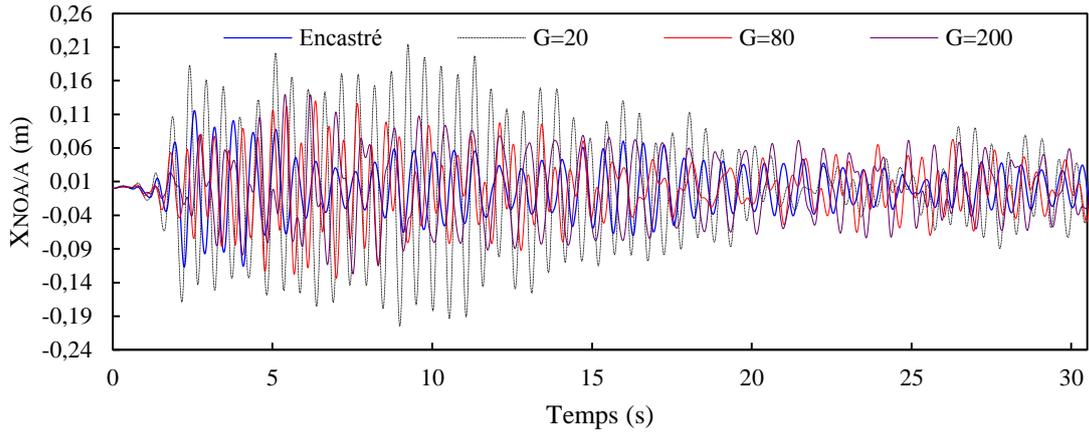


Figure 5.27. Déplacement du dernier étage de la structure A Modèle 1, 1^{ère} cas.

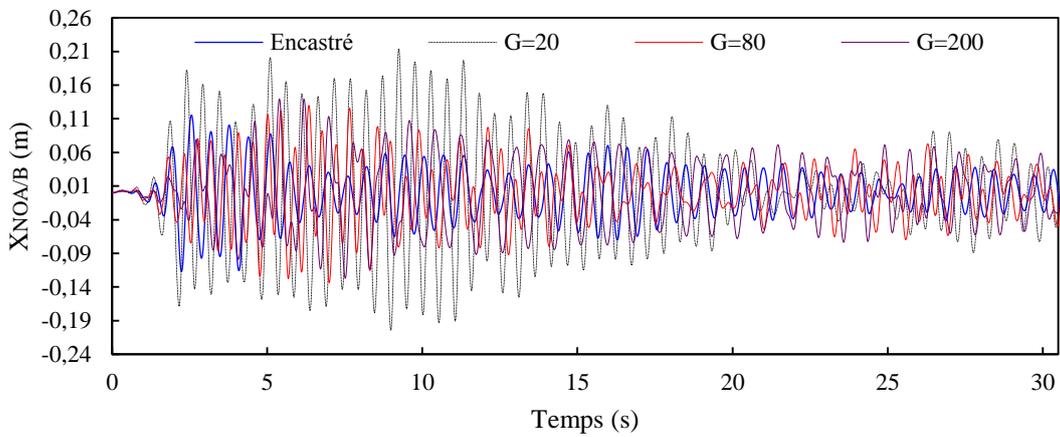


Figure 5.28. Déplacement de l'étage NOA de la structure B Modèle 1, 1^{ère} cas.

A titre introductif, on a représenté la variation de déplacement de dernier étage des deux bâtiments avec le temps dans les figures 5.27 et 5.28 et ceci par 03 valeurs de $G=20, 80$ et 200 .

On remarque bien l'influence du module de cisailment sur le déplacement des structures.

Pour mieux apprécier les résultats, on a représenté dans ce qui suit (figures 5.29 à 5.32) la variation des déplacements maximaux en fonction de l'étage (hauteur) pour les cas choisis.

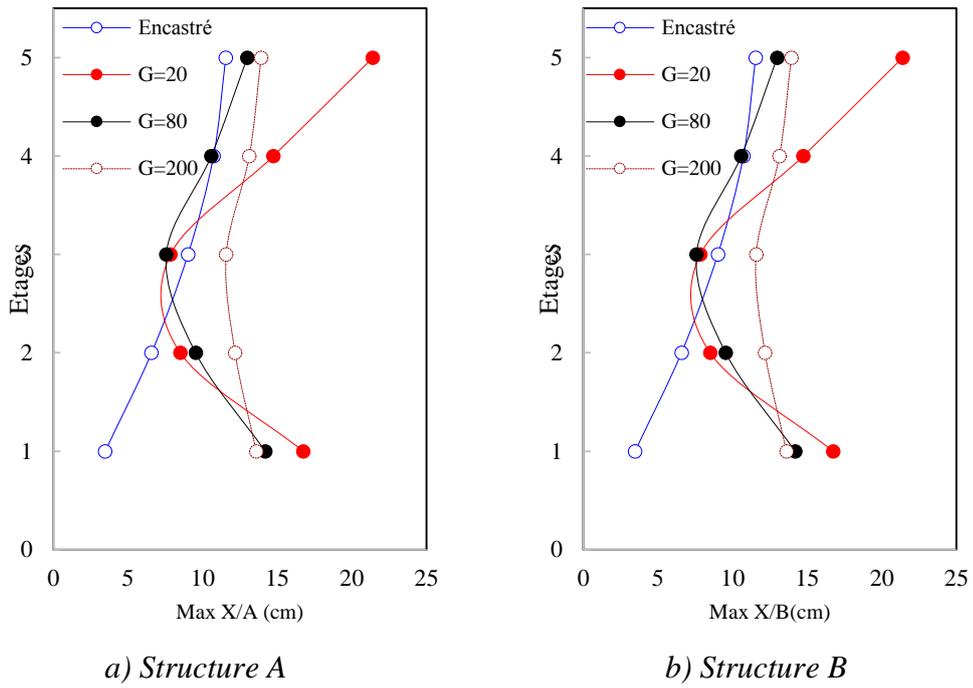


Figure 5.29. Déplacements maximaux des structure A et B, Modèle 1, 1^{ère} cas.

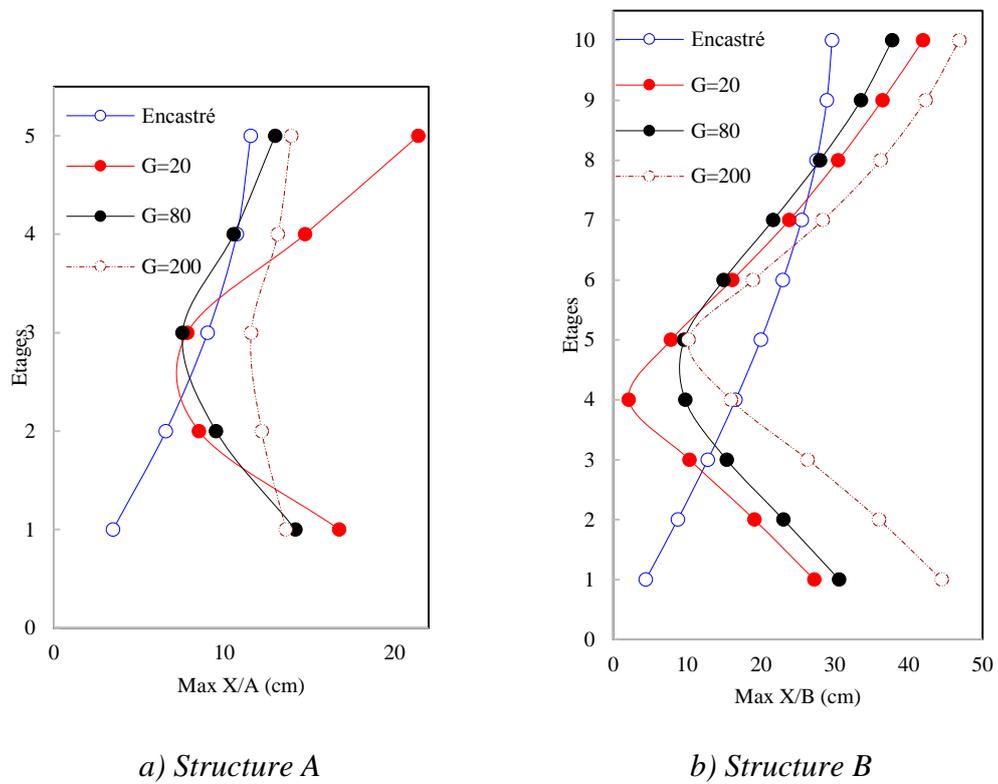


Figure 5.30. Déplacements maximaux des structure A et B, Modèle 2, 1^{ère} cas.

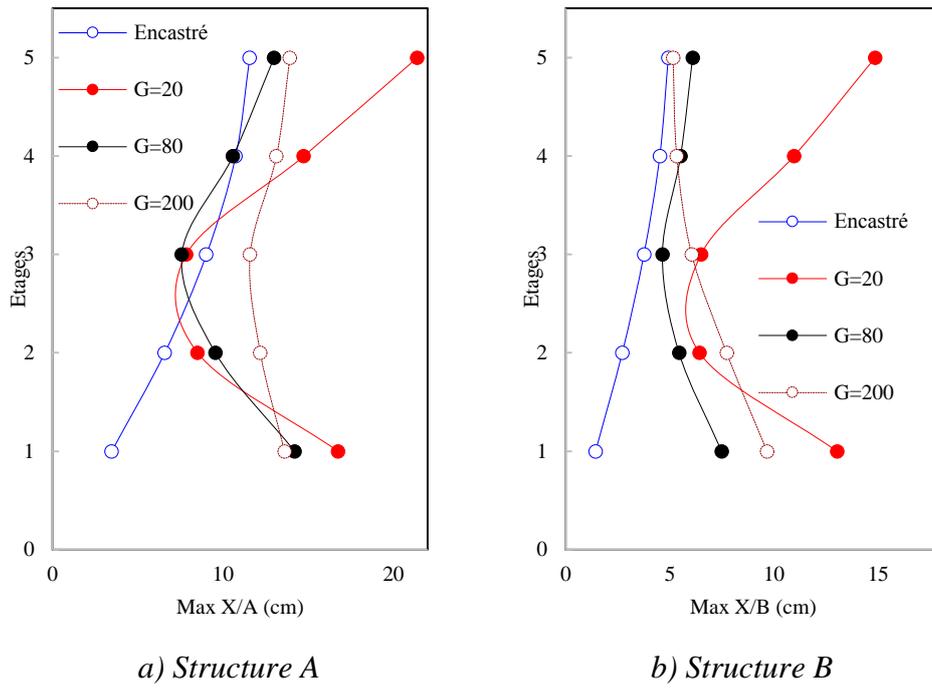


Figure 5.31. Déplacements maximaux des structure A et B, Modèle 1, 2^{ème} cas.

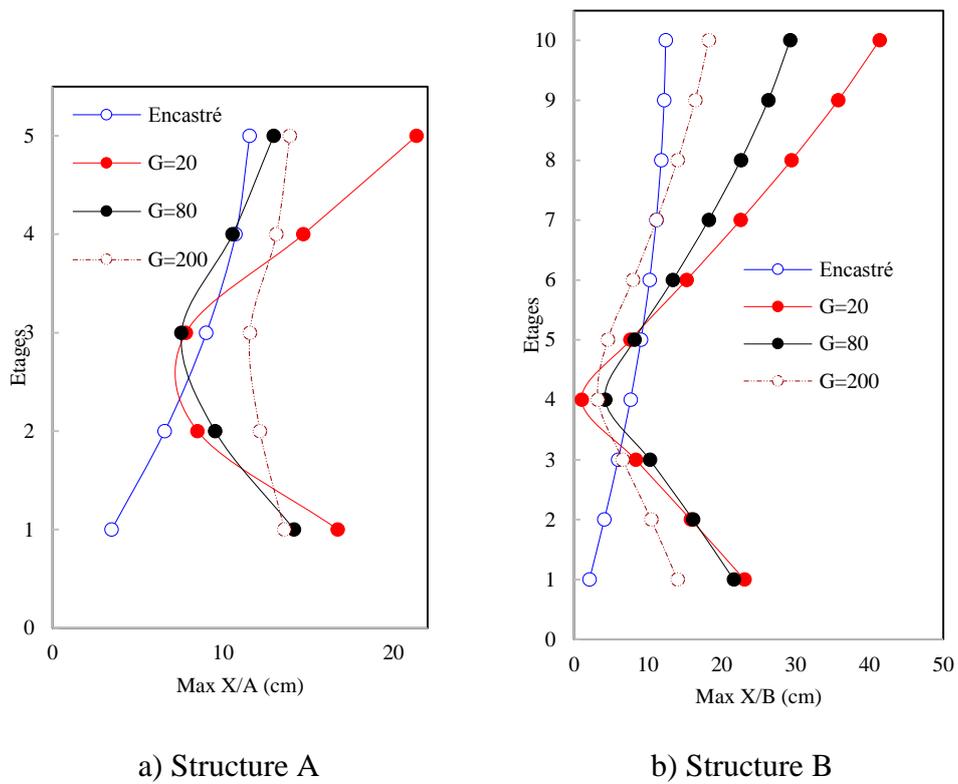


Figure 5.32. Déplacements maximaux du structure A et B, Modèle 2, 2^{ème} cas.

D'après les résultats des figures 5.29 à 5.32, nous pouvons voir que les déplacements maximums des deux structures A et B sont considérablement réduits d'autant plus que nous considérons un sol de bonnes caractéristiques. Alors, l'effet de l'ISSS dépend de la nature du sol.

5.4.2.2. Avec contrôle

▪ L'effet de couplage sur le déplacement maximal

Pour étudier et comprendre l'effet de l'influence de l'ISSS sur le déplacement maximal, on a choisi l'un des exemples (en l'occurrence l'exemple 2) avec les deux modèles 5-5 et 5-10 et on a mené la même étude paramétrique que celle de la section 5.4.1.

Les figure 5.33-5.36 représentent les déplacements maximums des deux structures A et B couplés par un modèle élastique linéaire et viscoélastique linéaire.

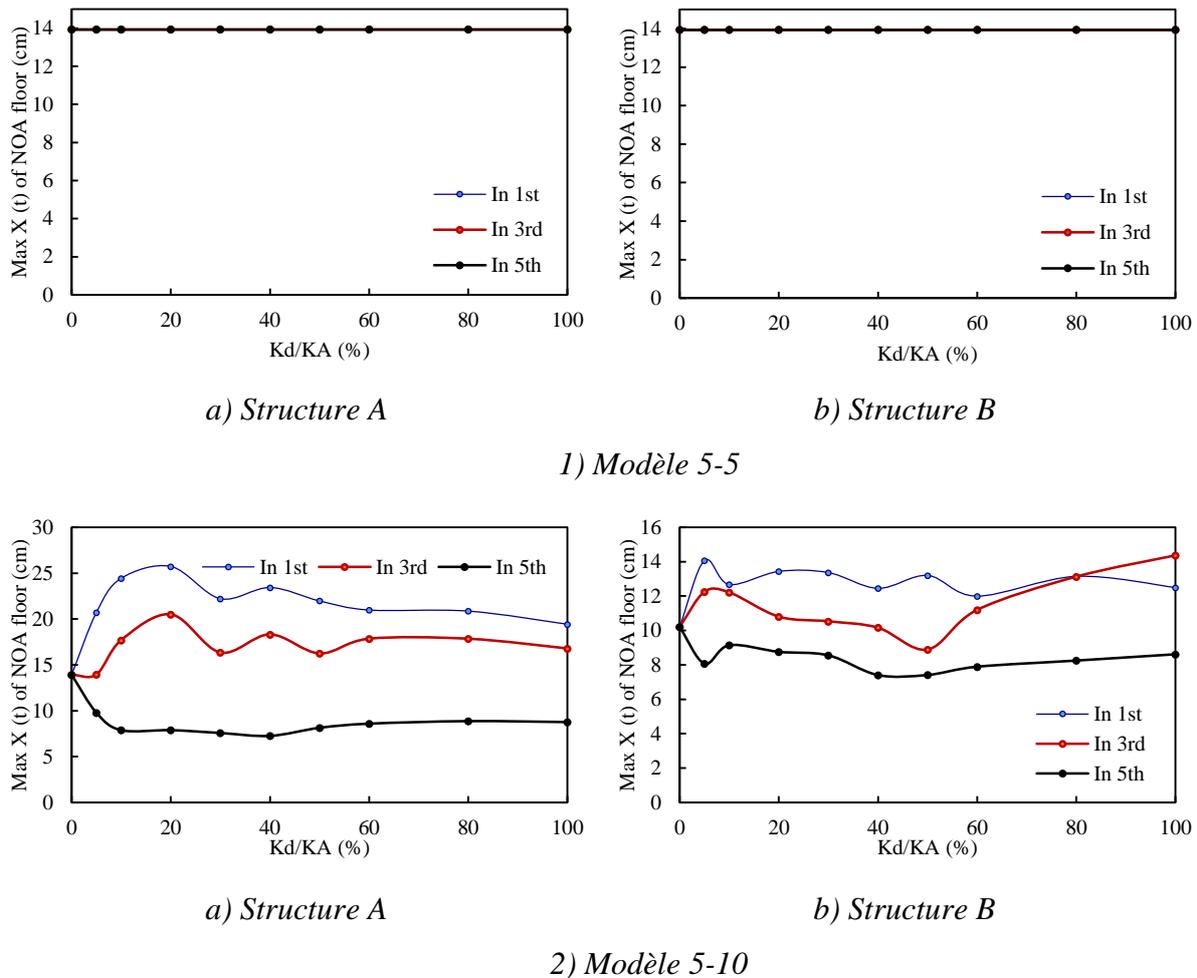
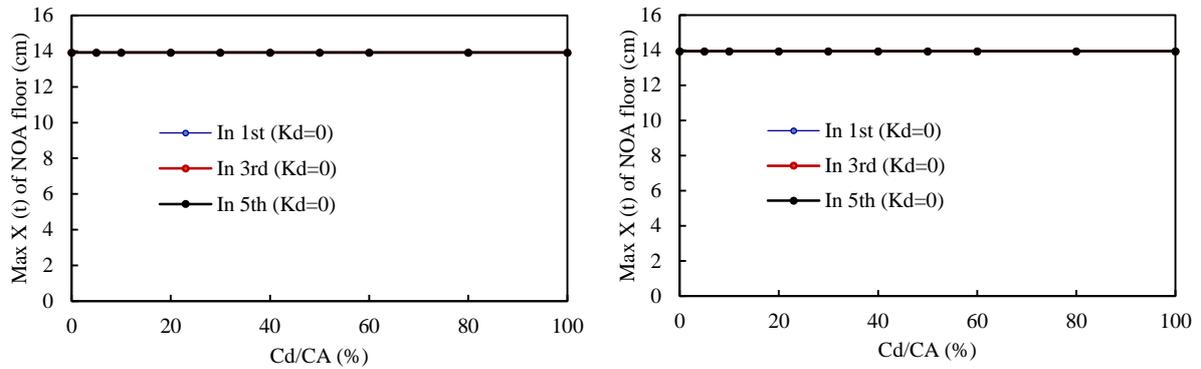


Figure 5.33. Variation de la réponse sismique maximale de l'étage NOA en fonction de K_d/K_A avec ISSS, Cas $K_B=K_A$ (modèle élastique linéaire).

D'après la figure 5.33, aucun influence de couplage dans le modèle 5-5, et pour le modèle 5-10 on observe une diminution de déplacement maximal pour les deux structures A et B dans la 5^{ème} position, et une augmentation de déplacement maximal dans la 1^{ère} et 3^{ème} position. Aucune diminution de déplacement maximal après la valeur 60% de K_d/K_A .

En comparant les résultats d'encastrement de la figure 5.9 (1, 2) et les résultats de l'ISSS de la figure 5.33 (1, 2). dans le cas d'encastrement, l'influence est important dans la structure la plus longue pour des hauteurs différents. Dans le cas d'ISSS, l'influence du contrôle est important dans la structure la plus courte. Pas d'influence du contrôle dans le cas des hauteurs égaux, pour le cas sans et avec d'ISSS.

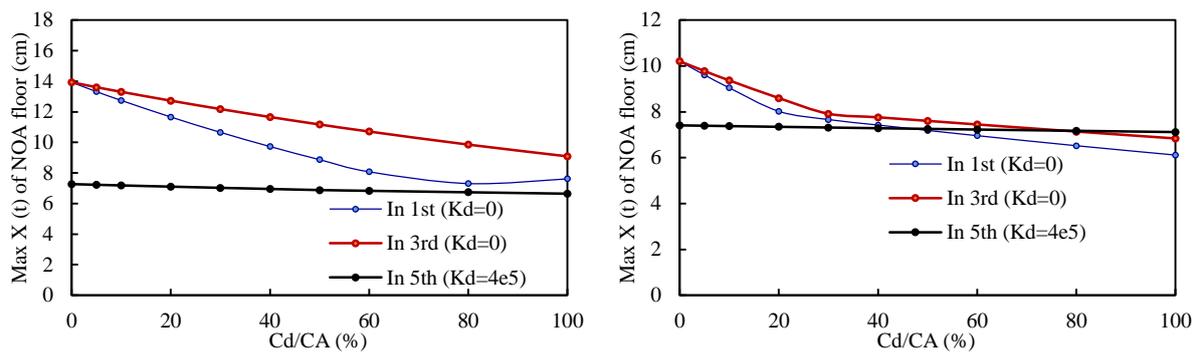
Concernant la position du contrôle, la position 5 est le meilleur choix, avec et sans d'ISSS, tel que, pas influence du contrôle après 60% du rapport de K_d/K_A .



a) Structure A

b) Structure B

1) Modèle 5-5



a) Structure A

b) Structure B

2) Modèle 5-10

Figure 5.34. Variation de la réponse sismique maximale de l'étage NOA en fonction de C_d/C_A avec ISSS, Cas $K_B=K_A$ (modèle viscoélastique linéaire).

Comme le montre la figure 5.34, dans le modèle 5-5 pas influence de coefficient Cd sur la distance de séparation D, dans le modèle 5-10 on observe une diminution de distance de séparation dans la 1^{ère} et 3^{ème} position, les résultats rapprochent aux résultats trouvés dans la 5^{ème} position, et aucune influence dans la position 5.

D'après les figures 5.10 (1, 2) et 5.34 (1, 2), pas influence d'amortissement dans les positions 1 et 3 dans le cas d'ISSS et une influence négative sur la réponse sismique par la position 5. Dans le cas d'ISSS (figure 5.34 (1, 2)), on remarque une diminution de déplacement en fonction du rapports Cd/CA dans les positions 1 et 3, et pas influence sur le déplacement dans la position 5. A hauteur égale pas influence du rapport Cd/CA, avec et sans d'ISSS.

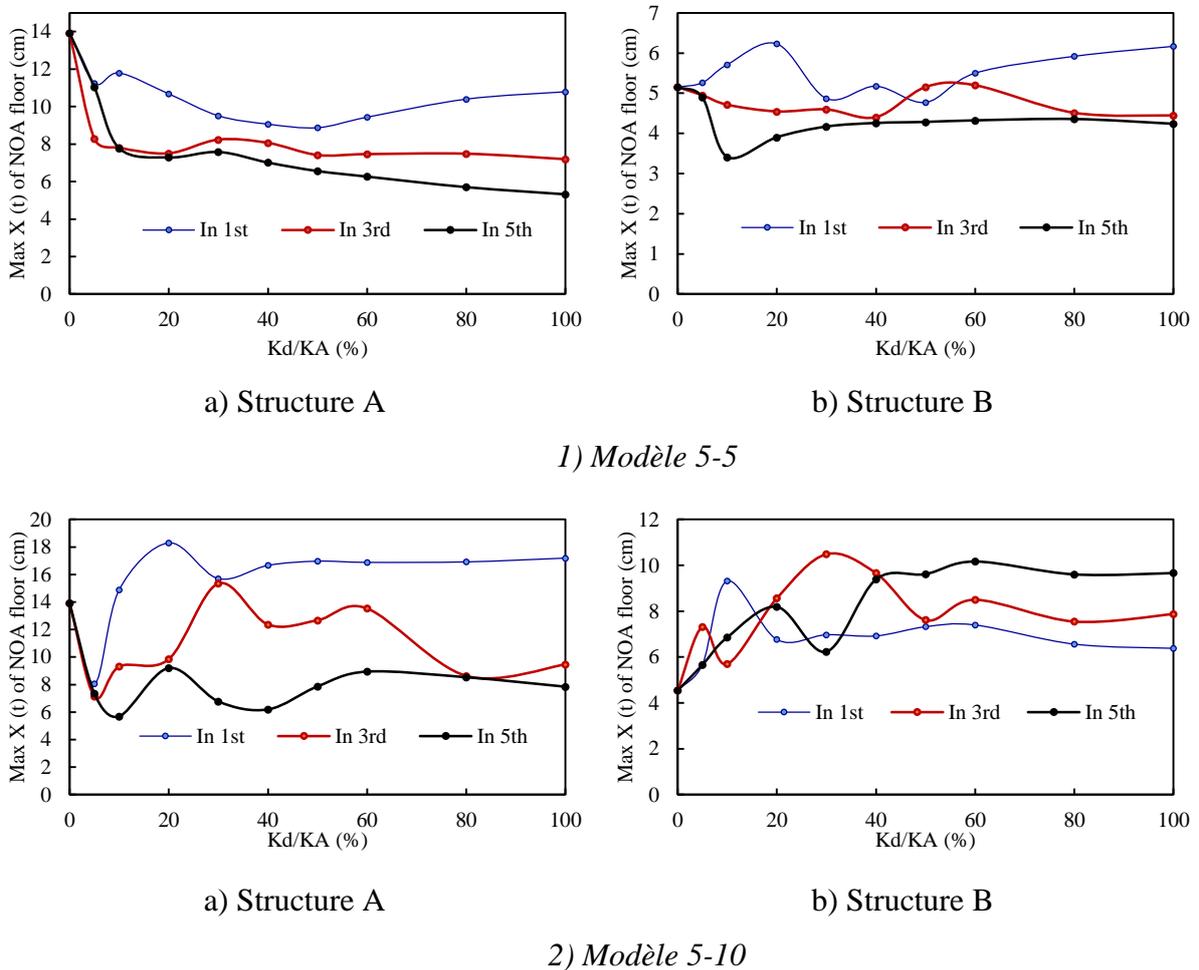
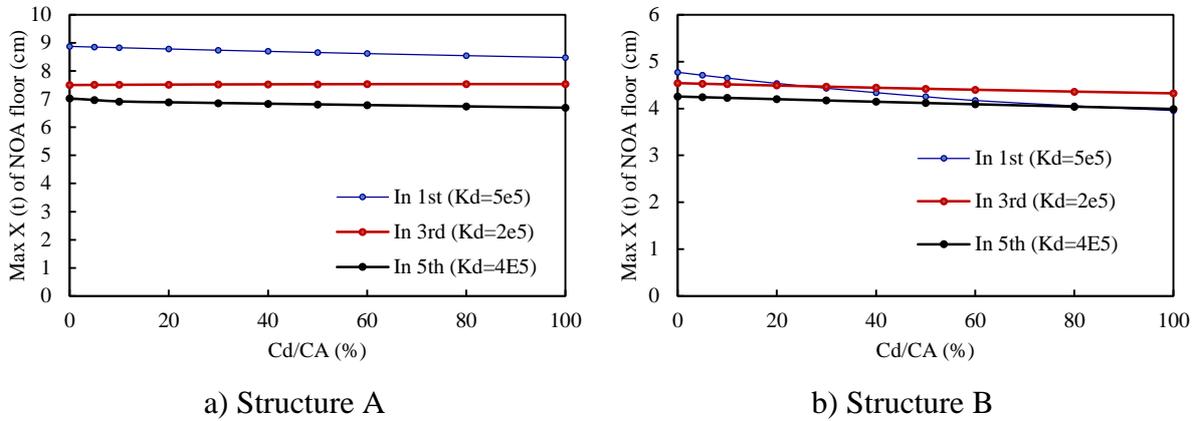


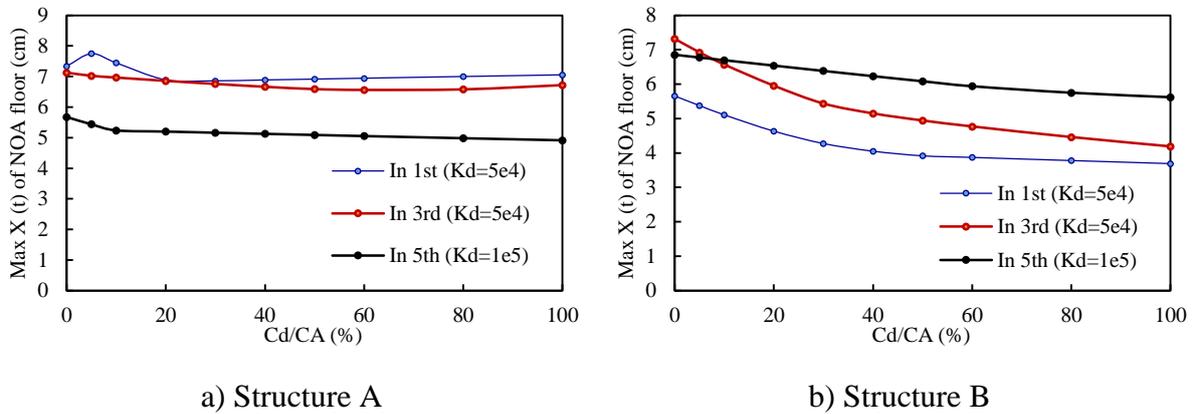
Figure 5.35. Variation de la réponse sismique maximale de l'étage NOA en fonction de Kd/KA avec ISSS, Cas $KB=4 \times KA$ (modèle élastique linéaire).

On remarque une diminution de déplacement maximal de la structure A et une augmentation de déplacement maximal de la structure B dans le modèle 5-10 (figure 5.35.b).

Dans les figures 5.11 (1.2) et 5.35 (1, 2), on remarque que pas différence entre les remarques observé dans le cas d'encastrement où le cas d'ISSS, par le modèle élastique linéaire.



1) Modèle 5-5



2) Modèle 5-10

Figure 5.36. Variation de la réponse sismique maximale de l'étage NOA en fonction de Kd/KA avec ISSS, Cas $KB=4 \times KA$ (modèle viscoélastique linéaire).

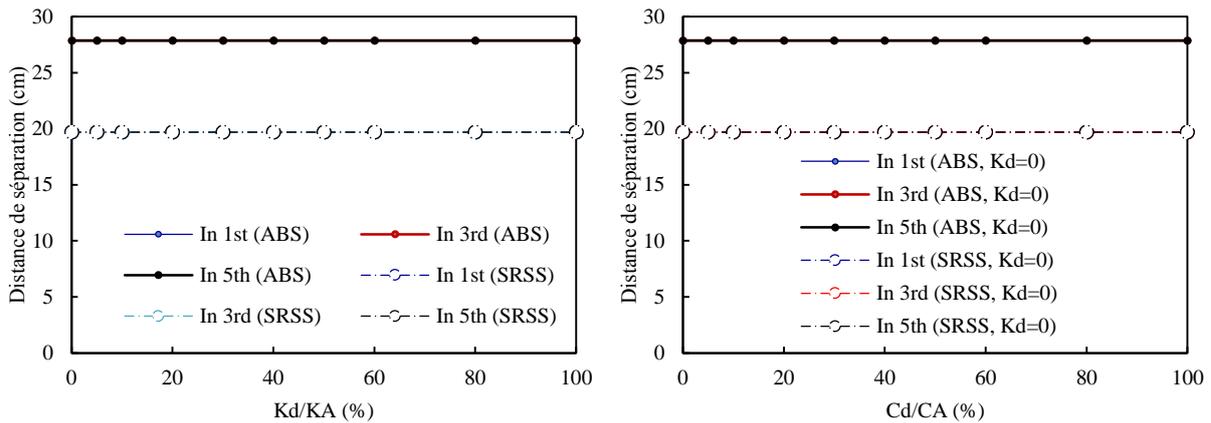
Les figures 5.33 à 5.36 montrent l'effet de couplage sur les déplacements maximums des deux structures. Le couplage d'une structure flexible et rigide donne des effets positifs aux structures flexibles couplés avec des structures rigides.

D'après les figures 5.12 (1.2) et 5.36 (1, 2), dans le cas d'encastrement pas influence du rapport Cd/CA sur le déplacement, au contraire, dans le cas d'ISSS il y a un influence du rapport Cd/CA sur le déplacement des deux structures A et B.

▪ **L'effet de couplage sur la distance de séparation**

Dans cette section, on va déterminer la distance de séparation de deux structures adjacentes A et B, par ABS et SRSS.

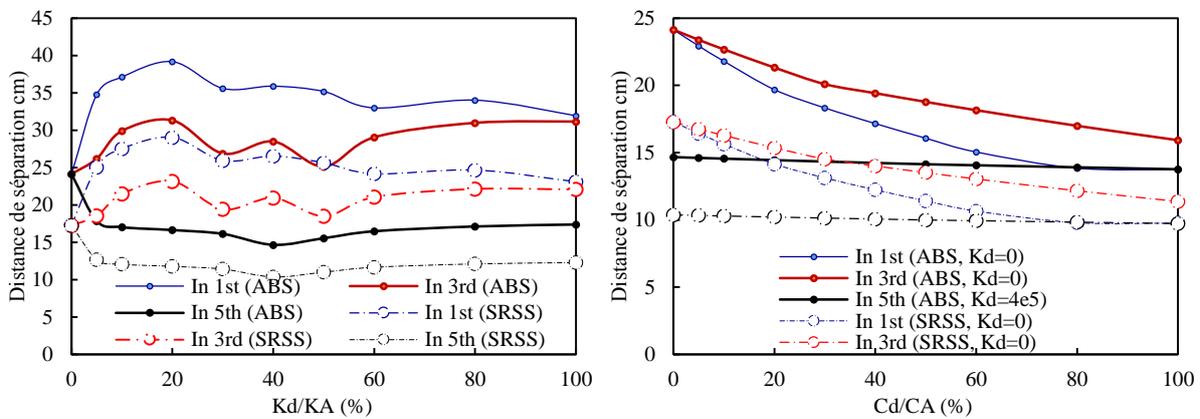
Les figures 5.37 à 5.38 représentent les résultats de distance de séparation de l'étude paramétrique.



a) Modèle élastique linéaire

b) Modèle viscoélastique linéaire

1) Modèle 5-5 étage



a) Modèle élastique linéaire

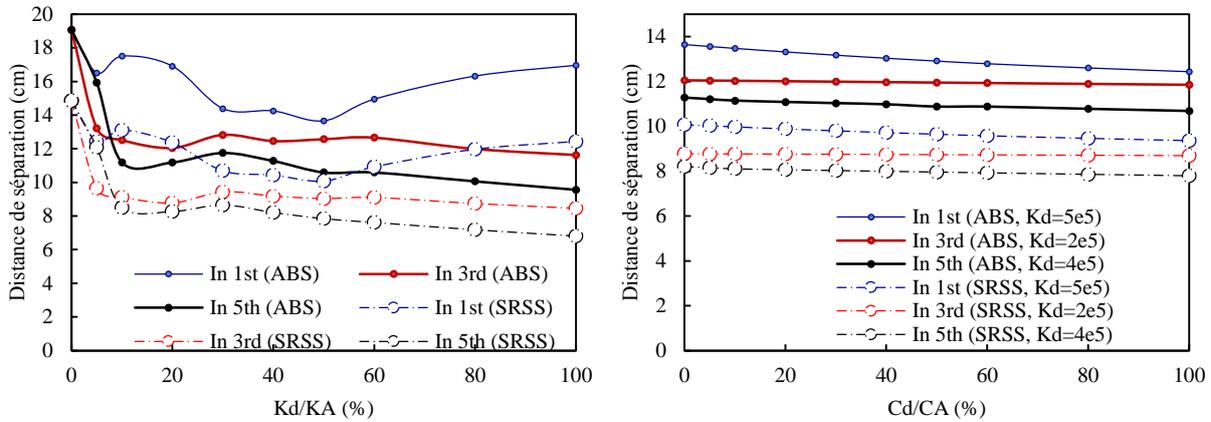
b) Modèle viscoélastique linéaire

1) Modèle 5-10 étage

Figure 5.37. Variation de la distance de séparation en fonction des rapports Kd/KA et Cd/CA en utilisant les méthodes ABS et SRSS avec ISSS, du cas $KB=KA$ de l'exemple 1.

Le modèle élastique linéaire donne une diminution de distance de séparation au 5^{ème} position et une augmentation de distance dans la 1^{ère} et 3^{ème} position (figure 5.37.1.a). le modèle

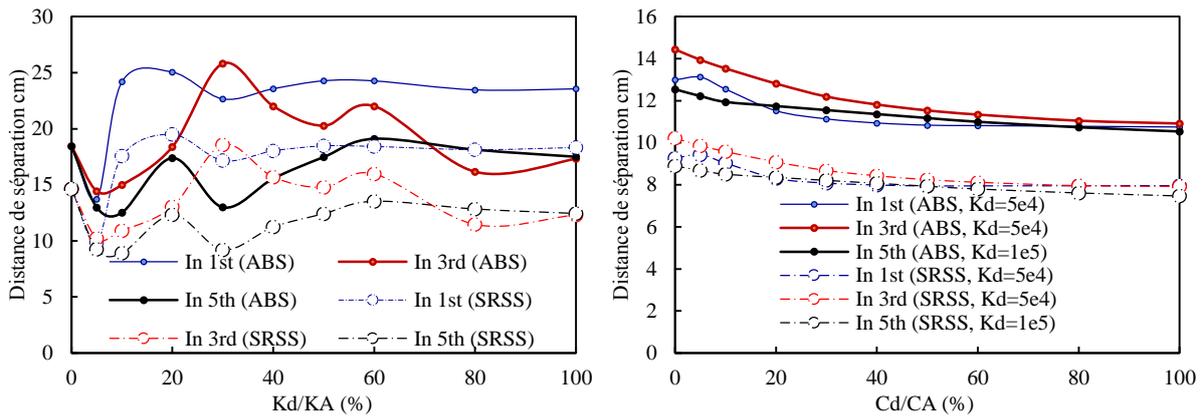
viscoélastique linéaire donne une diminution dans la 1^{ère} et 3^{ème} position et pas d'influence dans la 5^{ème} position (figure 5.37.1.b).



a) Modèle élastique linéaire

b) Modèle viscoélastique linéaire

1) Modèle 5-5 étage



a) Modèle élastique linéaire

b) Modèle viscoélastique linéaire

1) Modèle 5-10 étage

Figure 5.38. Variation de la distance de séparation en fonction des rapports Kd/KA et Cd/CA en utilisant les méthodes ABS et SRSS avec ISSS, du cas $KB=4 \times KA$ de l'exemple 1.

On observe dans la figure 5.38 que la meilleure position est au 5^{ème}, pour le modèle 5-5 et 5-10 et pour le modèle élastique et viscoélastique linéaire.

D'après les figures 5.19 (1.2), 5.20 (1.2), 5.37 (1.2) et 5.38 (1.2), on remarque que la meilleure position de système de contrôle est la position 5, sans et avec ISSS. Le rapport d'amortissement Cd/CA a une influence sur la distance de séparation dans le cas d'ISSS.

Enfin, on peut dire à partir des cas étudiés que le modèle viscoélastique linéaire est important dans le cas d'ISSS.

5.5. Régression multiples des résultats

Une régression multiple des résultats afin de trouver des équations approximatifs des joints sismique en fonction des caractéristiques des structures et systèmes de contrôle.

5.5.1. Base fixe

Enfin, à titre indicatif et pour donner un début de réflexion à d'autres travaux futurs, on a pensé à faire des propositions semi-empiriques à partir de la quantité importante de résultats numériques trouvées. Une simple étude statistique des résultats obtenus nous permet de faire des régressions multiples afin de proposer des modèles mathématiques pour les différents cas étudiés ceci il résume comme suit :

En appliquant la régression par Excel, on obtient l'équation suivant :

$$D = 0.317039236 - 1.17434e^{-11} \times Kd - 1.57094e^{-5} \times Cd - 2.65969e^{-9}KA - 9.36911e^{-12} \\ \times KB - 0.007480706 \times POS - 0.007758297 \times \frac{NOB}{NOA}$$

5.5.2. Avec Interaction structure sol structure

Pour faire une régression multiple, les résultats de l'étude paramétrique du cas d'ISSS sont rassemblés dans un tableau en Excel.

L'application de la régression nous a donné une proposition d'équation de la distance de séparation :

$$D = -20.9741791 + 9.9951e^{-7} \times Kd - 0.0030957 \times Cd + 2.4078e^{-5} \times KA - 2.3483e^{-6} \times KB \\ - 0.49731829 \times POS - 0.87945601 \times \frac{NOB}{NOA} + 0.09956305 \times G$$

5.5. Conclusion

En conclusion de ce chapitre, on peut dire que le couplage passif a une influence sur les déplacements maximaux des deux structures adjacentes sont dans le cas sans interaction (encastrement) ou bien avec interaction structure-sol-structure (ISSS).

L'effet de la position est aussi apprécié dans cette étude où les derniers étages sont préférés aux autres pour une bonne efficacité du contrôle.

L'interaction structure-sol-structure avoir un effet positif pour une structure flexible et négatif pour une structure rigide.

En fin, on peut minimiser la distance de séparation entre les deux structures en tenant compte de contrôle.

Certes, les équations proposées pour la détermination de la distance de séparation restent complexes et lourdes mais ça peut constituer un point de départ pour des réflexions futurs.

CONCLUSION GENERALE

La rareté des terrains urbains et la nécessité de construire plus de maisons ont poussé les décideurs à construire des bâtiments plus hauts et à plus forte densité. De nombreuses structures d'habitation sont actuellement construites les unes à côté des autres; ils forment un ensemble de bâtiments adjacents. Ces structures sont généralement séparées par un interstice que les ingénieurs civils essaient de minimiser au maximum afin de gagner de la place.

Plusieurs solutions ont été utilisées pour minimiser ces distances de séparation des bâtiments adjacents les plus récents reposent sur la minimisation des réponses sismiques des structures en utilisant de nouveaux procédés. C'est ainsi que la notion de contrôle vibratoire des structures a vu le jour pour ce but-ci.

La présente recherche a pour objectif d'étudier du contrôle vibratoire sur les réponses sismiques des structures adjacentes. Plusieurs paramètres sont ciblés afin de maîtriser cette influence et de déterminer les valeurs optimales de contrôle pour minimiser les distances de séparation on ce qu'on appelle les joints sismiques.

À cette fin, un programme basé sur MATLAB, a été élaboré basée sur une formulation mathématique. Plusieurs études ont été menées dans le but de mieux comprendre l'impact des systèmes de contrôle sur le joint sismique. Les conclusions les plus importantes qui pourraient être tirées de cette étude sont les suivantes :

1. Lorsque les paramètres de couplage, tels que la rigidité et l'amortissement, sont variés, la rigidité a une plus grande influence sur la distance de séparation que l'amortissement. Dans ce cas, pour les exemples étudiés la valeur de rigidité optimale K_d est de 60% de la rigidité de la structure la plus courte et la plus souple des deux structures adjacentes.
2. Il est également aisé de constater que l'effet du rapport de raideur (K_d/K_A) est supérieur à celui des rapports d'amortissement (C_d/C_A) du système de

couplage pour le cas d'une base fixe et le cas d'interaction structure-sol-structure.

3. L'augmentation de la rigidité de la structure a un impact direct sur la distance de séparation entre les structures et par conséquent sur le choix de la position du système de couplage qui à son tour a un effet sur le joint sismique. Dans le cas d'un seul couplage, il est beaucoup plus intéressant de le placer en haut qu'en bas du bâtiment.
4. La position du système de couplage dépend de la hauteur de la structure. Les résultats numériques obtenus suggèrent qu'il est possible d'avoir un bâtiment haut adjacent à un bâtiment court sans augmenter la distance de séparation. Dans ce cas, la distance de séparation peut être réduite encore plus.
5. L'augmentation de la rigidité d'une structure par rapport à une autre peut entraîner l'utilisation de joints sismiques plus petits. Des études numériques complémentaires pourraient être menées pour mieux comprendre et contrôler les systèmes de joints sismiques. Dans ce cas, si l'on envisage d'ajouter des systèmes de contrôle aux dispositifs de couplage, alors la distance entre les bâtiments peut être encore plus petite.
6. L'effet de l'interaction structure-sol-structure est positif pour la structure la plus haute et négative pour la structure la plus courte, ces effets diminuent avec l'augmentation de distance de séparation entre structures.

On ne peut donc terminer sans évoquer les développements qui pourraient faire suite à ce travail, on peut mentionner comme suit :

1. Etudier l'entrechoquement entre structures adjacentes.
2. Utiliser d'autre système de couplage, tel que, le couplage semi-actif, actif,...etc.
3. Etudier la non linéarité du sol et du système de couplage.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] A. D. Bhatt and G. P. Lamichhane. (2019) Study and analysis of pounding effect between adjacent rc buildings. Technical journal Vol 1. No.1. July 2019 Nepal Engineers' Association. Gandaki Province ISSN : 2676-1416 (Print) Pp.: 123-132
- [2] A. SEGHIR. (2011) Contribution à la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol-structure et interaction fluide-structure : Application à l'étude des barrages poids en béton.
- [3] A. V. BHASKARAR & R.S. JANGJID. (2004) Seismic response of adjacent buildings connected with dampers. 13th World conference on earthquake engineering Vancouver. B. c. canada
- [4] A. V. BHASKARAR & R.S. JANGJID. (2006) Seismic response of adjacent buildings connected with friction dampers. Bulletin of earthquake Engineering 4:43-64
- [5] Abbas Moustafa & Sayed Mahmoud (2014) Damage assesment of adjacent building under earthquake loads. Eng Struc.. **61** 153-165
- [6] Abdeddaim Mahdi. (2017) Contribution à la réduction du risque d'entrechoquement des bâtiments adjacents sous séisme de forte intensité. Thèse de doctorat, Université Mohamed Khider – Biskra
- [7] Active tuned mass damper based vibration control for seismic excited adjacent buildings under actuator saturation - ScienceDirect n.d. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0267726119315969> (accessed December 19. 2020).
- [8] Alam. M.I. Kim. D. (2014) Spatially varying ground motion effects on seismic response of adjacent structures considering soil-structure interaction. Advances in Structural Engineering 17(1):131-142.
- [9] Anagnostopoulos. S.A. (1988) Pounding of buildings in series during earthquakes. Earthq. Eng. Struct. Dyn. 16-3. 443-456.
- [10] Anand. V.. and Kumar. S.R. (2018) Seismic Soil-structure Interaction: A State-of-the-Art Review. Structures. 16. 317-326. DOI:10.1016/j.istruc.2018.10.009
- [11] Andersen. L.V. (2018) Dynamic soil-structure interaction of poly-pod foundations. Computers and Structures. Article in press. DOI: 10.1016/j.compstruc.2018.07.007.
- [12] Anderson. L.M.. Carey. S.. Amin. J. (2011) Effect of structure. soil. and ground motion parameters on structure-soil-structure interaction of large scale nuclear structures. In: Transaction Structures Congress. ASCE. Las Vegas. NV.
- [13] Andersen. L.V. (2018) Dynamic soil-structure interaction of poly-pod foundations. Computers and Structures. Article in press. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2018.07.007>
- [14] Arita T. et al. (1995) Development and application of passive joint dampers for vibration control of large structures. Proc. 10th Eur. Conf. Earthq. Eng. Vienna. Austria. Vol. 3. 1995. p. 2017–22.
- [15] Aydinoglu, M.N., and Cakiroglu, A. (1977) Dynamic interaction between soil and a group

- of buildings. In: Presented at the 6th World Conference on Earthquake Engineering. New Dehli, India.
- [16] Bolisetti, C., et Whittaker, A. S. (2011) Seismic structure-soil-structure interaction in nuclear power plant structures. Transactions, SMiRT, 21, 6-11.
- [17] Bachir Kebaili. (2009) Analyse du séisme de Boumerdes Juin 2003 et règles parasismiques Algériennes . October 2009 Conference: 1st International conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries
- [18] Behnamfar F. et al (2016) Method for rapid estimation of dynamic coupling and spectral responses of connected adjacent structures. Struct Des Tall Spec Build;25:605–25. <https://doi.org/10.1002/tal.1274>
- [19] Betti. R. (1997) Effects of the dynamic cross-interaction in the seismic analysis of multiple embedded foundations. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 26:1005-1019.
- [20] Bybordiani. M. et Arici. Y. (2019) Structure-soil-structure interaction of adjacent buildings subjected to seismic loading. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 48:731-748. DOI: 10.1002/eqe.3162.
- [21] C. Scawthorn . G.S. Johnson . (1999) Preliminary report Kocaeli (Izmit) earthquake of 17 August 1999 . Engineering Structures 22 (2000) 727–745. PII: S0141-0296(99)00106.
- [22] Cédric Bellis (2008) Méthode des Eléments de Frontière Accélérée en Mécanique de la Rupture 3D, Master 2 « Mathématiques et Applications », Laboratoire Jacques-Louis Lions Université Pierre et Marie Curie / CNRS, Paris
- [23] Cengiz Ipek and al (2021) Accuracy of analytical models to predict primary and secondary system response in seismically isolated buildings. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 150(4). DOI:10.1016/j.soildyn.2021.106944
- [24] Chirag N. Patel. (2017) Pounding effect in building during an earthquake. <http://drchiragnpatel.blogspot.com/2017/07/pounding-effect-in-building-during.html>
- [25] Cheng. F.Y & al (2008) Smart structures Innovative systems for Seismic Response control. Taylor and Francis grup
- [26] Christenson RE. & al (2006) Coupled building control considering the effects of building/connector configuration. J Struct Eng; 132:853–63. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2006\)132:6\(853\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:6(853))
- [27] Cimellaro GP. Lopez-Garcia D.(2011) Algorithm for design of controlled motion of adjacent structures. Struct Control Heal Monit;18:140–8. <https://doi.org/10.1002/stc.357>
- [28] Cole G. et al (2010) Building pounding state of the art: Identifying structures vulnerable to pounding damage Accepted: 2010-09-02T21:28:05Z Publisher: University of Canterbury. Civil and Natural Resources Engineering. <https://ir.canterbury.ac.nz/handle/10092/4445>.
- [29] De Angelis M. Ciampi V. (1995) Effectiveness of dissipative connections on improving the earthquake response of adjacent structures. Proc. 10th Eur. Conf. Earthq. Eng. Rotterdam
- [30] Diego LOPEZ GARCIA. (2004) Separation between adjacent nonlinear structures for prevention of seismic pounding. 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver. Canada. 1-6 August 2004. paper no. 478
- [31] Gazetas. G. (1991) Formulas and Charts for Impedances of Surface and Embedded Foundations. Journal of Geotechnical Engineering. 117(9). 1363-1381.

- [32] G. C. KIM & J. W. KANG. (2011) Seismic response control of adjacent building by using hybrid control algorithm of MR damper. *procedia engineering* 14(2011) 1013-1020
- [33] Ge DD. et al (2010) Seismic response analysis of damper-connected adjacent structures with stochastic parameters. *J Zhejiang Univ Sci A*;11:402–14. <https://doi.org/10.1631/jzus.A0900345>
- [34] Ghiocel. D.M et al (2014) Seismic structure soil-structure interaction (SSSI) effects for dense urban areas. Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. Istanbul. August 25-29.
- [35] H. P. Zhu & Y. L. Xu. (2005) Optimum parameters of maxwell model-defined dampers used to linked adjacent structures. *journal of sound and vibration* 279 (2005) 253-274.
- [36] Hadi MNS. Uz ME.(2015) Investigating the optimal passive and active vibration controls of adjacent buildings based on performance indices using genetic algorithms. *Eng Optim*;47:265–86. <https://doi.org/10.1080/0305215X.2014.887704>
- [37] Hossameldeen M. et al . (2021) Seismic Pounding Between Adjacent Buildings: A Review. *APJHAD* 2(1). 16-28. 2021. DOI: 10.52114/apjhad.937206
- [38] Jeng. V et al. (1992) A spectral difference method to estimate building separations to avoid pounding. *Earthq. Spectra* 8. 201–223 (1992)
- [39] Jankowski. R. (2009) Non-linear FEM analysis of earthquake-induced pounding between the main building and the stairway tower of the Olive View Hospital. *Engineering Structures*. 31(8): p. 1851-1864.
- [40] Jankowski. R.; Mahmoud. S. (2015) *Earthquake-Induced Structural Pounding*; Springer: Cham, Switzerland. https://scholar.google.pl/citations?view_op=view_citation&hl=pl&user=PKoz6xUAAAAJ&cstart=20&sortby=pubdate&citation_for_view=PKoz6xUAAAAJ:SP6oXDckpogC.
- [41] Jeng. V. and Tzeng W.L. (2000) Assessment of seismic pounding hazard for Taipei City. *Engineering Structures* 22(5). 459-471.
- [42] Jennings. P. C. (1970) Distant motions from a building vibration test. *Bulletin of the Seismological Society of America*. 60(6). 2037-2043.
- [43] K. Kasai. and B. F. Maison. (1997) Building pounding damage during the 1989 Loma Prieta earthquake”. *Engineering Structures*. vol. 19(3). pp. 195–207.
- [44] KAHLOUCHE Farah. (2013) Réduction de l’effet de martèlement entre les bâtiments adjacents par le mécanisme de dissipation d’énergie. Mémoire de Magister, université des sciences et de la technologie de HOUARI BOUMEDIENNE.
- [45] Kangda MZ. Bakre S. (2018) Response control of adjacent structures subjected to blast-induced vibrations. *Proc Inst Civ Eng - Struct Build*:1–20. <https://doi.org/10.1680/jstbu.18.00071>
- [46] Kausel. E. (2010). Early history of soil–structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 30. 822-832. DOI:10.1016/j.soildyn.2009.11.001
- [47] Khatami. S.M. & al (2021) Predicting the peak structural displacement preventing pounding of buildings during earthquakes. *Journal of Physics Conference Series* 2070(1):012010 . Novembre 2021. DOI:10.1088/1742-6596/2070/1/012010
- [48] Kharazian A et al. (2017) State-of-the-art of research on seismic pounding between buildings with aligned slabs. *Arch Computat Methods Eng*. <https://doi.org/10.1007/s11831-017-9242-3>

- [49] Klein R.. et al (1972) Investigation of a Method to Stabilize Wind Induced Oscillations in Large Structures. ASME Winter Annu. Meet. New York. p. No. 72-WA/AUT-H.
- [50] Kramer. S. L. (1996) Geotechnical earthquake engineering. In prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics. Prentice-Hall. New Jersey.
- [51] Kim JM. et al (2019) Effect of height ratio and mass ratio on structure-soil-structure interaction of two structures using centrifugal experiment. Applied Sciences 9: 536. DOI:10.3390/app9030526.
- [52] Kirkwood. P. Dashti. S. (2018) A centrifuge study of seismic structure-soil-structure interaction on liquefiable ground and implications for design in dense urban areas. Earthquake Spectra 34(3):1113-1134. DOI: 10.1193/052417EQS095M.
- [53] Kobori T. et al (1988) Effect of dynamic tuned connector on reduction of seismic response-application to adjacent office buildings. Proc. 9th world Conf. Earthq. Eng. Tokyo-Kyoto. Japan 1988:773–8
- [54] Knappett. J.A et al (2015). Seismic structure-soil-structure interaction between pairs of adjacent building structures. Geotechnique 65(5):429-441.
- [55] Kunieda M. (1976) Earthquake-prevent design and earthquake-proof design for structures. Japan Soc Mech Eng;79:86–91
- [56] Kwan-soon Park & Seung-Yong. (2012) Optimal design of actively controlled adjacent structures for balancing the mutually conflicting objectives in design preference aspects. Engineering structures 45 213-222
- [57] Lee. T.H.. Wesley. D.A. (1973) Soil-structure interaction of nuclear reactor structures considering through-soil coupling between adjacent structures. Nuclear Engineering and Design 24(3):374-387.
- [58] Li, P. et al (2012) Shaking table model tests on dynamic structure-soil-structure interaction during various excitations. Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 23–28.
- [59] Lin. H.T et al (1987) Dynamic interaction between adjacent foundations. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 15(3):323-343.
- [60] Luco. J.E. Contesse. L. (1973) Dynamic structure-soil-structure interaction. Bulletin of the Seismological Society of America 63(4):1289-1303.
- [61] Lu. Y et al (2020) Simple discrete models for dynamic structure-soil-structure interaction analysis. Engineering Structures. 206(110188).
- [62] Luco JE. et De Barros FCP (1998) Optimal damping between two adjacent elastic structures. Earthq Eng Struct Dyn;27:649–59. <https://doi.org/10.1002>
- [63] M. Basili & M. De Angelis (2007) Optimal passive control of adjacent structures interconnected with non linear hysteretic devices. journal of sound and vibration 301 106-125
- [64] Maria J. Favvata (2017) Minimum required separation gap for adjacent RC frames with potential inter-story seismic pounding. Eng. Struc.. **152** 643–659
- [65] M. Tamahoult & t. Branci (2010) Influence de l'interaction sol-structure sur la réponse dynamique des structures des bâtiments, communications SICZS, Structures, Chlef ;
- [66] Matthees, W., and Magiera, G. (1982) A Sensitivity Study of Seismic Structure-Soil-Structure Interaction Problems for Nuclear Power Plants. Nuclear Engineering and Design, 73, 343-363.

- [67] Mehmet ADA et Yusuf AYVAZ. (2019) The Structure-Soil-Structure Interaction Effects on the Response of the Neighbouring Frame Structures. *Lat. Am. j. solids struct.* 16 (08) <https://doi.org/10.1590/1679-78255762>
- [68] Miller RK. (1980) Steady vibroimpact at a seismic joint between adjacent structures. *Proc 7th World Conf Earthq Eng*:8–13.
- [69] Naserkhaki. S et Pourmohammad. H. (2012) SSI and SSSI effects in seismic analysis of twin buildings: discrete model concept. *Journal of Civil Engineering and Management* 18(6):890-898.
- [70] Nateghi A, F., and Rezaei Tabrizi, A. (2013) Nonlinear dynamic response of tall buildings considering structure-soil-structure effects. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 22(14), 1075-1082.
- [71] Nateghi. F.A.. Tabrizi. A.R. (2013) Nonlinear dynamic response of tall buildings considering structure-soil-structure effects. *The Structural Design of Tall and Special Buildings* 22(22):1075-1082.
- [72] NEHRP-NIST. (2012) Soil-Structure Interaction for Building Structures. National Institute of Standards and Technology GCR 12-917-21.
- [73] Neha Gaonkar et Purnanand Savoikar. (2016) Study of structure-soil-structure interaction effects for two adjacent buildings – A review. *Indian Geotechnical Conference IGC2016* 15-17 December 2016. IIT Madras. Chennai. India.
- [74] Palacios-Quiñonero et al (2012) Semiactive-passive structural vibration control strategy for adjacent structures under seismic excitation. *J Franklin Inst*;349:3003–26. <https://doi.org/10.1016/j.jfranklin.2012.09.005>
- [75] Palacios-Quiñonero et al (2019) Interstory-interbuilding actuation schemes for seismic protection of adjacent identical buildings. *Smart Struct Syst*;24:67–81. [10.12989/sss.2019.24.1.067](https://doi.org/10.12989/sss.2019.24.1.067).
- [76] Palacios-Quiñonero. et al : Distributed Passive Actuation Schemes for Seismic Protection of Multibuilding Systems. *Appl. Sci.* 2020. 10. 2383
- [77] Patel CC. Jangid R. (2010) Seismic response of adjacent structures connected with Maxwell dampers. *Asian J Civ Eng (Building Housing)*;11:585–603.
- [78] Padron. L.A et al (2009) Dynamic structure-soil-structure interaction between nearby piled buildings under seismic excitation by BEM-FEM model. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 29:1084-1096.
- [79] Pei Liu et al . A (2021) Seismic Pounding Risk-based Method for Determination of Minimum Separation Distance between Nonlinear Adjacent Buildings. *Journal of Earthquake Engineering* (octobre 2021) DOI: 10.1080/13632469.2021.1979133
- [80] Pena LAP. et al (2020) Numerical and experimental comparative of coupled neighboring buildings. *Rev IBRACON Estruturase Mater*;13:2020. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952020000600009>
- [81] Qian. J.. Beskos. D.E. (1996) Harmonic wave response of two 3-d rigid surface foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 15(2):95-110.
- [82] Rosenblueth. E et Meli. R. (1986) The 1985 earthquake: causes and effects in Mexico City. *Concr. Int.* 8. 23–34 .
- [83] Roy, C et al (2015) Significance of structure-soil-structure interaction for closely spaced

- structures. *Nuclear Engineering and Design*, 295, 680-687.
- [84] R Doroudi et S Lavassani. 2021. Connection of coupled buildings: A state-of-the-art review. *Structures* 33 (2021) 1299–1326. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.05.017>
- [85] Reteri K, Megnounif A (2021) Effect of passive coupling on seismic interaction optimization of adjacent structures, *Mechanics and Mechanical Engineering Volume 25, issue 1*, DOI: 10.2478/mme-2021-0014
- [86] Reteri K. (2013) Comportement dynamique des structures intelligentes : poteaux poutre en tenant compte de l'effet de l'interaction sol-structure. Mémoire de Magister, Université ABB Tlemcen
- [87] Ramakrishna U. et al (2020) Optimal Configuration of Viscous Dampers Connected to Adjacent Similar Buildings Using Particle Swarm Optimization. *Adv. Intell. Syst. Comput.* vol. 949. Springer Verlag; p. 799–807. 10.1007/978-981-13-8196-6_71.
- [88] Ramakrishna U. Mohan SC. (2019) Performance of low-cost viscoelastic damper for coupling adjacent structures subjected dynamic loads. *Mater. Today Proc.* vol. 28. Elsevier Ltd;. p.1024–9.10.1016/j.matpr.2019.12.343
- [89] R. Jankowski (2019) Letter to the Editor: Discussion on the Paper “State-of-the-Art of Research on Seismic Pounding Between Buildings with Aligned Slabs”. *Archives of Computational Methods in Engineering*. vol. 26. no. 3. pp. 531-532. 2019/07/01. doi:10.1007/s11831-018-9254-7
- [90] S. D. Bharti & all. (2010) Seismic response analysis of adjacent buildings connected with MR dampers. *Engineering structures* 32 2122-2133
- [91] S. M. Khatami et all. (2021) Effective gap size index for determination of optimum Separation distance preventing pounding between buildings During earthquakes. *Appl. Sci.* 2021. 11. 2322. <https://doi.org/10.3390/app11052322>
- [92] Seung-Yong Ok & all. (2008) Optimal design of hysteretic dampers connecting adjacent structures using multi-objective genetic algorithm and stochastic linearization method. *Engineering structures* 30 1240-1249
- [93] Seyed Mohammad Khatami & al (2020) An ANN-Based Approach for Prediction of Sufficient Seismic Gap between Adjacent Buildings Prone to Earthquake-Induced Pounding. *Appl. Sci* 10. 3591. <https://doi.org/10.3390/app10103591>
- [94] Solari, D., Stura, D., and Vardanega, C. (1980). On the accuracy of numerical models in 3-D soil–structure interaction. In: Presented at the 7th World Conference on Earthquake Engineering. Istanbul, Turkey.
- [95] Semblat, J.-F et al (2000) Numerical analysis of seismic wave amplification in Nice (France) and comparisons with experiments, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 19(5), 347-362.
- [96] Semblat, J.-F et al (2004) Could ‘site city interaction’ modify site effects in urban areas?” 13th world conference on earthquake engineering, Vancouver, paper.
- [97] Semblat, J.-F., Kham, M., and Bard, P.-Y. (2008) Seismic-Wave Propagation in Alluvial Basins and Influence of Site-City Interaction Seismic-Wave Propagation in Alluvial Basins and Influence of Site-City Interaction, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 98(6), 2665-2678.0
- [98] Schwan, L et al (2016) Site-city interaction: theoretical, numerical and experimental

- crossed-analysis. *Geophysical Journal International*, 205(2), 1006–1031.
- [99] Trombetta. N.W et al (2012) Centrifuge modelling of structure-soil-structure interaction: seismic performance of inelastic building models, in: *Proceedings of the Fifteenth World Conference on Earthquake Engineering*. Lisbon. Portugal.
- [100] Vincent Crozet. (2019) Etude de l'entrechoquement entre bâtiments au cours d'un séisme. Thèse de doctorat de l'Institut Polytechnique de Paris préparée à l'École Nationale Supérieure de Techniques Avancées. NNT : 2019IPPAE002
- [101] Veletsos. A. S.. and Meek. J. W. (1974) Dynamic behaviour of building-foundation systems, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 3(2). 121-138.
- [102] Vicencio. Felipe A. (2020) Linear and Nonlinear Structure-Soil-Structure Interaction During Earthquakes. thèse de Doctorat.
- [103] Wolf. J. P. (1985) *Dynamic soil-structure interaction*. Prentice Hall int.
- [104] W. S. ZHANG & Y.L. Xu. (2000) Vibration analysis of two buildings linked by maxwell model-defined fluid dampers. *journal of sound and vibration* (2000) 233 (5). 775-796
- [105] Wang Q. et al (2020) Seismic response control of adjacent high-rise buildings linked by the Tuned Liquid Column Damper-Inerter (TLCDI). *Eng Struct*;223:111169. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111169>
- [106] Wang Q. et al (2021) Seismic performance of optimal Multi-Tuned Liquid Column Damper-Inerter (MTLCDI) applied to adjacent high-rise buildings. *Soil Dyn Earthq Eng* 2021;143:106653. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106653>
- [107] Wang. J. and Zhou. D. (2018) A Simple Model for Vertical Dynamic Interactions among a Group of Strip Footings Rested on Homogeneous Half-Space. *Shock and Vibration*. DOI: 10.1155/2018/7382392.
- [108] Warburton. G.B et al (1971) Forced vibrations of two masses on an elastic half-space. *Journal of Applied Mechanics American Society of Mechanical Engineers* 38:148-156.
- [109] Wang, H.F et al (2013) Structure-soil-structure interaction between underground structure and ground structure. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 54, 31-38.
- [110] Wang, HF et al (2017) Influence of presence of adjacent surface structure on seismic response of underground structure. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 100, 131-143.
- [111] Westermo BD. (1989) The dynamics of interstructural connection to prevent pounding. *Earthq Eng Struct Dyn*;18:687–99. <https://doi.org/10.1002/eqe.429018050>
- [112] Wood A. (2003) Pavements in the sky: The skybridge in tall buildings. *Archit Res Q*; 7:325–32. <https://doi.org/10.1017/S1359135503002264>
- [113] Wong. H.L et al (1975) Two-dimensional. anti-plane. building-soil-building interaction for two or more buildings and for incident plane SH waves. *Bulletin of the Seismological Society of America* 65:1860-1885.
- [114] Xu YL et al (1999) Dynamic response of damper-connected adjacent buildings under earthquake excitation. *Eng Struct*; 21:135–48. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(97\)00154-5](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00154-5)
- [115] Xu YL. Et al (1999) Experimental investigation of adjacent buildings connected by fluid damper. *Earthq Eng Struct Dyn* ;28:609–31. <https://doi.org/10.1002>
- [116] Xu. J. et al (2004) Seismic response prediction of NUPEC's field model tests of NPP

- structures with adjacent building effect. ASME-PVP Conference. California. USA. July.
- [117] Yahyai. MA. et al (2008) Soil structure interaction between two adjacent buildings under earthquake load. American Journal of Engineering and Applied Sciences 2:121-125.
- [118] Y.L. XU & al. (1999) Dynamic response of damper- connected adjacent buildings under earthquake excitation. Engineering structures 21 135-148.
- [119] Z. G. YING & al. (2003) Stochastic optimal coupling-control of adjacent building structures. computer and structures 81 2775-2787.

RESUME

Au cours des dernières années, plusieurs études ont été menées dans divers domaines du génie civil afin de concevoir des ouvrages capables de résister aux efforts et aux déformations pouvant survenir lors d'événements sismiques. Cependant, plus récemment, la construction de structures adjacentes proches les unes des autres et plus résistantes aux séismes, munies de systèmes de couplage, a été un enjeu majeur.

Dans Cette étude, on s'intéresse à deux domaines différents et très importants dans la construction en génie civil, le domaine de couplage des bâtiments adjacents et le domaine d'interaction structure sol structure.

Les effets de certains paramètres, tels que les caractéristiques des structures adjacentes et celles du système de couplage, sur le choix de la distance de séparation, ont été étudiés à l'aide d'un programme élaboré sous MATLAB. Cette thèse vise à présenter une étude pour déterminer les paramètres caractérisant le système de couplage. De plus, l'influence de la rigidité de la structure a également été examinée, afin de trouver une distance minimale de séparation entre deux bâtiments adjacents.

L'étude numérique menée, par la suite, nous a permis de comprendre l'effet de couplage des structures adjacentes avec et sans interaction structure sol structure.

Mot clés : bâtiment adjacent; couplage; passif; distance de séparation, interaction, sol-structure.

ABSTRACT

In recent years, several studies have been carried out in various fields of civil engineering in order to design structures capable of withstanding the forces and deformations that may occur during seismic events. However, more recently, the construction of adjacent structures close to each other and more resistant to earthquakes, equipped with coupling systems, has been a major challenge.

In this study, we are interested in two different and very important areas in civil engineering construction, the area of coupling of adjacent buildings and the area of structure-soil-structure interaction.

Effects of certain parameters, such as the characteristics of the adjacent structures and those of the coupling system, on the choice of the separation distance, were studied using a program developed under MATLAB. This thesis aims to present a study to determine the parameters characterizing the coupling system. In addition, the influence of the rigidity of the structure was also examined, in order to find a minimum separation distance between two adjacent buildings.

The numerical study carried out, thereafter, enabled us to understand the effect of coupling of the adjacent structures with and without interaction structure soil structure.

Key words : adjacent building; coupling; passive; separation gap, interaction, soil-structure.

ملخص

في السنوات الأخيرة ، تم إجراء العديد من الدراسات في مختلف مجالات الهندسة المدنية من أجل تصميم هياكل قادرة على تحمل القوى والتشوهات التي قد تحدث أثناء الأحداث الزلزالية. ومع ذلك ، في الأونة الأخيرة ، كان بناء الهياكل المجاورة القريبة من بعضها البعض وأكثر مقاومة للزلازل ، والمجهزة بأنظمة اقتران ، يمثل تحديًا كبيرًا.

في هذه الدراسة ، نحن مهتمون بمجالين مختلفين ومهمين للغاية في مجال إنشاءات الهندسة المدنية ، مجال اقتران المباني المجاورة ومنطقة التفاعل بين الهيكل والتربة والبنية.

تمت دراسة تأثيرات معلمات معينة ، مثل خصائص الهياكل المجاورة وتلك الخاصة بنظام الاقتران ، على اختيار مسافة الفصل ، تهدف هذه الرسالة إلى تقديم دراسة تهدف إلى تحديد المعلمات التي تميز نظام الاقتران. ماتلاب باستخدام برنامج تم تطويره في إطار بالإضافة إلى ذلك ، تم فحص تأثير صلابة الهيكل أيضًا ، من أجل إيجاد مسافة فصل دنيا بين مبنيين متجاورين.

مكنتنا الدراسة العددية التي تم إجراؤها بعد ذلك من فهم تأثير اقتران الهياكل المجاورة مع بنية التربة التفاعلية وبدونها

الكلمات الدالة : مباني مجاورة ؛ الترابط؛ مسافة الفصل ، التفاعل ، البنية- التربة