HAL
open science

Etude de l'entrechoquement entre bâtiments au cours d'un séisme

Vincent Crozet

To cite this version:

Vincent Crozet. Etude de l'entrechoquement entre bâtiments au cours d'un séisme. Génie civil. Institut Polytechnique de Paris, 2019. Français. NNT : 2019IPPAE002 . tel-02610412

HAL Id: tel-02610412

https://theses.hal.science/tel-02610412v1

Submitted on 17 May 2020

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

INSTITUT POLYTECHNIQUE DE PARIS

ENSTA ParisTech université PARIS-SACLAY

NNT : 2019IPPAE002

Étude 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

École doctorale n°626 : École Doctorale de l'Institut Polytechnique de Paris (ED IP Paris)

Spécialité de doctorat: Mécanique des fluides et des solides, acoustique

Thèse présentée et soutenue au CEA Saclay, le 15 Novembre 2019, par

Vincent Crozet

Composition du Jury :

Stéphane Grange Professeur à l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon	Président
Michaël Brun Maître de conférences (HDR) à l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon	Rapporteur
Nicos Makris Professeur à la Southern Methodist University	Rapporteur
Frédéric Ragueneau Professeur à l'École Normale Supérieure Paris-Saclay	Examinateur
Jean-François Semblat Professeur à l'École Nationale Supérieure de Techniques Avancées	Examinateur
Ioannis Politopoulos Ingénieur de recherche (HDR) au Commissariat à l'Énergie Atomique et aux Énergies Alternatives	Directeur de thèse
Kim Pham Maître de conférences à l'École Nationale Supérieure de Techniques Avancées	Encadrant de thèse

Thèse de doctorat

Table des matières

Chapitre 1. Introduction 1
Chapitre 2. Analyse de sensibilité 3
2.1. Études d'oscillateurs à impacts 3
2.2. Motivation 5
2.3. Description du modèle 5
2.3.1. Modèle d'impact 5
2.3.2. Excitations sismiques 7
2.3.3. Lois de comportement des oscillateurs 7
2.4. Analyse dimensionnelle du modèle 10
2.5. Approche statistique pour l'évaluation des conséquences de l'entrechoquement 13
2.6. Extension au cas d'oscillateurs à deux degrés de liberté 16
2.7. Amplification de la force et de la demande en déplacement non-linéaire. 17
2.8. Effet de l'entrechoquement sur les spectres de planchers 20
2.8.1. Caractéristiques des spectres de planchers 20
2.8.2. Sensibilité de l'impulsion maximale adimensionnelle 24
2.9. Conclusions 26
Chapitre 3. Campagne expérimentale. 28
3.1. Introduction 28
3.1.1. Études expérimentales antérieures de l'entrechoquement entre bâtiments. 29
3.2. Montage expérimental 31
3.2.1. Sélection des caractéristiques des maquettes expérimentales 31
3.2.2. Description des maquettes 33
3.2.3. Instrumentation 36
3.2.4. Séquence d'essais 36
3.3. Résultats 38
3.3.1. Analyse modale 38
3.3.2. Effet de l'entrechoquement sur les accélérations 40
3.3.3. Effet de l'entrechoquement sur les déplacements inter-étages 48
3.3.4. Essais avec des liaisons rigides 51
3.3.5. Essais sismiques à forte intensité 52
3.4. Simulation des essais à l'aide d'un modèle numérique 53
3.4.1. Méthodes de modélisation des impacts 53
3.4.2. Présentation du modèle 54

3.4.3. Simulation des essais sans plastification 58
3.4.4. Simulation des essais à fort niveau 63
3.5. Influence des hypothèses de modélisation 67
3.6. Essais de lâcher de structures sujettes à l'entrechoquement 74
3.6.1. Montage expérimental et protocole d'essai 74
3.6.2. Mesure du coefficient de restitution. 76
3.7. Conclusions 78
Chapitre 4. Suppression de l'entrechoquement 81
4.1. Introduction 81
4.2. Études antérieures 81
4.3. Étude de l'efficacité de différents dispositifs de couplage 85
4.3.1. Liaison de Kelvin-Voigt ou de Maxwell 87
4.3.1.1. Analyse dimensionnelle du problème 87
4.3.1.2. Caractéristiques et efficacité d'une liaison de Kelvin-Voigt ou de Maxwell 88
4.3.1.3. Liaison contrainte par l'effort admissible 91
4.3.1.4. Étude de deux cas pratiques 93
4.3.2. Liaison active 96
4.4. Conclusions 98
Chapitre 5. Conclusions et perspectives 100
5.1. Conclusions 100
5.2. Perspectives 102
Annexe A 104
Annexe B 106
Références 110

Liste des figures

Figure 1.1 : Exemples de dommages aux structures provoqués par l'entrechoquement (a) [7], b) [9], c) [11]). 1

Figure 2.1 : Modèle de deux oscillateurs qui s'entrechoquent. 6

Figure 2.2 : Lois de comportement non-linéaires appliquées aux oscillateurs. a) Elastoplastique, b) Elasticité bilinéaire, c) Orientée vers l'origine. 8

Figure 2.3 : Évolution du coefficient de réduction en fonction de la fréquence adimensionnelle de l'excitation. 9

Figure 2.4 : Densité de probabilité du rapport de masse. 16

Figure 2.5 : Modèle de deux oscillateurs à deux degrés de liberté qui s'entrechoquent. 17

Figure 2.6 : Indices de sensibilité de Sobol' et leurs intervalles de confiance à 95% relatifs à a) l'amplification de l'effort maximal pour des oscillateurs linéaires élastiques et à l'amplification de la demande en déplacement non-linéaire dans le cas d'oscillateurs b) élastoplastiques, c) orientés vers l'origine, d) bilinéaires élastiques. 19

Figure 2.7 : Diagrammes de dispersion dans le cas d'un oscillateur 1 de fréquence $2\,\mathrm{Hz}$: a) pour l'amplification du déplacement maximum de l'oscillateur 1 dans le cas d'oscillateurs linéaires, b) pour l'amplification de l'appel de ductilité dans le cas d'oscillateurs élastoplastiques. 20

Figure 2.8 : Réponse en accélération d'un des deux oscillateurs. a) Accélération en fonction du temps, b) Spectre de réponse correspondant (2% d'amortissement). 21

Figure 2.9 : Réponse en accélération d'un oscillateur qui choque avec une barrière rigide. a) Accélération en fonction du temps, b) Spectre de réponse correspondant, c) Agrandissement du spectre de réponse dans la région des basses fréquences. 23

Figure 2.10 : Indices de sensibilité de Sobol' et leurs intervalles de confiance à 95% pour l'impulsion maximale adimensionnelle dans le cas d'oscillateurs : a) linéaires élastiques, b) élastoplastiques, c) orientés vers l'origine, d) bilinéaires élastiques. 25

Figure 2.11 : Diagrammes de dispersion de l'impulsion maximale adimensionnelle dans le cas d'un oscillateur 1 de fréquence $2\,\mathrm{Hz}$. a) Oscillateurs linéaires élastiques, b) Oscillateurs élastoplastiques. 26

Figure 3.1 : Table vibrante Azalée. 29

Figure 3.2 : Moyennes des grandeurs d'intérêt (amplification du déplacement maximal et impulsion adimensionnelle) de l'oscillateur 1 en fonction du rapport de masse des oscillateurs et de la fréquence de l'oscillateur 2 et pour : a) $f_1 = 2\,\mathrm{Hz}$, b) $f_1 = 3\,\mathrm{Hz}$, c) $f_1 = 4\,\mathrm{Hz}$ 32

Figure 3.3 : Configuration des maquettes expérimentales sur la table vibrante Azalée pour la réalisation des essais sismiques. 34

Figure 3.4 : Liaisons rigides entre les structures. 34

Figure 3.5 : Représentation schématique de la structure souple. 35

Figure 3.6 : Représentation schématique de la structure rigide. 35

Figure 3.7 : Spectres de réponse (5% d'amortissement) des sollicitations normalisées à un PGA de 1 m/s^2. 37

Figure 3.8 : Réponses du plancher du deuxième étage de la structure rigide suivant la direction principale à une excitation de Kobe 0.2 g en fonction de l'espacement entre les structures. a) Évolution temporelle de l'accélération moyenne, b) Spectres de réponse correspondants (2% d'amortissement). 41

Figure 3.9 : Réponses du plancher du deuxième étage de la structure rigide suivant la direction principale à une excitation de Northridge 0.2 g en fonction de l'espacement entre les structures. a) Évolution temporelle de l'accélération moyenne, b) Spectres de réponse correspondants (2% d'amortissement). 42

Figure 3.10 : Accélération moyenne suivant la direction principale du plancher du deuxième étage de la structure rigide lors de la sollicitation Kobe 0.2 g pour un jeu nul. 42

Figure 3.11 : Transformées de Fourrier évolutives des signaux d'accélération présentés sur la Figure 3.8a. a) Sans entrechoquement, b) 5 cm de jeu, c) 2 cm de jeu, d) Jeu nul. 43

Figure 3.12 : Transformées de Fourrier évolutives des accélérations moyennes du plancher du deuxième étage de la structure souple suivant la direction de l'excitation lors de la sollicitation de Kobe 0.2 g. a) Sans entrechoquement, b) 5 cm de jeu, c) 2 cm de jeu, d) Jeu nul. 43

Figure 3.13 : Spectres de réponse (2 % d'amortissement) de l'accélération moyenne du premier étage de la structure souple pour un espacement de 5 cm entre les structures. 45

Figure 3.14 : Déformée du premier mode de flexion antisymétrique des planchers de la structure souple. 45

Figure 3.15 : Représentation schématique de l'excentrement des impacts par rapport au plan neutre des planchers. 46

Figure 3.16 : Spectres de plancher (2 % d'amortissement) des accélérations suivant la direction principale enregistrées au premier étage de la structure souple (sollicitation Kobe 0.2 g, 5 cm d'espacement). 46

Figure 3.17 : a) Accélérations de rotation des planchers de la structure rigide autour de l'axe vertical (sollicitation Kobe 0.2 g, 5 cm d'espacement), b) Transformées de Fourrier évolutives correspondantes. 47

Figure 3.18 : a) Accélérations enregistrées suivant la direction de l'excitation sur la structure rigide au moment du premier impact (sollicitation Kobe 0.2 g, 5 cm d'espacement), b) Zoom sur l'instant de l'impact. c) Position des capteurs. 48

Figure 3.19 : Spectres de réponse (2% d'amortissement) des accélérations enregistrées au deuxième étage de la structure rigide suivant la direction de l'excitation (sollicitation Kobe 0.2 g, 5 cm d'espacement). 48

Figure 3.20 : Amplifications des déplacements inter-étages maximaux du fait de l'entrechoquement en comparaison au cas sans choc pour deux valeurs de jeu adimensionnel. a) Jeu 5 cm, b) Jeu 2 cm. 50

Figure 3.21 : Amplifications des déplacements inter-étages maximaux pour un jeu nul par rapport au cas sans choc. 50

Figure 3.22 : Amplifications des déplacements inter-étages maximaux des structures liées en comparaison au cas sans choc et sans liaison. 51

Figure 3.23 : Déformations axiales à proximité de la base des poteaux pour l'excitation de Northridge et cinq valeurs de PGA croissantes (0.25 g à 0.55 g). a) Structure souple, b) Structure rigide. 52

Figure 3.24 : Endommagement des structures à la fin des essais à fort niveau. a) Fissure à la base d'un poteau de la structure souple, b) Exemple de dommages constatés aux extrémités des zones d'impacts. 53

Figure 3.25 : Maillage des structures. 55

Figure 3.26 : Réponse en accélération de deux oscillateurs dont la fréquence diffère de 8 %. a) Sans choc, b) Avec chocs. 56

Figure 3.27 : Accélérations moyennes observées expérimentalement et simulées dans la direction de l'excitation et spectres de réponse (2% d'amortissement) correspondants au deuxième étage de la structure rigide (Kobe 0.2 g). a) Jeu 5 cm, b) Jeu 2 cm, c) Jeu nul. 58

Figure 3.28 : Accélérations moyennes observées expérimentalement et simulées dans la direction de l'excitation et spectres de réponse (2% d'amortissement) correspondants au deuxième étage de la structure souple (Kobe 0.2 g). a) Jeu 5 cm, b) Jeu 2 cm, c) Jeu nul. 59

Figure 3.29 : Agrandissement entre 8.3 s et 10 s de la Figure 3.27c. 60

Figure 3.30 : Spectres de réponse (2% d'amortissement) de l'accélération moyenne dans la direction de l'excitation observée expérimentalement et simulée au premier étage de la structure souple (Kobe 0.2 g, 5 cm de jeu). 60

Figure 3.31 : Comparaison entre les accélérations en rotation mesurées et simulées au niveau du plancher deuxième étage de la structure rigide (Kobe 0.2 g). a) Jeu 5 cm, b) Jeu 2 cm, c) Jeu nul. 61

Figure 3.32 : Déplacements inter-étages normalisés de la structure rigide pour une excitation de Kobe 0.2 g. a) 5 cm de jeu, b) 2 cm de jeu, c) Jeu nul. 62

Figure 3.33 : Déplacements inter-étages normalisés de la structure souple pour une excitation de Kobe 0.2 g. a) 5 cm de jeu, b) 2 cm de jeu, c) Jeu nul. 63

Figure 3.34 : Exemple de déformée statique supplémentaire pour la structure souple. 66

Figure 3.35 : Accélérations moyennes de la structure souple et spectres de réponse (2% d'amortissement) correspondants pour l'excitation de Northridge 0.55 g et un jeu nul. a) Deuxième étage, b) Premier étage. 66

Figure 3.36 : Déplacements inter-étages normalisés de la structure souple pour l'excitation de Northridge 0.55 g et un jeu nul. a) Deuxième étage. b) Premier étage. 67

Figure 3.37 : Comparaison entre les amortissements utilisés dans le modèle Opensees et les taux d'amortissement modaux observés expérimentalement. 69

Figure 3.38 : Comparaison des accélérations moyennes de la structure rigide simulées à l'aide des modèles Cast3m et Opensees pour une excitation de Kobe 0.2g et un jeu de 5 cm. 69

Figure 3.39 : Comparaison des accélérations moyennes de la structure rigide simulées à l'aide des modèles Cast3m et Opensees pour une excitation de Kobe 0.2g et un jeu de 2 cm. 70

Figure 3.40 : Accélérations en rotation au deuxième étage de la structure souple simulées à l'aide des logiciels Cast3m et Opensees (Kobe 0.2 g, jeu 5 cm). 71

Figure 3.41 : Accélérations moyennes du deuxième étage de la structure rigide simulées à l'aide du modèle Opensees en fonction du schéma d'intégration utilisé (Kobe 0.2g, jeu 2 cm). a) Évolution temporelle de l'accélération moyenne. b) Agrandissement entre 13.6 s et 13.75 s. 71

Figure 3.42 : Déplacements inter-étages normalisés de la structure souple, dans le cas sans choc, simulés à l'aide des logiciels Cast3m et Opensees (Northridge 0.55 g). 72

Figure 3.43 : Accélérations moyennes de la structure souple simulées à l'aide des logiciels Cast3m et Opensees (Northridge 0.55 g, jeu nul). 73

Figure 3.44 : Déplacements inter-étages normalisés de la structure souple simulés à l'aide des logiciels Cast3m et Opensees (Northridge 0.55 g, jeu nul). 73

Figure 3.45 : Montage expérimental pour la réalisation des essais de lâcher. 74

Figure 3.46 : Essai de lâcher. a) Efforts des ventouses électromagnétiques, b) Déplacement relatif entre les planchers. 75

Figure 3.47 : a) Accélérations moyennes suivant la direction principale du plancher de la structure rigide lors du premier impact pour les 16 essais de lâcher réalisés. b) Spectres de réponse correspondants (2 % d'amortissement). 76

Figure 3.48 : Vitesse relative entre les planchers lors d'un essai de lâcher autour de l'instant du premier impact. 77

Figure 3.49 : Coefficients de restitution mesurés durant les essais de lâcher. 78

Figure 4.1 : Structures de grande hauteur connectées par un actionneur (Triton square complex, Tokyo, Japon [101]). 84

Figure 4.2 : Modèle d'oscillateurs couplés par : a) une liaison de Kelvin-Voigt, b) une liaison de Maxwell, c) un actionneur. 86

Figure 4.3 : Valeurs optimales de Π_K et Π_C pour une liaison de Kelvin-Voigt minimisant le critère G_1 89

Figure 4.4 : Valeurs optimales de Π_C pour une liaison de Maxwell minimisant le critère G_1 .89

Figure 4.5 : Performances des oscillateurs couplés par : a) une liaison de Kelvin-Voigt (lignes pleines) ou de Maxwell (croix) minimisant le critère G_1 , b) une liaison rigide. 90

Figure 4.6: Performances des oscillateurs (pour $\Pi_m = 1$) liés par une liaison de Kelvin-Voigt (ligne pleine) ou de Maxwell (croix) en fonction de l'effort dans la liaison. a) Liaison minimisant le critère G_1, b) Liaison minimisant le critère G_2. 93

Figure 4.7 : Amplification du déplacement des oscillateurs (pour $\Pi_\omega = 1.3$, $\Pi_m = 1$ et $f_1 = 2\ \text{Hz}$) dans le cas : a) avec entrechoquement, b) avec une liaison rigide, c) avec une liaison par un amortisseur optimal. 95

Figure 4.8 : Amplification du déplacement des oscillateurs (pour $\Pi_\omega = 1.3$, $\Pi_m = 0.25$ et $f_1 = 2\ \text{Hz}$) dans le cas : a) avec entrechoquement, b) avec une liaison rigide, c) avec une liaison par un amortisseur optimal. 95

Figure 4.9 : Amplification du déplacement relatif entre les oscillateurs, en comparaison au cas sans liaison et sans choc, pour la liaison par un amortisseur optimal. a) $\Pi_m = 1$, b) $\Pi_m = 0.25$ .96

Figure 4.10 : Performances des oscillateurs (pour $\Pi_m = 1$) liés par une liaison passive ou active. a) Liaison minimisant le critère G_1, b) Liaison minimisant le critère G_2. 98

Figure A.1 : Instrumentation utilisée lors des essais sismiques. 104

Figure B.1 : Performances des oscillateurs (pour $\Pi_m = 0,25$) liés par une liaison de Kelvin-Voigt (ligne pleine) ou de Maxwell (croix) en fonction de l'effort dans la liaison. a) Liaison minimisant le critère G_1, b) Liaison minimisant le critère G_2. 106

Figure B.2 : Performances des oscillateurs (pour $\Pi_m = 4$) liés par une liaison de Kelvin-Voigt (ligne pleine) ou de Maxwell (croix) en fonction de l'effort dans la liaison. a) Liaison minimisant le critère G_1, b) Liaison minimisant le critère G_2. 107

Figure B.3 : Performances des oscillateurs (pour $\Pi_m = 0,25$) liés par une liaison passive ou active. a) Liaison minimisant le critère G_1, b) Liaison minimisant le critère G_2 108

Figure B.4 : Performances des oscillateurs (pour $\Pi_m = 4$) liés par une liaison passive ou active. a) Liaison minimisant le critère G_1, b) Liaison minimisant le critère G_2. 109

Liste des tableaux

Tableau 3.1 : Description des sollicitations..... 37

Tableau 3.2 : Fréquences propres des structures. 38

Tableau 3.3 : Amortissements modaux des structures. 39

Tableau 3.4 : Accélérations maximales des excitations sismiques. 49

Tableau 3.5 : Comparaison entre les fréquences mesurées expérimentalement et celles calculées à l'aide du modèle numérique 57

Remerciements

En préambule à ce manuscrit je souhaiterais remercier les personnes qui ont participé de près ou de loin à ce projet. Tout d'abord, mes collègues du laboratoire d'Études de Mécanique Sismique (EMSI) pour leurs conseils, leur soutien et les moments de détentes que nous avons partagés (et que nous partagerons dans le futur). En particulier, je souhaite remercier :

- Ioannis Politopoulos mon directeur de thèse pour son encadrement, son envie de partager ses connaissances et son soutien.
- Eveline Foerster pour son soutien et ses conseils.
- Thierry Chaudat, Michel Le Corre, Martial Mahe et Stéphane Poupin pour leur aide dans la réalisation de la campagne expérimentale effectuée durant cette thèse.

Je souhaite également remercier Stéphane Grange, Frédéric Ragueneau et Jean-François Semblat pour avoir été membres du jury et plus particulièrement Nicos Makris et Michaël Brun qui ont accepté de rapporter cette thèse.

Enfin je tiens à remercier ma famille et ma compagne pour leur présence à mes côtés durant ces années, leur accompagnement et leur patience.

Chapitre 1. Introduction

L'entrechoquement de bâtiments adjacents au cours d'un séisme est une problématique qui interpelle la communauté scientifique depuis plusieurs décennies [1]. Les rapports de missions post-sismiques [2–11] font état de dommages susceptibles d'avoir été causés par ce phénomène. Ces dommages peuvent être plus ou moins sévères, d'un endommagement local à proximité des zones d'impact jusqu'à un endommagement plus global des structures. Néanmoins, dans de nombreux cas il est difficile de déterminer dans quelle mesure les dommages observés ont été provoqués uniquement par l'entrechoquement. Des exemples de dommages causés vraisemblablement par l'entrechoquement sont illustrés sur la Figure 1.1.

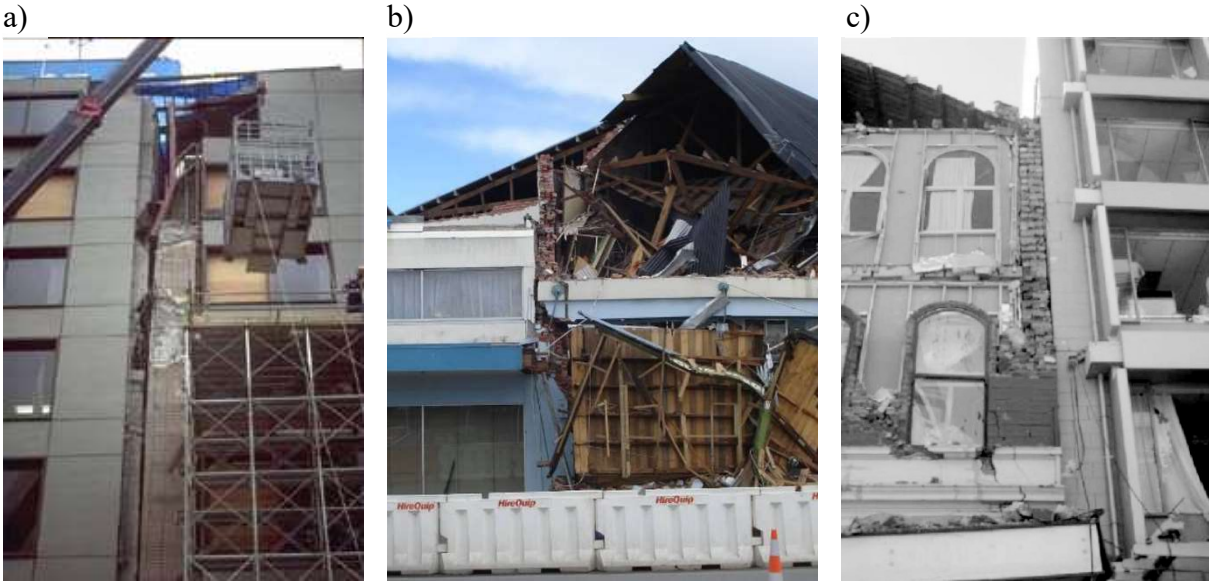

Figure 1.1 : Exemples de dommages aux structures provoqués par l'entrechoquement (a) [7], b) [9], c) [11]).

Les raisons du non-respect de l'espace minimal nécessaire pour accommoder le déplacement relatif entre deux structures adjacentes sont multiples [12]. Tout d'abord, l'évaluation de cet espace minimal est complexe [12–15]. Il est donc difficile de trouver un compromis satisfaisant entre le conservatisme et le risque mesuré, entre facilité de construction ou exploitation maximale d'un terrain et sécurité. Par ailleurs, dans certains cas, l'espace entre deux bâtiments est inférieur à celui requis en raison d'évolutions des règlementations parasismiques (par exemple, du fait d'une augmentation du niveau de la sollicitation sismique à considérer). Bien évidemment, il en est de même, si l'intensité de l'excitation sismique réelle est supérieure à celle prise en compte lors de la conception.

Outre les dommages provoqués sur les bâtiments, l'entrechoquement influence également considérablement leurs accélérations. Dans le cas d'installations industrielles, notamment nucléaires, ceci peut être un facteur déterminant pour la réponse des équipements de ces installations. La possibilité d'entrechoquement entre deux bâtiments adjacents est un élément à prendre en compte dans les études de réévaluation de la sureté des bâtiments de centrales nucléaires au risque sismique. En effet, de par l'augmentation des niveaux d'accélération sismique de référence mis en application par l'autorité de sûreté nucléaire suite à l'incident de Fukushima, certains bâtiments du parc nucléaire français pourraient être sujets à

l'entrechoquement dans le cas d'un évènement sismique d'une intensité exceptionnelle. Une bonne connaissance des effets potentiels de l'entrechoquement est donc nécessaire pour évaluer les conséquences de ce phénomène sur le comportement des structures. Toutefois, seul peu de résultats d'expériences ou d'observations in-situ sont présents dans la littérature.

En raison de la diversité des configurations de bâtiments adjacents pour lesquelles l'entrechoquement peut survenir, les conséquences des chocs peuvent être variées. La géométrie des bâtiments ou des zones d'impact peut notamment influencer fortement les effets de l'entrechoquement. Par exemple, il est vraisemblable que les conséquences de l'impact entre les planchers d'un bâtiment et les poteaux ou les voiles du bâtiment adjacent seront très différentes de celles de l'impact entre deux planchers. Dans le premier de ces deux cas, l'impact est susceptible de causer des dommages structurels plus importants que dans le second. Similairement, une structure sujette à un impact excentré présentera une réponse significative en torsion absente dans le cas d'un impact non excentré.

Ce travail n'a pas pour objectif d'aborder l'ensemble des configurations pour lesquelles l'entrechoquement est susceptible d'avoir lieu. Par conséquent, nous nous intéressons principalement aux cas de structures symétriques sujettes à des impacts dont l'excentrement est faible et survenant entre les planchers adjacents. De plus, l'entrechoquement d'autres types de structures tel l'impact entre deux travées adjacentes d'un pont ou encore l'impact entre la base d'une structure sismiquement isolée et le mur de soutènement adjacent ne sont pas traités dans ce manuscrit.

Cette thèse est composée de cinq chapitres. Après cette introduction, une analyse de sensibilité ayant pour objectif de déterminer les paramètres les plus influents sur l'augmentation des efforts ainsi que sur les spectres de réponse des planchers (ce qui constitue l'excitation pour les équipements) est présentée dans le chapitre 2. Dans le chapitre 3, nous présentons une campagne expérimentale s'intéressant à la reproduction du phénomène d'entrechoquement entre deux maquettes de bâtiments durant un séisme. Outre les résultats expérimentaux, ce chapitre présente aussi une comparaison entre les résultats d'essais et les résultats de simulations numériques. Après avoir mis en évidence les effets de l'entrechoquement dans les chapitres 2 et 3, la possibilité de suppression de l'entrechoquement par la connexion des deux structures est étudiée dans le chapitre 4. Enfin, les conclusions et perspectives sont présentées dans le chapitre 5.

Chapitre 2. Analyse de sensibilité

L'objectif de l'analyse de sensibilité appliquée dans ce chapitre est d'utiliser un outil d'analyse mathématique rigoureux de façon à déterminer les paramètres les plus influents sur deux conséquences (l'amplification des efforts et la modification des spectres de planchers) de l'entrechoquement. En effet, eu égard à la grande diversité des caractéristiques des structures existantes et à la variabilité de la sollicitation sismique, l'étude au cas par cas de structures qui s'entrechoquent sous l'effet d'une sollicitation sismique ne permet pas de décrire les grandes tendances qui régissent ce phénomène. De plus, les problèmes impliquant des chocs étant très sensibles aux variations de paramètres (caractéristiques des structures, conditions limites) l'étude d'un cas spécifique ne permet pas une généralisation aux autres configurations possibles.

2.1. Études d'oscillateurs à impacts

Les études relatives aux conséquences de l'entrechoquement utilisant des modèles d'oscillateurs à impacts sont nombreuses. Entre autres, Anagnospoulos [1,16] a proposé une étude paramétrique détaillée qui s'intéresse à la réponse de plusieurs oscillateurs agencés en série qui s'entrechoquent sous l'effet de sollicitations sismiques. Cette étude examine l'amplification du déplacement maximal des oscillateurs, en comparaison au cas sans choc, en fonction de leurs propriétés, de l'espacement entre les oscillateurs, du type d'impacts unilatéraux ou bilatéraux et des paramètres utilisés pour modéliser les impacts. Il remarque notamment que l'amplification du déplacement maximal peut être particulièrement importante pour l'oscillateur se situant à l'extrémité d'un ensemble d'oscillateurs en série. Il conclue par ailleurs que l'effet de l'entrechoquement sur l'amplification du déplacement maximal diminue lorsque l'espacement entre les structures augmente. Anagnospoulos montre aussi que l'amplification du déplacement est relativement peu sensible aux paramètres utilisés pour la modélisation des impacts. Athanassiadou et al. [17] ont étudié un problème similaire tout en prenant en compte la variabilité spatiale de la sollicitation sismique appliquée à chaque oscillateur. Les conclusions de cette étude sont similaires à celles obtenues dans [1,16]. Néanmoins, Athanassiadou et al. remarquent que la variabilité spatiale de l'excitation sismique influe sur l'amplification du déplacement maximal dans le cas où la structure placée à l'extrémité d'un ensemble de structures agencées en série présente des caractéristiques (fréquence, masse) très différentes de celles des structures adjacentes. Valles et Reinhorn [18] étudient l'amplification de l'énergie (énergie d'entrée liée à la sollicitation et « pseudo energy radius » présentée dans cette étude) induite par l'interaction entre deux oscillateurs en fonction de leurs fréquences, du jeu les séparant et du type de sollicitations appliquées. Les conséquences de l'entrechoquement sur l'amplification de l'énergie sont analysées dans le cas de sollicitations harmoniques, d'une sollicitation bande étroite et d'une sollicitation large bande. Les auteurs constatent que dans le cas d'une sollicitation harmonique ou bande étroite dont la fréquence prédominante correspond à la fréquence d'un des deux oscillateurs, l'oscillateur adjacent subira une amplification notable de son énergie. Dans le cas d'une sollicitation large bande, aucune tendance claire n'est observée du fait du contenu fréquentiel plus riche. Muthukumar et Desroches [19] comparent l'amplification du déplacement maximal de deux oscillateurs qui s'entrechoquent, par rapport au cas sans choc, en fonction du modèle d'impact employé. Ils concluent que l'amplification du déplacement maximal des oscillateurs est similaire pour les différents modèles d'impacts considérés (modélisation à l'aide d'éléments d'impact de type Kelvin Voigt, modélisation à l'aide d'éléments d'impact basés sur une loi de Hertz, modélisation par la loi de contact stéréo-mécanique). Khatiwada et al [20] proposent une étude similaire avec une confrontation à des résultats expérimentaux. De façon annexe à la

problématique d'entrechoquement entre bâtiments, des modèles d'oscillateurs à impacts ont aussi été utilisés dans le but de quantifier l'effet des impacts sur la réponse de tabliers des ponts. Ainsi, Ruangrassame et Kawashima [21] analysent l'effet de l'entrechoquement sur le déplacement relatif maximum entre deux oscillateurs, en comparaison au cas sans choc, en fonction de la fréquence des oscillateurs. Ils concluent que la sollicitation sismique appliquée influence fortement le déplacement relatif maximum entre les oscillateurs.

Parmi les études analytiques effectuées, l'analyse dimensionnelle a été utilisée pour étudier la réponse d'oscillateurs à impacts à l'aide d'un nombre réduit de paramètres. Davis [22], notamment, emploie une formulation adimensionnelle pour l'étude du comportement dynamique d'un oscillateur soumis à une sollicitation harmonique qui choque avec une barrière rigide ou infiniment flexible. Chau et Wei [23] ont étendu ce travail au cas de deux oscillateurs qui s'entrechoquent. Ils considèrent des collisions élastiques mais aussi inélastiques entre les oscillateurs. Ces deux études montrent que le spectre de vitesses d'impacts (c.-à-d. la vitesse relative des oscillateurs en régime établi au moment de chaque impact en fonction de la fréquence de la sollicitation) est sensible aux fréquences des oscillateurs, mais relativement peu sensible à leur espacement. De plus, il est constaté que pour une paire d'oscillateurs adjacents donnée, le maximum du spectre de vitesses d'impacts peut intervenir pour une fréquence de la sollicitation très différente des fréquences des oscillateurs. Ces études remarquent également le phénomène avéré [24] selon lequel, malgré la périodicité de la sollicitation, pour certaines fréquences de l'excitation, la réponse des oscillateurs n'est pas périodique et ne présente pas de régime établi. Dimitrakopoulos et al. [25–27] appliquent l'analyse dimensionnelle à l'étude d'oscillateurs qui s'entrechoquent ou qui choquent avec un mur rigide lorsqu'ils sont soumis à des impulsions ayant la forme de demi-sinus [25,27] ou à des sollicitations sismiques [26]. Ces études décrivent l'évolution du déplacement maximum adimensionnel en fonction de la fréquence adimensionnelle de la sollicitation, du rapport de fréquence des oscillateurs et du rapport de masse des oscillateurs. De plus, elles considèrent des oscillateurs linéaires élastiques mais aussi élastoplastiques. Dimitrakopoulos et al. remarquent que, dans le cas de deux oscillateurs linéaires qui s'entrechoquent sous l'effet d'une impulsion, le maximum du déplacement adimensionnel de l'oscillateur flexible est obtenu pour une impulsion à la fréquence de l'oscillateur rigide. D'une façon similaire, l'oscillateur rigide subit une amplification de son déplacement adimensionnel pour une fréquence d'excitation proche de la fréquence de l'oscillateur flexible. Par conséquent, les structures sujettes à l'entrechoquement pourraient se montrer vulnérables même face à une excitation dont la fréquence prédominante est très distincte de leurs fréquences fondamentales. Ces études décrivent en outre l'existence de trois régions d'influence de l'entrechoquement (amplification, atténuation et insensibilité) lorsque le déplacement adimensionnel est représenté en fonction de la fréquence de l'impulsion ou de la fréquence prédominante du signal sismique. Les auteurs constatent dans [25] que l'amplification du déplacement maximal adimensionnel est plus limité pour un oscillateur soumis à des impacts bilatéraux que pour un oscillateur soumis à des impacts unilatéraux.

Les études antérieures s'intéressant à la réponse d'oscillateurs à impacts, bien que nombreuses, ne permettent pas de déterminer quel paramètre est le plus influent sur les conséquences de l'entrechoquement. En effet, ces études observent la réponse des oscillateurs en fonction de la variation d'un ou deux paramètres adimensionnels. Il n'est donc pas aisé de déterminer le paramètre le plus influent ou encore d'observer l'effet de la variation de plusieurs paramètres simultanément. En outre, comme présenté dans [18], les caractéristiques des sollicitations sismiques utilisées (par exemple la fréquence prédominante et la largeur de bande de celles-ci) peuvent considérablement influencer les conséquences de l'entrechoquement. Par conséquent, les conclusions obtenues dans le cas de sollicitations harmoniques ou d'impulsions pourraient être différentes de celles obtenues pour des excitations sismiques. Enfin, les études

présentées ci-dessus n'analysent pas l'effet de l'entrechoquement sur les spectres de planchers.

2.2. Motivation

Dans l'objectif de déterminer les paramètres les plus influents sur les conséquences de l'entrechoquement, une étude de sensibilité est appliquée à un modèle de deux oscillateurs qui s'entrechoquent sous l'effet d'une sollicitation sismique. Cette étude de sensibilité propose une mesure des relations de variabilité entre les paramètres d'entrée et de sortie du modèle utilisé. La littérature abrite plusieurs méthodes d'analyse de sensibilité permettant de mesurer l'influence des paramètres d'un point de vue local ou global [28]. La présente étude est réalisée sur la base de l'application d'une méthode d'analyse de sensibilité globale dite « méthode de Sobol' » [29]. La méthode de Sobol' mesure la contribution de variations des paramètres d'entrée sur la variabilité des sorties du modèle.

Cette analyse est appliquée au cas d'oscillateurs linéaires et non-linéaires. Les lois de comportement non-linéaires choisies permettent de représenter de façon simplifiée le comportement non-linéaire des bâtiments soumis à une sollicitation sismique. La sensibilité des paramètres est mesurée relativement à l'amplification du déplacement dans le cas d'oscillateurs linéaires et à l'amplification de l'appel en déplacement non-linéaire dans le cas d'oscillateurs non-linéaires. De surcroît, et contrairement aux études antérieures, la mesure de sensibilité est également appliquée de façon à quantifier l'influence des paramètres d'entrée sur les spectres de planchers. A cet effet, la quantité d'intérêt est l'impulsion maximale de la force d'impact, écrite sous forme adimensionnelle, comme présenté dans la section 2.8.

2.3. Description du modèle

Un modèle de deux oscillateurs qui s'entrechoquent (voir Figure 2.1) est considéré pour l'application de l'analyse de sensibilité. L'utilisation d'un modèle simple est motivée par la volonté de fournir une compréhension de la physique complexe du problème. En effet, l'augmentation du nombre de degrés de liberté augmente significativement le nombre de paramètres du modèle et complexifie l'interprétation des résultats. De plus, l'augmentation du nombre de variables à considérer accroît fortement le temps de calcul nécessaire à l'application de l'analyse de sensibilité. Néanmoins, la méthode d'analyse proposée peut être étendue au cas d'oscillateurs à plusieurs degrés de liberté comme présenté dans la section 2.6.

2.3.1. Modèle d'impact

Un élément d'impact viscoélastique utilisant un modèle de Kelvin-Voigt est utilisé pour modéliser l'entrechoquement entre les oscillateurs. La rigidité de l'élément d'impact, K_{impact}, est choisie comme étant 100 fois la rigidité de l'oscillateur le plus rigide. Ce choix correspond à un compromis entre la représentation correcte de la condition unilatérale de choc (c.-à-d. inter-pénétration limitée entre les oscillateurs) et l'utilisation d'un pas de temps raisonnable pour l'intégration temporelle. La raideur d'impact n'est donc pas considérée comme un paramètre variable dans cette analyse de sensibilité. Par ailleurs, il a été constaté dans la référence [16] que la rigidité de l'élément d'impact influe peu sur l'amplification du déplacement maximal si celle-ci est suffisamment grande vis-à-vis de la rigidité des oscillateurs. De plus, une étude paramétrique du modèle montre que les conséquences de l'entrechoquement, écrites sous forme adimensionnelle, présentent une similarité complète (ou similarité de première espèce) [30] vis-

à-vis de la rigidité adimensionnelle de l'élément d'impact. En d'autres termes, le déplacement maximum adimensionnel et l'impulsion adimensionnelle tendent vers des limites non nulles lorsque la rigidité d'impact adimensionnelle tend vers l'infini. Ces valeurs limites sont peu modifiées par une variation de la rigidité d'impact adimensionnelle d'un ou plusieurs ordres de grandeur, tant que celle-ci reste très supérieure à la rigidité des oscillateurs. Dans le cas présent, la raideur d'impact étant 100 fois supérieure à la rigidité de l'oscillateur le plus rigide, le temps caractéristique des impacts élastiques (c.-à-d. pour une valeur nulle du coefficient de l'amortisseur C_{impact}) est au moins 10 fois inférieur au temps caractéristique de la réponse des oscillateurs avant et après les impacts. Par conséquent, bien que de faibles variations de la rigidité d'impact induisent des modifications des conditions d'impact, et donc des modifications de la réponse temporelle, les quantités d'intérêts ne varient que faiblement. Par ailleurs, comme présenté dans la section suivante, cette étude s'intéresse aux valeurs moyennes des quantités d'intérêts obtenues par la réalisation de plusieurs simulations. Dès lors, la sensibilité du résultat vis-à-vis de faibles variations de la rigidité d'impact est réduite.

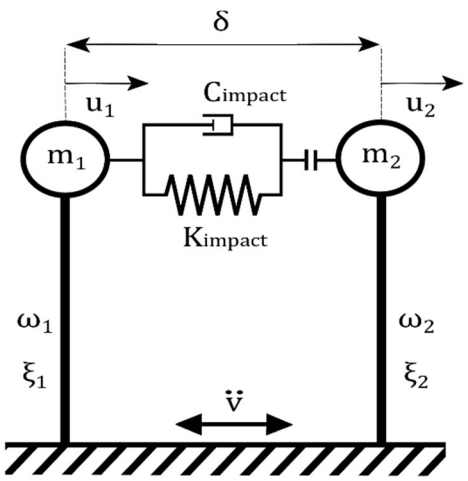

Figure 2.1 : Modèle de deux oscillateurs qui s'entrechoquent.

Les remarques précédentes sont valables pour les quantités d'intérêts choisies. A titre de contre-exemple, l'accélération maximale d'un oscillateur qui subit des chocs ne présente pas ce type de similarité du premier ordre. Celle-ci augmente toujours avec une augmentation de la rigidité de l'élément d'impact.

Concernant le coefficient d'amortissement de l'élément d'impact, C_{impact}, sa valeur est choisie de façon à obtenir un rapport entre les vitesses relatives post-impact et pré-impact égal au coefficient de restitution ε [31]. Le coefficient de restitution est considéré comme une variable d'entrée de l'analyse de sensibilité.

$$C_{impact} = 2\xi_{impact}\sqrt{K_{impact}\left(\frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}\right)} \tag{2-1}$$

Avec :

$$\xi_{impact} = \frac{-\ln \varepsilon}{\sqrt{\left(\pi^2 + \left(\ln \varepsilon\right)^2\right)}} \tag{2-2}$$

2.3.2. Excitations sismiques

Comme démontré par Ruangrassame et Kawashima [21] et Valles et al. [18], la sollicitation sismique appliquée, et notamment son contenu fréquentiel, influe significativement sur les conséquences de l'entrechoquement. Il convient donc pour la réalisation de l'analyse de sensibilité de considérer la variabilité du contenu fréquentiel de la sollicitation sismique. Toutefois, la description d'une sollicitation sismique à l'aide d'un nombre restreint de paramètres est une tâche complexe voire infaisable. De surcroît, un grand nombre d'excitations différentes sont nécessaires à l'application de l'analyse de sensibilité réalisée dans ce travail. En effet, celle-ci est basée sur une méthode de Monte Carlo afin de mesurer les relations de variabilités entre les paramètres d'entrée et sortie du modèle. Néanmoins un tel jeu de signaux sismiques naturels cohérent (ayant, par exemple, un contenu fréquentiel donné) n'existe pas. Par conséquent, dans l'objectif de décrire un grand nombre de sollicitations par un nombre restreint de paramètres, des bruits blancs filtrés à l'aide d'un filtre de Kanai-Tajimi [32] sont utilisés. Le filtre de Kanai-Tajimi correspond à la fonction de réponse fréquentielle $H_e(\omega)$ d'un oscillateur de pulsation ω_e et d'amortissement réduit ξ_e.

$$H_e\left(i\omega\right) = \frac{1 + 2i\xi_e\left(\dfrac{\omega}{\omega_e}\right)}{\left(1 - \dfrac{\omega^2}{\omega_e^{\,2}}\right) + 2i\xi_e\left(\dfrac{\omega}{\omega_e}\right)} \tag{2-3}$$

Afin de réduire le nombre de paramètres nécessaires pour décrire les excitations, le coefficient d'amortissement réduit est fixé à $\xi_e = 0.6$, valeur usuelle pour la modélisation des signaux sismiques à large bande [33]. Par ailleurs, un second filtre de type passe haut du premier ordre est utilisé pour la génération des signaux synthétiques. Ce filtre a pour objectif d'éviter l'apparition de valeurs de vitesses et de déplacements infinies à une fréquence nulle lors de l'intégration temporelle. Enfin, les signaux synthétiques générés sont multipliés par une fenêtre temporelle trapézoïdale afin de tenir compte du régime transitoire des excitations.

2.3.3. Lois de comportement des oscillateurs

Comme évoqué précédemment, l'analyse de sensibilité est appliquée pour des oscillateurs linéaires mais aussi non-linéaires. Outre le comportement linéaire, trois lois de comportements non-linéaires sont appliquées aux oscillateurs. Ces lois de comportement représentent de manière simplifiée les comportements non-linéaires couramment rencontrés des structures ou des composants de structures sous chargement sismique (voir Figure 2.2). Ainsi, une loi de comportement élastoplastique est utilisée pour représenter le comportement ductile des structures en acier et une loi de comportement d'endommagement (bilinéaire orientée vers l'origine) est employée pour représenter le comportement dégradant des structures en béton armé. Enfin, une loi de comportement d'élasticité bilinéaire est utilisée pour représenter le comportement de murs subissant un mouvement de soulèvement à leurs bases, provoqué par un

soulèvement de la fondation ou la présence d'une fissure traversante.

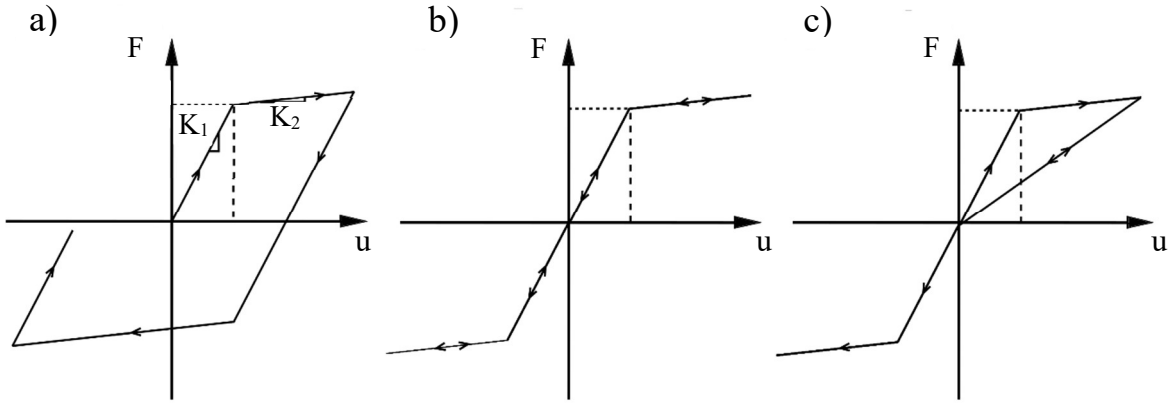

Figure 2.2 : Lois de comportement non-linéaires appliquées aux oscillateurs. a) Elastoplastique, b) Elasticité bilinéaire, c) Orientée vers l'origine.

Pour chacune des lois de comportement utilisée, une faible rigidité est considérée lorsque le seuil de déclenchement de la non-linéarité est dépassé (pente K_2 Figure 2.2). Pour limiter le nombre de variables et de fait le temps de calcul nécessaire à l'application de l'analyse de sensibilité, le paramètre K_2 est fixé à 5% de la rigidité initiale (pente K_1 Figure 2.2) . Afin de quantifier la non-linéarité présente dans chaque structure, la demande en déplacement non-linéaire μ est utilisée.

$$\mu_i = \frac{d_i^{\max}}{d_y} \tag{2-4}$$

où $d_i^{\max}$ est le déplacement maximum de l'oscillateur i sans impact et d_y est le déplacement correspondant au seuil de déclenchement du comportement non-linéaire. Dans le cas d'un oscillateur elastoplastique le paramètre μ est l'appel de ductilité en déplacement. Pour les oscillateurs non-linéaires, le rapport des demandes en déplacement non-linéaire dans le cas avec chocs par rapport au cas sans choc est considéré comme la grandeur d'intérêt pour quantifier l'effet de l'entrechoquement sur le comportement des structures.

Néanmoins, l'utilisation de ce critère nécessite un choix adéquat de la limite d'élasticité (ou de façon équivalente du déplacement linéaire limite d_y). En effet, il est préférable que les oscillateurs non-linéaires présentent la même demande en déplacement non-linéaire dans le cas sans choc. En toute rigueur, cette limite d'élasticité doit être déterminée pour chaque oscillateur et chaque signal sismique de façon itérative afin d'obtenir l'appel en déplacement non-linéaire souhaité. Toutefois, dans le cadre de l'analyse de sensibilité, ce processus se serait avéré couteux en temps de calcul étant donné le grand nombre de jeux d'oscillateurs adjacents étudiés. En lieu et place de ce calcul itératif, la limite d'élasticité est déterminée à l'aide d'un coefficient de réduction similaire au facteur de modification de réponse (FEMA 368 [34]) ou au coefficient de comportement (Eurocode 8 [35]). D'une façon équivalente aux considérations de ces textes règlementaires, ce coefficient de réduction de l'effort est considéré comme résultant d'une partie liée au surdimensionnement ainsi qu'à l'hyperstaticité de la structure réelle (dont l'oscillateur constitue un modèle simple) et d'une autre liée à sa capacité de déformation dans

le domaine non-linéaire. Seule la partie liée à la capacité de déformation non-linéaire de la structure doit être considérée ici pour déterminer le coefficient de réduction car la partie liée au surdimensionnement a été implicitement prise en compte dans le choix de la rigidité initiale de l'oscillateur (pente K_1 Figure 2.2). Le seuil correspondant au déplacement limite élastique est alors déterminé par la relation équation (2-5).

$$d_y = \frac{d_{el}^{\max}}{q_y} \tag{2-5}$$

où $d_{el}^{\max}$ est le déplacement maximum de l'oscillateur linéaire et q_y est le facteur de réduction. De plus, comme présenté Figure 2.3, le coefficient de réduction ne dépend pas uniquement de la demande en déplacement non-linéaire désirée, mais il varie aussi en fonction du rapport entre la fréquence de l'excitation et la fréquence de l'oscillateur. Ici, la dépendance du coefficient de réduction vis-à-vis de la fréquence de l'excitation est déterminée en suivant une philosophie similaire à celle des textes règlementaires précédemment cités [34,35]. En fait, il est connu que les structures rigides (structures dont la fréquence est très supérieure à la fréquence d'excitation) ont un appel de déplacement non-linéaire important. Afin d'éviter ce phénomène, pour une fréquence adimensionnelle de l'excitation (ω_e/ω_i où ω_i correspond à la fréquence de l'oscillateur i) inférieure à 1/6, une diminution du coefficient de réduction est appliquée, comme présenté sur la Figure 2.3. A l'inverse pour une fréquence de l'excitation supérieure à 1/6, l'égalité entre le coefficient de réduction et l'appel en déplacement non-linéaire est supposée. Bien évidemment, une différence substantielle peut exister entre l'appel en déplacement non-linéaire souhaité et celui atteint lors d'un calcul non-linéaire. Dans le but de réduire cet écart, une étape de correction visant à ajuster la valeur du déplacement linéaire limite d_y est effectuée. Cette étape de correction correspond à la première étape du processus itératif précédemment mentionné. Dans la suite de cette étude, la valeur de la demande en déplacement non-linéaire dans le cas sans choc est fixée à $\mu_d = 2$.

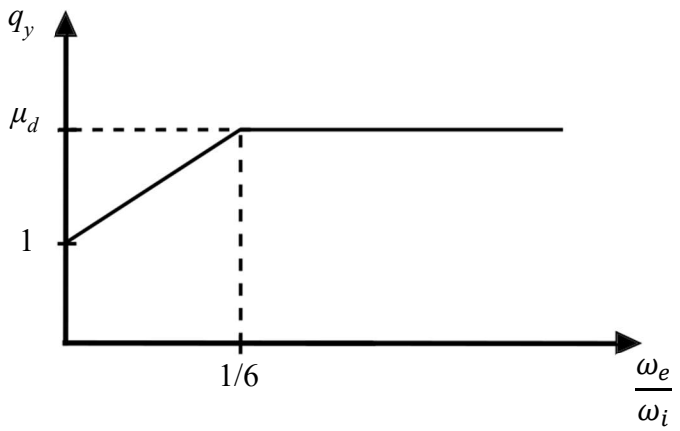

Figure 2.3 : Évolution du coefficient de réduction en fonction de la fréquence adimensionnelle de l'excitation.

2.4. Analyse dimensionnelle du modèle

Afin de proposer une analyse de sensibilité pertinente, il est important d'utiliser des variables adimensionnelles en entrée et sortie du modèle étudié. Le choix des paramètres adimensionnels adéquats pour l'étude des conséquences de l'entrechoquement est présenté dans cette section. Considérons tout d'abord le déplacement maximal $U_i^{\max}$ de l'oscillateur i ($i = 1, 2$) qui choque avec l'oscillateur adjacent. Dans le cas d'oscillateurs linéaires et étant donné le modèle présenté dans la section précédente, le déplacement maximal $U_i^{\max}$ de l'oscillateur i est décrit par une fonction de 10 variables et une fonction dépendant du temps.

$$U_i^{\max} = F\left(\omega_1, \omega_2, \xi_1, \xi_2, m_1, m_2, K_{impact}, \varepsilon, \delta, A, f\left(t\right)\right) \tag{2-6}$$

où ω_1, ω_2 sont les fréquences des oscillateurs, ξ_1, ξ_2 leurs amortissements modaux, m_1, m_2 leurs masses, K_{impact} la rigidité de l'élément d'impact, ε le coefficient de restitution, δ l'espacement entre les structures, A et $f\left(t\right)$ sont respectivement l'accélération maximale et l'évolution temporelle normalisée du signal sismique. L'évolution temporelle $f\left(t\right)$ correspond à la réalisation d'un bruit blanc filtré par un filtre de type Kanai-Tajimi décrit dans la sous-section 2.3.2 et caractérisée par les paramètres ω_e, ξ_e ainsi qu'une enveloppe temporelle trapézoïdale. Pour un même jeu de paramètres structuraux le déplacement maximal de l'oscillateur i, $U_i^{\max}$, varie donc en fonction du bruit blanc utilisé. Cependant, lorsque plusieurs calculs sont réalisés en utilisant le même jeu de paramètres, la moyenne du déplacement maximal de l'oscillateur i, $\overline{U_i^{\max}}$, ne dépend plus du détail des signaux synthétiques utilisés mais des paramètres utilisés pour la génération de ces signaux. En d'autres termes, cette moyenne dépend uniquement des paramètres A, ω_e, ξ_e et T (T étant la durée du signal) caractérisant le processus de génération des signaux, des paramètres ω_1, ω_2, ξ_1, ξ_2, m_1, m_2 caractérisant les structures et des paramètres K_{impact}, ε caractérisant l'élément d'impact. Afin d'obtenir un indicateur quantifiant l'effet de l'entrechoquement, $\overline{U_i^{\max}}$ peut être normalisé par rapport à la moyenne du déplacement maximal de l'oscillateur i lorsque celui-ci ne subit pas d'impact $\overline{u_i^{\max}}$.

$$\frac{\overline{U_i^{\max}}}{\overline{u_i^{\max}}} = \overline{F}\left(\omega_1, \omega_2, \xi_1, \xi_2, m_1, m_2, K_{impact}, \varepsilon, \delta, A, \omega_e, \xi_e, T\right) \tag{2-7}$$

Selon le théorème de Vachy-Buckingham, connu aussi comme théorème Pi, l'équation (2-7) peut être réécrite sous une forme adimensionnelle avec $N - r$ variables adimensionnelles, N étant le nombre des variables et r le rang de la matrice des exposants des dimensions de chacune des variables. Pour l'équation (2-7), $N = 14$ et $r = 3$ (égal au nombre d'unités fondamentales : longueur, masse, temps) et 11 variables adimensionnelles sont donc nécessaires :

$$\frac{\overline{U_i^{\max}}}{\overline{u_i^{\max}}} = \Phi\left(\frac{\omega_2}{\omega_1}, \xi_1, \xi_2, \frac{m_2}{m_1}, \frac{K_{impact}}{\omega_i^2 m_i}, \varepsilon, \frac{\delta\omega_i^2}{A}, \frac{\omega_e}{\omega_1}, \xi_e, \omega_e T\right) \tag{2-8}$$

Dans l'équation (2-8), l'espacement adimensionnel pourrait aussi s'écrire $\delta/\overline{u_i^{\max}}$.

Ceci étant, et comme présenté dans la section suivante, le temps de calcul nécessaire pour la réalisation de l'analyse de sensibilité de Sobol' augmente fortement avec une augmentation du nombre des variables. Afin de réduire la dimension du problème, l'amortissement de chacun des oscillateurs est fixé à 5%. La durée adimensionnelle de l'excitation, $\omega_e T$, est également fixée ainsi que l'amortissement du filtre de Kanai-Tajimi ($\xi_e = 0.6$, comme précisé dans la sous-section 2.3.2). En outre, comme indiqué dans la sous-section 2.3.1, la rigidité de l'élément d'impact est choisie comme 100 fois supérieure à la rigidité de l'oscillateur le plus rigide. Par conséquent, la raideur de choc adimensionnel n'est plus un paramètre indépendant des autres. Concernant l'espacement entre les structures, le choix $\delta = 0$ est fait. Ce choix est motivé par le besoin de réduction du nombre des variables mais aussi, et principalement, par des raisons physiques. En effet, si un espacement non-nul est considéré, des cas avec et sans entrechoquement interviendront dans l'analyse. Cet effet est souhaitable lorsque l'objectif de l'analyse statistique est de déterminer la sensibilité en considérant la population réelle des structures adjacentes et en tenant compte de la probabilité de leur entrechoquement. Pour ce type d'étude, un choix représentatif des distributions (intervalles de valeurs et densités de probabilités) appliquées à chacun des paramètres est nécessaire afin que la variable de sortie du système quantifie la probabilité pour les structures adjacentes de subir une défaillance. Ce n'est pas le cas ici, où l'analyse statistique est simplement employée comme un outil permettant de déterminer le paramètre le plus influent sur les conséquences de l'entrechoquement. Dans cette étude par exemple, la fréquence de chaque oscillateur est choisie comme variant de façon uniforme entre une valeur minimale et une valeur maximale ce qui ne signifie pas pour autant que la fréquence de l'ensemble des structures susceptibles d'entrechoquer suit une telle distribution. Comme précédemment décrit, l'objectif de cette analyse de sensibilité est de déterminer le paramètre le plus influent sur les grandeurs d'intérêt quantifiant les effets de l'entrechoquement. Dans cette circonstance précise, il est préférable que, pour chaque jeu de paramètres, il y ait présence d'entrechoquement entre les deux oscillateurs. Par ailleurs, bien que le cas $\delta = 0$ n'entraine pas toujours une amplification supérieure du déplacement maximal par rapport au cas $\delta \neq 0$, il est raisonnable de penser que, dans le cas où $\delta = 0$, l'influence des chocs sur la réponse des structures est importante.

Il s'ensuit que, dans le cas d'oscillateurs linéaires, les quatre variables d'entrée suivantes sont considérées pour l'analyse de sensibilité :

$$\Pi_{\omega_e} = \frac{\omega_e}{\omega_1}, \Pi_{\omega} = \frac{\omega_2}{\omega_1}, \Pi_m = \frac{m_2}{m_1}, \varepsilon \tag{2-9}$$

Pour des oscillateurs linéaires, la variable de sortie qui quantifie l'effet de l'entrechoquement sur l'amplification du déplacement maximal moyen (ou d'une façon équivalente l'amplification de la force maximale moyenne) est :

$$\Pi_U = \overline{U_i^{\max}} / \overline{u_i^{\max}} \tag{2-10}$$

Dans le cas de deux oscillateurs non-linéaires, la variable de sortie est la moyenne de la demande en déplacement non-linéaire normalisée :

$$\Pi_{\mu} = \frac{\overline{\mu_i^{p}}}{\overline{\mu_i^{np}}} \tag{2-11}$$

où $\overline{\mu_i^{p}}$ est l'appel en déplacement non-linéaire dans le cas avec chocs et $\overline{\mu_i^{np}}$ est l'appel en déplacement non-linéaire dans le cas sans choc. Par ailleurs, deux variables supplémentaires par oscillateur sont requises pour une définition complète du problème. Ces deux variables sont pour l'oscillateur i : la force linéaire limite $f_y^{\,i}$ (ou, de façon équivalente, le déplacement linéaire limite $d_y^{\,i}$) et la seconde rigidité ($K_2^{\,i}$) permettant la définition des courbes enveloppes présentées sur la Figure 2.2. L'amplification de la demande en déplacement non-linéaire s'exprime donc par une fonction de 14 variables adimensionnelles :

$$\frac{\overline{\mu_i^{p}}}{\overline{\mu_i^{np}}} = \Phi\left(\frac{\omega_2}{\omega_1}, \xi_1, \xi_2, \frac{m_2}{m_1}, \frac{K_{impact}}{\omega_i^{\,2} m_i}, \varepsilon, \frac{\delta\omega_i^{\,2}}{A}, \frac{\omega_e}{\omega_1}, \xi_e, \omega_e T, \frac{K_2^{\,1}}{\omega_i^{\,2} m_i}, \frac{K_2^{\,2}}{\omega_i^{\,2} m_i}, \frac{d_y^{\,1}\omega_e^{\,2}}{A}, \frac{d_y^{\,2}\omega_e^{\,2}}{A}\right) \tag{2-12}$$

Comme présenté dans la sous-section 2.3.3, la seconde rigidité $K_2^{\,i}$ de l'oscillateur i est fixée à 5% de sa rigidité initiale et le déplacement linéaire limite $d_y^{\,i}$ est choisi de façon à obtenir une demande en déplacement non-linéaire de 2 dans le cas sans impact. Sous ces hypothèses, les variables d'entrée utilisées pour l'application de l'analyse de sensibilité aux cas d'oscillateurs non-linéaires sont identiques à celles utilisées dans le cas d'oscillateurs linéaires.

En ce qui concerne l'effet de l'entrechoquement sur les spectres de planchers, comme discuté dans la sous-section 2.8.1, un indicateur pertinent est l'impulsion maximale de la force d'impact. De ce fait, dans le cas d'oscillateurs linéaires mais aussi non-linéaires, l'impulsion maximale adimensionnelle de la force d'impact Π_{Imp} est utilisée pour quantifier l'effet de l'entrechoquement sur les spectres de planchers.

$$\Pi_{Imp} = \frac{\overline{Implusion^{\max}}}{m_i \omega_i \overline{u_i^{\max}}} \tag{2-13}$$

où $\overline{Implusion^{\max}}$ correspond à la valeur moyenne de l'impulsion maximale :

$$Impulsion^{\max} = \max_k \int_{\Delta t_k} F_c \, dt \tag{2-14}$$

où Δt_k est la durée du k-ième impact et F_c est la force d'impact.

2.5. Approche statistique pour l'évaluation des conséquences de l'entrechoquement

Afin de déterminer les paramètres les plus influents sur les conséquences de l'entrechoquement, une analyse de sensibilité globale est réalisée. Cette analyse de sensibilité est fondée sur la décomposition de Hoeffding [36]. Hoeffding a démontré que toute fonction f de d variables indépendantes $X = \{X_1, X_2, .., X_d\} \in [0\,;1]^d$ et de carré intégrable peut être décomposée de façon unique en une somme de 2^d fonctions orthogonales :

$$f(X) = f_0 + \sum_{u \subseteq \{1,2,..,d\}} f_u(X) \tag{2-15}$$

où f_0 est la moyenne de la fonction f et la notation f_u désigne une fonction qui dépend uniquement des variables de X dont les indices appartiennent au sous-ensemble u. Par exemple, $f_{125}(X) = f_{125}(\{X_1, X_2, X_5\})$. De plus, la propriété d'orthogonalité des 2^d fonctions f_u donne :

$$\int_{[0\,;1]^d} f_u(X) f_v(X) dX = 0 \text{ si } u \neq v \tag{2-16}$$

Par conséquent l'intégrale de la fonction f élevée au carré s'écrit :

$$\int_{[0\,;1]^d} f^2(X) dX = f_0^2 + \sum_{u \subseteq \{1,2,..,d\}, u \neq 0} \int_{[0\,;1]^d} f_u^2(X) dX \tag{2-17}$$

L'interprétation de l'équation (2-17) dans un cadre probabiliste où l'on considère la fonction $Y = f(X)$, X étant un vecteur de variables aléatoires indépendantes de distribution uniforme, fournit une décomposition de la variance de Y aussi appelée analyse de la variance (ANOVA).

$$\text{Var}(Y) = \int_{[0\,;1]^d} f^2(X) dX - f_0^2 \tag{2-18}$$

$$\text{Var}(f_u) = \int_{[0\,;1]^d} f_u^2(X) dX \tag{2-19}$$

$$\begin{aligned} \text{Var}(Y) &= \sum_{i=1}^{d} \text{Var}(f_i) + \sum_{i=1}^{d} \sum_{i>j}^{d} \text{Var}(f_{ij}) + ... + \text{Var}(f_{ij...d}) \\ &= \sum_{u \subseteq \{1,2,..,d\}, u \neq 0} \text{Var}(f_u) \end{aligned} \tag{2-20}$$

Les variances élémentaires au second membre de l'équation (2-20) peuvent représenter des effets du 1er ordre ou d'ordres supérieurs en fonction de la dimension du sous-ensemble u. Pour mesurer la contribution d'une variable ou d'un groupe de variable X_u sur la variance de la fonction Y, Sobol' définit un indice de sensibilité comme suit :

$$S_u = \frac{\sum_{v \subseteq u} \mathrm{Var}\left(f_v\right)}{\mathrm{Var}\left(Y\right)} = \frac{\mathrm{Var}\left(\mathrm{E}\left(Y \mid X_u\right)\right)}{\mathrm{Var}\left(Y\right)} \tag{2-21}$$

où $\mathrm{E}\left(Y \mid .\right)$ désigne l'espérance conditionnelle de Y. Cet indice de sensibilité, appelé aussi indice de sensibilité de Sobol' du premier ordre, donne une mesure de la contribution de la variable (ou du groupe des variables) X_u sur la variance de Y. Cependant, cet indice de sensibilité du premier ordre ne tient pas compte de la contribution des interactions entre X_u et les autres variables X_v sur la variance de Y. En revanche, un indice de sensibilité totale S_{Tu} peut aussi être défini. Celui-ci mesure la contribution de la variable X_u et celle de l'ensemble des interactions de X_u avec les variables restantes.

$$S_{Tu} = \frac{\mathrm{E}_{X \sim u}\left(\mathrm{Var}\left(Y \mid X_{\sim u}\right)\right)}{\mathrm{Var}\left(Y\right)} \tag{2-22}$$

où $\mathrm{E}_{X \sim u}\left(\mathrm{Var}\left(Y \mid X_{\sim u}\right)\right)$ désigne l'espérance de la variance de Y restante lorsque toutes les variables excepté X_u sont fixées. Les deux propriétés suivantes découlent de la définition des indices de sensibilité du premier ordre et totale :

$$\sum_{u \subseteq \{1, 2, .., d\}, u \neq 0} S_u \leq 1 \tag{2-23}$$

et :

$$S_{Tu} \geq S_u \tag{2-24}$$

Saltelli et al. [37–39] ont proposé une méthode pour le calcul des indices de sensibilité du premier ordre et totale basée sur une méthode de Monte Carlo.

Comme précédemment évoqué, l'application de la décomposition de Hoeffding et par conséquent de l'ANOVA nécessite l'utilisation de variables indépendantes. Une revue bibliographique succincte des méthodes permettant l'application d'analyses de sensibilité globales dans le cas de variables interdépendantes a été presentée par Caniou [28]. Récemment, les indices de Shapley [40] ont été utilisés pour réaliser l'analyse de sensibilité globale d'une fonction dont les variables aléatoires sont corrélées. Dans le cas présent, l'indépendance des variables adimensionnelles Π_{ω_e} et Π_{ω} est discutable puisque toutes les deux dépendent de la même variable, la fréquence de l'oscillateur 1, ω_1, présente au dénominateur. Bien évidemment, en théorie, ces deux paramètres pourraient être considérés comme des paramètres indépendants. Toutefois, dans la pratique, cette hypothèse mènerait à des valeurs peu réalistes du rapport ω_e / ω_2. Par exemple, si les variables adimensionnelles Π_{ω_e} et Π_{ω} sont supposées prendre des valeurs dans $\left[0.1 ; 10\right]$ et ce de façon indépendante, le cas $\Pi_{\omega_e} = 10$ et $\Pi_{\omega} = 0.1$ implique $\omega_e / \omega_2 = 100$, ce qui n'est pas réaliste. L'effet indésirable de cette corrélation entre les variables Π_{ω_e} et Π_{ω} est contourné en fixant le paramètre ω_1 et réalisant k analyses de sensibilité pour k valeurs du paramètre ω_1. Ces valeurs sont représentatives des fréquences

fondamentales de structures courantes. Elles varient de 0.5 Hz, qui est une fréquence typique pour les structures isolées ou les structures de grande hauteur, à 5 Hz représentative du cas de structures rigides ou de faible hauteur. Pour chaque valeur de ω_1, une distribution uniforme entre $[0.5\,\text{Hz}\,;5\,\text{Hz}]$ est considérée pour les variables ω_e et ω_2. Dans cette étude $k=6$ analyses de sensibilité sont effectuées pour des valeurs de fréquences de l'oscillateur 1 (en Hz) de 0.5 ; 1 ; 2 ; 3 ; 4 et 5.

En ce qui concerne le rapport de masse Π_m, celui-ci est choisi variant entre $1/6$ et 6. Afin que le rapport de masse prenne des valeurs inverses et ce avec la même probabilité (par exemple, la probabilité que l'oscillateur 2 ait une masse 3 fois supérieure à celle de l'oscillateur 1 doit être égale à celle que la masse de l'oscillateur 1 soit 3 fois supérieure à celle de l'oscillateur 2), le rapport de masse n'est pas choisi comme suivant une loi de distribution uniforme dans l'intervalle $[1/6\,;6]$. En lieu et place, une distribution uniforme dans l'intervalle $[1\,;6]$ a été considérée pour les deux rapports de masse m_2/m_1 et m_1/m_2. La densité de probabilité obtenue pour le rapport de masse $\Pi_m = m_2/m_1$ est représentée sur la Figure 2.4. Pour le coefficient de restitution ε, une distribution uniforme entre 0 (qui correspond au cas d'un impact plastique) et 1 (qui correspond au cas d'un impact élastique) est considérée. Enfin, le problème étant symétrique par rapport à la densité de probabilité du rapport de masse et étant donné que ω_1 et ω_2 prennent des valeurs dans le même intervalle de fréquences, il est choisi de calculer les indices de sensibilité pour les quantités d'intérêts relatives à l'oscillateur 1 seulement.

Pour chaque fréquence de l'oscillateur 1, suivant la méthode proposée par Saltelli et al. [37] pour le calcul des indices de sensibilité de Sobol', deux matrices d'expérience de taille $n \times d$, où d est le nombre de variables non fixées, et n est le nombre d'échantillons, sont tout d'abord générées suivant la méthode d'échantillonnage par hypercube latin (LHS). Un total de $(d+2)\times n$ évaluations du modèle sont alors nécessaires afin de calculer les indices de sensibilités du premier ordre et totale relatifs à chacune des variables. Afin de conserver un temps de calcul raisonnable, le choix $n=1000$ est fait dans cette étude. De plus, comme décrit dans la section 2.4, les variables de sortie sont des moyennes calculées pour plusieurs signaux synthétiques possédant les mêmes caractéristiques d'amplitude A et de fréquence du filtre de Kanai-Tajimi ω_e. C'est pourquoi, pour un jeu de variables d'entrée, cinq signaux synthétiques sont utilisés de façon à calculer ces valeurs moyennes. Bien évidemment, cinq signaux seulement constituent un échantillon très grossier. Cependant, cela permet tout de même de tenir compte de la variabilité de l'excitation tout en conservant un temps de calcul raisonnable. En définitive, un total de $(4+2)\times 1000 \times 5 = 30000$ évaluations du modèle sont nécessaires pour chaque valeur de ω_1 afin de calculer les indices de sensibilité du premier ordre et totale.

Bien évidemment, les résultats de l'analyse de sensibilité présentés dans les sections 2.7 et 2.8 examinent seulement la sensibilité par rapport aux quatre variables adimensionnelles d'entrée définies par les équations (2-9). La sensibilité à l'amortissement des oscillateurs, à leur écrouissage et au jeu adimensionnel n'est pas étudiée ici car ces paramètres sont supposés constants. Il en est de même pour la limite de déplacement (ou force) linéaire adimensionnel qui n'est pas une variable indépendante étant donné qu'elle est déterminée par la demande en déplacement non-linéaire qui est considérée comme étant constante.

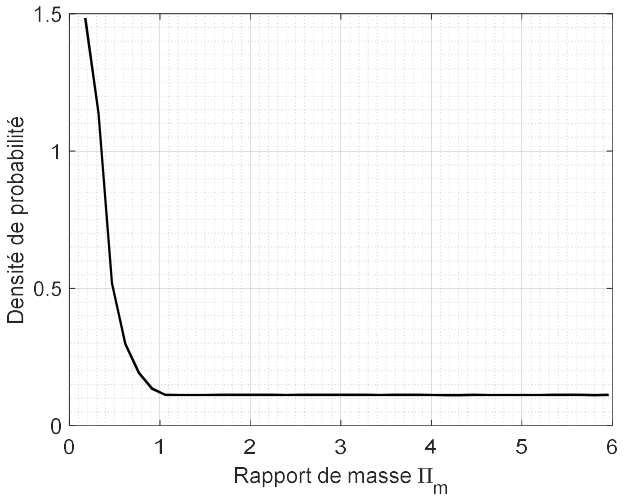

Figure 2.4 : Densité de probabilité du rapport de masse.

2.6. Extension au cas d'oscillateurs à deux degrés de liberté

L'analyse de sensibilité de Sobol' présentée ci-dessus disposant d'une formulation très générale, celle-ci peut s'appliquer à l'ensemble des modèles présentant des relations entre entrées et sorties. La validité de cette analyse de sensibilité est néanmoins conditionnée par l'indépendance entre les variables d'entrée. Dès lors, l'analyse de sensibilité appliquée dans ce chapitre peut être étendue au cas d'oscillateurs à deux degrés de liberté qui s'entrechoquent représenté sur la Figure 2.5. Sur cette figure, m_j^i, k_j^i et c_j^i représentent respectivement la masse, la rigidité, et l'amortissement de l'étage i de la structure j. δ^i correspond à l'espacement entre les deux structures au niveau de l'étage i. K_{impact}^i et C_{impact}^i sont la rigidité et le coefficient d'amortissement de l'élément d'impact de l'étage i. Le coefficient d'amortissement C_{impact}^i est par ailleurs déterminé en fonction de la rigidité d'impact K_{impact}^i et du coefficient de restitution ε^i (voir équations (2-1) et (2-2)). Dans le cas d'oscillateurs à deux degrés de liberté, l'équation (2-8) est remplacée par l'équation (2-25).

$$\frac{\overline{\Delta U_j^{i\max}}}{\overline{\Delta u_j^{i\max}}} = \Phi\left(\frac{k_1^2}{k_1^1}, \frac{k_2^1}{k_1^1}, \frac{k_2^2}{k_1^1}, \frac{C_1^1}{2\sqrt{m_1^1 k_1^1}}, \frac{C_1^2}{2\sqrt{m_1^1 k_1^1}}, \frac{C_2^1}{2\sqrt{m_1^1 k_1^1}}, \frac{C_2^2}{2\sqrt{m_1^1 k_1^1}}, \frac{m_1^2}{m_1^1}, \frac{m_2^1}{m_1^1}, \frac{m_2^2}{m_1^1}, \frac{K_{impact}^1}{k_1^1}, \frac{K_{impact}^2}{k_1^1}, \varepsilon^1, \varepsilon^2, \frac{\delta^1 k_1^1}{A m_1^1}, \frac{\delta^2 k_1^1}{A m_1^1}, \frac{\omega_e \sqrt{m_1^1}}{k_1^1}, \xi_e, \omega_e T \right) \tag{2-25}$$

où $\overline{\Delta U_j^{i\max}}$ et $\overline{\Delta u_j^{i\max}}$ représentent, respectivement, les moyennes du déplacement inter-étage maximum pour l'étage i de la structure j dans le cas avec et sans choc. Bien que ce modèle de deux oscillateurs à deux degrés de liberté sujets à l'entrechoquement soit l'extension directe du cas à un degré de liberté, une augmentation considérable du nombre de paramètres nécessaires à la description du problème est remarquée. Par conséquent, même si une réduction du nombre de variables est obtenue en figeant certains paramètres, par exemple les espacements,

les coefficients d'amortissement etc., comme dans la section 2.4, le nombre de variables restantes est important impliquant un temps de calcul considérable. En outre, il est à signaler que le nombre de variables interdépendantes augmente.

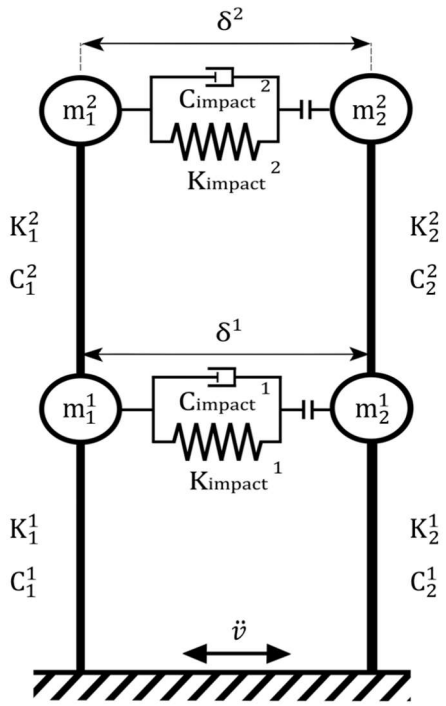

Figure 2.5 : Modèle de deux oscillateurs à deux degrés de liberté qui s'entrechoquent.

2.7. Amplification de la force et de la demande en déplacement non-linéaire.

La Figure 2.6 présente les indices de sensibilité de Sobol' relatifs à l'amplification de l'effort maximal (ou de façon équivalente à l'amplification du déplacement maximal) dans le cas d'oscillateurs linéaires élastiques et à l'amplification de la demande en déplacement non-linéaire dans le cas d'oscillateurs non-linéaires. Ces indices de sensibilité sont présentés en fonction de la valeur de la fréquence de l'oscillateur 1. Par ailleurs, sur la même figure, les bornes des intervalles de confiance à 95% sont indiquées par des croix. Ces intervalles de confiance, calculés à l'aide de la transformation de Fisher [28] sont assez étroits, ce qui indique que les indices de sensibilité ont été déterminés avec une précision satisfaisante.

On remarque, tout d'abord, sur la Figure 2.6 une importante différence entre les indices de sensibilité du premier ordre et totale quelle que soit la loi de comportement appliquée aux oscillateurs. Cette différence remarquable indique une influence importante des interactions entre les variables d'entrée sur la variabilité de la sortie. De manière générale, avec seulement peu d'exceptions, le rapport de fréquence est le paramètre le plus influent et ce pour l'ensemble des lois de comportement appliquées aux oscillateurs. Le rapport de masse est, quant à lui, le deuxième paramètre le plus influent. Cependant, pour un oscillateur 1 de fréquence faible (en particulier dans le cas $f_1 = 0.5$ Hz), l'influence de l'ensemble des paramètres est comparable. En effet, les indices de sensibilité totale prennent des valeurs comparables pour cette fréquence de l'oscillateur 1. Il est aussi observé que pour l'ensemble des lois de comportement considérées, le coefficient de restitution est le paramètre le moins influent. L'indice de sensibilité totale relatif au coefficient de restitution diminue quand la fréquence de l'oscillateur 1 augmente et

ce jusqu'à $f_1 = 3\,\text{Hz}$.

Les diagrammes de dispersion de l'amplification du déplacement maximal et de l'amplification de l'appel de ductilité en fonction des variables d'entrée sont présentés sur la Figure 2.7. Chaque diagramme correspond à la projection des résultats des simulations dans un plan défini par la grandeur de sortie et une des variables d'entrée. Les diagrammes de la Figure 2.7, sont tracés pour une fréquence de l'oscillateur 1 $f_1 = 2\,\text{Hz}$ et pour les cas d'oscillateurs linéaires élastiques (Figure 2.7a) et élastoplastiques (Figure 2.7b). La moyenne conditionnelle de la grandeur de sortie par rapport à la variable d'entrée considérée y est également représentée (courbe rouge). Elle est calculée numériquement en déterminant la moyenne de la grandeur de sortie sur des subdivisions de même longueur de l'intervalle de variation de la variable d'entrée considérée. Pour une variable d'entrée donnée, la variance de la moyenne conditionnelle relative à cette variable correspond par définition à l'indice de sensibilité du premier ordre de cette variable. L'échelle des ordonnées des diagrammes de dispersion de la Figure 2.7 est choisie afin de permettre une meilleure lisibilité et, de ce fait, certaines valeurs extrêmes ne sont pas représentées. La Figure 2.7a confirme que, en moyenne, l'entrechoquement amplifie le déplacement maximum de l'oscillateur le plus rigide et réduit celui de l'oscillateur le plus souple. L'amplification du déplacement maximum décroit de façon importante quand le rapport de fréquence ω_2 / ω_1 diminue. D'une façon plus modérée, la moyenne de l'amplification du déplacement maximum augmente avec le rapport de masse m_2 / m_1. Dans le cas d'oscillateurs élastoplastiques, l'influence du rapport de fréquence sur l'amplification de l'appel de ductilité semble moins importante. En effet, la moyenne conditionnelle de l'amplification de l'appel de ductilité décroit fortement avec une augmentation du rapport de fréquence dans l'intervalle $[0.25\,;1]$ mais croit sensiblement dans l'intervalle $[1\,;1.4]$. Il est notamment constaté que la moyenne conditionnelle de l'amplification de l'appel de ductilité est supérieure à 1 pour un rapport de fréquence compris entre 1 et 1.8. De plus, l'effet du rapport de masse sur l'amplification moyenne de l'appel de ductilité est sensiblement plus marqué dans le cas d'oscillateurs élastoplastiques. De façon générale, les diagrammes de dispersion de la Figure 2.7 confirment la faible influence de la fréquence adimensionnelle de l'excitation et du coefficient de restitution sur les grandeurs de sortie.

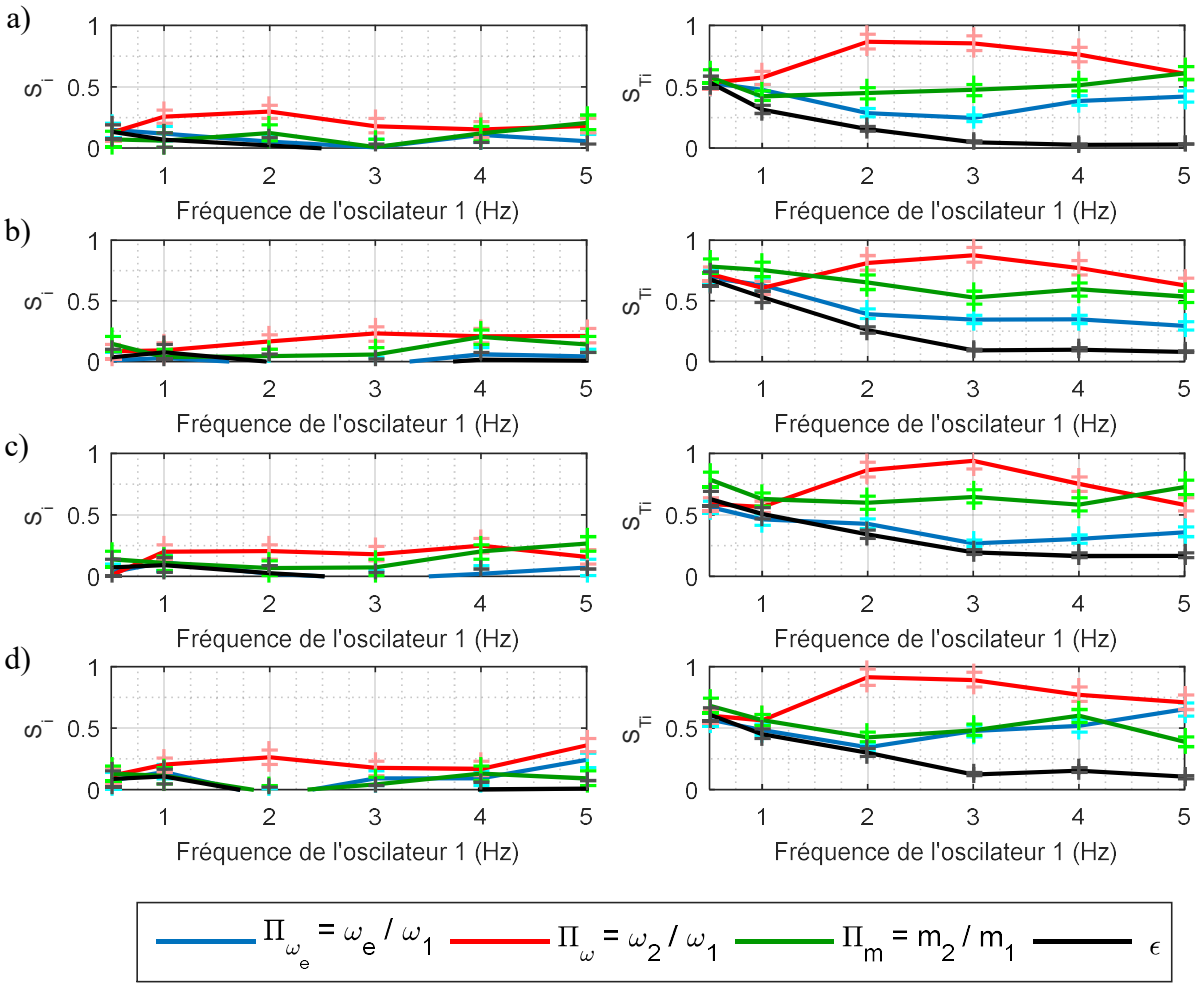

Figure 2.6 : Indices de sensibilité de Sobol' et leurs intervalles de confiance à 95% relatifs à a) l'amplification de l'effort maximal pour des oscillateurs linéaires élastiques et à l'amplification de la demande en déplacement non-linéaire dans le cas d'oscillateurs b) élastoplastiques, c) orientés vers l'origine, d) bilinéaires élastiques.

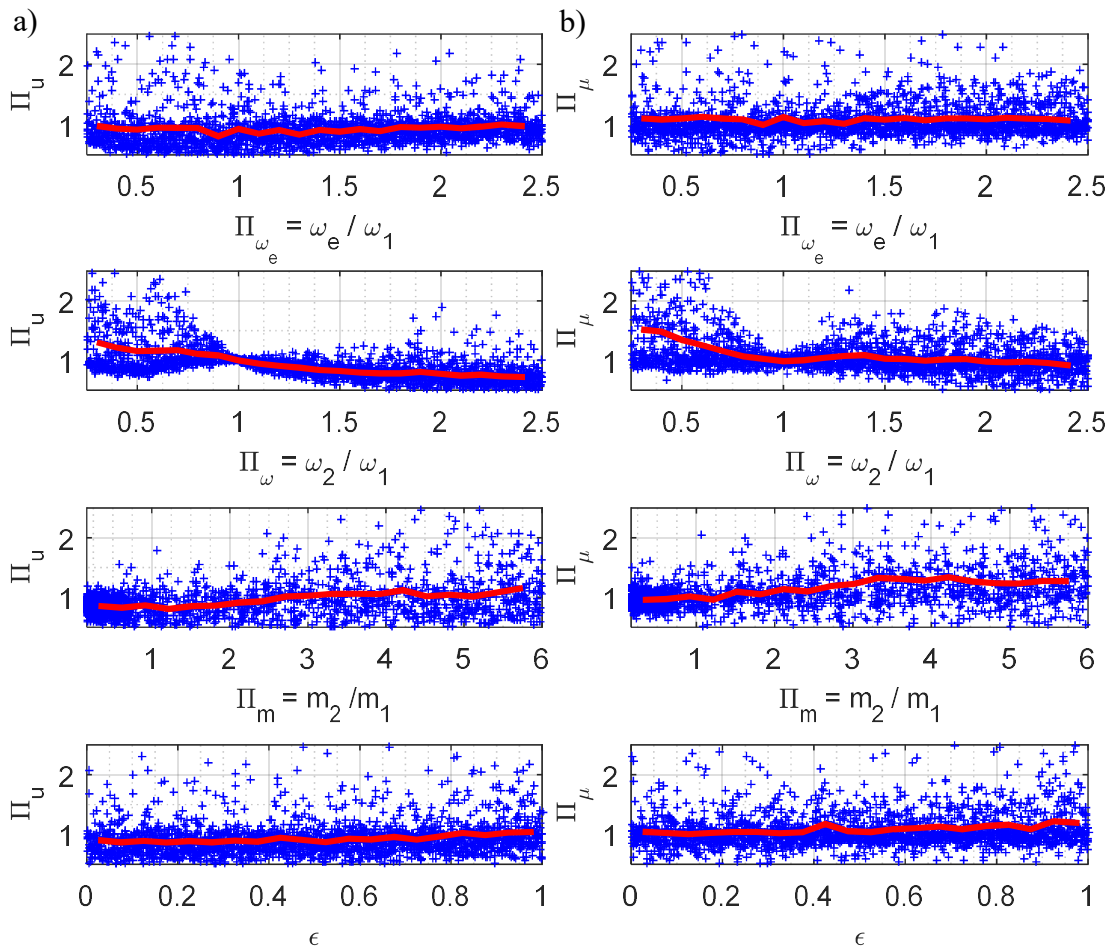

Figure 2.7 : Diagrammes de dispersion dans le cas d'un oscillateur 1 de fréquence $2\,\mathrm{Hz}$: a) pour l'amplification du déplacement maximum de l'oscillateur 1 dans le cas d'oscillateurs linéaires, b) pour l'amplification de l'appel de ductilité dans le cas d'oscillateurs élastoplastiques.

2.8. Effet de l'entrechoquement sur les spectres de planchers

Dans le cas d'installations industrielles et, en particulier, nucléaires, la sollicitation des équipements est définie à l'aide des spectres de planchers. Par ailleurs, comme précédemment évoqué, l'entrechoquement influe fortement sur les accélérations des structures et par conséquent sur leurs spectres de planchers. De fait, il convient de caractériser les effets de l'entrechoquement sur les spectres de planchers et de déterminer quels sont les paramètres influençant ces effets.

2.8.1. Caractéristiques des spectres de planchers

La réponse en accélération d'un des deux oscillateurs et le spectre de plancher correspondant, obtenus pour une simulation effectuée lors de l'analyse de sensibilité, sont illustrés sur la Figure 2.8. Il s'agit d'une réponse typique de structures sujettes à l'entrechoquement. Sur la même figure est aussi représentée l'accélération liée à la force d'impact uniquement (c.-à-d. l'accélération pour laquelle l'accélération absolue de l'oscillateur en réponse à la sollicitation sismique est négligée). On peut constater que : 1) l'accélération de l'oscillateur est proche de celle due à la force d'impact seulement, 2) la force d'impact est composée d'impulsions successives de courtes durées. La durée des impacts dépend de la

rigidité de l'élément d'impact ; plus la rigidité de l'élément d'impact est grande, plus la durée des impacts est courte. La Figure 2.8b présente les spectres de réponse de l'accélération de l'oscillateur et de l'accélération due à la force d'impact uniquement. Ces deux spectres de réponse sont assez proches et présentent des caractéristiques similaires. Il peut être conclu que dans le cas d'un entrechoquement sévère le spectre de plancher est régi, principalement, par la force d'impact. Par ailleurs, sur la Figure 2.8b est aussi tracé le spectre de réponse d'un Dirac dont l'intensité est normalisée par l'impulsion maximale de la force d'impact. Le spectre de réponse du Dirac normalisé est une bonne approximation de la pente initiale du spectre de plancher de l'oscillateur. Sur la même figure, le spectre de plancher de l'oscillateur sans choc est aussi représenté à des fins de comparaison. Comme on pouvait s'y attendre, on constate que les impacts influencent considérablement la forme globale du spectre de plancher, et induisent des valeurs spectrales plus grandes, excepté dans la région des basses fréquences. De plus, dans la région des basses fréquences, le spectre de réponse de l'oscillateur sujet à l'entrechoquement ne présente pas d'amplification concentrée au voisinage de la fréquence de l'oscillateur, typique de la réponse d'un oscillateur linéaire. Par ailleurs, les spectres de planchers des structures sujettes à l'entrechoquement étant régis par l'impulsion de la force d'impact, ceux-ci sont moins sensibles aux hypothèses de modélisation (telles la méthode numérique de traitement des impacts, le pas de temps utilisé, la rigidité de l'élément d'impact) que l'accélération maximale, excepté pour les très hautes fréquences (c.-à-d. pour des périodes inférieures à la durée des impacts) dont l'intérêt est limité.

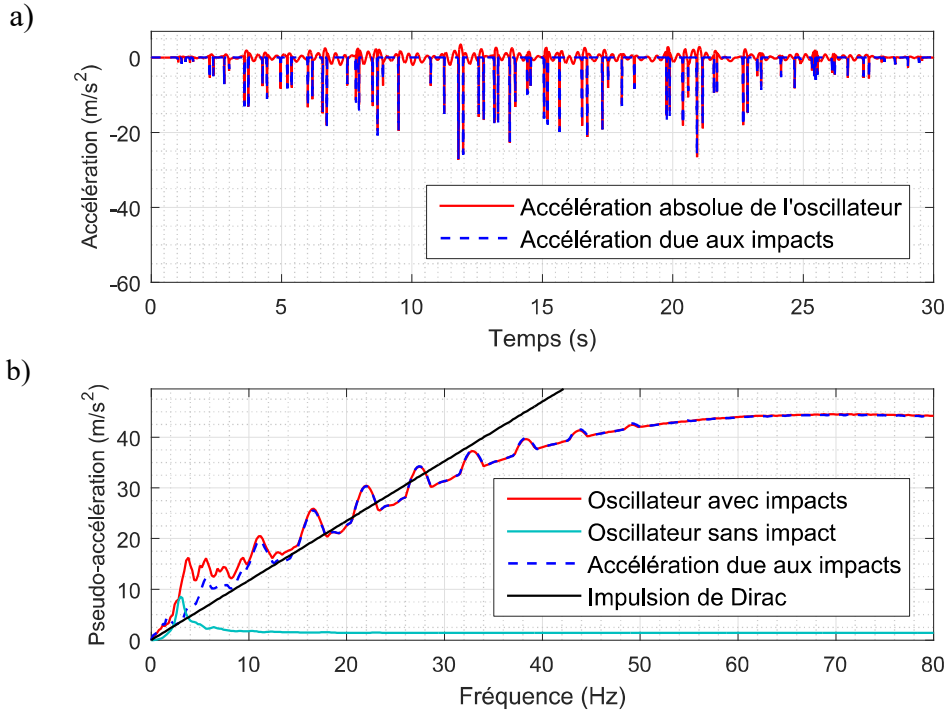

Figure 2.8 : Réponse en accélération d'un des deux oscillateurs. a) Accélération en fonction du temps, b) Spectre de réponse correspondant (2% d'amortissement).

De façon à examiner en détail la réponse d'un oscillateur sujet à des impacts, nous considérons maintenant le cas simplifié d'un oscillateur soumis à un bruit blanc et qui choque avec une barrière rigide. La pulsation de l'oscillateur, son amortissement réduit et la rigidité de l'élément d'impact sont : $\omega_0 = 2\pi \times 1$ rad/s ; $\xi_0 = 0.05$; $K_{impact} = 1000 \times \omega_0^{\,2} \times M$, où M correspond à la masse de l'oscillateur. L'impact est considéré comme étant élastique ($\varepsilon = 0$).

Un espacement nul entre l'oscillateur et la barrière rigide est choisi bien que des résultats similaires sont obtenus dans le cas d'un faible espacement comme expliqué dans la section 2.4. La réponse en accélération de l'oscillateur est représentée sur la Figure 2.9a. Il est observé que la force d'impact, bien que non périodique à proprement parlé, présente une certaine périodicité. Ainsi, il est constaté que, de manière générale, l'intervalle entre deux impacts est égal à $T/2$, où $T = 2\pi / \omega_0$ est la période de l'oscillateur. Motivé par ces observations, nous considérons une accélération idéalisée, constituée de *N* Dirac identiques répétés périodiquement avec une période de $T/2$. Compte tenu de la périodicité de cette accélération idéalisée, le spectre de réponse correspondant présente des pics (motif en dents de scie observé sur les Figure 2.9b et c) aux fréquences multiples de la fréquence fondamentale $2\,\omega_0$. Un oscillateur de pulsation $2\,n\,\omega_0$ présentera donc n cycles entres deux impulsions. En supposant v_1 la vitesse relative de l'oscillateur après la première impulsion, la vitesse de celui-ci juste avant la deuxième impulsion sera $v_2^- = v_1 e^{-\xi 2n\omega_0 \pi/\omega_0} = v_1 e^{-\xi 2n\pi}$, où ξ est l'amortissement de l'oscillateur. La vitesse après la deuxième impulsion est $v_2^+ = v_1\left(1 + e^{-\xi 2n\pi}\right)$. Similairement, la vitesse après la *N*-ième impulsion est donnée par la suite géométrique suivante :

$$v_N^{\ +} = v_1\left(1 + e^{-\xi 2n\pi} + e^{-\xi 2n\pi\,2} + \ldots + e^{-\xi 2n\pi(N-1)}\right) = v_1 \frac{e^{-\xi 2n\pi N} - 1}{e^{-\xi 2n\pi} - 1} \tag{2-26}$$

Pour un amortissement faible, $\xi \ll 1$, le déplacement maximum a lieu à la fin du premier quart de période suivant le N-ième impact. La pseudo-accélération à cet instant est donc :

$$\text{PSA}\,(2n\omega_0) = v_1\ 2n\omega_0\ e^{-\xi\pi/2}\ \frac{e^{-\xi 2n\pi N} - 1}{e^{-\xi 2n\pi} - 1} \tag{2-27}$$

Pour un grand nombre d'impulsions N, l'équation (2-26) se simplifie en :

$$\text{PSA}\,(2n\omega_0) = v_1\ 2n\omega_0\ e^{-\xi\pi/2}\ \frac{1}{1 - e^{-\xi 2n\pi}} \tag{2-28}$$

A hautes fréquences (c.-à-d. $n \gg 1$), la pseudo-accélération correspond à celle consécutive à un seul impact :

$$\text{PSA}\,(2n\omega_0) = v_1\ 2n\omega_0\ e^{-\xi\pi/2} \tag{2-29}$$

Les Figure 2.9b et c comparent le spectre de réponse calculé à partir de l'accélération de l'oscillateur avec celui correspondant à une accélération idéalisée composée de 15 impulsions de Dirac identiques. L'amplitude de ces impulsions est choisie égale à l'impulsion maximale de la force d'impact. Il apparait sur ces figures que le spectre de réponse de l'accélération idéalisée présente des caractéristiques similaires à celui de l'oscillateur en ce qui concerne la forme globale ainsi que le motif en dents de scie dans la région des basses fréquences. L'équation (2-27), représentée par une ligne verte sur les Figure 2.9b et c, estime correctement les pics dans cette plage de fréquences. Dans la région des hautes fréquences, le spectre de réponse de l'accélération idéalisée dévie légèrement de la ligne droite donnée par l'équation (2-29). En effet, les impulsions utilisées numériquement pour l'idéalisation de l'accélération de l'oscillateur ne correspondent pas à des impulsions de Dirac parfaites mais

sont des impulsions triangulaires de durée $2\,\Delta t$, où $\Delta t = 0.001\,\mathrm{s}$ est le pas de temps utilisé. Par conséquent, lors du calcul du spectre de réponse, les impulsions, représentées de la sorte, ne sont pas équivalentes à des impulsions de Dirac pour des oscillateurs à hautes fréquences. Ainsi, ces impulsions ne provoquent pas de simples sauts de vitesse pour ces oscillateurs. Naturellement, cet effet est plus prononcé si la durée des impulsions est plus longue comme c'est le cas lorsque la flexibilité des impacts est considérée.

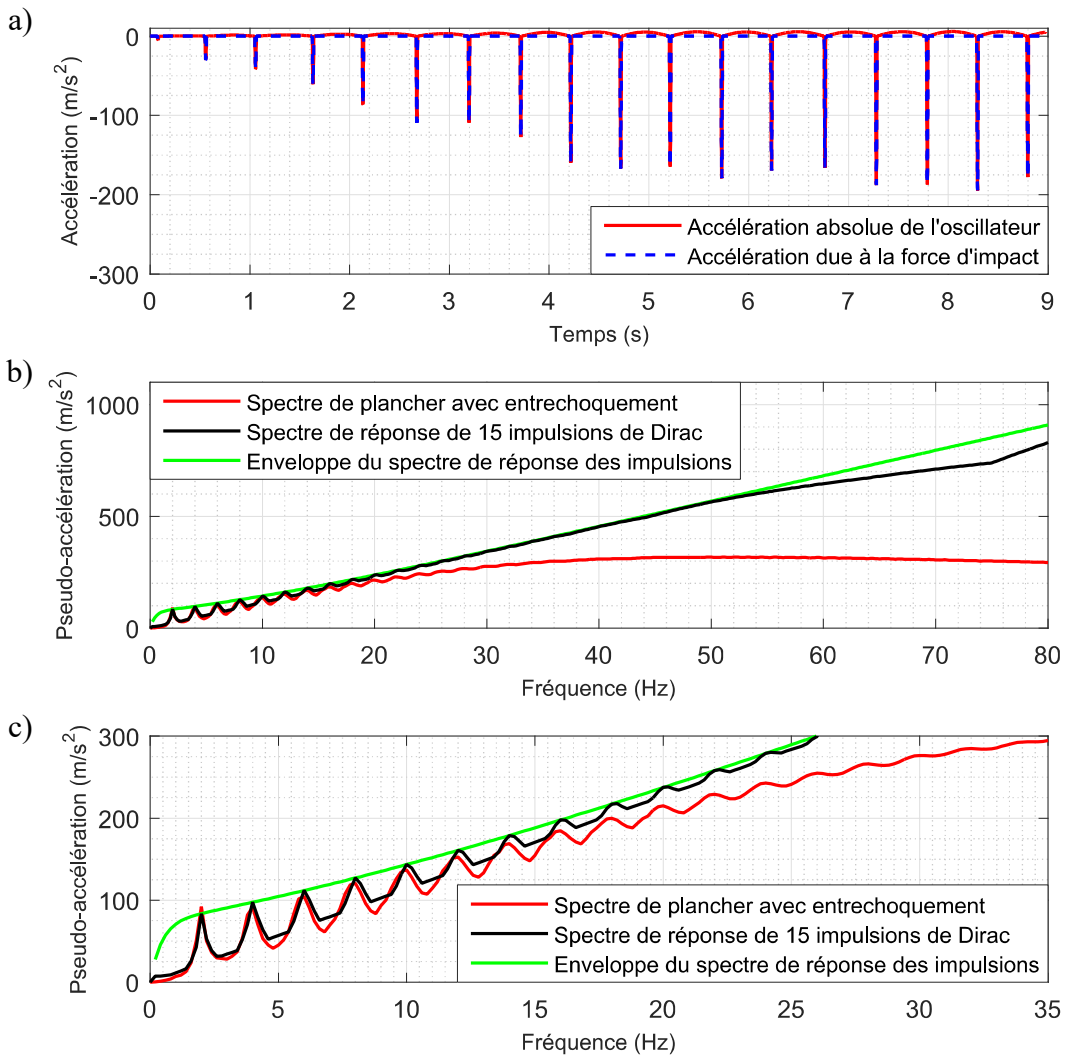

Figure 2.9 : Réponse en accélération d'un oscillateur qui choque avec une barrière rigide. a) Accélération en fonction du temps, b) Spectre de réponse correspondant, c) Agrandissement du spectre de réponse dans la région des basses fréquences.

Bien qu'une certaine périodicité des impacts soit observée dans le cas étudié ci-dessus, il semble nécessaire de souligner que des réponses très différentes sont aussi possibles, notamment, en fonction de la sollicitation utilisée. Par exemple, dans le cas d'une sollicitation harmonique, une réponse sous-harmonique peut être observée [22,24].

Dans le cadre de l'analyse de sensibilité, l'influence de l'entrechoquement sur les spectres de planchers doit être quantifiée à l'aide d'un paramètre unique. Compte tenu des deux exemples présentés ci-dessus, l'impulsion maximale de la force d'impact est un paramètre pertinent, celui-ci permettant d'estimer la pente initiale des spectres de planchers. Les résultats

de l'analyse de sa sensibilité par rapport aux paramètres d'entrée sont présentés dans la section suivante.

2.8.2. Sensibilité de l'impulsion maximale adimensionnelle

Les indices de sensibilité de Sobol' relatifs à l'impulsion maximale adimensionnelle, pour les quatre lois de comportement considérées, sont présentés sur la Figure 2.10. Dans la majorité des cas, le rapport de masse m_2 / m_1 et le rapport de fréquence ω_2 / ω_1 sont les paramètres les plus influents. Pour l'ensemble des lois de comportement utilisées, l'influence du rapport de masse est prédominante pour une fréquence de l'oscillateur 1 inférieure à 2 Hz. Dans le cas d'oscillateurs élastoplastiques, l'influence de la fréquence adimensionnelle de l'excitation augmente fortement quand la fréquence de l'oscillateur 1 augmente. Ces observations sont effectuées pour les indices de sensibilité du premier ordre et totale.

De plus, l'impulsion maximale semble moins sensible aux interactions entre paramètres que les quantités d'intérêts relatives au déplacement maximal présentées dans la section 2.7. En effet, l'écart entre les indices de sensibilité totale et du premier ordre présentés sur la Figure 2.10 est, en général, inférieur à celui observé sur la Figure 2.6. Par conséquent, pour l'impulsion maximale adimensionnelle, les indices de sensibilité du premier ordre fournissent une bonne approximation de sa sensibilité vis-à-vis des variables d'entrée.

Les diagrammes de dispersion pour une fréquence de l'oscillateur 1, $f_1 = 2\,\text{Hz}$, dans les cas d'oscillateurs linéaires élastiques et élastoplatiques sont représentés sur la Figure 2.11. Sur chacun de ces diagrammes, la moyenne conditionnelle est représentée (courbe rouge). En accord avec les indices de sensibilité exposés sur la Figure 2.10, il est constaté que l'impulsion maximale moyenne présente une variabilité plus grande lorsque celle-ci est conditionnée par rapport à m_2 / m_1 et ω_2 / ω_1 particulièrement à proximité de $\omega_2 / \omega_1 = 1$. Elle augmente quand le rapport de masse augmente. Concernant l'influence du rapport de fréquence, une forte dispersion des résultats est remarquée de part et d'autre de $\omega_2 / \omega_1 = 1$. En effet, la force d'impact est nulle pour cette valeur du rapport de fréquence dans le cas d'oscillateurs linéaires et reste faible dans le cas d'oscillateurs non-linéaires. Par conséquent, une forte variation de la moyenne conditionnelle est observée de part et d'autre de $\omega_2 / \omega_1 = 1$. Sur la Figure 2.11, on remarque que la moyenne conditionnelle de l'impulsion maximale n'est pas nulle pour $\omega_2 / \omega_1 = 1$ même dans le cas d'oscillateurs linéaires. Effectivement, cette moyenne est calculée numériquement en considérant des subdivisions de l'intervalle de variation du rapport de fréquence. C'est pourquoi elle dépend aussi des valeurs au voisinage de $\omega_2 / \omega_1 = 1$.

Bien que le coefficient de restitution ne soit pas un paramètre très influent sur l'impulsion maximale, il est intéressant de constater que son influence varie en fonction de la loi de comportement. Dans le cas d'oscillateurs linéaires élastiques, de façon prévisible, la moyenne de l'impulsion maximale augmente quand le coefficient de restitution augmente (c.-à-d. quand l'énergie dissipée durant l'impact diminue). Dans le cas d'oscillateurs élastoplastiques, au contraire, le maximum de la moyenne conditionnelle est obtenu pour un coefficient de restitution proche de 0. De plus, cette moyenne, dans le cas d'oscillateurs élastoplastiques, apparaît peu sensible à des variations du coefficient de restitution entre 0.2 et 1.

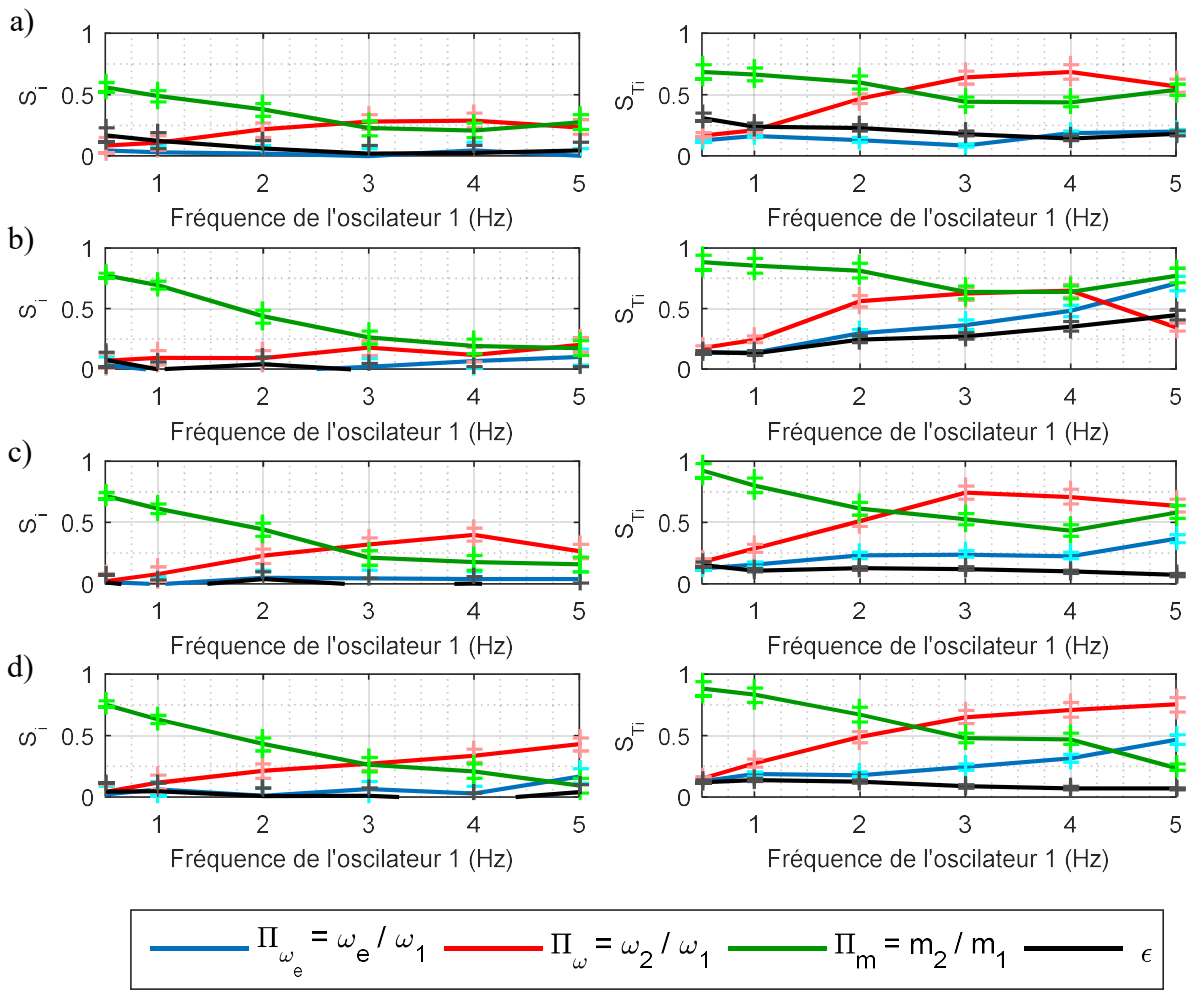

Figure 2.10 : Indices de sensibilité de Sobol' et leurs intervalles de confiance à 95% pour l'impulsion maximale adimensionnelle dans le cas d'oscillateurs : a) linéaires élastiques, b) élastoplastiques, c) orientés vers l'origine, d) bilinéaires élastiques.

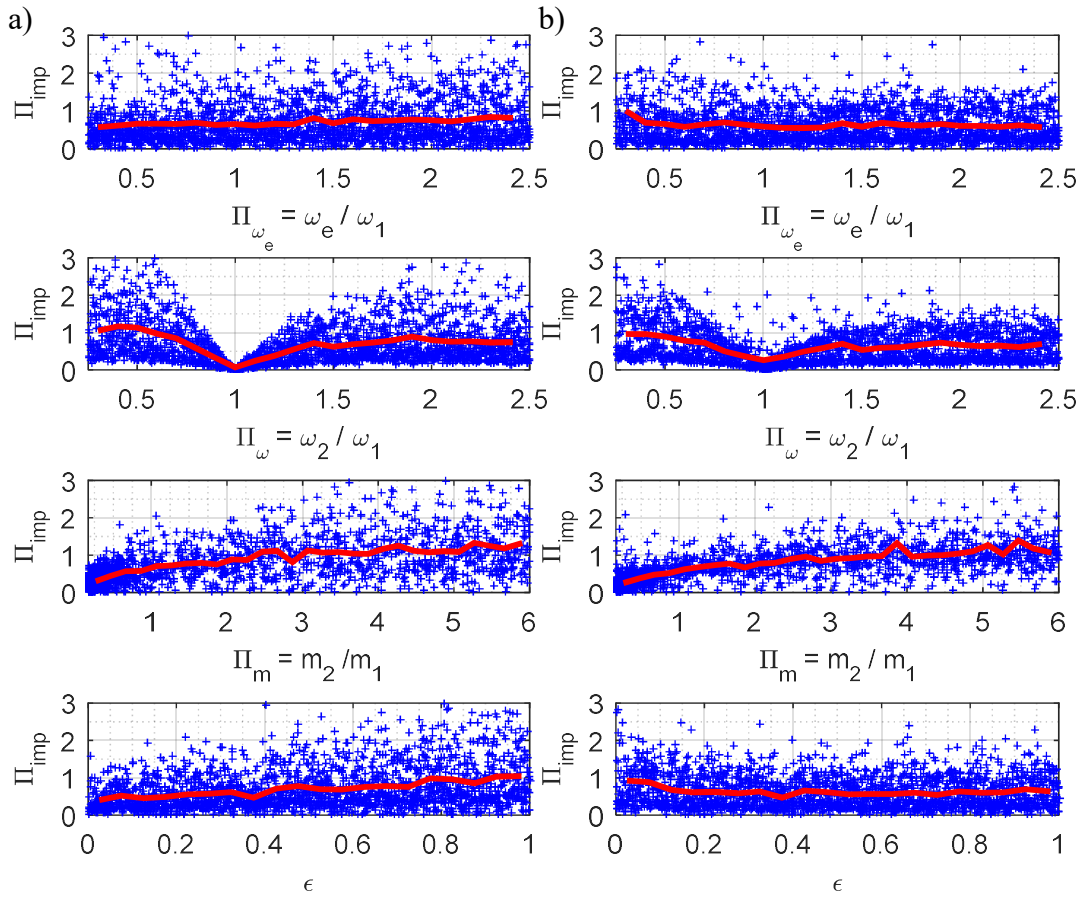

Figure 2.11 : Diagrammes de dispersion de l'impulsion maximale adimensionnelle dans le cas d'un oscillateur 1 de fréquence $2\ \mathrm{Hz}$ **. a) Oscillateurs linéaires élastiques, b) Oscillateurs élastoplastiques.**

2.9. Conclusions

L'objectif de ce chapitre est de fournir une meilleure compréhension de la sensibilité de la réponse de structures sujettes à l'entrechoquement et de déterminer les paramètres les plus influents. Pour ce faire, une analyse de sensibilité a été menée par le biais de simulations de Monte Carlo d'un modèle de deux oscillateurs qui s'entrechoquement. Cette analyse a été effectuée à l'aide de la méthode de Sobol' pour déterminer les indices de sensibilité qui fournissent une mesure cohérente de l'importance relative de paramètres tels que la fréquence de l'excitation adimensionnelle, le rapport de masse et de fréquence des oscillateurs et le coefficient de restitution. De plus, l'influence du comportement non-linéaire des structures a aussi été examiné. Les conséquences de l'entrechoquement sur les structures elles-mêmes sont analysées en termes d'amplification de l'effort maximum et du déplacement non-linéaire maximum en comparaison au cas sans choc. En outre, contrairement à la plupart des études antérieures, ce travail étudie aussi l'influence de l'entrechoquement sur les spectres de planchers qui sont d'une importance primordiale dans le cas d'installations industrielles. Pour quantifier cet effet, la grandeur d'intérêt est l'impulsion maximale de la force d'impact.

En ce qui concerne les efforts et l'appel de ductilité, la conclusion principale de cette analyse est que c'est le rapport de fréquence qui est, en général, le paramètre le plus important. En ce qui concerne l'impulsion maximale d'impact, les rapports de masse et de fréquence sont, en général, les paramètres les plus influents, le rapport de masse étant prédominant, pour toutes

les lois de comportement considérées, lorsque la fréquence de l'oscillateur d'intérêt est plutôt faible (par exemple inférieure à 2 Hz).

Les résultats des simulations effectuées lors de l'analyse de sensibilité sont, de plus, utilisés dans la sous-section 3.2.1 afin de déterminer les principales caractéristiques dynamiques des maquettes de la campagne expérimentale. En effet, nous avons choisi un rapport de masse et des fréquences fondamentales des maquettes amplifiant les effets de l'entrechoquement. En observant les moyennes des grandeurs d'intérêt (c.-à-d. l'amplification du déplacement maximal et l'impulsion adimensionnelle) en fonction du rapport de masse et des fréquences des oscillateurs, nous avons sélectionné un jeu de paramètres représentatif des cas réels et permettant d'obtenir une valeur importante des grandeurs d'intérêt, tout en satisfaisant certaines contraintes liées au montage expérimental.

Chapitre 3. Campagne expérimentale.

3.1. Introduction

Une campagne expérimentale a été menée durant ce travail de thèse. Elle a été réalisée sur la plateforme expérimentale Tamaris du Commissariat à l'Energie Atomique et aux Energies Renouvelables (CEA Saclay). Elle a été effectuée de Mai à Novembre 2018 à l'aide de la table vibrante Azalée comme dispositif d'essai principal. La table vibrante Azalée dans l'environnement de la plateforme expérimentale Tamaris est représentée sur la Figure 3.1. Cette table vibrante dispose d'un plateau supérieur d'une surface de 6 m x 6 m et d'une masse de 25 tonnes. Elle est pilotée suivant six degrés de liberté (trois degrés de liberté en translation et trois en rotation) à l'aide de quatre vérins verticaux et quatre vérins horizontaux d'une capacité de 1200 kN chacun. Les accélérations maximales générées à l'aide de cette table vibrante sont fonctions des caractéristiques des maquettes embarquées sur le plateau supérieur et du contenu fréquentiel du signal à reproduire. A titre indicatif, en plus des capacités en force évoquées ci-dessus, il est possible de reproduire simultanément une vitesse maximale de 0.35 m/s suivant les trois degrés de libertés en translation et un déplacement maximal de ± 12.5 cm suivant les axes horizontaux et de ± 10 cm suivant l'axe vertical.

Pendant la campagne expérimentale nous nous sommes intéressés à la reproduction du phénomène d'entrechoquement entre deux maquettes de bâtiments durant un séisme. Deux objectifs principaux ont motivé la réalisation de cette campagne expérimentale. Tout d'abord, eu égard au nombre limité de résultats expérimentaux présents dans la littérature examinant les effets de l'entrechoquement entre bâtiments, une indentification et une quantification des effets de l'interaction entre structures durant un séisme était nécessaire. D'autre part, ces essais ont constitué une référence permettant l'évaluation des capacités des outils de simulation numérique à représenter de façon satisfaisante les effets de l'entrechoquement.

Lors de cette campagne d'essais, l'influence de l'espacement entre structures et des signaux d'excitation sur les conséquences de l'entrechoquement a été examinée. Par ailleurs, afin d'étudier le moyen le plus simple d'évitement des chocs, des liaisons rigides ont été également installées entre les structures. L'utilisation d'autres types de connexions (comme par exemple des connexions dissipatives passives ou actives) dans l'objectif d'éviter l'entrechoquement entre structures est étudiée par simulation numérique dans le chapitre 4.

Bien que cette campagne d'essais considère un nombre de configurations d'essais significatif, elle n'a pas pour ambition d'étudier l'ensemble des configurations pour lesquelles des impacts peuvent avoir lieu. Par conséquent, cette étude se limite au cas de deux structures symétriques pour lesquelles l'entrechoquement peut uniquement intervenir entre les planchers adjacents. L'effet d'une asymétrie de la distribution des masses ou de la rigidité sur la réponse des structures sujettes à l'entrechoquement n'est pas considéré ici. En outre, la sollicitation est appliquée suivant une seule direction afin de conserver une complexité acceptable en vue de l'interprétation des résultats.

Afin de focaliser sur l'étude des chocs eux-mêmes, en particulier sur la dissipation pendant l'impact, indépendamment de la sollicitation sismique, un montage expérimental permettant la réalisation d'essais de lâcher est présenté dans la section 3.6.

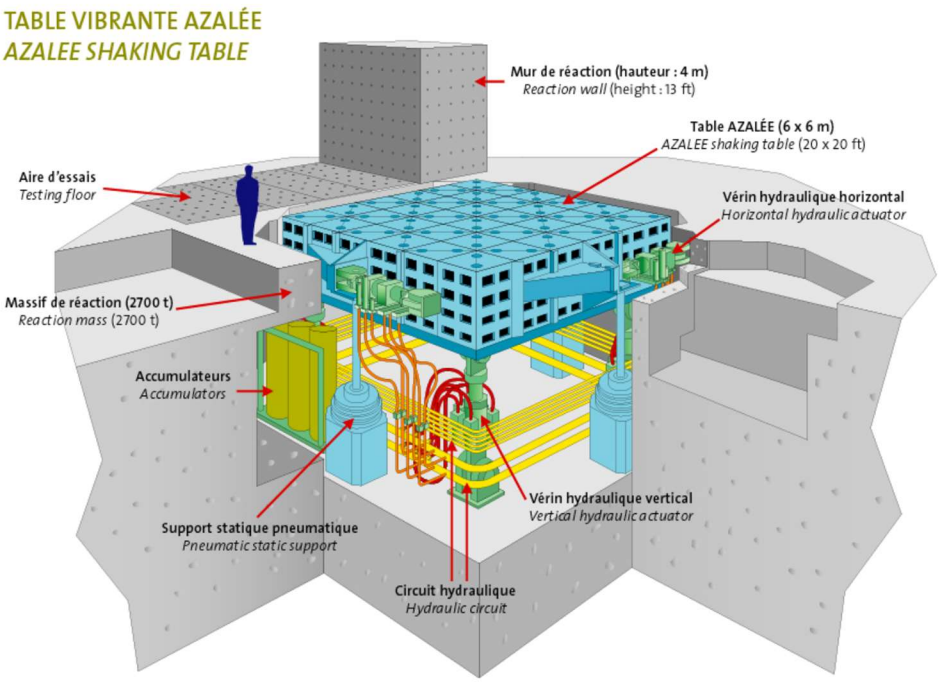

Figure 3.1 : Table vibrante Azalée.

3.1.1. Études expérimentales antérieures de l'entrechoquement entre bâtiments.

Parmi les études expérimentales ayant examiné la problématique de l'entrechoquement entre structures au moyen d'essais sur table vibrante, Chau et al. [41] ont étudié l'effet des chocs sur la réponse de deux structures d'un étage soumises à des sollicitation harmoniques et sismiques. Ils ont examiné l'influence de l'espacement entre les structures, de la masse des structures, de la fréquence fondamentale des structures et de la fréquence de l'excitation sur la réponse des structures. Les résultats de cette expérience ont de plus été confrontés aux résultats de simulations numériques présentés par les mêmes auteurs dans la référence [23]. Cette étude conclut que, de manière générale, l'entrechoquement diminue la réponse de la structure flexible tandis qu'elle augmente la réponse de la structure rigide. Il est aussi constaté que la réponse des structures sujettes à l'entrechoquement est très sensible à la modification des conditions d'essais et notamment à de faibles variations de l'espacement entre les structures. Par la suite, deux autres campagnes expérimentales menées par les mêmes auteurs [42,43] ont examiné la réponse en torsion de structures qui s'entrechoquent. La réponse en torsion des structures a été induite par l'ajout de masses excentrées sur les planchers. Les auteurs concluent que du fait de l'entrechoquement la réponse des structures en torsion mais aussi en translation suivant la direction de l'excitation augmente lorsque l'excentricité de ces masses augmente. Takabatake et al. [44] ont étudié l'effort d'impact généré lors de la collision entre les derniers étages de deux structures de quatre étages soumises à un séisme. Ils ont observé que l'effort d'impact peut être supérieur à l'effort de cisaillement à la base des structures et que celui-ci tend à augmenter lorsque l'espacement entre les structures diminue. Toutefois, la méthode employée pour la mesure de la force d'impact est remise en question par Khatiwada [45]. Jankowski et al. [46] ont étudié la réponse de trois structures à un étage, agencées en série et sujettes à l'entrechoquement. Cette étude souligne que l'augmentation des déplacements des structures

en comparaison au cas sans choc dépend fortement de l'espacement entre celles-ci et du type des chocs, unilatéraux ou bilatéraux, qu'elles subissent. Papadrakakis et al. [47] ont étudié les conséquences de l'entrechoquement entre deux portiques en béton armé de deux étages chacun. Cette étude constate que lorsque ces structures sont soumises à une sollicitation harmonique à la fréquence de la structure la plus flexible, le déplacement maximal de la structure la plus rigide est fortement augmenté du fait de l'entrechoquement. Il est aussi remarqué que, pour cette sollicitation, l'entrechoquement diminue fortement la réponse de la structure la plus souple. De plus, les résultats de ces essais ont été comparés avec les résultats de simulations numériques. La méthode de traitement des impacts utilisée pour la réalisation de ces simulations, basée sur l'utilisation de multiplicateurs de Lagrange, est présentée en détail dans [48]. Filiatrault et al. [49,50] ont réalisé une campagne d'essais sur table vibrante examinant l'effet des impacts entre une structure de trois étages et une structure de huit étages. Cette campagne présente la particularité d'examiner la problématique de l'entrechoquement entre deux planchers adjacents mais aussi entre un plancher et les poteaux de la structure adjacente. Bien que ceci puisse apparaître contre intuitif, cette dernière configuration est la plus pénalisante concernant l'augmentation des accélérations maximales des structures du fait des impacts. Dans le cadre d'une problématique légèrement différente, Masroor et Mosqueda [51] ont étudié les conséquences de l'entrechoquement entre la base d'une structure sismiquement isolée et le mur de soutènement adjacent sur le comportement de la superstructure. Ils concluent que les impacts amplifient considérablement les accélérations et déplacements inter-étages de la superstructure.

Parmi les études précédemment citées, un grand nombre de géométries différentes ont été utilisées pour la zone d'impacts. Ces choix relatifs à la zone d'impacts peuvent être gouvernés par un souhait d'instrumentation de cette zone afin de mesurer la force d'impact [41–43,49] ou un souhait de renforcement local de la zone d'impacts de façon à éviter que celle-ci ne s'endommage au cours des essais [47].

Certaines campagnes expérimentales se sont intéressées, particulièrement, à l'identification des paramètres caractérisant les impacts et à la validation des méthodes numériques employées pour la modélisation des impacts. Entre autres, le coefficient de restitution (c.-à-d. le rapport entre la vitesse post-impact et celle pré-impact), qui quantifie l'énergie dissipée lors de l'impact de deux solides, a été mesuré dans plusieurs études expérimentales. Cette mesure est intéressante étant donnée la diversité des valeurs employées dans la littérature pour la modélisation de l'impact entre deux solides. Ainsi, Jankowski [52] a effectué la mesure du coefficient de restitution observé lors de la chute d'une sphère sur un plan et ce pour différents matériaux (acier, céramique et béton). Il en conclut que le coefficient de restitution dépend fortement de la vitesse avant impact et du matériau considéré. Cependant, Jankowski constate aussi que la prise en compte de la variation du coefficient de restitution en fonction de la vitesse pré-impact pour la modélisation d'oscillateurs qui s'entrechoquent n'influe pas fortement sur la réponse en déplacement des oscillateurs. Leibovitch et al. [53] ont proposé, eux aussi, une mesure du coefficient de restitution mais dans le cas de l'impact de deux surfaces planes. Bien que les résultats de ces deux expériences [52,53] soient relativement similaires, Leibovitch et al. remarquent qu'une comparaison directe n'est pas possible du fait de la différence des géométries des surfaces d'impact entre les deux études. Enfin, Khatiwada et al. [54] ont étudié l'évolution du coefficient de restitution mesuré lors de l'impact de deux poutres en acier en fonction des conditions de support de ces poutres. Les trois configurations suivantes sont considérées : deux poutres suspendues par des câbles, l'une des poutres suspendue par des câbles l'autre supportée par des poteaux, et les deux poutres supportées par des poteaux. Ils observent que le coefficient de restitution mesuré varie de 0.76 à 0.36 en fonction des supports utilisés. Khatiwada et al. [20] ont comparé les réponses mesurées expérimentalement de deux portiques sujets à l'entrechoquement sous l'effet de sollicitations

sismiques avec celles simulées à l'aide de cinq méthodes différentes de modélisation des impacts. Deux des cinq méthodes considérées modélisent la force d'impact par la méthode de pénalisation tandis que les trois autres considèrent une force d'impact basée sur une loi de contact de Hertz. Ils en concluent que l'élément d'impact viscoélatisque utilisant un modèle de Kelvin-Voigt (élément d'impact présenté dans la sous-section 2.3.1) est le plus performant pour estimer l'effet de l'entrechoquement sur le déplacement maximal des structures.

3.2. Montage expérimental

3.2.1. Sélection des caractéristiques des maquettes expérimentales

Une sélection adéquate des caractéristiques des maquettes expérimentales est nécessaire afin de mettre en relief les phénomènes intervenant lors de l'entrechoquement. Le choix initial concernant les caractéristiques des maquettes expérimentales a été de considérer des structures dont les fréquences fondamentales sont représentatives des fréquences fondamentales de bâtiments courants. Ainsi, contrairement à une stratégie de mise à l'échelle de structures réelles, il est choisi, pour la conception des maquettes, de conserver des fréquences fondamentales proches de celles de bâtiments courants malgré une diminution significative des dimensions en comparaison à celles de bâtiments courants.

De plus, la sélection des caractéristiques des maquettes expérimentales s'est appuyée sur les résultats des simulations effectuées lors de l'analyse de sensibilité présentée au chapitre 2. Pour ce faire, on considère que le premier mode de chaque maquette est représenté par un oscillateur. Lors de cette campagne d'essais, il est souhaitable que les structures soient influencées le plus possible par la présence des chocs, c.-à-d. que les grandeurs d'intérêt prennent des valeurs importantes pour les rapports de masse et de fréquence choisis. Ces grandeurs d'intérêt sont l'amplification du déplacement maximal par rapport au cas sans choc Π_U et l'impulsion maximale de la force d'impact normalisée par la quantité de mouvement maximale de l'oscillateur sans impact, Π_{Imp}. Comme démontré dans la section 2.8, l'impulsion maximale de la force d'impact est un indice pertinent pour quantifier l'effet de l'entrechoquement sur les spectres de planchers. Il est rappelé que, du fait des hypothèses nécessaires à l'application de l'analyse de sensibilité par la méthode de Sobol', six analyses de sensibilités ont été effectuées pour six valeurs fixes de la fréquence d'un des oscillateurs, désigné comme oscillateur 1. Les fréquences suivantes (en Hz) ont été considérées 0.5 ; 1 ; 2 ; 3 ; 4 et 5. La fréquence de l'oscillateur adjacent, désigné oscillateur 2, varie entre $[0.5\text{ Hz}\,;5\text{ Hz}]$ pour chacune de ces analyses de sensibilité (c.-à-d. pour chaque fréquence de l'oscillateur 1). Nous souhaitons dans le cas présent éviter la configuration où l'une des structures est particulièrement flexible ou rigide. En effet, bien que cette campagne expérimentale n'ait pas la prétention de fournir des résultats d'une validité générale (cet objectif est illusoire du fait de la grande diversité des configurations possibles et de la sensibilité des problèmes impliquant des impacts vis-à-vis des paramètres d'entrée), il est préférable que les conséquences de l'entrechoquement observées lors de ces essais ne soient pas induites par l'étude d'un cas très spécifique. On fait donc le choix d'étudier les résultats de simulations pour des fréquences des oscillateurs variant entre 2 Hz et 4 Hz. On représente sur la Figure 3.2 les iso-valeurs des moyennes des deux grandeurs d'intérêt (c.-à-d. de Π_U et Π_{Imp}) pour l'oscillateur 1 en fonction de sa fréquence, de la fréquence de l'oscillateur 2 et du rapport de masse des oscillateurs. On constate sur cette figure que l'amplification du déplacement maximal et l'impulsion adimensionnelle de l'oscillateur 1 sont maximales dans le cas où $f_1 = 4\text{ Hz}$,

$f_2 = 2$ Hz et $m_2 / m_1 = 6$. Ces paramètres structuraux correspondent donc à des caractéristiques souhaitables pour nos deux maquettes expérimentales. Cependant, dans la pratique, le choix d'un rapport de masse important entre les maquettes est problématique. En effet, il nécessite soit de considérer des dimensions très différentes pour les planchers de chacune des structures, soit d'ajouter des masses additionnelles importantes sur les planchers d'une des structures. Aucune de ces deux solutions n'est satisfaisante dans le cadre de cette campagne expérimentale. La première entraîne l'utilisation de planchers de géométries trop différentes. La seconde nécessite de boulonner d'importantes masses additionnelles sur les planchers qui pourraient interférer avec le mouvement des planchers modifiant ainsi leur rigidité et leur amortissement. Toutefois, on remarque sur la Figure 3.2 qu'en conservant les mêmes valeurs des fréquences mais pour un rapport de masse plus raisonnable, les deux grandeurs d'intérêt prennent des valeurs importantes (excepté dans le cas où le rapport de masse est inférieur à 1). Ainsi, nous choisissons un rapport de masse $m_2 / m_1 = 1.4$. Avec les caractéristiques des oscillateurs suivantes : $f_1 = 4$ Hz, $f_2 = 2$ Hz et $m_2 / m_1 = 1.4$, on a observé une amplification moyenne du déplacement maximal de 1.3 pour l'oscillateur 1 et de 0.7 pour l'oscillateur 2.

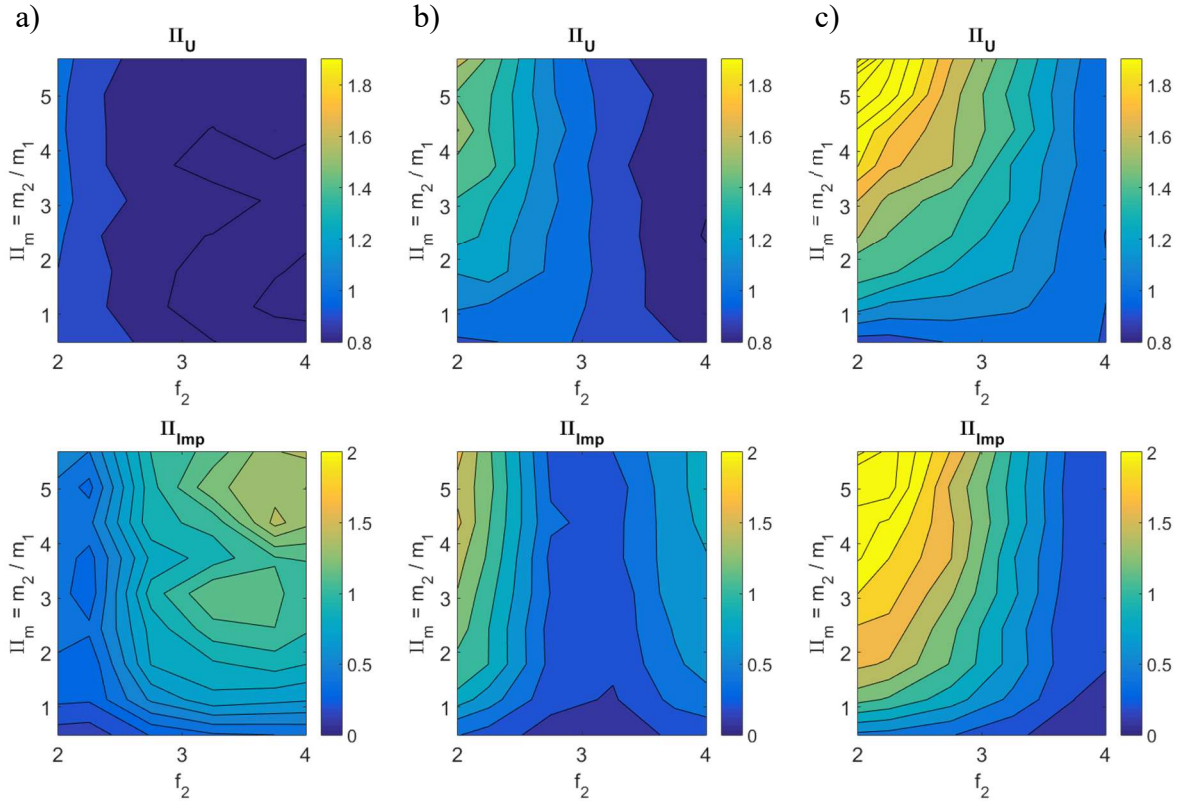

Figure 3.2 : Moyennes des grandeurs d'intérêt (amplification du déplacement maximal et impulsion adimensionnelle) de l'oscillateur 1 en fonction du rapport de masse des oscillateurs et de la fréquence de l'oscillateur 2 et pour : a) $f_1 = 2$ Hz, b) $f_1 = 3$ Hz, c) $f_1 = 4$ Hz.

Bien évidemment, le raisonnement présenté ci-dessus ne permet pas de prédire avec précision les résultats obtenus lors de la campagne expérimentale. L'idéalisation des maquettes expérimentales par deux systèmes à un degré de liberté constitue notamment une hypothèse forte de ce raisonnement. En effet, pour des systèmes à plusieurs degrés de liberté, les chocs excitent fortement les modes supérieurs de vibration des structures. Cet effet de l'entrechoquement sur la réponse des structures est discuté dans la sous-section 3.3.2. La conception finale des maquettes expérimentales (c.-à-d. le choix des sections des profilés

d'acier, de la hauteur des étages et des dimensions des planchers), présentée dans la sous-section suivante, a donc été aussi réalisée à l'aide d'un modèle éléments finis permettant de prédire de façon plus détaillée les conséquences de l'entrechoquement lors des essais.

3.2.2. Description des maquettes

Les maquettes utilisées pour la réalisation des essais sismiques sont représentées sur la Figure 3.3. Pour faciliter la clarté de l'exposé, par la suite, la structure ayant la plus grande fréquence fondamentale est appelée structure rigide tandis que l'autre est appelée structure souple. Ces maquettes, d'une hauteur totale de 5 m, sont chacune composées de deux étages. Chaque étage est constitué d'un plancher en béton armé de 22 cm d'épaisseur, boulonné à l'aide de boulons précontraints sur un cadre formé de poutres en acier de section IPEA200. Comme expliqué précédemment, cette campagne étudie uniquement l'impact entre les planchers en béton armé des structures adjacentes. C'est pourquoi, comme observé sur la Figure 3.3, les planchers ont été conçus de façon à dépasser sensiblement des portiques en acier sur lesquels ils reposent. Ainsi, les impacts peuvent intervenir uniquement entre les parties en béton armé de deux planchers adjacents, et ce sur l'ensemble du côté des planchers. Les poteaux des portiques en aciers sont composés de profilés de section HE140AA pour la structure rigide et de profilés de section HE100AA pour la structure souple. Par ce choix de sections, la structure rigide est approximativement trois fois plus rigide que la structure flexible suivant la direction principale exposée sur la Figure 3.3a. La nuance d'acier utilisée pour les poteaux est S355 tandis que celle utilisée pour les poutres est S275. Les cadres de poutres sont liés aux poteaux par des assemblages boulonnés. Cette connexion est considérée comme rigide. De plus, la fixation des charpentes métalliques sur la table vibrante s'effectue par l'intermédiaire de trous oblongs présents à la base des colonnes du premier étage de chacune des structures. L'utilisation de trous oblongs permet le réglage de l'espacement entre les maquettes.

Afin d'avoir le rapport de masse souhaité, d'environ $m_2 / m_1 = 1.4$, sans ajouter des masses additionnelles, les structures sont de dimensions différentes suivant la direction principale. En effet, la structure souple est plus longue que la structure rigide, ce qui implique un rapport de masse de 1.37 entre les structures. La masse totale de la structure rigide est 7000 kg tandis que celle de la structure souple est 9600 kg. Le rapport entre les fréquences fondamentales des deux structures est estimé à 1.9 (2.1 Hz pour la structure souple et 4 Hz pour la structure rigide). Les fréquences propres effectivement mesurées sont présentées dans la section 3.3.1.

A la fin de l'assemblage des maquettes sur la table vibrante, celles-ci présentent de faibles défauts géométriques inhérents aux tolérances de fabrication. De ce fait, les deux zones d'impacts en vis-à-vis ne sont pas parfaitement parallèles. Ces imperfections, et le choix d'une zone impact étendue, impliquent des difficultés supplémentaires lors de l'interprétation des résultats mais permettent aussi une représentation plus réaliste des conditions d'impacts entre deux bâtiments adjacents. Ces conditions d'impacts sont susceptibles de générer une asymétrie des forces d'impact et par conséquent d'exciter les modes de torsion des structures. Le mouvement de torsion des structures induit par les impacts et sa représentation à l'aide d'un modèle numérique sont étudiés respectivement dans les sous-sections 3.3.2 et 3.4.3. Cependant, cette campagne expérimentale s'intéresse principalement à l'influence des impacts sur la réponse des structures suivant la direction principale. Pour cette raison, dans le but de limiter le mouvement de torsion des structures, ces dernières sont rigidifiées dans la direction transversale à l'aide d'éléments de contreventement.

a) b)

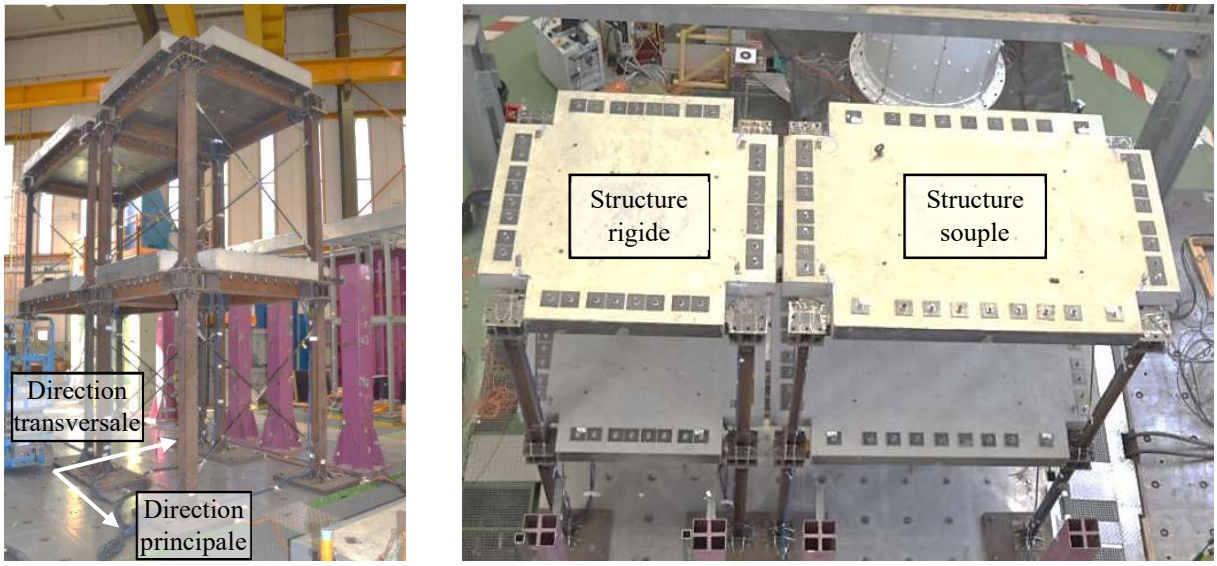

Figure 3.3 : Configuration des maquettes expérimentales sur la table vibrante Azalée pour la réalisation des essais sismiques.

De surcroît, comme précédemment évoqué, l'influence de liaisons rigides installées à chaque étage des maquettes a été étudié. La réalisation de ce type de liaison peut être complexe dans la pratique du fait de limitations techniques mais aussi légales (par exemple, bâtiments n'appartenant pas au même propriétaire). Par ailleurs, d'autres types de liaison (par exemple des liaisons flexibles, dissipatives), présentés en détail dans le chapitre 4, pourraient être plus efficaces. Cependant, ces liaisons rigides constituent le moyen le plus simple de suppression des chocs et permettent d'examiner les deux cas limites correspondant aux structures non-couplées et totalement couplées. Dès lors, pour réaliser cette liaison, des plaques de connexion ont été installées entre les structures au deuxième étage tandis que des profilés de section UPE80 ont été installés entre les structures au premier étage (Figure 3.4).

Les dimensions des maquettes et sections de profilés utilisés sont résumées dans les représentations schématiques présentées sur les Figures 3.5 et 3.6.

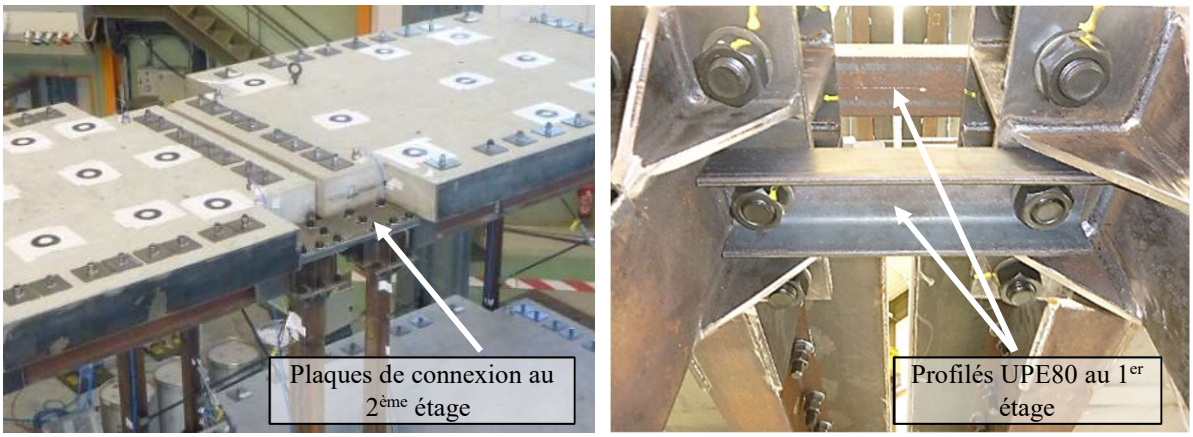

Figure 3.4 : Liaisons rigides entre les structures.

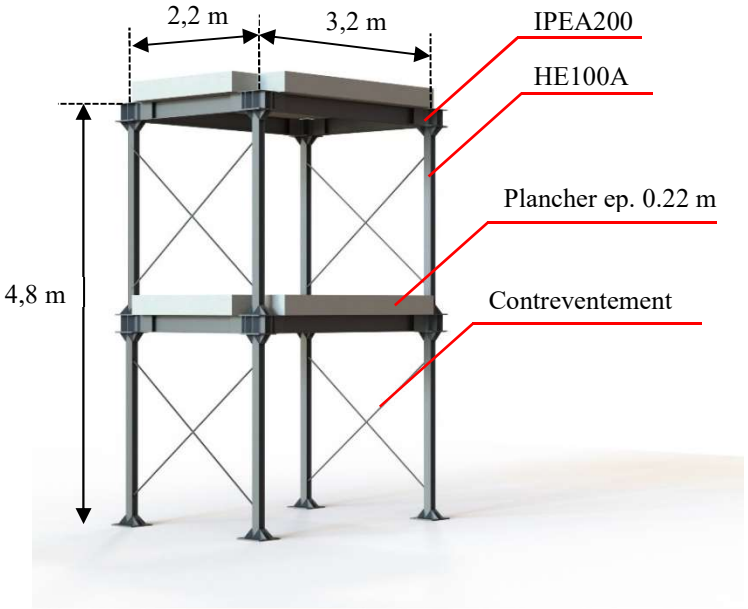

Figure 3.5 : Représentation schématique de la structure souple.

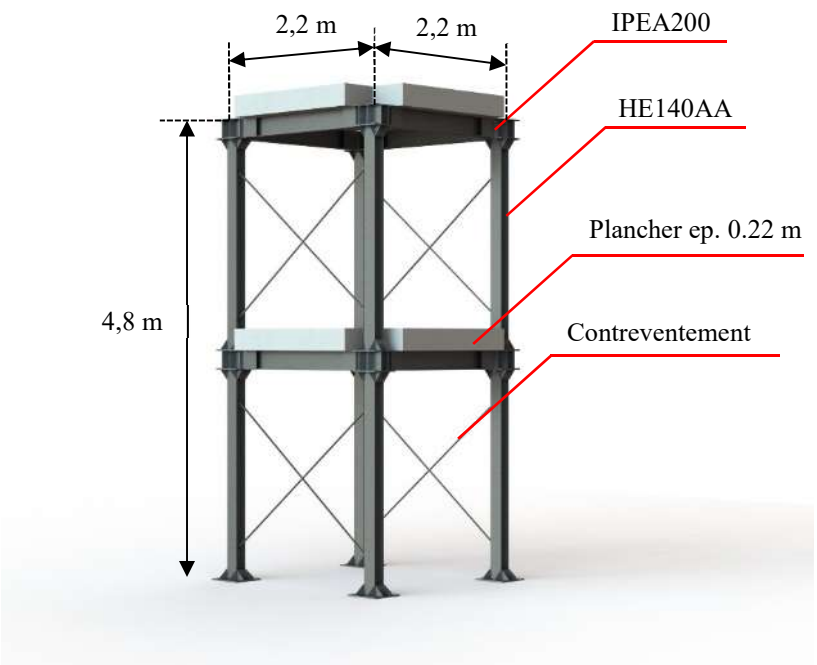

Figure 3.6 : Représentation schématique de la structure rigide.

3.2.3. Instrumentation

Le choix d'une instrumentation adéquate est primordial pour quantifier précisément l'effet de l'entrechoquement sur les spectres de planchers. Cette quantification nécessite une mesure précise des pics d'accélération des planchers. Cependant, cette campagne expérimentale examine aussi l'effet de l'entrechoquement sur le comportement global des structures durant la sollicitation sismique. Il est donc nécessaire de mesurer les accélérations dans une gamme de fréquences correspondant aux fréquences des quelques premiers modes propres (0 – 50 Hz) mais aussi dans une gamme de fréquences correspondant à la dynamique des chocs (supérieure à 200 Hz). Par conséquent, deux types de capteurs d'accélération sont installés sur les planchers des structures. Des capteurs d'accélération capacitifs sont utilisés pour mesurer les accélérations dans la gamme des basses-moyennes fréquences (0 – 150 Hz) tandis que des capteurs de type piézoélectrique sont utilisés pour mesurer les accélérations dans la gamme des hautes fréquences (jusqu'à 4000 Hz). Les capteurs d'accélération piézoélectriques permettent une mesure précise de la durée des chocs et disposent aussi d'une amplitude de mesure plus importante. Ils sont donc particulièrement efficaces pour la mesure des pics d'accélération. Toutefois, ces capteurs présentent une atténuation des mesures (suivant un filtre passe haut) pour des fréquences inférieures à 2 Hz. Deux capteurs de chaque type sont installés aux quatre coins de chaque plancher. Concernant le mouvement de la table vibrante, outre les capteurs « préinstallés » (mesures d'accélération, de déplacement et de rotation fournies par des capteurs intégrés à la table vibrante), quatre capteurs d'accélération capacitifs sont installés aux quatre coins du plateau supérieur de la table vibrante et deux gyromètres sont installés au centre de ce plateau. Les mouvements de corps rigide (3 translations et 3 rotations) de la table vibrante mais aussi des planchers sont déterminés par application de la méthode des moindres carrés aux mesures redondantes d'accélération. Les déplacements (déplacements absolus dans la direction principale et déplacements relatifs dans la direction transversale) des planchers du premier étage sont mesurés à l'aide de capteurs de déplacement à fil. Les déplacements absolus des planchers du deuxième étage sont déterminés, suivant les trois directions en translations, par un système vidéo-métrique de suivi de cibles [55,56]. De plus, afin d'avoir une mesure précise de l'espacement entre deux planchers adjacents durant les essais, des capteurs LVDT sont installés à chaque étage de part et d'autre de la zone d'impacts. Enfin, des jauges de déformation uni-axiale sont installées aux centres des semelles des poteaux du premier étage, à proximité des connexions avec la table vibrante. Un total de 164 voix de mesure est enregistré durant chaque essai. Les capteurs d'accélération piézoélectriques sont enregistrés avec une fréquence d'acquisition de 4000 Hz tandis que les voix de mesure restantes sont enregistrées avec une fréquence d'acquisition de 512 Hz. Les différents types et points de mesure considérés sont représentés sur le schéma d'instrumentation présenté sur la Figure A.1 de l'annexe A.

3.2.4. Séquence d'essais

Durant les essais sismiques, un mouvement unidirectionnel a été appliqué à la table vibrante suivant la direction principale. Lors des essais avec entrechoquement, trois configurations d'espacement entre structures ont été étudiées. De ce fait, un espacement de 5 cm, de 2 cm et nul ont été considérés entre les structures. Comme évoqué dans la sous-section précédente, cette espacement n'est pas uniforme le long des zones d'impacts du fait des imperfections géométriques des structures. Les valeurs d'espacement présentées ci-dessus sont donc approximatives. Afin de mettre en évidence l'effet de l'entrechoquement et des liaisons rigides sur la réponse des structures, pour chaque essai avec entrechoquement ou avec ces liaisons rigides installées entre les structures, un essai similaire (c.-à-d. avec la même excitation sismique cible) a été réalisé avec un espacement suffisamment grand pour éviter

l'entrechoquement.

De façon à examiner l'influence du contenu fréquentiel de la sollicitation sur le phénomène étudié, pour chaque configuration d'essais, quatre sollicitations différentes ont été appliquées à la table vibrante. Ces sollicitations sont sélectionnées en fonction de leur contenu fréquentiel, notamment par rapport aux fréquences fondamentales des structures. Une description de ces sollicitations est fournie dans le Tableau 3.1, leurs spectres de réponse lorsque ces sollicitations sont normalisées à une accélération maximale (PGA) de 1 m/s^2 sont représentés sur la Figure 3.7.

Tableau 3.1 : Description des sollicitations.

Nom	Description
Cadarache	Signal synthétique, compatible avec le spectre de réponse du site de Cadarache
El Centro	Enregistrement du séisme d'Imperial Valley en 1940, enregistré au site d'El Centro, composante S90W de l'enregistrement
Northridge	Enregistrement du séisme de Northridge en 1994, enregistré au site USC# 0003, composante S00E de l'enregistrement
Kobe	Enregistrement du séisme de Kobe en 1995, enregistré au site JR Takatori, composante 000

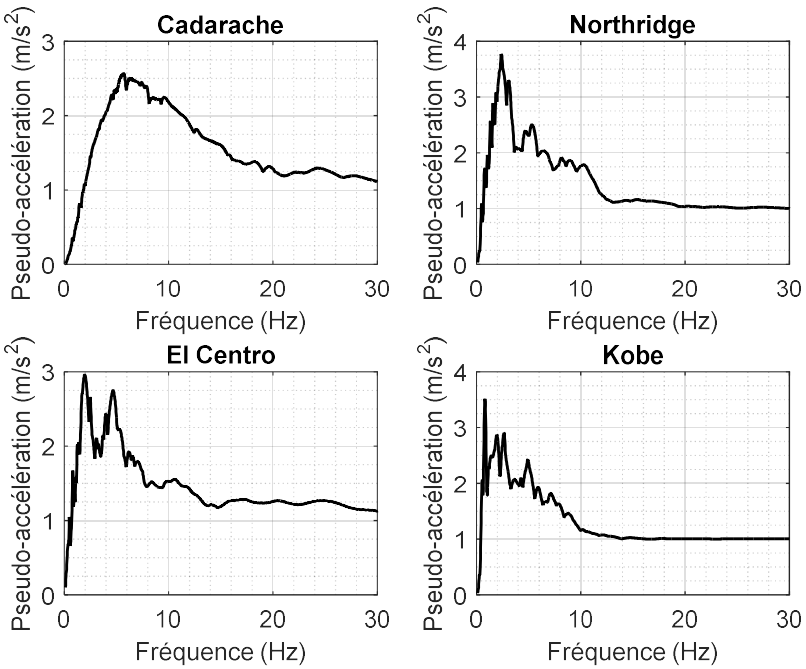

Figure 3.7 : Spectres de réponse (5% d'amortissement) des sollicitations normalisées à un PGA de 1 m/s^2.

3.3. Résultats

3.3.1. Analyse modale

Préalablement aux essais sismiques une identification modale a été effectuée. L'objectif de cette analyse est d'identifier les 6 premiers modes de chacune des structures et les 3 premiers modes des structures couplées. En effet, il s'agit des modes où les planchers ont principalement des mouvements quasi-rigides dans le plan horizontal. Deux types de sollicitations ont été appliqués aux structures afin d'accomplir cette analyse modale. Tout d'abord, des sollicitations à l'aide d'un marteau de choc ont été appliquées en plusieurs points des planchers du premier étage de chacune des structures suivant la direction principale et la direction transversale. Les résultats de ces essais de marteau de choc ont été traités à l'aide d'un logiciel d'indentification modale [57]. Les fréquences et amortissements des six premiers modes de chacune des structures sont présentés dans le Tableau 3.2 et dans le Tableau 3.3 respectivement. Un intérêt particulier est porté aux six premiers modes de chaque structure car leur participation est prédominante dans la réponse des structures lors des essais sismiques. Néanmoins, ces essais de type marteau de choc ont permis d'identifier un grand nombre de modes de vibration des structures jusqu'à une fréquence de 256 Hz.

Tableau 3.2 : Fréquences propres des structures.

Structure		Translation suivant la direction principale		Translation suivant la direction transverse		Rotation autour de l'axe vertical	
		1ère freq. (Hz)	2ème freq. (Hz)	1ère freq. (Hz)	2ème freq. (Hz)	1ère freq. (Hz)	2ème freq. (Hz)
Structure souple	Marteau de choc	2.1	5.6	6.2	18.0	8.6	24.6
	Bruit blanc (SSI-COV)	2.1	5.6	6.1	17.5	8.6	24.4
Structure rigide	Marteau de choc	3.7	10.4	8.4	25.2	10.2	28.1
	Bruit blanc (SSI-COV)	3.7	10.3	8.2	25.2	10.2	28.0

Outre les essais de marteau de choc, des sollicitations de type bruit blanc ont été appliquées à l'aide de la table vibrante. Ces sollicitations ont été appliquées en translation suivant la direction principale et suivant la direction transversale ainsi qu'en rotation autour de l'axe vertical de manière à évaluer les fréquences de résonnances des six premiers modes de vibration de chaque structure. Les mesures ont aussi été traitées à l'aide de l'outil dédié [57] mentionné précédemment. Etant donné que la méthode utilisée est l'identification d'un modèle d'espace d'état par matrice de covariance (« Covariance driven Stochastic Subspace Identification ») les résultats correspondants seront désignés comme SSI-COV. Les fréquences et amortissements ainsi identifiés sont présentés dans les Tableaux 3.2 et 3.3 respectivement. De surcroît, à la fin d'un bruit blanc, le mouvement de la table vibrante est arrêté mais la réponse des structures continue à être enregistrée. L'atténuation progressive enregistrée permet une évaluation alternative de l'amortissement modal des structures par la méthode classique du

décrément logarithmique. L'application de cette méthode nécessite au préalable que le vecteur des accélérations de planchers soit projeté sur le vecteur propre du mode étudié. Pour les six premiers modes de vibrations des structures, nous avons fait l'hypothèse que leurs vecteurs propres sont ceux calculés numériquement. Les amortissements modaux identifiés par cette méthode sont reportés dans le Tableau 3.3. Pour certains modes faiblement excités par la sollicitation, l'identification de l'amortissement modal par cette méthode n'a pas pu être effectuée. La comparaison des fréquences propres identifiées expérimentalement avec celles prédites à l'aide d'un modèle numérique est présentée dans la section 3.4.2.

Tableau 3.3 : Amortissements modaux des structures.

Structure		Translation suivant la direction principale		Translation suivant la direction transverse		Rotation autour de l'axe vertical	
		1ère freq. (%)	2ème freq. (%)	1ère freq. (%)	2ème freq. (%)	1ère freq. (%)	2ème freq. (%)
Structure souple	Marteau de choc	0.3	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2
	Bruit blanc (SSI-COV)	0.5	0.2	0.7	1.1	0.6	0.4
	Bruit blanc (décrément)	0.7	0.2	1.3	Non mesuré	2.0	Non mesuré
Structure rigide	Marteau de choc	0.8	0.3	0.5	0.2	0.2	0.2
	Bruit blanc (SSI-COV)	0.8	0.3	1.2	1.5	0.1	1.4
	Bruit blanc (décrément)	1.0	0.2	1.0	Non mesuré	3.0	Non mesuré

L'application de deux types d'essais différents (essais de marteau de choc et de bruit blanc) à des fins similaires peut paraître redondante. Cependant, bien que les deux méthodes d'analyse modale fournissent des résultats très proches, si ce n'est identiques, relativement aux fréquences identifiées, les amortissements modaux mesurés sont très différents. De manière générale, il est possible que, suivant les caractéristiques du montage expérimental et des maquettes expérimentales, les fréquences identifiées diffèrent en fonction du type d'essai réalisé. C'est par exemple le cas pour la campagne expérimentale présentée dans la référence [47]. Ces différences peuvent être de sources multiples. Par exemple, pour une sollicitation à l'aide d'un marteau de choc, celle-ci doit être d'une amplitude suffisamment importante de façon à mobiliser l'ensemble de la masse de la structure sollicitée. De plus, les conditions limites peuvent varier sensiblement en fonction du type d'essai réalisé et influencer la mesure des fréquences et amortissements modaux. C'est présentement le cas pour notre étude. En effet, pour les essais de marteau de choc la table vibrante est à l'arrêt. Elle repose sur les vérins verticaux, représentés sur la Figure 3.1, en position de buté. Lors d'une sollicitation de type bruit blanc la table étant en marche, les vérins verticaux sont en pression et les supports statiques pneumatiques sont gonflés de façon à reprendre la charge statique correspondant au poids propre de la table et des maquettes expérimentales. Ces différences de conditions limites peuvent influencer les amortissements modaux mesurés. Toutefois, pour les essais de type bruit

blanc, un écart important demeure entre les amortissements identifiés par la méthode SSI-COV et ceux identifiés par la méthode du décrément logarithmique, en particulier pour les modes suivant la direction transverse et en rotation. Les taux d'amortissement modaux employés pour la simulation de la réponse des structures à l'aide du modèle numérique présenté dans la section 3.4 sont ceux identifiés par la méthode du décrément logarithmique. En effet, nous avons constaté que, de manière générale, ces taux d'amortissement permettent une meilleure adéquation entre les résultats des simulations et ceux des expériences.

3.3.2. Effet de l'entrechoquement sur les accélérations

Accélérations et spectres de plancher

Les essais réalisés confirment l'influence considérable de l'entrechoquement sur l'accélération des planchers et particulièrement pour ceux subissant les impacts. Les accélérations du plancher du deuxième étage de la structure rigide lors d'une sollicitation de Kobe 0.2 g pour les quatre configurations d'espacement considérées (un espacement important pour éviter les impacts, 5 cm de jeu, 2 cm de jeu et espacement nul) sont représentées sur la Figure 3.8a. Les spectres de plancher correspondants calculés avec 2 % d'amortissement sont présentés sur la Figure 3.8b. Les spectres de plancher exposés sur la Figure 3.8b sont calculés sur une gamme de fréquences très supérieure à celle utilisée communément dans le domaine du génie parasismique. En effet, dans le cas d'installations industrielles, et notamment de centrales nucléaires, la réponse des équipements à haute fréquence peut être importante pour le bon fonctionnement des installations. Les accélérations présentées sur la Figure 3.8a correspondent aux accélérations de corps rigide du plancher en translation suivant la direction principale (c.-à-d. l'accélération moyenne du plancher suivant la direction de l'excitation). Comme développé dans cette sous-section, mais aussi dans la sous-section 3.4.3, les planchers présentent aussi une accélération non-négligeable en rotation autour de l'axe vertical du fait de l'inévitable asymétrie des forces d'impact. Dès lors, les accélérations enregistrées et les spectres de planchers correspondants dépendent fortement de la localisation des capteurs considérés. Il est remarqué, sur la Figure 3.8, que les accélérations maximales et les niveaux des spectres de planchers augmentent considérablement pour les planchers qui subissent des chocs en comparaison au cas sans choc. Cette augmentation est aussi constatée même quand un nombre limité d'impacts adviennent durant l'essai. Pour les espacements de 5 cm, de 2 cm et nul, les accélérations maximales du plancher du deuxième étage de la structure rigide sont multipliées respectivement par 14, 35 et 50 en comparaison au cas sans choc. De surcroît, il est observé sur cette figure que l'accélération maximale du plancher augmente quand le jeu diminue. Toutefois, cette tendance observée dans le cas de la sollicitation de Kobe et valable dans un grand nombre de cas, n'est pas toujours vérifiée. Par exemple, comme illustré sur la Figure 3.9, lorsque l'excitation de Northridge 0.2 g est considérée, l'accélération maximale du deuxième étage de la structure rigide pour un jeu de 5 cm est supérieure à celle observée pour un jeu de 2 cm.

Par ailleurs, les spectres de plancher exposés sur les Figures 3.8 et 3.9 confirment la forme particulière des spectres de planchers de structures sujettes à l'entrechoquement étudiée dans la section 2.8. Mis à part les deux pics à basse fréquence correspondant à la réponse modale des structures dans la direction considérée, les spectres de réponse des planchers subissant des impacts peuvent être approchés dans la gamme de fréquences 0 - 75 Hz par une droite. Comme précédemment démontré, cette partie du spectre de plancher peut-être idéalisée par le spectre de réponse d'un Dirac (une impulsion de durée nulle) dont l'intensité est normalisée par l'impulsion maximale de la force d'impact. Cependant, la durée des impacts influence la réponse des oscillateurs dont la fréquence est supérieure à 75 Hz. Dès lors, pour des fréquences supérieures à 75 Hz, le spectre de réponse dévie progressivement de la droite correspondant au

spectre de réponse du Dirac normalisé.

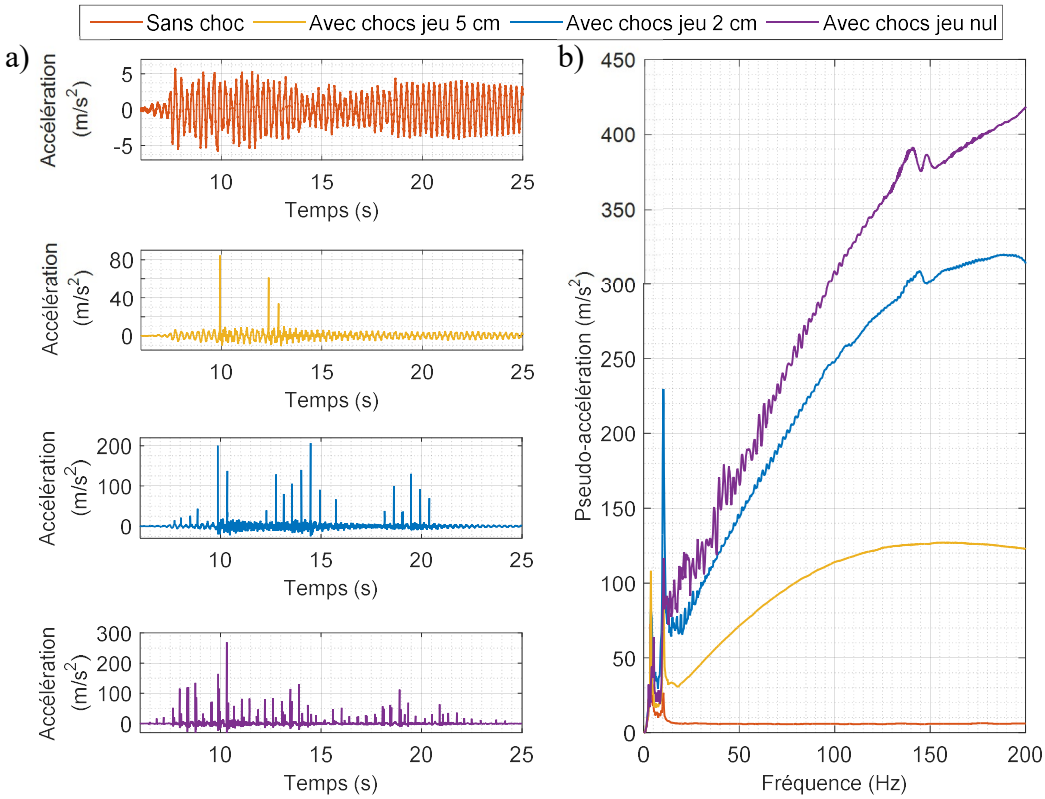

Figure 3.8 : Réponses du plancher du deuxième étage de la structure rigide suivant la direction principale à une excitation de Kobe 0.2 g en fonction de l'espacement entre les structures. a) Évolution temporelle de l'accélération moyenne, b) Spectres de réponse correspondants (2% d'amortissement).

Pour la configuration d'essais où le jeu entre les structures est de 2 cm, il est constaté sur les Figures 3.8 et 3.9 que les impacts se répètent avec une certaine périodicité. L'intervalle entre deux impacts successifs est estimé à 0.47 s soit proche de la période fondamentale de structure souple. Comme discuté dans la section 2.8, la périodicité de ces impacts se traduit sur les spectres de plancher correspondants par des pics aux fréquences multiples de 1/0.47 Hz. Ces pics sont superposés à l'enveloppe quasi-droite des spectres de plancher, précédemment décrite, dans la région 0 - 75 Hz. Dans le cas d'un jeu nul entre les structures, de nombreux pics sont aussi superposés à l'enveloppe du spectre de plancher. Cependant, leur répartition est beaucoup plus complexe. L'accélération du plancher du deuxième étage de la structure rigide pour une sollicitation de Kobe 0.2 g et un jeu nul entre les structures est représentée sur la Figure 3.10. Bien que les chocs ne soient pas périodiques, plusieurs temps caractéristiques sont discernables sur cette figure. Tout d'abord, il est constaté la présence de chocs intervenant à des intervalles de temps très court, de l'ordre de 0.05 s. Cette intervalle de temps est du même ordre de grandeur que le second mode de vibration en torsion de chacune des structures (0.04 s pour la structures souple, 0.035 s pour la structure rigide). Ces pics d'accélération rapprochés correspondent à des chocs générés du fait de la rotation des planchers. D'autre part, un deuxième temps caractéristique qui sépare des groupes d'impacts rapprochés est observé, notamment entre 7.5 s et 14 s. Ce temps caractéristique de 0.4 s est comparable à la période fondamentale de la structure souple (0.47 s).

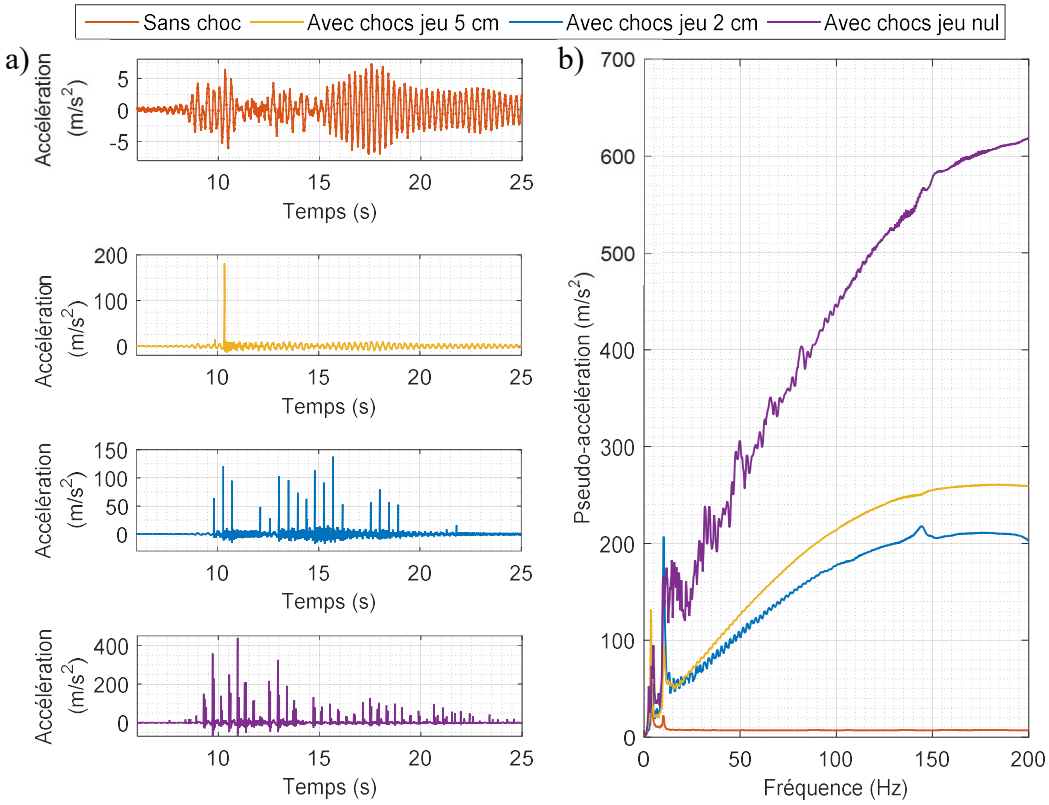

Figure 3.9 : Réponses du plancher du deuxième étage de la structure rigide suivant la direction principale à une excitation de Northridge 0.2 g en fonction de l'espacement entre les structures. a) Évolution temporelle de l'accélération moyenne, b) Spectres de réponse correspondants (2% d'amortissement).

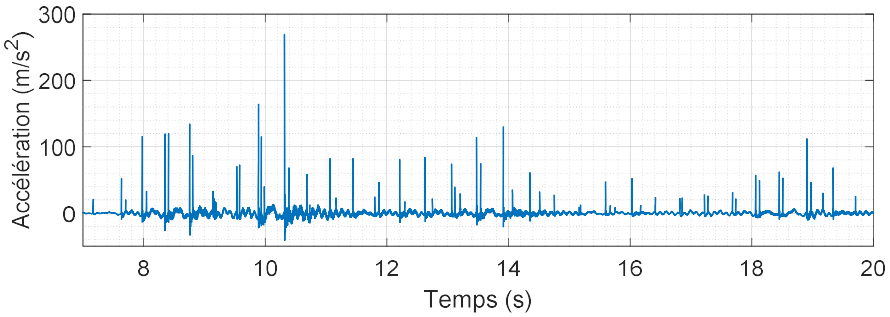

Figure 3.10 : Accélération moyenne suivant la direction principale du plancher du deuxième étage de la structure rigide lors de la sollicitation Kobe 0.2 g pour un jeu nul.

Excitation des modes supérieurs

Pour l'ensemble des excitations sismiques, le nombre d'impact augmente lorsque l'espacement diminue. Ces impacts génèrent une excitation importante des modes supérieurs qui ont, généralement, une contribution faible dans le cas sans entrechoquement. Ceci est illustré sur la Figure 3.11 où sont présentées les transformées de Fourrier évolutives (sur des fenêtres courtes) des signaux d'accélération de la Figure 3.8a. Il est constaté que, dans le cas d'un jeu de 2 cm ou nul, la réponse du deuxième mode de la structure rigide dans la direction principale, de fréquence 10.3 Hz, est prédominante. Il est aussi observé, pour ces deux configurations d'espacement, qu'une grande partie de l'énergie du signal est distribuée sur une large gamme de fréquences supérieures à la fréquence du deuxième mode. Dans le cas d'un jeu

nul (Figure 3.11d) un grand nombre d'impacts étant répétés tout au long de l'essai (environ tous les 0.4 s, voir Figure 3.11), l'énergie du signal, à basse fréquence, n'est plus localisée le long d'une bande étroite correspondant à la réponse du mode fondamental.

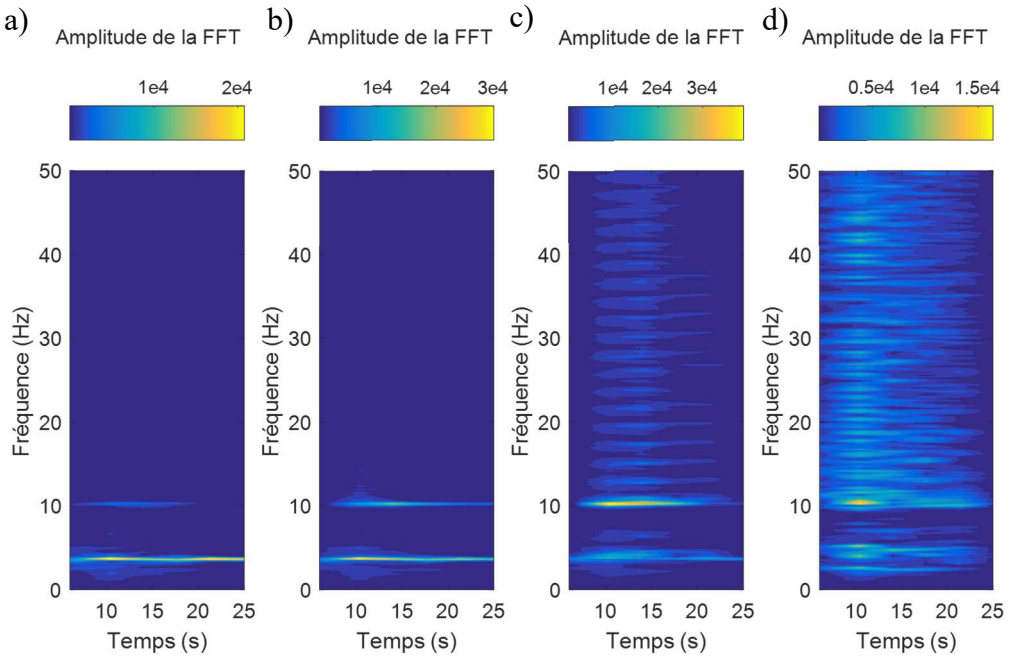

Figure 3.11 : Transformées de Fourrier évolutives des signaux d'accélération présentés sur la Figure 3.8a. a) Sans entrechoquement, b) 5 cm de jeu, c) 2 cm de jeu, d) Jeu nul.

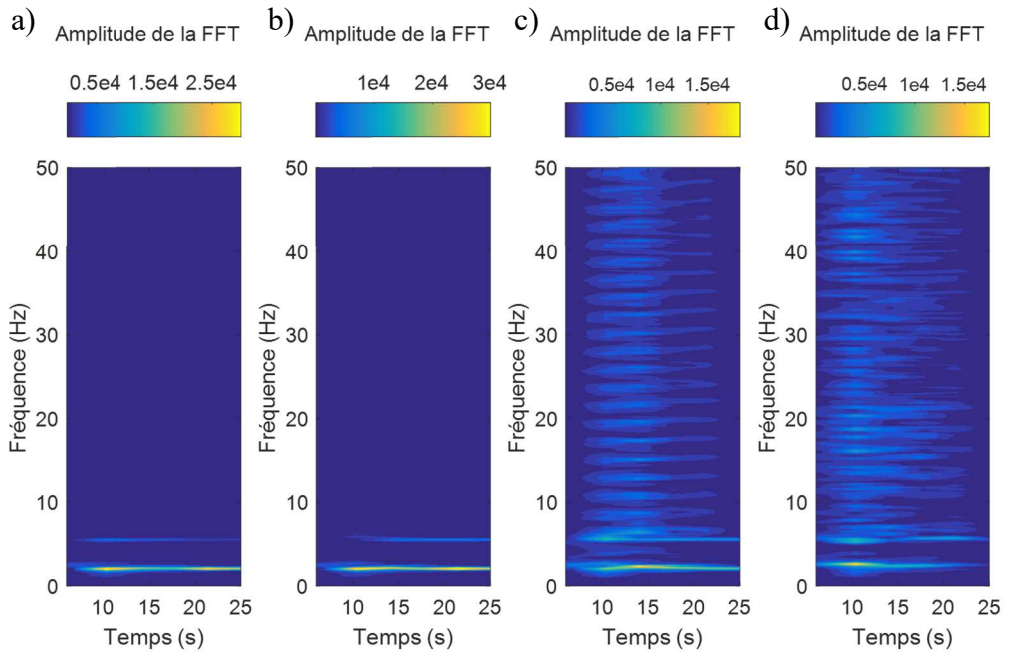

Figure 3.12 : Transformées de Fourrier évolutives des accélérations moyennes du plancher du deuxième étage de la structure souple suivant la direction de l'excitation lors de la sollicitation de Kobe 0.2 g. a) Sans entrechoquement, b) 5 cm de jeu, c) 2 cm de jeu, d) Jeu nul.

Des conclusions similaires sont obtenues quant à l'étude des accélérations du plancher du deuxième étage de la structure souple (Figure 3.12).

Excitation des modes de flexion des planchers

Les résultats d'essais présentés ci-dessus démontrent la forte influence de l'entrechoquement sur les accélérations et les spectres de réponse des planchers qui subissent les impacts. Ces impacts ont lieu, de façon générale, au second étage et, dans le cas d'une intensité importante de l'excitation ou d'un espacement faible entre les structures, peuvent intervenir au premier étage également. Néanmoins, même quand les chocs ont lieu au deuxième étage, ils influencent aussi la réponse des modes supérieurs des planchers du premier étage. Cet effet est illustré sur la Figure 3.13 où sont exposés les spectres de réponse des accélérations moyennes du premier étage de la structure souple, pour un espacement de 5 cm entre structures. Pour les quatre essais dont les spectres de plancher sont présentés sur cette figure, l'entrechoquement intervient uniquement au deuxième étage des structures. Ces spectres présentent une amplification importante au voisinage de 180 Hz. Cette fréquence correspond à la fréquence du premier mode de flexion des planchers de la structure souple dont la déformée est antisymétrique par rapport au plan transversal. Une représentation de la déformée et des iso-valeurs associées aux champs de rotations autour de la direction transversale pour ce mode de vibration est présentée sur la Figure 3.14. Le mode de vibration représenté est calculé à l'aide du modèle numérique décrit dans la section 3.4. Etant donné la rigidité importante des planchers en comparaison à celle des poteaux, les rotations des nœuds poutres-poteaux sont faibles pour les modes en translations excitées spatialement par les impacts. Cependant, dans le cas présent, la force d'impact génère aussi un mouvement de flexion des planchers. Cette flexion est induite par l'excentrement des impacts par rapport au plan neutre des planchers. Une représentation schématique de cet excentrement des impacts est illustrée sur la Figure 3.15. Dès lors, les impacts excitent aussi les modes de flexion des planchers aux deux étages des structures. Les capteurs étant installés sur la surface supérieure des planchers, ceux-ci sont excentrés par rapport au plan neutre des planchers. De ce fait, la flexion des planchers induit un mouvement horizontal à l'endroit de ces capteurs. Pour le deuxième étage des structures, la réponse suivant la direction horizontale étant dominée par les impacts, la contribution de ces modes de flexion est négligeable. Il n'en est pas de même pour le premier étage où une contribution notable de ces modes de flexion est observée.

Les spectres de plancher présentés sur la Figure 3.13 sont calculés à partir de l'accélération moyenne du premier étage de la structure souple. L'influence de la flexion des planchers sur ces spectres de réponse est donc observée seulement pour les modes de flexion antisymétriques. En effet, les réponses des modes de flexion symétriques aux endroits des quatre capteurs installés au premier étage s'annulent mutuellement. Sur la Figure 3.16 sont représentés les spectres de réponse suivant la direction principale pour les quatre accéléromètres (désignés sur cette figure par ACCP suivi de deux chiffres définissant leurs positions) installés au premier étage de la structure souple. Ces spectres de plancher correspondent au cas où une sollicitation de Kobe 0.2 g est appliquée et l'espacement est de 5 cm. Sur cette figure est aussi représenté, pour ce même essai, le spectre de réponse relatif à l'accélération moyenne du premier étage de la structure souple suivant la direction principale. Ainsi, il est remarqué que les spectres de plancher calculés à partir de l'accélération enregistrée par chacun des capteurs montrent la contribution de l'ensemble des modes de flexion des planchers. Il est aussi constaté que les spectres de plancher calculés à partir de la réponse d'un seul capteur présentent, sur une très large gamme de fréquences, des valeurs supérieures au spectre de plancher de l'accélération moyenne.

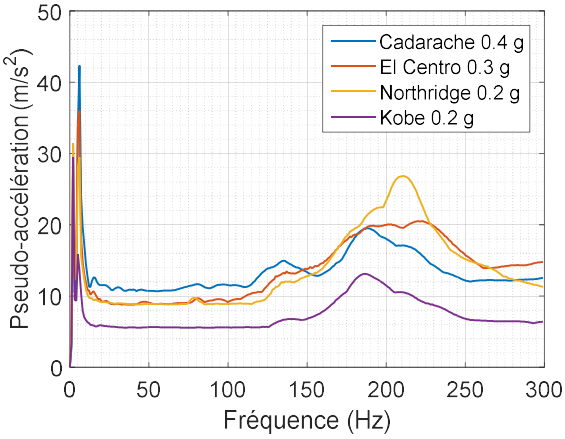

Figure 3.13 : Spectres de réponse (2 % d'amortissement) de l'accélération moyenne du premier étage de la structure souple pour un espacement de 5 cm entre les structures.

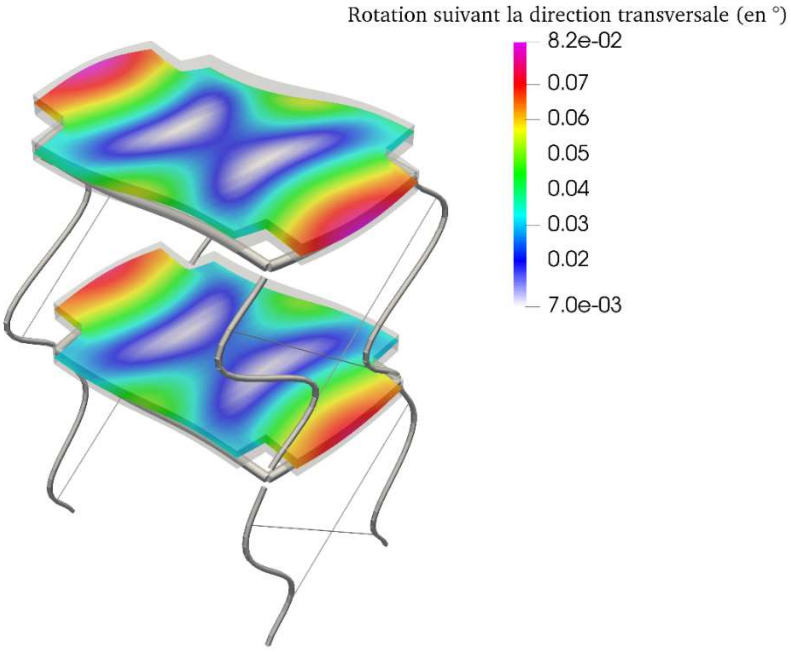

Figure 3.14 : Déformée du premier mode de flexion antisymétrique des planchers de la structure souple.

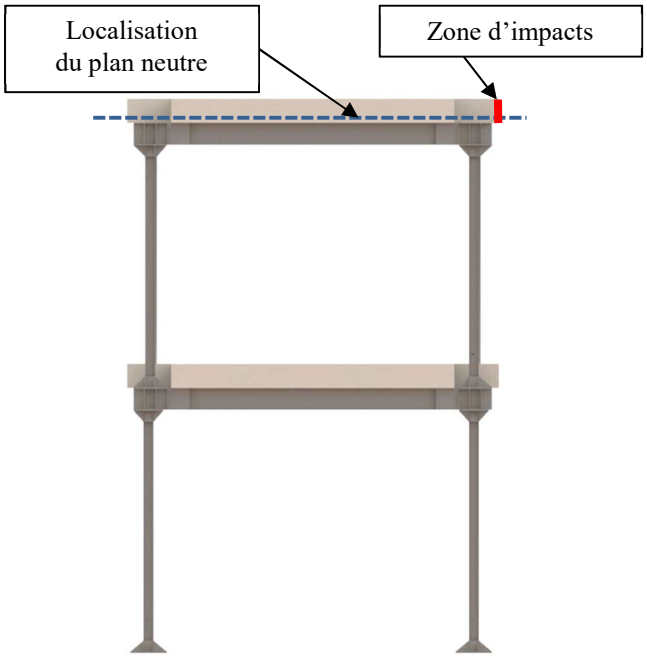

Figure 3.15 : Représentation schématique de l'excentrement des impacts par rapport au plan neutre des planchers.

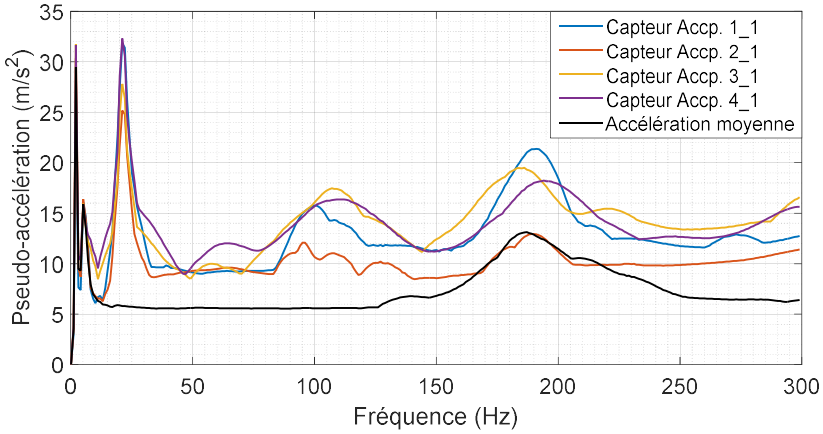

Figure 3.16 : Spectres de plancher (2 % d'amortissement) des accélérations suivant la direction principale enregistrées au premier étage de la structure souple (sollicitation Kobe 0.2 g, 5 cm d'espacement).

Réponse en torsion

La forte variabilité spatiale des accélérations et des spectres de plancher correspondants, pour des capteurs installés sur un même plancher, n'est pas uniquement liée à l'excitation des modes de flexion des planchers. L'asymétrie des forces d'impact qui induit un mouvement de torsion des structures contribue, en général, de façon prédominante à cette variabilité spatiale des réponses. Les accélérations de rotation des planchers de la structure rigide autour de l'axe vertical (déterminées en considérant les planchers comme étant des diaphragmes) pour le signal de Kobe avec un PGA de 0.2 g et un espacement de 5 cm est présentée sur la Figure 3.17a. Il

est constaté que les impacts génèrent des impulsions en rotation au deuxième étage qui amplifient considérablement la réponse en rotation des deux étages. Ce mouvement s'effectue principalement suivant les deux modes de torsion (10.2 Hz et 28 Hz) comme constaté (Figure 3.17b) sur les transformées de Fourrier évolutives de la Figure 3.17a. Néanmoins, malgré cette importante accélération angulaire, les déplacements associés restent limités. En effet, les structures ont été rigidifiées dans la direction transversale et en rotation par des dispositifs de contreventement.

Par ailleurs, l'effet de la rotation des structures sur les accélérations enregistrées suivant la direction principale est mis en relief sur la Figure 3.18. On y présente les accélérations mesurées lors de l'essai précédent en zoomant sur le voisinage de l'instant du premier impact. Sur la Figure 3.18c, la position des capteurs d'accélération considérés (désignés par ACCP suivi de deux chiffres définissant leurs positions) est exposée. Il est constaté qu'après l'impact, les capteurs de part et d'autre du plan médian du plancher suivant la direction longitudinale sont animés d'un mouvement en opposition de phase sous l'effet de la rotation et ce pour les deux planchers. Cette rotation est induite par l'asymétrie de la force d'impact qui est observée au début de l'évolution temporelle de l'accélération du deuxième étage sur la Figure 3.18b. Du fait des défauts géométriques, l'accélération est bien plus grande au point Accp.5_2 qu'au point Accp.7_2. Par conséquent, comme illustré sur la Figure 3.19, les spectres de réponse dépendent fortement de la position des capteurs.

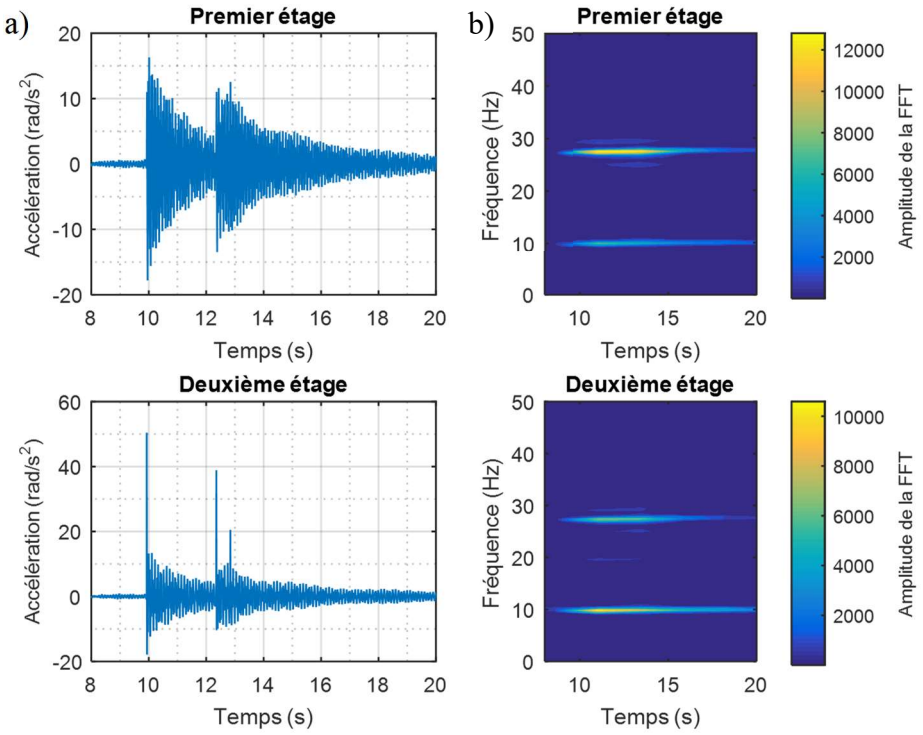

Figure 3.17 : a) Accélérations de rotation des planchers de la structure rigide autour de l'axe vertical (sollicitation Kobe 0.2 g, 5 cm d'espacement), b) Transformées de Fourrier évolutives correspondantes.

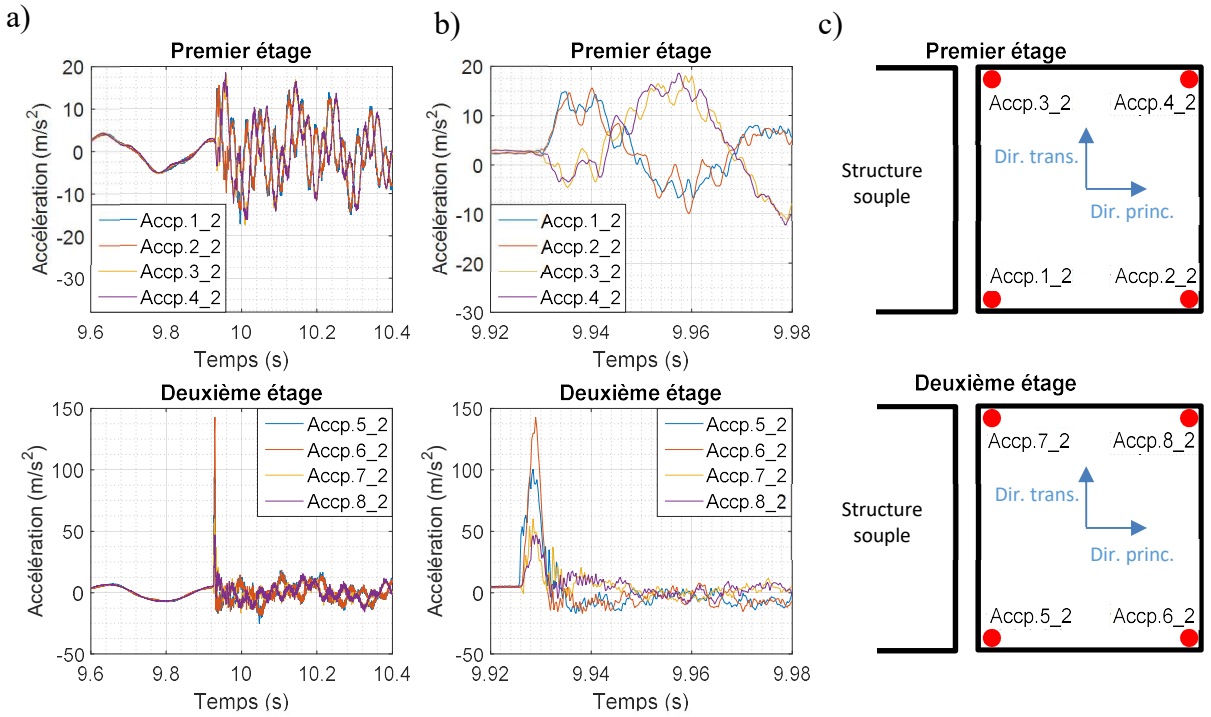

Figure 3.18 : a) Accélérations enregistrées suivant la direction de l'excitation sur la structure rigide au moment du premier impact (sollicitation Kobe 0.2 g, 5 cm d'espacement), b) Zoom sur l'instant de l'impact. c) Position des capteurs.

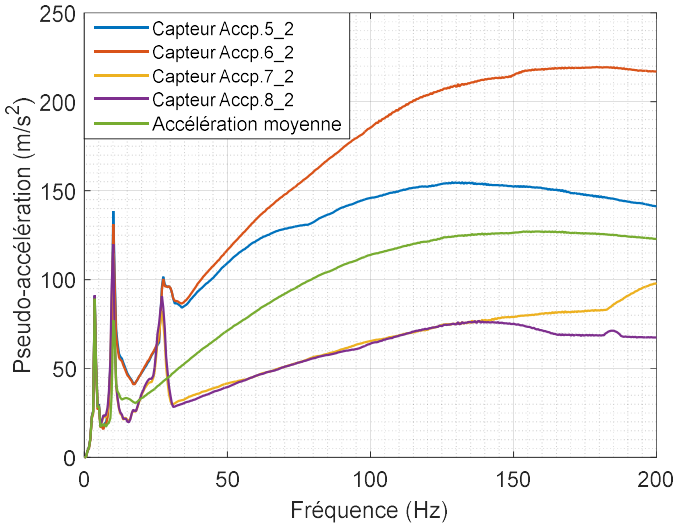

Figure 3.19 : Spectres de réponse (2% d'amortissement) des accélérations enregistrées au deuxième étage de la structure rigide suivant la direction de l'excitation (sollicitation Kobe 0.2 g, 5 cm d'espacement).

3.3.3. Effet de l'entrechoquement sur les déplacements inter-étages

L'entrechoquement influence aussi les déplacements inter-étages et donc les efforts dans les structures. Pour analyser cet effet, les déplacements inter-étages maximaux sont comparés pour différentes configurations. Les combinaisons des espacements et des intensités

considérées sont présentées dans le Tableau 3.4. Les accélérations maximales des excitations sismiques pour un jeu de 5 cm entre structures sont sélectionnées sur la base de simulations numériques afin que chaque essai présente approximativement le même déplacement relatif maximal entre les planchers du deuxième étage des structures dans le cas sans choc. Les intensités des excitations sismiques pour un jeu de 2 cm entre les structures sont la moitié de celles utilisées pour un jeu de 5 cm. De ce fait, pour les essais avec un jeu de 2 cm entre les structures, le jeu adimensionnel (par exemple tel que présenté dans l'équation (2-24)) est 25 % inférieur à celui considéré pour les essais avec un jeu de 5 cm. Les amplifications, par rapport au cas sans choc, des déplacements inter-étages constatées du fait des impacts sont présentées sur la Figure 3.20. Il est remarqué que même cette légère diminution du jeu adimensionnel induit, pour les excitations de Kobe et Northridge, une augmentation considérable de l'amplification du déplacement inter-étage du deuxième étage de la structure rigide. L'entrechoquement influence bien évidemment les déplacements des deux étages de la structure rigide. Toutefois, son effet est particulièrement important au deuxième étage du fait de l'augmentation significative de la réponse du deuxième mode de vibration dans la direction principale. En ce qui concerne la structure souple, aucune des excitations considérées n'induit d'amplification considérable (par exemple supérieure à 30%) des déplacements inter-étages en comparaison au cas sans choc.

Dans le cas d'un jeu nul, l'intensité des signaux d'excitation a été réglée pour conserver, dans un premier temps, un comportement élastique des charpentes métalliques. La Figure 3.21 montre que similairement au cas d'un jeu adimensionnel faible (jeu de 2 cm sur la Figure 3.20), les déplacements inter-étages de la structure rigide augmentent considérablement, du fait des impacts, pour les excitations de Northridge et Kobe. Par ailleurs la réponse de la structure souple est diminuée pour la plupart des signaux.

Bien que la comparaison des résultats expérimentaux montre qu'une diminution du jeu adimensionnel peut induire, pour certaines excitations, une augmentation importante des déplacements inter-étages de la structure rigide, il est nécessaire de souligner que les conditions d'essais entre les trois configurations sont légèrement différentes. En particulier, en raison des inévitables problèmes liés au contrôle de la table vibrante, pour chaque essai l'excitation réalisée diffère de celle désirée. Par exemple, les excitations réalisées pour un jeu de 5 cm ne sont pas exactement celles réalisées pour un jeu de 2 cm multipliées par 2. C'est pourquoi la tendance observée ci-dessus a aussi été confirmée à l'aide du modèle numérique présenté dans la section 3.4 afin de s'affranchir des différences entre excitations désirées et réalisées. En effet, les résultats de ces simulations confirment que, pour les excitations de Kobe et Northridge, les déplacements inter-étages, notamment ceux du deuxième étage de la structure rigide, augmentent considérablement même avec une faible diminution du jeu adimensionnel.

Tableau 3.4 : Accélérations maximales des excitations sismiques.

Signal d'excitation	5 cm de jeu	2 cm de jeu	jeu nul
Cadarache	0.4 g	0.2 g	0.15 g
El Centro	0.3 g	0.15 g	0.15 g
Northridge	0.2 g	0.1 g	0.1 g
Kobe	0.2 g	0.1 g	0.1 g

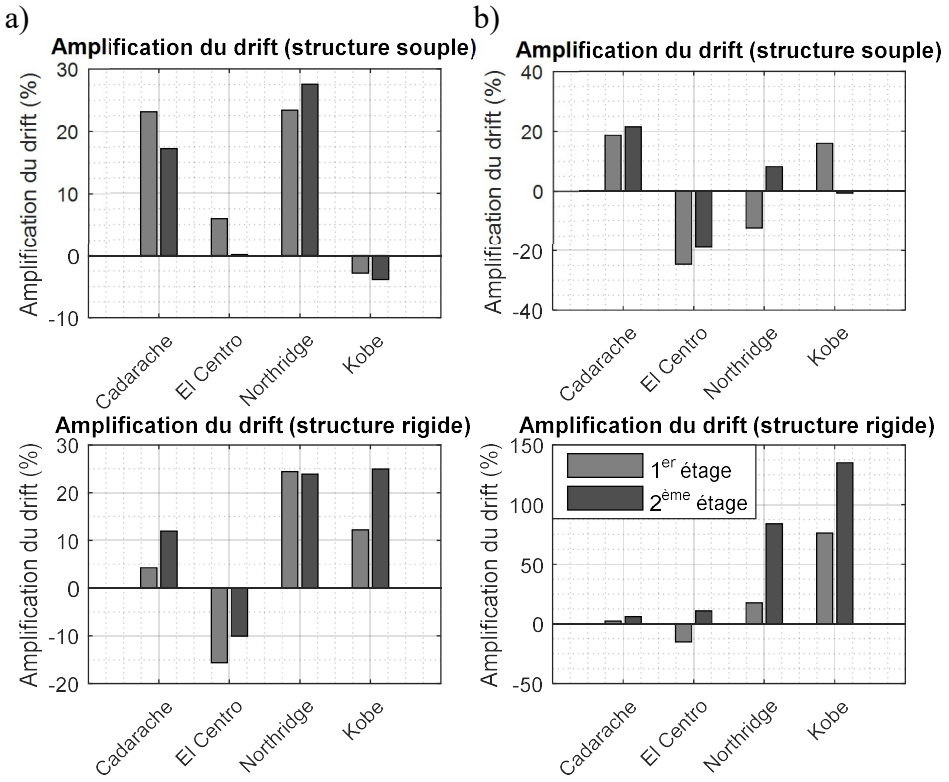

Figure 3.20 : Amplifications des déplacements inter-étages maximaux du fait de l'entrechoquement en comparaison au cas sans choc pour deux valeurs de jeu adimensionnel. a) Jeu 5 cm, b) Jeu 2 cm.

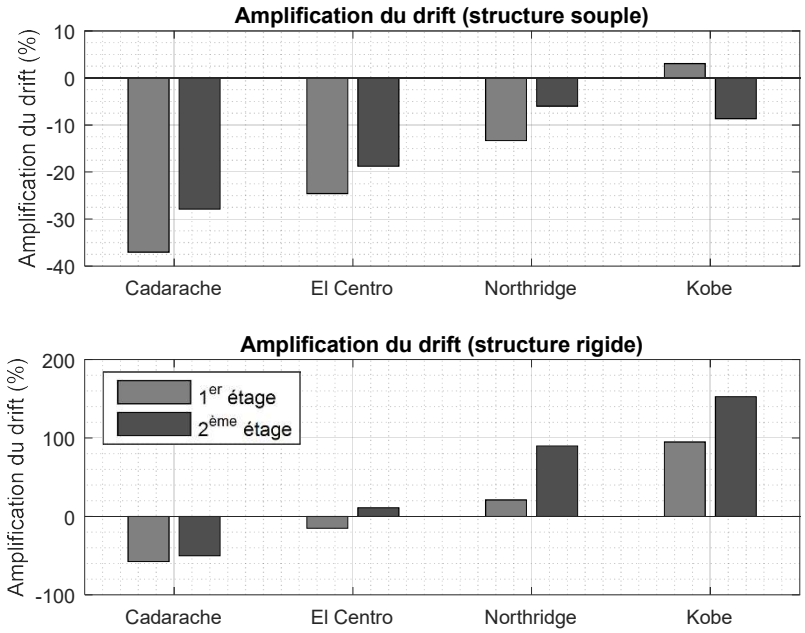

Figure 3.21 : Amplifications des déplacements inter-étages maximaux pour un jeu nul par rapport au cas sans choc.

3.3.4. Essais avec des liaisons rigides

Bien évidemment, l'utilisation de liaisons rigides entre les structures permet, par rapport au cas avec entrechoquement, une forte diminution des accélérations maximales des planchers qui subissent les impacts et du niveau des spectres de planchers correspondants. Les essais ont aussi montré que, en comparaison au cas sans choc, les liaisons rigides augmentent les accélérations maximales des planchers de la structure souple de 50 % au maximum, mais, réduisent les accélérations maximales des planchers de la structure rigide, et ce pour l'ensemble des excitations utilisées. L'utilisation des liaisons rigides affecte aussi les forces et les déplacements inter-étages. Les amplifications des déplacements inter-étages observées lors des essais avec des liaison rigide en comparaison au cas sans liaison et sans choc sont présentées sur la Figure 3.22. Il est remarqué que, dans une majorité de cas, les déplacements inter-étages de la structure rigide augmentent. Par exemple, pour l'excitation de Kobe, cette augmentation est supérieure à 100 %. En ce qui concerne la structure souple, pour l'ensemble des excitations considérées, une importante réduction des déplacements inter-étages est constatée. L'influence des liaisons rigides sur la réponse des structures par rapport au cas avec entrechoquement est cependant différente. En effet, lorsque l'on compare avec les essais présentant un nombre important d'impacts (essais avec un jeu de 2 cm et un jeu nul), l'utilisation de liaisons rigides peut être considérée comme bénéfique car elle permet de réduire les déplacements inter-étages de la structure souple sans augmenter considérablement les déplacements inter-étages de la structure rigide.

Ces conclusions quant à l'effet des liaisons rigides sont valables pour les structures testées et les excitations appliquées et ne peuvent pas être considérées comme étant de validité générale.

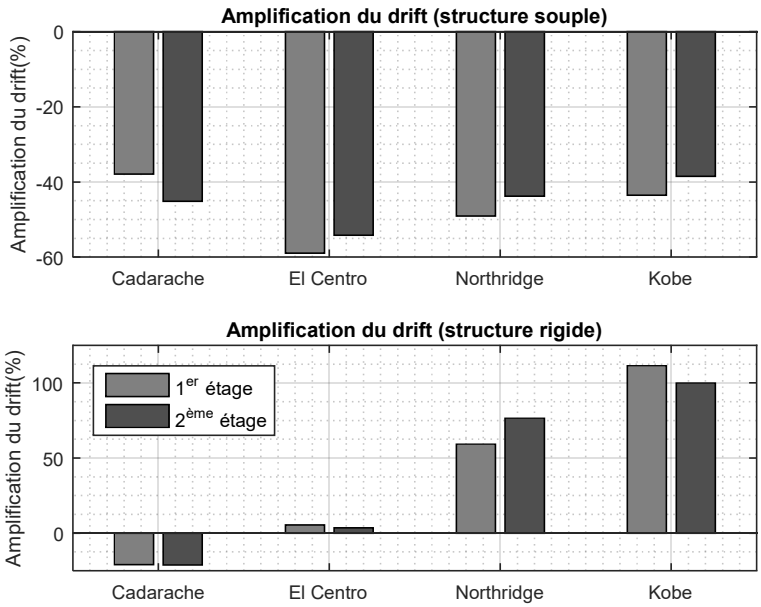

Figure 3.22 : Amplifications des déplacements inter-étages maximaux des structures liées en comparaison au cas sans choc et sans liaison.

3.3.5. Essais sismiques à forte intensité

Dans la première phase de la campagne expérimentale dans le but d'effectuer un nombre important d'essais avec différentes valeurs d'espacement et différents signaux, le niveau des excitations utilisées a été choisi afin que le comportement des portiques métalliques reste élastique. Dans un second temps, et dans la configuration où l'espacement entre les structures est nul, des essais ont été menés avec une augmentation progressive de l'intensité de l'excitation jusqu'à plastification de la base des poteaux du premier étage de chacune des structures. Cette plastification progressive a pu être suivie en effectuant des mesures des déformations axiales dans les poteaux à proximité de leurs bases. Les déformations axiales mesurées, à la base d'un poteau de chaque structure, lors de cinq essais réalisés avec l'excitation de Northridge pour des PGA variant de 0.25 g à 0.55 g sont exposées sur la Figure 3.23. Les jauges étaient installées sur l'axe des deux semelles de chaque poteau, 15 cm au-dessus des raidisseurs de la plaque de connexion avec la table vibrante. Par conséquent, les déformations à la base des poteaux devraient être supérieures à celles affichées sur la Figure 3.23. A la fin de la séquence d'essais sismiques (signal de Northridge à 0.55 g), une fissuration des semelles des poteaux du premier étage de la structure souple a été observée comme exposé sur la Figure 3.24a. Cependant, les dommages constatés sur les poteaux du premier étage de la structure flexible ne résultent pas de l'entrechoquement. En effet, la simulation de cet essai avec le modèle numérique présenté dans la sous-section 3.4.4 révèle que l'entrechoquement réduit significativement le déplacement du premier étage de la structure souple par rapport au cas sans choc. Il est donc vraisemblable que, sans structure adjacente, les dommages à la structure souple auraient été plus sévères pour l'excitation sismique considérée. A l'inverse, cette simulation montre que l'entrechoquement augmente d'environ 50 % le déplacement du premier étage de la structure rigide.

Par ailleurs, les chocs étant très sévères durant ces essais à fort niveau, l'enrobage des extrémités des zones d'impacts (coins des planchers) a présenté des dommages à la fin de la séquence d'essais, comme observé sur la Figure 3.24b.

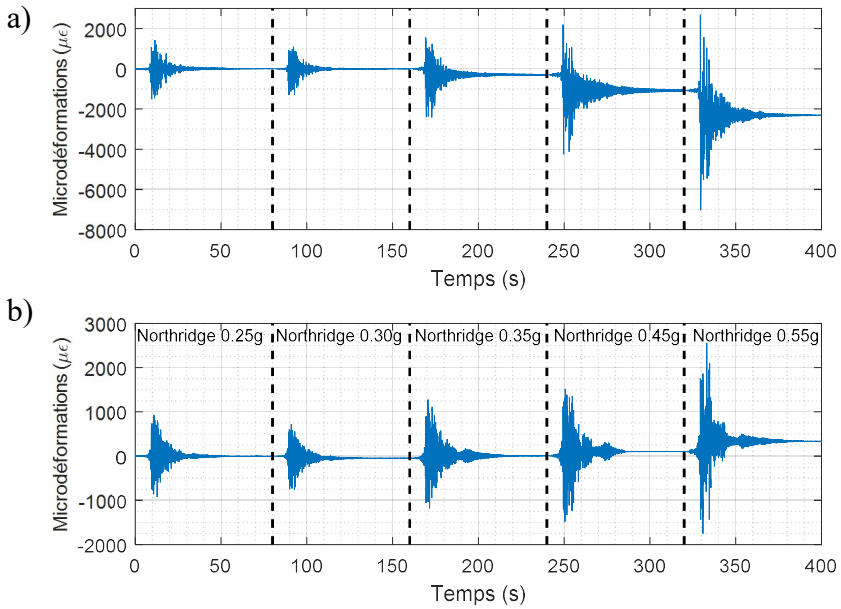

Figure 3.23 : Déformations axiales à proximité de la base des poteaux pour l'excitation de Northridge et cinq valeurs de PGA croissantes (0.25 g à 0.55 g). a) Structure souple, b) Structure rigide.

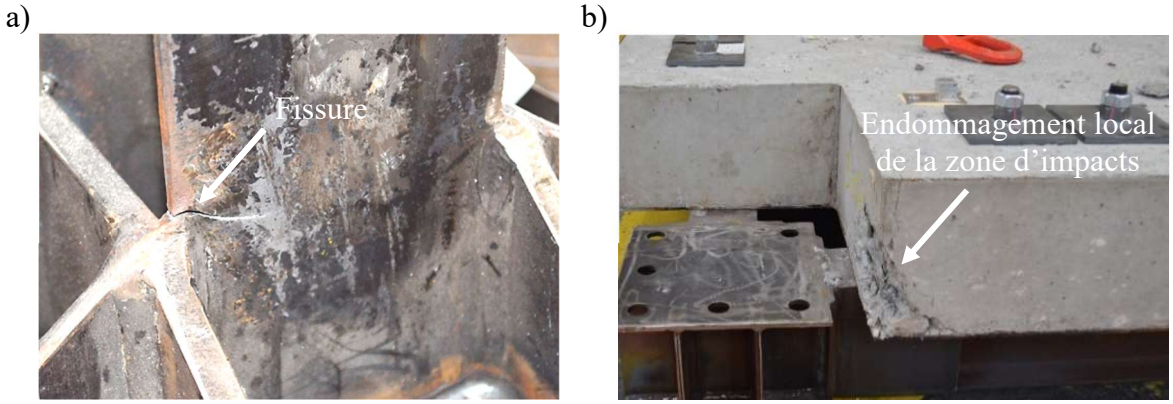

Figure 3.24 : Endommagement des structures à la fin des essais à fort niveau. a) Fissure à la base d'un poteau de la structure souple, b) Exemple de dommages constatés aux extrémités des zones d'impacts.

3.4. Simulation des essais à l'aide d'un modèle numérique

3.4.1. Méthodes de modélisation des impacts

La simulation de la réponse de structures sujettes à l'entrechoquement sous l'effet d'un séisme est complexe notamment du fait des difficultés liées à la modélisation des chocs. Cette sous-section présente très succinctement et de façon non exhaustive quelques méthodes rencontrées couramment dans la littérature pour la modélisation des impacts.

La pénalisation est l'une des méthodes communément employée pour la modélisation du contact. Par exemple, la pénalisation par la raideur consiste à ajouter une raideur suffisamment grande au niveau de l'interface de contact dans l'objectif d'imposer, de façon approximative, la contrainte de non pénétration. La force de contact est dans ce cas déterminée en fonction de l'inter-pénétration des surfaces en contact et de la raideur employée. On combine, parfois, la pénalisation par la raideur avec un terme d'amortissement dans l'objectif de tenir compte de phénomènes dissipatifs. Cette combinaison revient à représenter les conditions de contact par un modèle de Kelvin-Voigt. Alternativement à la représentation des relations de contact par une force linéaire, une force non-linéaire basée sur la théorie du contact élastique de Hertz a aussi été employé. Similairement à la méthode de pénalisation, cette méthode est approximative et détermine la force appliquée en fonction de l'état d'inter-pénétration des surfaces en contact. Comme présenté par Hunt et Crossley [58], l'emploi d'une loi de contact basée sur la théorie du contact élastique de Hertz est justifié lorsque les dimensions de la zone de contact sont réduites en comparaison aux dimensions des corps qui s'impactent et que celle-ci se comporte de façon élastique. En effet, cette méthode permet de tenir compte de façon simplifiée de l'augmentation progressive de la surface de contact du fait de la déformation locale de la zone de contact. Hunt et Crossley constatent aussi que dans le cas de l'impact de deux surfaces parfaitement planes, la zone de contact n'étant pas modifiée pendant la durée de l'impact, une représentation linéaire de la force d'impact est plus adaptée. En général, pour toutes les méthodes qui ne satisfont pas de façon exacte la non-pénétration, la question des valeurs des paramètres des éléments de contact se pose. Pour la modélisation par un modèle de Kelvin-Voigt, la rigidité de l'élément d'impact peut être choisie par des considérations purement numériques et ou physiques. Dans le premier cas, elle doit être suffisamment grande pour que la pénétration soit faible par rapport à la discrétisation de la structure. Cependant, des

variations d'un ordre de grandeur n'influencent pas fortement la réponse des structures. Dans le deuxième cas, l'élément d'impact peut permettre de tenir compte de la flexibilité qui n'est pas représentée par le modèle des structures [59]. En ce qui concerne la constante de l'élément dissipatif, elle peut être déterminée par la valeur du coefficient de restitution, si cette dernière est supposée connue. L'utilisation des méthodes présentées ci-dessus avec un schéma d'intégration explicite nécessite un choix adéquat du pas de temps de calcul. Prenons par exemple la condition sur le pas de temps critique Δt_c pour la stabilité du schéma explicite des différences centrées dans le cas d'une structure linéaire : $\Delta t_c < 2 / \omega_{max}$ où ω_{max} correspond à la plus grande pulsation propre du système. Dans le cas, où, le système en contact représente une fréquence supérieure à la fréquence maximale du système sans contact, le pas de temps critique pour la stabilité du schéma d'intégration est alors diminué. De plus, comme évoqué dans la référence [60], la condition sur le pas de temps critique présentée ci-dessus n'est pas toujours suffisante pour garantir la stabilité de l'intégration temporelle en présence d'impacts.

La condition de non-pénétration peut être imposée de façon rigoureuse par exemple avec des multiplicateurs de Lagrange. Toutefois, à cause de la discrétisation temporelle, cette méthode ne permet pas d'appliquer l'ensemble des conditions exactes de l'impact entre les points en contacts (déplacements relatifs nuls, vitesses relatives nulles, accélérations relatives déterminées par la variation de la quantité de mouvement). Par exemple, la modélisation des impacts en imposant des déplacements relatifs nuls pendant l'impact génère, dans le cas d'un contact persistant, des oscillations indésirables des vitesses et des accélérations relatives entre les points en contact. Ces oscillations peuvent influencer de façon importante les vitesses à la fin du contact. Des méthodes proposant des modifications du schéma d'intégration temporelle pour remédier à ce problème sont proposées dans la littérature [61]. De façon générale, la modélisation numérique des impacts donne lieu à des oscillations parasites du fait de la discrétisation spatiale des structures (phénomène de Gibbs). Ces oscillations peuvent être atténuées par l'utilisation d'un schéma d'intégration présentant une dissipation numérique à haute fréquence tel le schéma d'intégration HHT (« Hilber, Hughes, Taylor » [62]). Les multiplicateurs de Lagrange peuvent aussi être utilisés afin d'imposer les relations de vitesse relative nulle entre les points en contact plutôt que celles liés au déplacement relatif. Cette alternative ne permet pas pour autant d'atténuer les oscillations parasites liées à la discrétisation spatiale du modèle et ne garantit pas la satisfaction de la condition de déplacement relatif nul entre les points en contact pendant la durée de l'impact.

Dans le cadre plus spécifique de la modélisation de l'impact entre deux solides, la loi d'impact entre particules solides, aussi appelée impact stéréo-mécanique [63] a été utilisée. Cette méthode considère un impact instantané pris en compte par l'imposition des vitesses post-impacts. Ces vitesses post-impacts sont déterminées par l'écriture de la conservation de quantité de mouvement et d'énergie lors de l'impact.

Les méthodes présentées ci-dessus ont été employées dans des travaux antérieurs pour modéliser l'entrechoquement entre structures adjacentes sous l'effet d'un séisme. La méthode de pénalisation a été employée notamment dans [25,26], des lois de contact basées sur le contact de Hertz dans [19,22,23,42], les multiplicateurs de Lagrange dans [47,48,64] et la loi de contact entre particules solides dans [18,21,65].

3.4.2. Présentation du modèle

Les résultats d'essais ont été confrontés aux résultats de simulations numériques effectuées au moyen d'un modèle numérique tridimensionnel développé à l'aide du logiciel

Cast3m [66]. Ce modèle utilise un maillage composé d'éléments de poutre pour représenter les portiques métalliques et d'éléments de coque pour représenter les planchers en béton. Le maillage utilisé est représenté sur la Figure 3.25. Bien évidemment, l'excentricité des divers éléments des structures est prise en compte dans ce modèle. A cet effet, les poteaux sont reliés à leurs extrémités aux poutres à l'aide de relations de corps rigide. Bien que non représentés sur la Figure 3.25, les planchers sont excentrés des cadres sur lesquels ils reposent. Les accélérations des planchers aux points correspondants aux emplacements des capteurs sont calculées en tenant compte de l'excentrement des capteurs par rapport au plan moyen des planchers. De plus, comme présenté dans la sous-section 3.3.2, les défauts géométriques des structures induisent une réponse en torsion sous l'effet de l'asymétrie des forces d'impact. Afin de représenter l'effet de ces défauts géométriques, les arrêtes des planchers, sur lesquelles sont localisés les impacts, sont considérées comme rectilignes mais pas parallèles. Les défauts angulaires considérés sont cohérents avec ceux mesurés expérimentalement. Cependant, étant donné la sensibilité importante des problèmes impliquant des impacts, de faibles variations des valeurs de ces défauts peuvent provoquer des différences significatives dans les résultats de simulations.

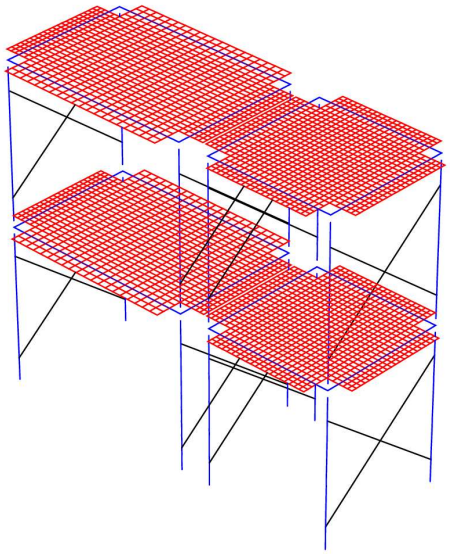

Figure 3.25 : Maillage des structures.

Les fréquences propres des structures prédites initialement (prédictions effectuées « à l'aveugle » avant la réalisation des essais d'analyse modale décrits dans la sous-section 3.3.1) à l'aide de ce modèle numérique sont proches de celles identifiées expérimentalement, particulièrement pour la structure souple. En ce qui concerne la structure rigide, les fréquences calculées du premier et deuxième mode de vibration en translation suivant la direction principale sont respectivement de 8 % et 11 % supérieures à celles déterminées expérimentalement. En effet, la modélisation effectuée ne permet pas de tenir compte de la flexibilité locale des connexions des structures. Bien que l'écart entre les fréquences soit relativement faible, celui–ci influence l'évolution temporelle de la réponse en déplacement des structures dans le cas sans choc à cause de l'amortissement très faible des structures. Dans le cas avec choc, cette influence est d'autant plus importante, du fait de la sensibilité des problèmes impliquant des impacts vis-à-vis de faibles variations des paramètres. Pour illustrer ce propos, la réponse en accélération de deux oscillateurs (désignés comme oscillateur 1 et oscillateur 2) dont la fréquence varie seulement de 8 % et soumis ou non à des chocs est représentée sur la Figure 3.26. Ces oscillateurs sont, tous les deux, sollicités par l'excitation de

El Centro avec un PGA de 0.2 g. Leurs fréquences correspondent à celles du premier mode de la structure rigide identifié expérimentalement et du premier mode de la structure rigide calculé à l'aide du modèle numérique non calibré (modèle numérique initial). Le taux d'amortissement des deux oscillateurs est fixé à 1 %. Dans le cas avec entrechoquement (Figure 3.26b), on considère en plus un oscillateur adjacent dont les caractéristiques correspondent à celles du premier mode de la structure souple identifié expérimentalement. Un espacement de 2 cm est considéré entre les oscillateurs. Il est constaté sur la Figure 3.26a que, malgré la faible variation de fréquence entre les oscillateurs 1 et 2, leurs réponses diffèrent sensiblement même dans le cas sans choc. Cet effet est considérablement amplifié dans le cas avec choc. En effet, sur la Figure 3.26b de nombreux impacts sont observés pour l'oscillateur 2 entre 2.5 s et 10 s tandis que le premier impact subit par l'oscillateur 1 intervient seulement au bout de 12.5 s. Il apparait donc impératif, dans le cas présent, de réduire la différence entre les fréquences propres du modèle numérique et celles mesurées expérimentalement. Pour ce faire, dans chacune des structures des ressorts en rotations suivant la direction principale et la direction transversale sont intégrés de parts et d'autres des poteaux, et ce à chaque étage, afin de représenter de façon simplifiée la flexibilité des connexions. Pour chaque structure et pour chaque direction, deux souplesses différentes sont considérées pour ces ressorts : la première représentant la flexibilité de la connexion entre un poteau et une poutre, et la seconde rigidité représentant la flexibilité de la connexion entre un poteau du premier étage et la table vibrante. Ces rigidités sont déterminées par minimisation de l'écart entre les fréquences des structures identifiées lors des essais de type bruit blanc (Tableau 3.2) et celles déterminées à l'aide du modèle numérique. Les fréquences propres initialement prédites à l'aide du modèle numérique sont comparées avec celles du modèle calibré dans le Tableau 3.5.

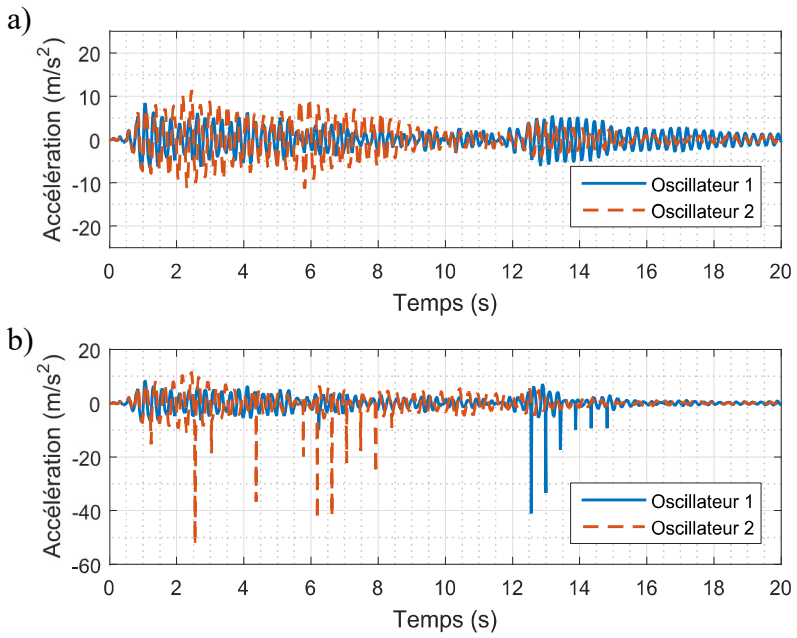

Figure 3.26 : Réponse en accélération de deux oscillateurs dont la fréquence diffère de 8 %. a) Sans choc, b) Avec chocs.

Les impacts entre planchers sont modélisés comme des impacts coplanaires advenant dans le plan des planchers. La force d'impact est représentée par la méthode de pénalisation. Ainsi, une rigidité et un amortissement linéique sont considérés uniformément distribués le long des zones de contact. Quelques considérations pratiques conditionnant la bonne représentation

et détection des impacts par la méthode de la pénalisation sont exposées, entre autres, dans la référence [67].

Dans la majeure partie des analyses présentées ci-dessous, la réponse des structures est simulée en représentant chaque structure par ses coordonnées généralisées relatives aux six premiers modes propres. Ceci revient à considérer les planchers comme des diaphragmes rigides pour la gamme de fréquences d'intérêt. Comme précédemment évoqué, les amortissements modaux considérés sont ceux identifiés par la méthode du décrément logarithmique. Ils sont présentés dans le Tableau 3.3.

Tableau 3.5 : Comparaison entre les fréquences mesurées expérimentalement et celles calculées à l'aide du modèle numérique

Structure		Translation suivant la direction principale		Translation suivant la direction transverse		Rotation autour de l'axe vertical	
		1ère freq. (Hz)	2ème freq. (Hz)	1ère freq. (Hz)	2ème freq. (Hz)	1ère freq. (Hz)	2ème freq. (Hz)
Structure souple	Expérience (Bruit blanc)	2.1	5.6	6.1	17.5	8.6	24.4
	Modèle numérique initial	2.1	5.7	6.3	17.8	8.6	23.9
	Modèle numérique calibré	2.1	5.5	6.1	17.1	8.2	22.8
Structure rigide	Expérience (Bruit blanc)	3.7	10.4	8.4	25.2	10.2	28.1
	Modèle numérique initial	4.0	11.4	9.1	26.1	11.0	30.6
	Modèle numérique calibré	3.6	10.2	8.6	24.4	10.2	28.4

En ce qui concerne les caractéristiques des éléments d'impact, la rigidité est déterminée de façon à représenter correctement la durée des impacts, observée expérimentalement. Par ailleurs, on a constaté que cette souplesse est proche de la souplesse correspondant à la contribution des modes négligés (c.-à-d. modes supérieurs aux six premiers modes retenus dans le modèle de chaque structure). On remarque donc qu'en l'absence de résultats expérimentaux la prise en compte de la souplesse des modes négligés permet de déterminer convenablement la rigidité des éléments d'impact. Le coefficient d'amortissement est quant à lui déterminé afin de représenter correctement l'amplitude des pics des accélérations d'impact. La rigidité et le coefficient d'amortissement des éléments d'impact considérés le long des planchers d'un étage sont respectivement de $2.02^{e}9$ N/m^2 et de $1.28^{e}5$ kg/ms. Par analogie avec le cas d'un impact entre deux solides, et par application des équations (2-1) et (2-2), ces valeurs correspondent à un coefficient de restitution équivalent de 0.87.

L'intégration temporelle est effectuée par le schéma explicite des différences centrées. Par ailleurs, pour chaque simulation, le modèle numérique est excité par l'imposition des 6 accélérations de corps rigide de la table vibrante mesurées lors de l'essai correspondant.

3.4.3. Simulation des essais sans plastification

Accélération des planchers

Quelques exemples comparant les accélérations enregistrées à celles simulées, à l'aide du modèle numérique présenté ci-dessus, sont illustrés sur la Figure 3.27. Les signaux d'accélération présentés sur cette figure correspondent aux accélérations moyennes du plancher du deuxième étage de la structure rigide suivant la direction de l'excitation. Les spectres de plancher correspondants, calculés avec 2 % d'amortissement, sont aussi présentés sur cette même figure. Seules les coordonnées généralisées relatives aux six premiers modes de vibration de chacune des structures sont retenues. Il est constaté que les évolutions temporelles des accélérations ainsi que les spectres de réponse sont estimés avec une précision satisfaisante étant donné la forte non-linéarité du problème. Cependant, il est naturel, eu égard à la forte sensibilité des problèmes impliquant des impacts, de remarquer une augmentation des différences entre les résultats expérimentaux et les résultats de simulations lorsque le nombre d'impacts augmente (ou de façon équivalente lorsque l'espacement entre les structures diminue). Les résultats pour la structure souple, présentés sur la Figure 3.28, confirment la bonne capacité de prédiction du modèle numérique. Il est à signaler, que pour la structure souple, on observe que le modèle numérique surestime le niveau des spectres de plancher pour toutes les valeurs de jeu.

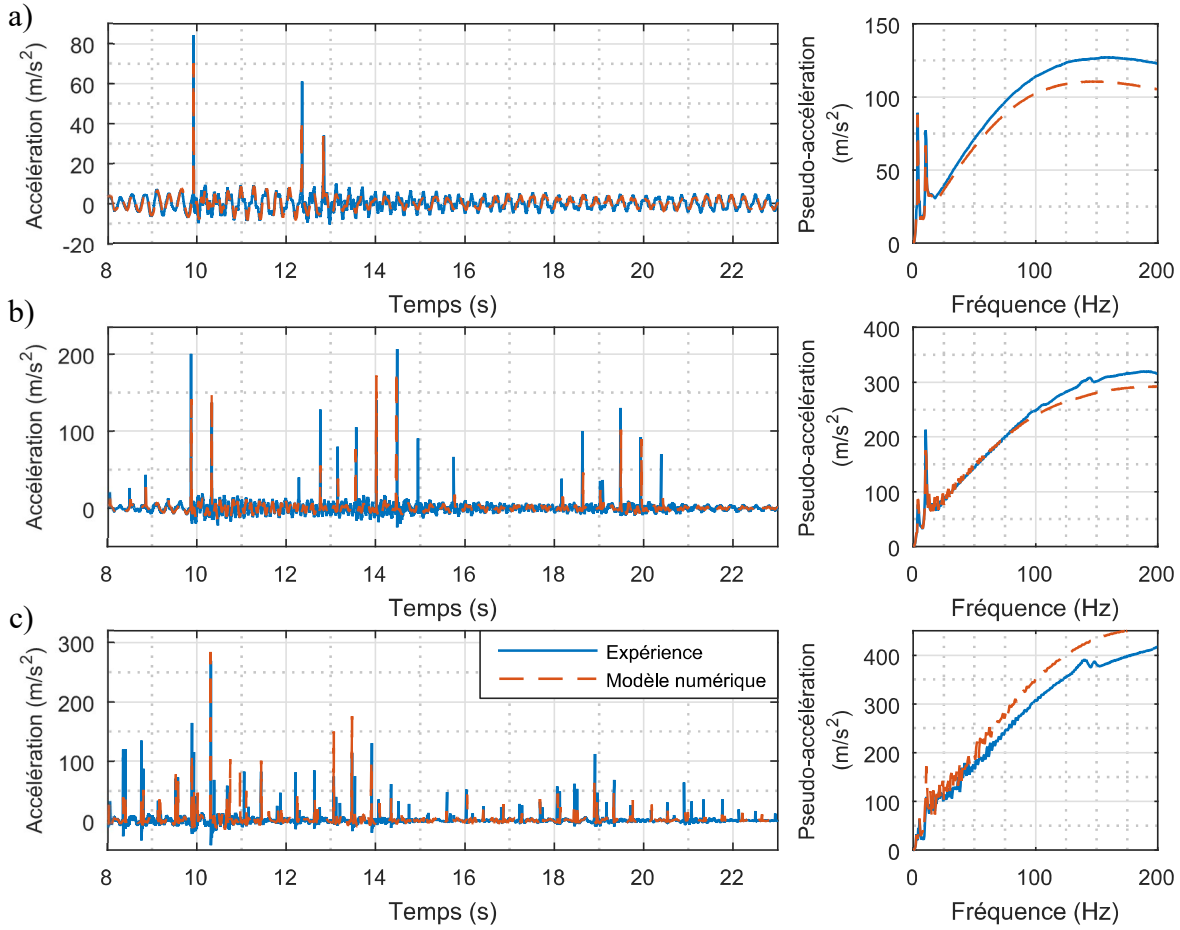

Figure 3.27 : Accélérations moyennes observées expérimentalement et simulées dans la direction de l'excitation et spectres de réponse (2% d'amortissement) correspondants au deuxième étage de la structure rigide (Kobe 0.2 g). a) Jeu 5 cm, b) Jeu 2 cm, c) Jeu nul.

On constate également, que le modèle numérique est capable de représenter certains éléments de la dynamique complexe de planchers qui s'entrechoquent tel l'apparition de chocs multiples sur une échelle de temps très courte. Cette capacité est illustrée sur la Figure 3.29 où un agrandissement entre 8.3 s et 10 s des signaux d'accélérations exposés sur la Figure 3.28c est effectué. Toutefois, le modèle numérique ne permet pas de déterminer avec exactitude l'amplitude de ces impacts. En effet, ce phénomène faisant intervenir les modes des structures en translation mais aussi en torsion, les petites erreurs relatives à l'évaluation des caractéristiques de l'ensemble de ces modes influent sur la représentation de ces impacts.

La réduction du modèle aux six premiers modes de chacune des structures permet de représenter l'essentiel de la physique du problème. Cependant, par l'utilisation de cette hypothèse simplificatrice, le modèle numérique ne permet pas de reproduire l'excitation des modes de flexion induite par les impacts, discutée dans la sous-section 3.3.2. En effet, pour les six premiers modes de vibration de chaque structure, les planchers se comportent principalement comme des corps rigides. Toutefois, l'amplification des modes de flexion induite par les impacts peut être représentée en considérant un nombre de coordonnées généralisées bien plus important pour représenter le comportement des structures. Ainsi, comme constaté sur la Figure 3.30, lorsque 90 modes sont retenus pour la représentation de chaque structure, l'amplification du spectre de plancher du premier étage de la structure souple à une fréquence proche de 180 Hz est reproduite par le modèle numérique.

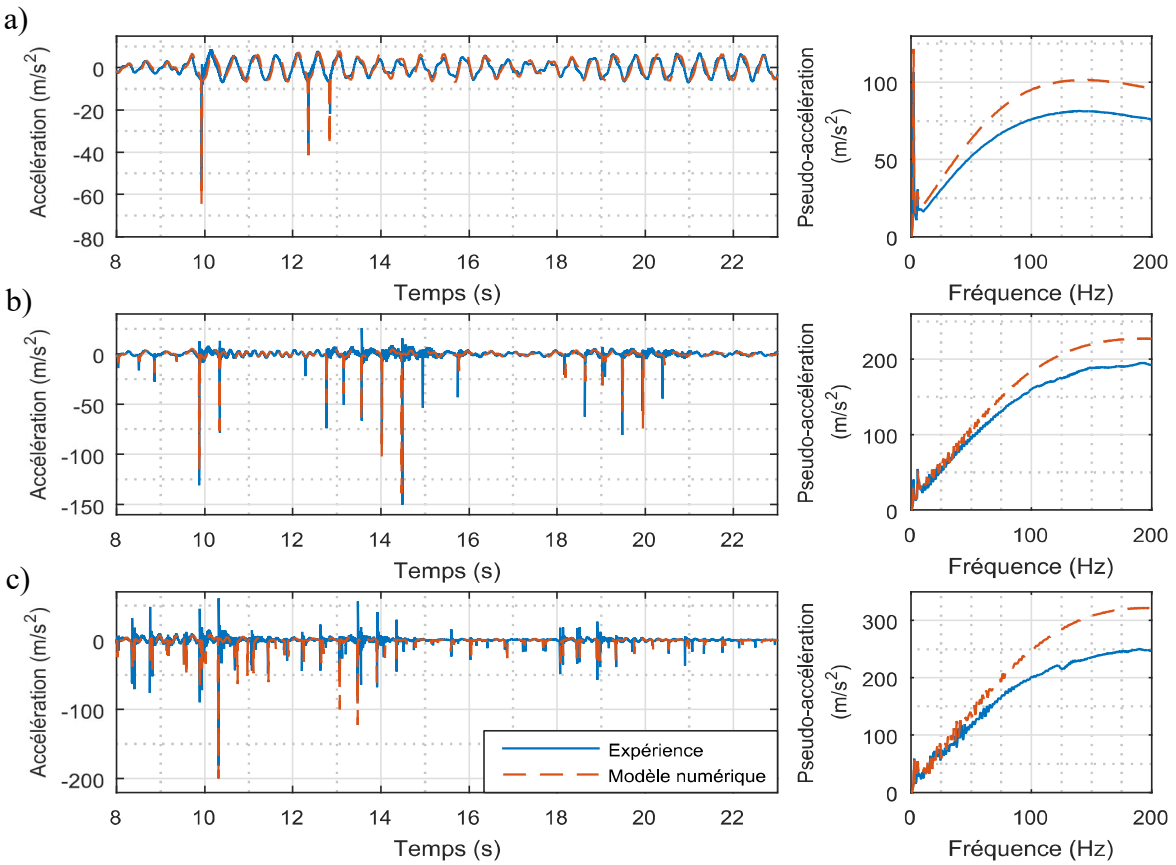

Figure 3.28 : Accélérations moyennes observées expérimentalement et simulées dans la direction de l'excitation et spectres de réponse (2% d'amortissement) correspondants au deuxième étage de la structure souple (Kobe 0.2 g). a) Jeu 5 cm, b) Jeu 2 cm, c) Jeu nul.

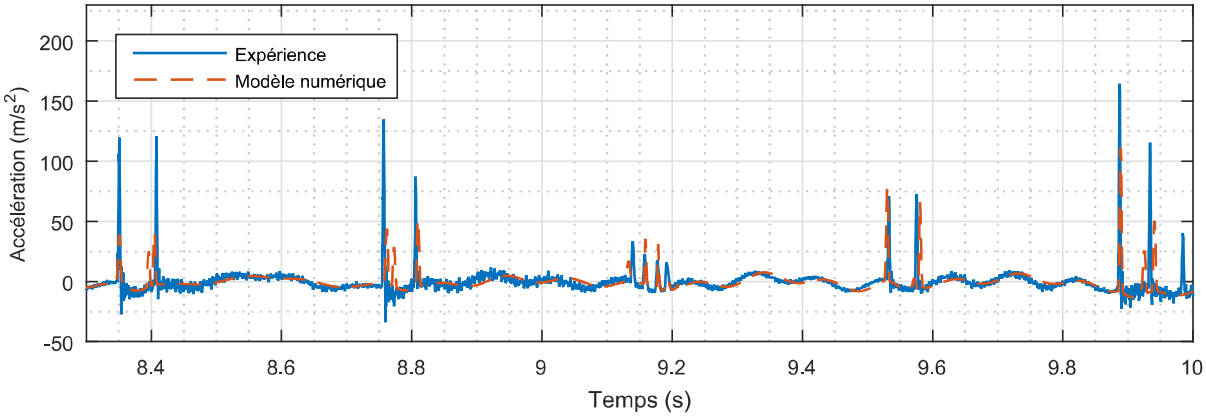

Figure 3.29 : Agrandissement entre 8.3 s et 10 s de la Figure 3.27c.

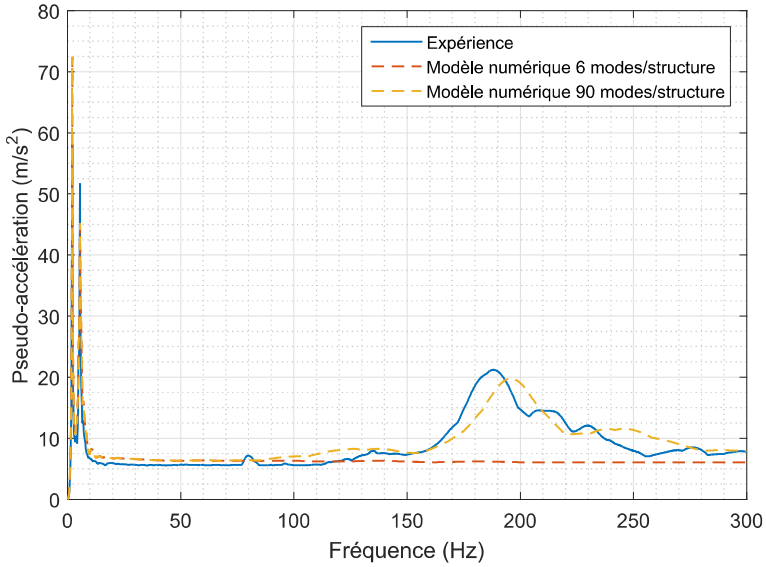

Figure 3.30 : Spectres de réponse (2% d'amortissement) de l'accélération moyenne dans la direction de l'excitation observée expérimentalement et simulée au premier étage de la structure souple (Kobe 0.2 g, 5 cm de jeu).

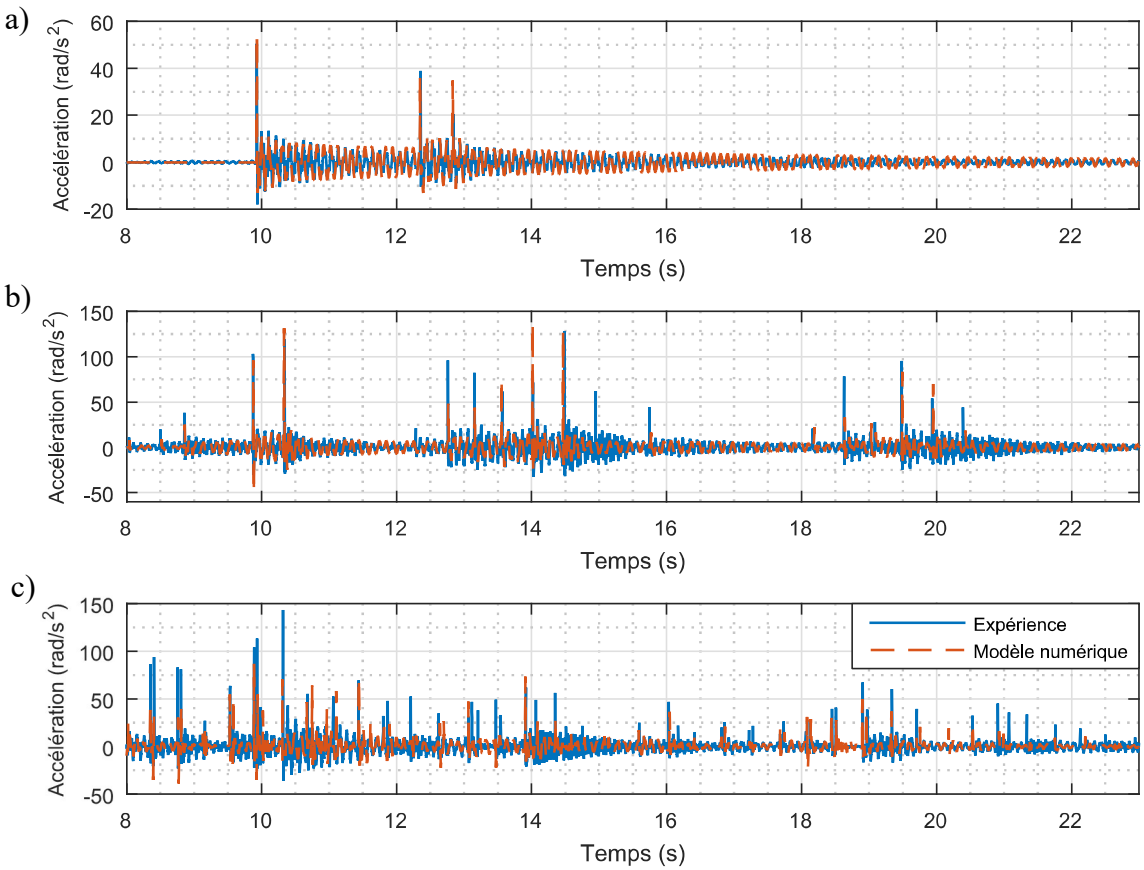

Figure 3.31 : Comparaison entre les accélérations en rotation mesurées et simulées au niveau du plancher deuxième étage de la structure rigide (Kobe 0.2 g). a) Jeu 5 cm, b) Jeu 2 cm, c) Jeu nul.

Accélérations angulaires

Comme évoqué précédemment, les défauts géométriques des maquettes expérimentales sont représentés dans le modèle numérique en considérant que les zones d'impacts sont rectilignes mais pas parallèles. Il est constaté sur la Figure 3.31 que la prise en compte de ces défauts permet de représenter l'accélération angulaire induite par les impacts. Des différences relativement importantes sont cependant observées entre les réponses simulées et celles enregistrées expérimentalement dans le cas d'un espacement faible entre les structures, notamment pour un jeu nul.

Déplacements inter-étages

La comparaison des déplacements inter-étages mesurés expérimentalement avec ceux évalués par simulations est présentée sur la Figure 3.32 pour la structure rigide et sur la Figure 3.33 pour la structure souple. Ils sont normalisés par la hauteur de l'étage. De manière générale, il est remarqué que les déplacements inter-étages de la structure souple sont évalués avec une plus grande précision que ceux de la structure rigide. Similairement à ce qui a été observé précédemment pour les accélérations, il est constaté que les différences entre les résultats expérimentaux et de simulations augmentent avec une diminution du jeu entre les structures (ou de façon équivalente une augmentation du nombre d'impacts). Néanmoins pour l'ensemble des cas présentés sur les Figures 3.32 et 3.33, les valeurs maximales des déplacements inter-étages sont évaluées avec une très bonne précision.

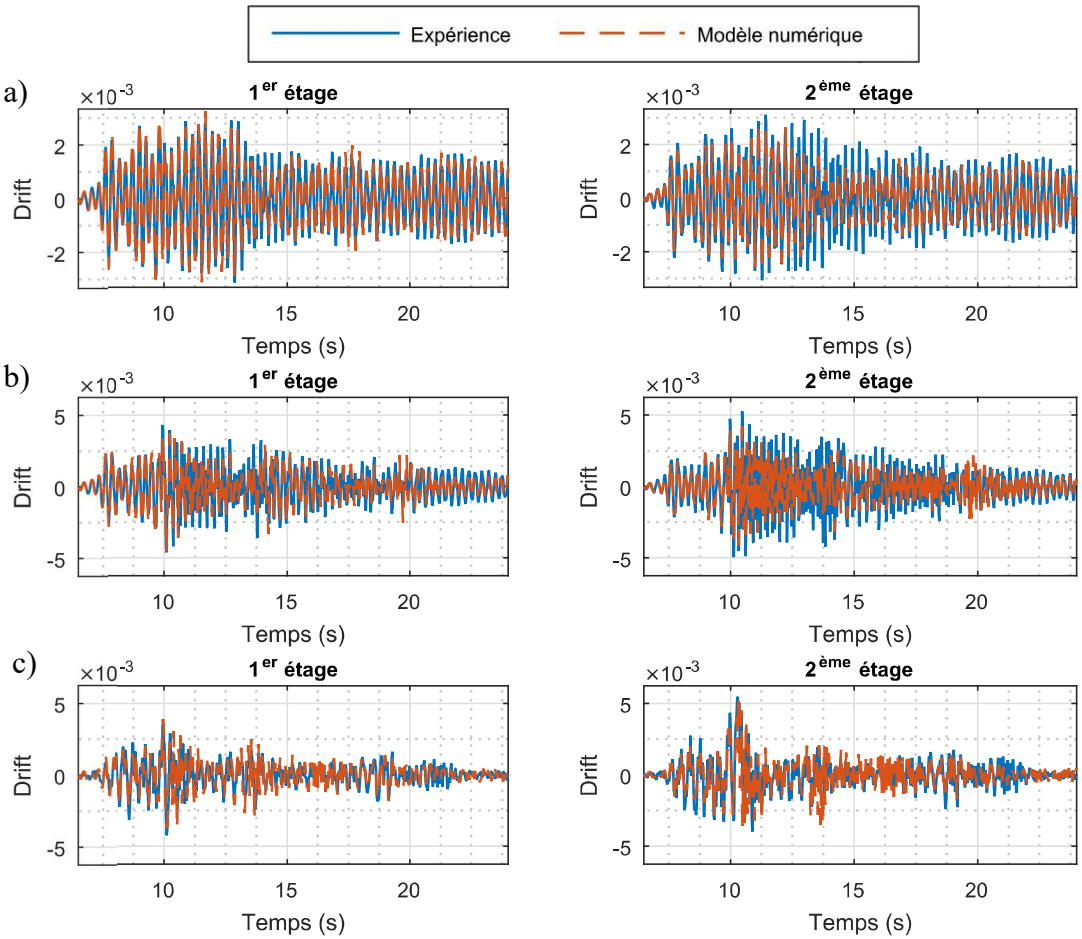

Figure 3.32 : Déplacements inter-étages normalisés de la structure rigide pour une excitation de Kobe 0.2 g. a) 5 cm de jeu, b) 2 cm de jeu, c) Jeu nul.

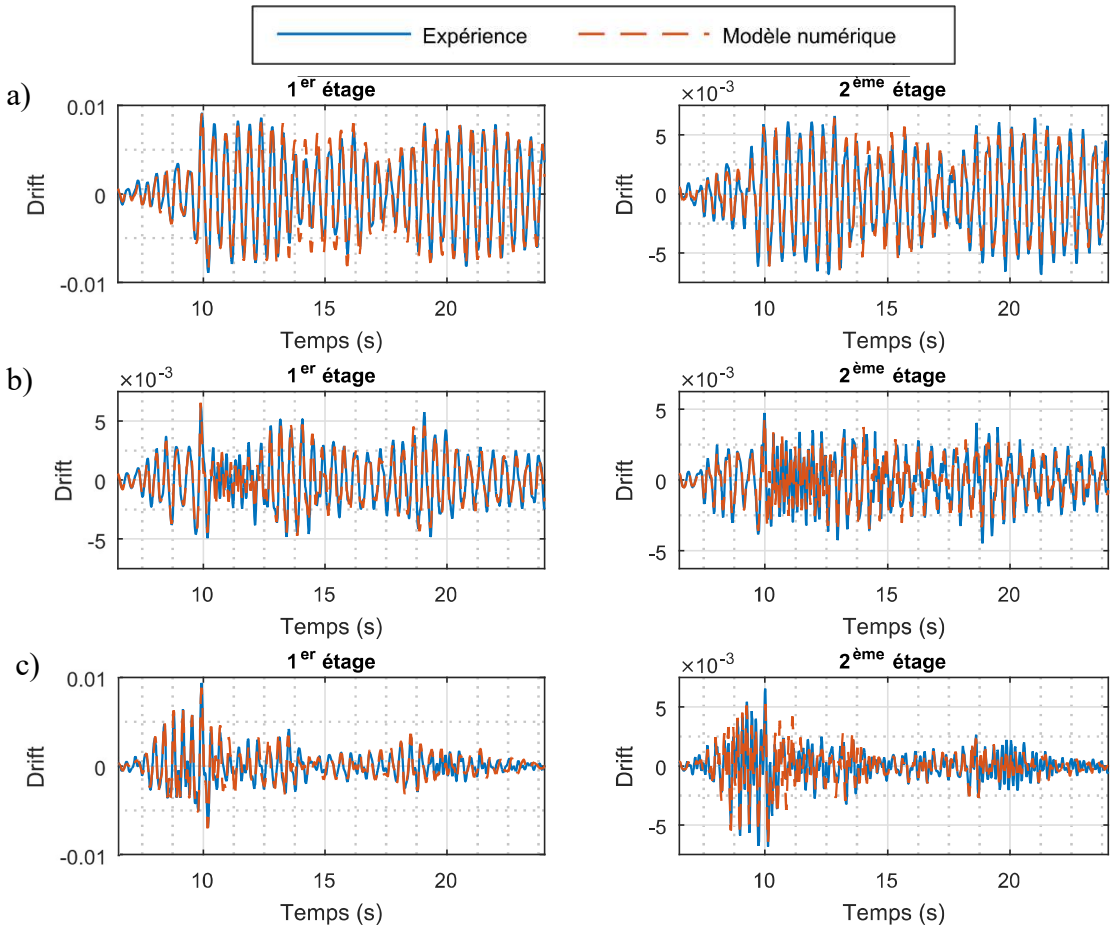

Figure 3.33 : Déplacements inter-étages normalisés de la structure souple pour une excitation de Kobe 0.2 g. a) 5 cm de jeu, b) 2 cm de jeu, c) Jeu nul.

3.4.4. Simulation des essais à fort niveau

Pour la simulation des essais à faible niveau, l'unique non-linéarité présente est celle liée aux impacts, le comportement des structures restant linéaire. L'utilisation des six premiers modes de vibration des structures, connectées à la base par les ressorts en rotation de grandes raideurs mentionnés précédemment, comme coordonnées généralisées, est suffisante pour représenter la majeure partie de la physique du problème. Ce n'est pas le cas pour les essais à forte intensité pour lesquelles la base des poteaux du premier étage plastifie. Dans le modèle numérique cette non-linéarité est représentée par des rotules élastoplastiques et une loi de comportement élastique parfaitement plastique est assignée aux ressorts en rotation à la base. La rigidité initiale de ces ressorts est similaire à celle précédemment utilisée pour les analyses linéaires. Leur moment de plastification est le moment plastique de la section des poteaux. Nous avons vérifié que le rapport entre les efforts axiaux statiques et dynamiques et l'effort axial de plastification est faible et, par conséquent, l'interaction entre les efforts axiaux et le moment de flexion pour la détermination de la surface du seuil de plasticité peut être négligée.

Afin de reproduire une cinématique compatible avec la cinématique d'une structure présentant des rotules plastique à sa base, un nouvel ensemble de coordonnées généralisées doit être considéré. Pour chaque structure, ces nouvelles coordonnées généralisées comprennent les six premiers modes de vibration avec des rotules à la base des structures dans la direction principale, ainsi que quatre solutions statiques supplémentaires qui permettent de tenir compte

de la souplesse statique des modes négligés. Chaque solution statique correspond à la déformée de la structure, en réponse à un moment unitaire appliqué à la base d'un poteau auquel on enlève la contribution des six modes retenus. Une telle déformée est représentée sur la Figure 3.34. Dans le cas présent, et suivant les hypothèses décrites ci-dessus, les moments dans les ressorts elastoplastiques sont considérés comme des actions extérieures. Alternativement, il aurait pu être envisagé d'utiliser les mêmes modes qui ont été utilisés pour les essais sans plastification (section 3.4.2) et les quatre solutions statiques supplémentaires précédemment mentionnées. Dans ce cas, les moments dans les ressorts élastoplastiques auraient été considérés comme des efforts internes. La première méthode de modélisation a été choisie, principalement, à cause de sa facilité de mise en place dans le logiciel Cast3m [66]. Bien que ceci ne soit pas obligatoire, pour des raisons de commodité toujours, nous avons diagonalisé le système en utilisant les modes propres dans la base réduite formée par ces 10 vecteurs. Par ailleurs nous avons vérifié que ce modèle est capable de reproduire les modes propres des structures sans rotules à leurs bases, présentés dans la sous-section 3.4.2.

Néanmoins, une question qui se pose est celle de l'amortissement dans cette nouvelle base. En effet, l'amortissement a été identifié expérimentalement pour les modes des structures quasiment encastrées (avec des ressorts élastiques en rotation de grande rigidité) à leurs bases. Il faut donc déterminer l'amortissement dans la nouvelle base utilisée pour les calculs élasto-plastiques. Les coefficients modaux sont déterminés par optimisation numérique en minimisant l'écart entre les réponses (pour les quatre combinaisons d'excitations et intensités présentées dans la première colonne du Tableau 3.4) du nouveau modèle et du modèle employé dans la sous-section 3.4.3. Les valeurs initiales des taux d'amortissement modaux sont déterminées comme suit.

Pour chaque structure, nous faisons l'hypothèse que la matrice d'amortissement $\mathbf{C}$ du nouveau modèle numérique est diagonale dans la base formée des nouveaux 10 vecteurs propres, notés $\widetilde{\boldsymbol{\varphi}}_{\mathbf{n}}$ ($n = \{1, 2, \ldots, 10\}$). Suivant cette hypothèse et en exprimant les vecteurs propres du modèle utilisé dans la section 3.4.2, notés $\boldsymbol{\varphi}_{\mathbf{i}}$ ($i = \{1, 2, \ldots, 6\}$), en fonction des vecteurs propres $\widetilde{\boldsymbol{\varphi}}_{\mathbf{n}}$, nous pouvons écrire le système d'équations suivant :

$$\boldsymbol{\varphi}_i^T \, \mathbf{C} \, \boldsymbol{\varphi}_i \simeq \left(\sum_{n=1}^{10} \widetilde{\alpha}_n^i \, \widetilde{\boldsymbol{\varphi}}_{\mathbf{n}} \right)^T \mathbf{C} \left(\sum_{n=1}^{10} \widetilde{\alpha}_n^i \, \widetilde{\boldsymbol{\varphi}}_{\mathbf{n}} \right) = \sum_{n=1}^{10} 2 \left(\widetilde{\alpha}_n^i \right)^2 \widetilde{\xi}_n \, \widetilde{\omega}_n \, \widetilde{m}_n \tag{3-1}$$

$$\xi_i \simeq \frac{\sum_{n=1}^{10} 2 \left(\widetilde{\alpha}_n^i \right)^2 \widetilde{\xi}_n \, \widetilde{\omega}_n \, \widetilde{m}_n}{\omega_i \, m_i} \tag{3-2}$$

où $\widetilde{\xi}_n$, $\widetilde{\omega}_n$, $\widetilde{m}_n$ correspondent respectivement au taux d'amortissement modal, à la fréquence et à la masse généralisée du mode n relatif aux dix nouvelles coordonnées généralisées. Similairement, ξ_i, ω_i, m_i correspondent respectivement au taux d'amortissement modal, à la fréquence et à la masse généralisée du mode i relatif aux coordonnées généralisées utilisées dans la section 3.4.2. Les coefficients $\widetilde{\alpha}_n^i$ sont déterminés grâce à l'orthogonalité des modes propres :

$$\tilde{\boldsymbol{\alpha}} = \begin{bmatrix} \widetilde{\alpha_1^1} & \cdots & \cdots & \widetilde{\alpha_{10}^1} \\ \vdots & \ddots & & \vdots \\ \vdots & & \ddots & \vdots \\ \widetilde{\alpha_1^6} & \cdots & \cdots & \widetilde{\alpha_{10}^6} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \dfrac{\widetilde{\boldsymbol{\varphi}_1}^T \mathbf{M}\, \boldsymbol{\varphi}_1}{\widetilde{m_1}} & \cdots & \cdots & \dfrac{\widetilde{\boldsymbol{\varphi}_{10}}^T \mathbf{M}\, \boldsymbol{\varphi}_1}{\widetilde{m_{10}}} \\ \vdots & \ddots & & \vdots \\ \vdots & & \ddots & \vdots \\ \dfrac{\widetilde{\boldsymbol{\varphi}_1}^T \mathbf{M}\, \boldsymbol{\varphi}_6}{\widetilde{m_1}} & \cdots & \cdots & \dfrac{\widetilde{\boldsymbol{\varphi}_{10}}^T \mathbf{M}\, \boldsymbol{\varphi}_6}{\widetilde{m_{10}}} \end{bmatrix} \tag{3-3}$$

Néanmoins, dans l'équation (3.2) le nombre d'inconnues $\widetilde{\xi_n}$ (10) est supérieur au nombre d'équations (6). Une solution de cette équation est donc obtenue en utilisant le pseudo-inverse de Moore-Penrose de la matrice :

$$\begin{bmatrix} \dfrac{2\left(\widetilde{\alpha_1^1}\right)^2 \widetilde{\omega_1}\, \widetilde{m_1}}{\omega_1\, m_1} & \cdots & \cdots & \dfrac{2\left(\widetilde{\alpha_{10}^1}\right)^2 \widetilde{\omega_{10}}\, \widetilde{m_{10}}}{\omega_1\, m_1} \\ \vdots & \ddots & & \vdots \\ \vdots & & \ddots & \vdots \\ \dfrac{2\left(\widetilde{\alpha_1^6}\right)^2 \widetilde{\omega_1}\, \widetilde{m_1}}{\omega_6\, m_6} & \cdots & \cdots & \dfrac{2\left(\widetilde{\alpha_{10}^6}\right)^2 \widetilde{\omega_{10}}\, \widetilde{m_{10}}}{\omega_6\, m_6} \end{bmatrix} \tag{3-4}$$

Alternativement, les valeurs initiales des taux d'amortissements modaux $\widetilde{\xi_n}$ auraient pu être estimées par l'écriture d'une matrice d'amortissement $\mathbf{C_\Phi}$ compatible avec les amortissements modaux du modèle avec des ressorts élastiques à la base. Une telle matrice d'amortissement est proposée dans les références [33,68]. Elle peut s'écrire pour chaque structure :

$$\mathbf{C_\Phi} = \mathbf{M}\, \boldsymbol{\Phi}\, \mathbf{d}\, \boldsymbol{\Phi}^{\mathbf{T}} \mathbf{M} \tag{3-5}$$

où $\boldsymbol{\Phi} = \left[\boldsymbol{\varphi}_1\ \boldsymbol{\varphi}_2 \ldots \boldsymbol{\varphi}_6\right]$ est la matrice dont les colonnes sont composées des déformées modales $\boldsymbol{\varphi}_\mathbf{i}$ $\left(\text{avec } i = \{1, 2, \ldots, 6\}\right)$ et $\mathbf{d}$ est une matrice diagonale dont les éléments d_i sont donnés par :

$$d_i = \frac{2\, \omega_i\, \xi_i}{m_i} \tag{3-6}$$

En négligeant les termes extra-diagonaux, les taux d'amortissements modaux pour les dix nouvelles coordonnées généralisées peuvent alors être estimés en projetant la matrice d'amortissement $\mathbf{C_\Phi}$ sur cette base.

Figure 3.34 : Exemple de déformée statique supplémentaire pour la structure souple.

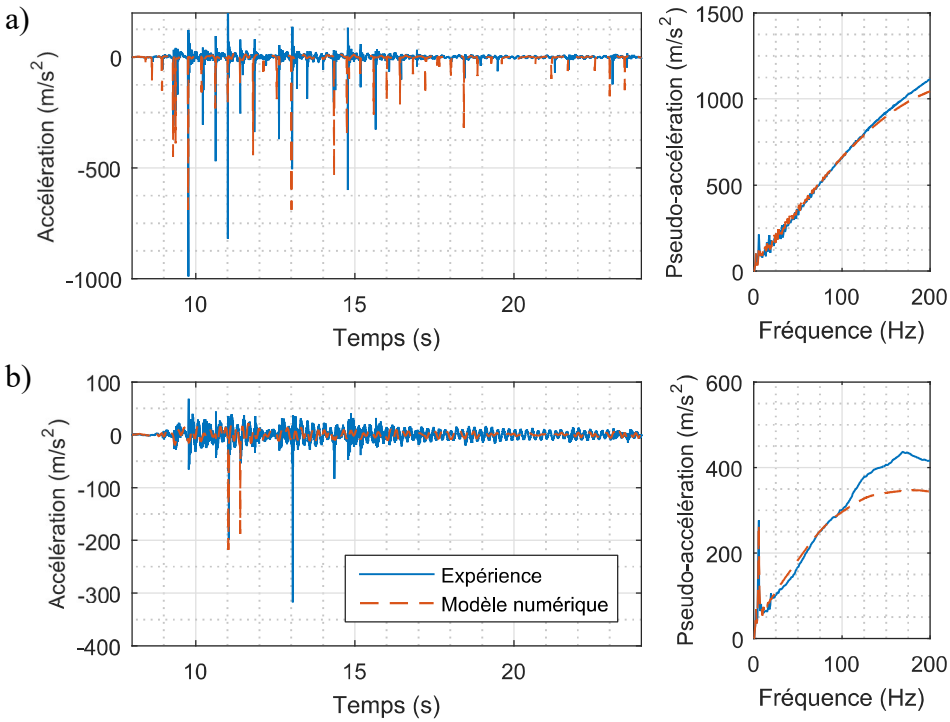

Figure 3.35 : Accélérations moyennes de la structure souple et spectres de réponse (2% d'amortissement) correspondants pour l'excitation de Northridge 0.55 g et un jeu nul. a) Deuxième étage, b) Premier étage.

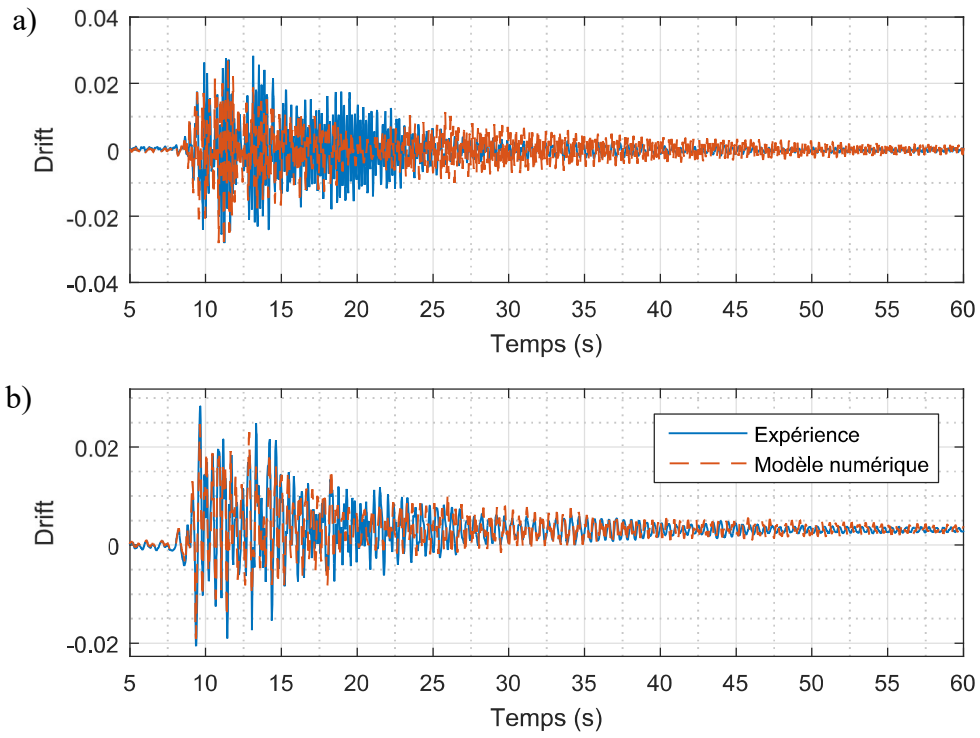

Figure 3.36 : Déplacements inter-étages normalisés de la structure souple pour l'excitation de Northridge 0.55 g et un jeu nul. a) Deuxième étage. b) Premier étage.

Un exemple de comparaison entre simulation et essai est montré sur la Figure 3.35. On y présente les accélérations moyennes des planchers de la structure souple et leurs spectres de réponse pour une sollicitation de Northridge 0.55 g. Il est rappelé que la sollicitation de Northridge 0.55 g est la plus sévère appliquée lors de cette campagne d'essais. Celle-ci a provoqué la fissuration de la base des poteaux de la structure souple (Figure 3.24). Il est constaté que le modèle numérique parvient à représenter les caractéristiques d'une majorité des impacts malgré la forte non-linéarité rencontrée lors de cet essai. Cependant, il est reconnu que la différence entre les résultats expérimentaux et ceux obtenus par simulation est supérieure pour cet essai en comparaison à celle observée pour des essais avec des excitations plus faibles. Par exemple, le modèle numérique ne détecte pas l'impact de grande intensité survenant au premier étage de la structure souple à 13 s, tandis qu'il surestime des impacts survenant au deuxième étage de la structure au voisinage de 14 s et 18 s. Malgré ces différences, les spectres de réponse sont évalués de façon très satisfaisante. Sur la Figure 3.36 sont comparés les déplacements inter-étages de la structure souple observés expérimentalement avec ceux obtenus par simulations. Il est remarqué que malgré les différences concernant l'évaluation des accélérations, les maxima des déplacements inter-étages sont estimés avec précision par le modèle numérique. Bien entendu, les évolutions temporelles des déplacements inter-étages déterminées sont néanmoins sensibles à la mauvaise évaluation de certains impacts.

3.5. Influence des hypothèses de modélisation

Comme évoqué dans la sous-section 3.4.1, la simulation de la réponse de structures sujettes à l'entrechoquement est complexe et l'exactitude des résultats obtenus dépend des hypothèses employées pour la modélisation. L'influence de certaines hypothèses de modélisation sur les résultats de simulations est évaluée dans cette section. A cette fin, un

second modèle numérique a été développé à l'aide du logiciel élément finis Opensees [69]. Eu égard à la géométrie des structures, aux éléments employés pour le maillage des structures et aux conditions limites utilisées, ce second modèle est identique à celui utilisé dans la sous-section 3.4.3. Par conséquent, les caractéristiques modales (fréquences propres et déformées modales des structures) calculées à l'aide des deux modèles numériques sont identiques. Dans le logiciel Opensees, l'unique modèle d'amortissement disponible est un amortissement de Rayleigh. Le choix qui semble le plus cohérent serait, pour chaque structure, d'identifier les caractéristiques de l'amortissement de Rayleigh de façon à représenter les taux d'amortissement modaux observés expérimentalement des deux premiers modes suivant la direction principale. Cependant, du fait du faible taux d'amortissement du deuxième mode (en comparaison à celui du premier mode), cette identification mène à une valeur négative du coefficient pondérant la matrice de rigidité et, par conséquent, à un amortissement négatif à haute fréquence. Nous choisissons donc d'employer, pour chaque structure, un amortissement proportionnel à la masse, déterminé de façon à représenter le taux d'amortissement du premier mode suivant la direction principale. Les courbes amortissement/fréquence des amortissements utilisés dans le modèle Opensees sont comparées sur la Figure 3.37 avec les taux d'amortissement observés expérimentalement. Les amortissements de Rayleigh (c.-à-d. avec une matrice d'amortissement proportionnelle aux matrices de rigidité et de masse) sont eux aussi représentés sur cette figure. On constate que les amortissements proportionnels à la masse permettent une estimation relativement correcte des taux d'amortissement du deuxième mode des structures suivant la direction principale. Toutefois, les taux d'amortissement des modes restant (modes suivant la direction transversale et en rotation) sont dans la majorité des cas fortement sous-estimés. Alternativement, un amortissement proportionnel à la rigidité aurait aussi pu être utilisé. Cependant, l'emploi de ce type d'amortissement aurait mené à une surestimation très importante du taux d'amortissement du second mode suivant la direction principale pour chacune des structures. Cette surestimation n'est pas souhaitable en raison de la participation significative de ces modes à la réponse des structures, comme présenté dans la sous-section 3.3.2. Les impacts sont modélisés dans le modèle Opensees par la méthode de pénalisation. Contrairement au modèle présenté dans la section 3.4, seul des ressorts de grande raideur sont considérés uniformément répartis le long des zones d'impacts. Par conséquent, les phénomènes dissipatifs intervenant lors des impacts sont négligés dans le modèle Opensees. La raideur des éléments d'impact utilisés dans ce modèle est choisie égale à celle de la section 3.4. Enfin, pour les résultats des simulations présentées ci-dessous, exceptés ceux de la Figure 3.41, un schéma d'intégration de Newmark à accélération moyenne ($\gamma = 1/2$, $\beta = 1/4$) est utilisé dans le modèle Opensees pour effectuer l'intégration temporelle.

Les résultats de simulations effectuées à l'aide des modèles Opensees et Cast3m (modèle utilisé dans la section 3.4.3) sont comparés sur la Figure 3.38 pour un jeu de 5 cm entre les structures. On remarque sur cette figure que le modèle Opensees, en comparaison au modèle Cast3m, surestime fortement l'amplitude du deuxième et du troisième impact survenu durant la simulation. Les accélérations moyennes des deux étages de la structure rigide calculées à l'aide des deux modèles diffèrent donc sensiblement entre 10.9 s et 14 s. La différence entre les résultats de simulations effectuées à l'aide de ces deux modèles augmente lorsque l'espacement considéré entre les structures diminue comme illustré sur la Figure 3.39. Malgré la relative similarité de ces deux modèles (maillages et conditions limites), les différences entre ceux-ci (modèle d'amortissement, schéma d'intégration et modélisation des impacts) influence significativement les résultats obtenus.

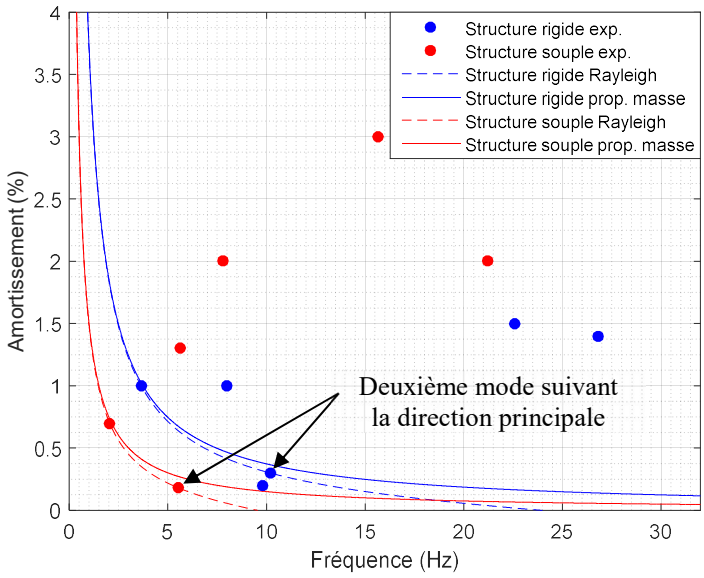

Figure 3.37 : Comparaison entre les amortissements utilisés dans le modèle Opensees et les taux d'amortissement modaux observés expérimentalement.

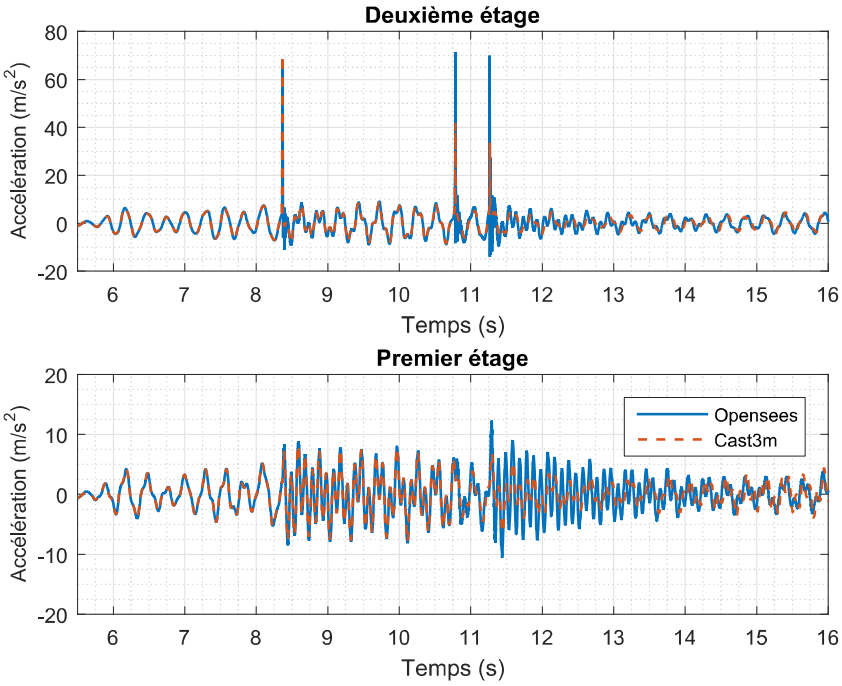

Figure 3.38 : Comparaison des accélérations moyennes de la structure rigide simulées à l'aide des modèles Cast3m et Opensees pour une excitation de Kobe 0.2g et un jeu de 5 cm.

En particulier, l'utilisation d'un amortissement proportionnel à la masse joue un rôle important dans les différences observées ci-dessus. Pour illustrer cet effet, l'accélération en rotation du deuxième étage de la structures souple simulée à l'aide des deux modèles est présentée sur la Figure 3.40 pour un jeu de 5 cm. On constate sur cette figure qu'après le premier impact, l'accélération en rotation calculée à l'aide du logiciel Opensees est très supérieure à celle calculée à l'aide du logiciel Cast3m. En effet, l'amortissement appliqué dans le modèle

Opensees sous-estime significativement le taux d'amortissement des modes de torsion de la structure souple. De ce fait, les conditions d'impact rencontrées à la suite de ce premier impact diffèrent sensiblement entre ces deux modèles et causent les variations d'amplitudes des pics d'accélération observées précédemment. Toutefois, on constate que si les conditions en rotation sont les mêmes (par exemple, pour les simulations présentées sur la Figure 3.38 avant le premier impact) les pics d'accélération suivant la direction principale sont d'une amplitude comparable. Les différences entre ces deux modèles relativement à la modélisation des impacts ne semble donc pas influencer significativement les résultats des simulations. Par ailleurs, les accélérations déterminées à l'aide du logiciel Opensees présentent des oscillations à haute fréquence à la fin des impacts. Cet effet classique de la modélisation des impacts est dû à la discrétisation spatiale du problème. Ces oscillations parasites peuvent être diminuées sans affecter considérablement la réponse des structures par l'utilisation d'un schéma d'intégration numérique permettant d'introduire une dissipation d'énergie à haute fréquence comme illustré sur la Figure 3.41 (schéma HHT « Hilber, Hughes, Taylor » [62]). Elles ne sont pas présentes sur les résultats des simulations effectuées à l'aide du modèle Cast3m du fait de la représentation de chaque structure par seulement quelques coordonnées généralisées.

Nous avons également constaté que, du fait des différences dans l'évaluation de certains impacts, dues notamment à la modélisation insatisfaisante de l'amortissement, le modèle Opensees présente des performances moins bonnes que celles du modèle Cast3m dans la reproduction des spectres de planchers observés expérimentalement.

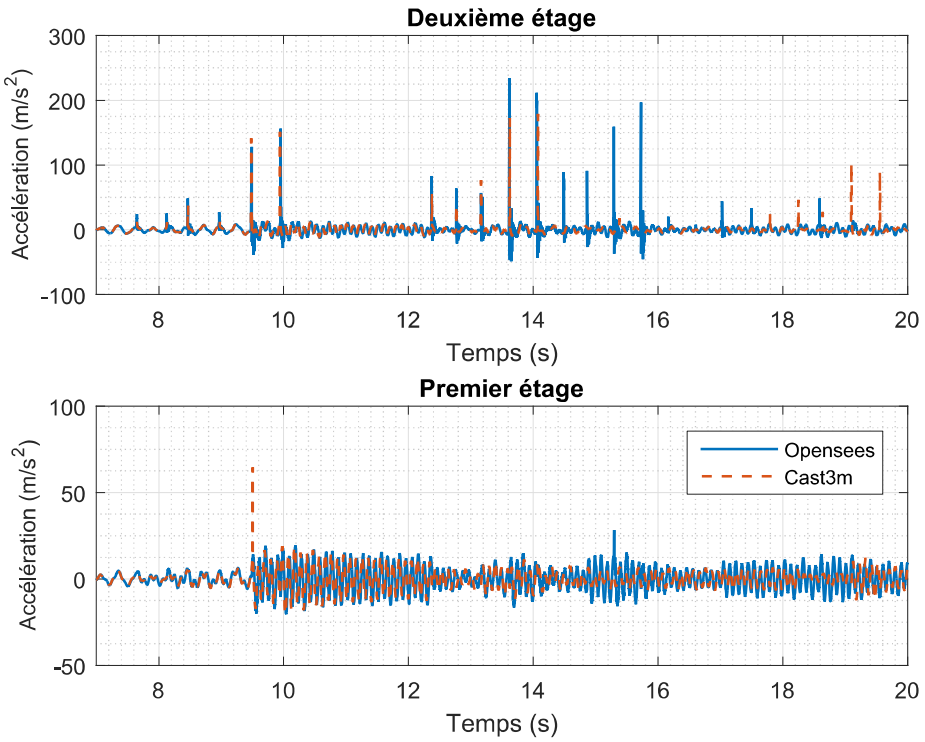

Figure 3.39 : Comparaison des accélérations moyennes de la structure rigide simulées à l'aide des modèles Cast3m et Opensees pour une excitation de Kobe 0.2g et un jeu de 2 cm.

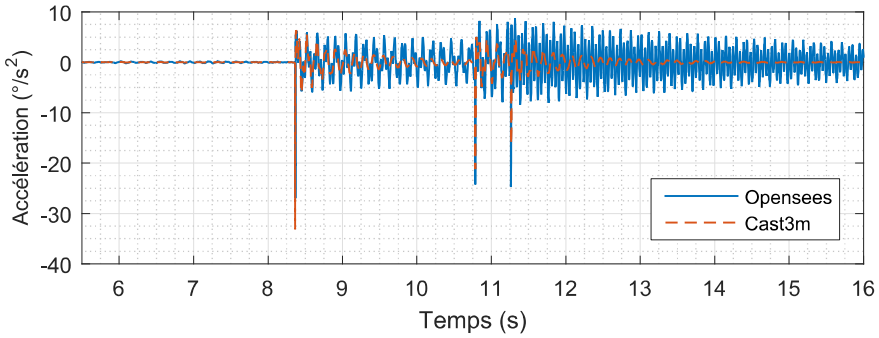

Figure 3.40 : Accélérations en rotation au deuxième étage de la structure souple simulées à l'aide des logiciels Cast3m et Opensees (Kobe 0.2 g, jeu 5 cm).

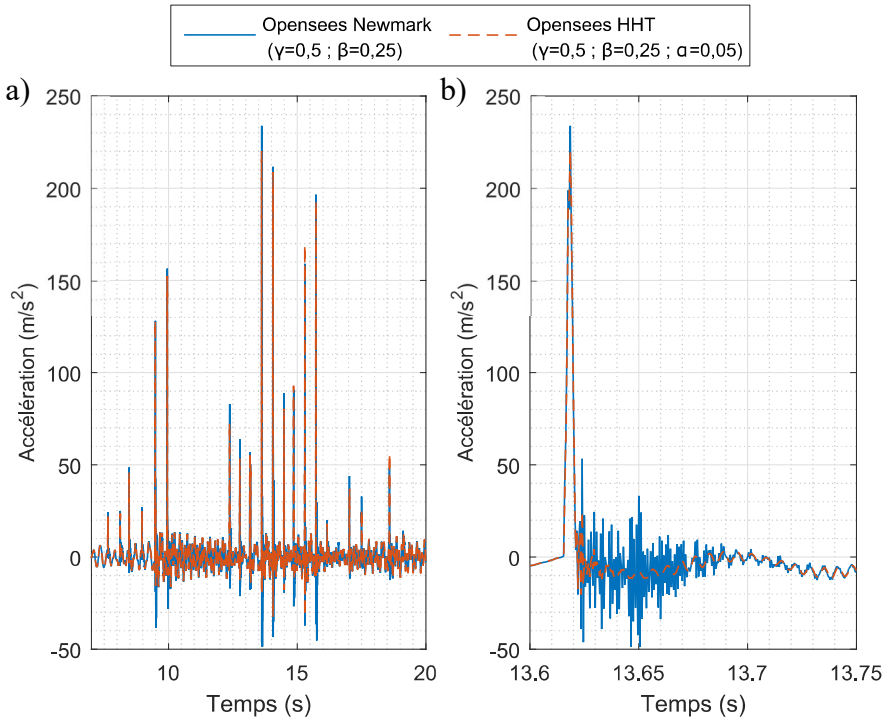

Figure 3.41 : Accélérations moyennes du deuxième étage de la structure rigide simulées à l'aide du modèle Opensees en fonction du schéma d'intégration utilisé (Kobe 0.2g, jeu 2 cm). a) Évolution temporelle de l'accélération moyenne. b) Agrandissement entre 13.6 s et 13.75 s.

On effectue maintenant une comparaison similaire dans le cas où les poteaux du premier étage des structures présentent un comportement non-linéaire (simulations d'essais pour un jeu nul entre les structures et une intensité forte de la sollicitation). La plastification des poteaux du premier étage des structures est représentée dans le modèle Opensees à l'aide de poutres multifibres. Ce modèle Opensees non-linéaire a été utilisé afin de valider la méthode de modélisation de la plastification des poteaux proposée dans la section 3.4.4. On compare donc tout d'abord sur la Figure 3.42 les déplacements inter-étages de la structure souple simulés à l'aide du modèle Opensees et du modèle Cast3m non-linéaire (section 3.4.4) dans le cas sans choc et pour une sollicitation de Northridge 0.55 g. L'appel de ductilité observé au premier étage de la structure souple est évalué à l'aide du modèle Cast3m à 1.9. On remarque sur la Figure 3.42 que les résultats des deux simulations sont très proches ce qui valide la méthode de modélisation utilisée dans la section 3.4.4. Les accélérations et déplacements inter-étages de la

structure souple, simulés à l'aide des modèles Opensees et Cast3m sont présentés sur les Figures 3.43 et 3.44 respectivement dans le cas avec choc. On constate sur la Figure 3.43, comme précédemment, des différences importantes entre les deux modèles concernant l'évaluation des impacts. Ces différences sont particulièrement importantes au premier étage des structures. De plus, on remarque sur la Figure 3.44 que le modèle Opensees, en comparaison au modèle Cast3m, surestime modérément le déplacement inter-étage maximal des deux étages de la structure souple.

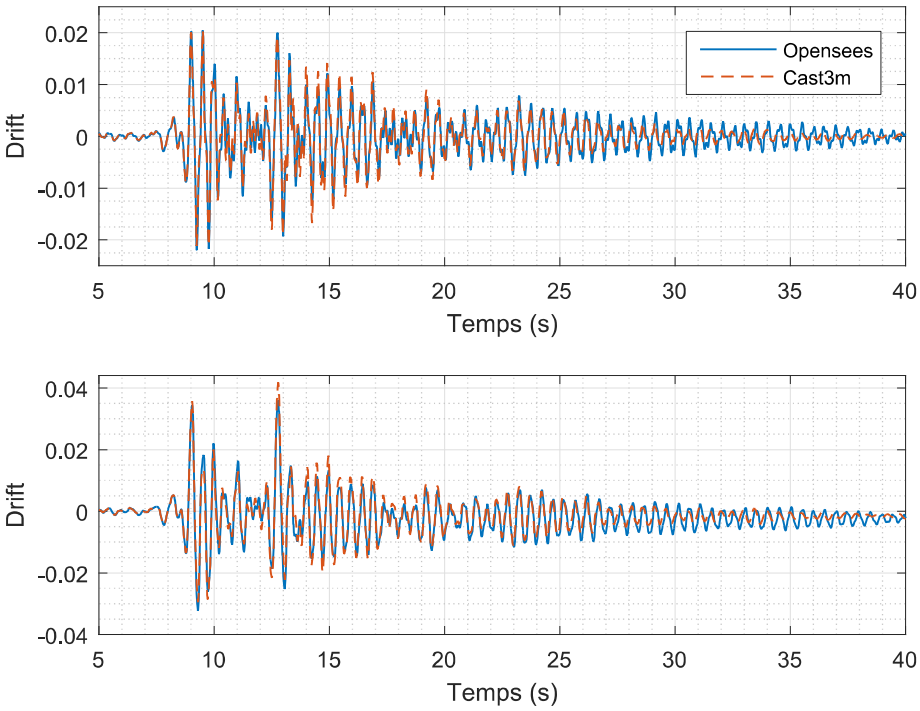

Figure 3.42 : Déplacements inter-étages normalisés de la structure souple, dans le cas sans choc, simulés à l'aide des logiciels Cast3m et Opensees (Northridge 0.55 g).

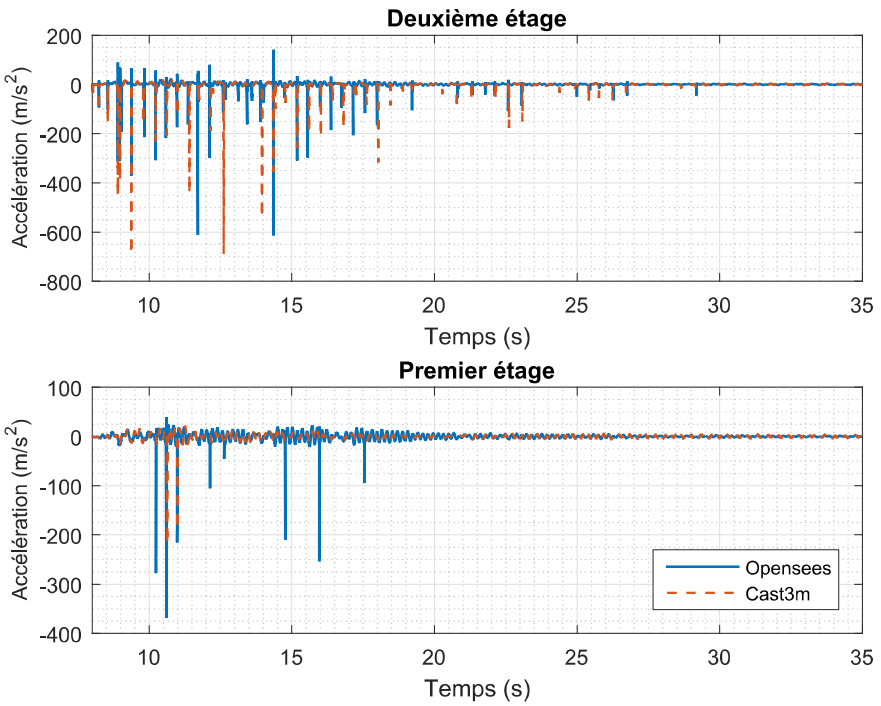

Figure 3.43 : Accélérations moyennes de la structure souple simulées à l'aide des logiciels Cast3m et Opensees (Northridge 0.55 g, jeu nul).

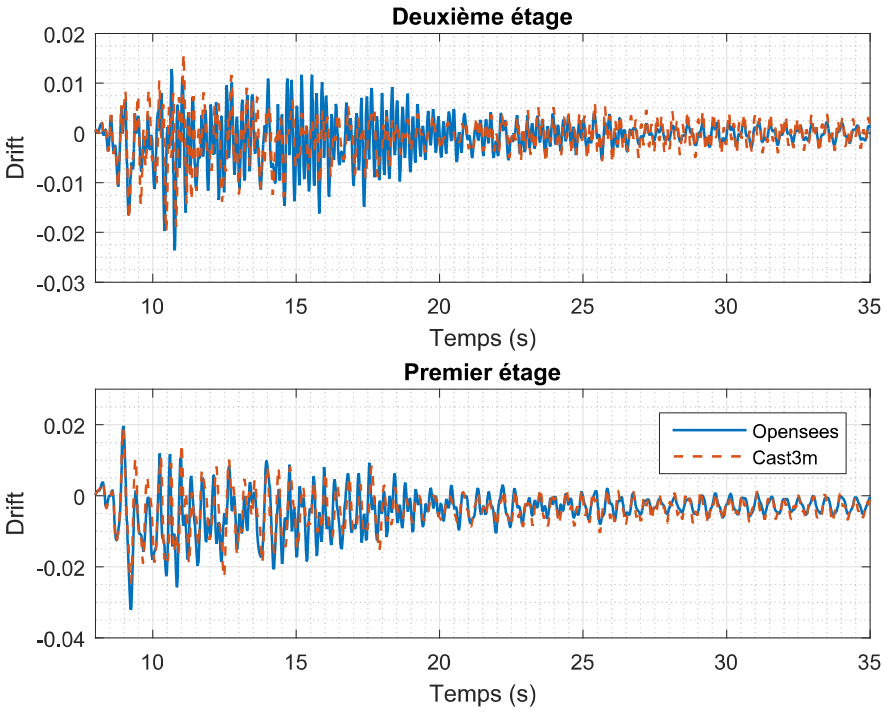

Figure 3.44 : Déplacements inter-étages normalisés de la structure souple simulés à l'aide des logiciels Cast3m et Opensees (Northridge 0.55 g, jeu nul).

3.6. Essais de lâcher de structures sujettes à l'entrechoquement

3.6.1. Montage expérimental et protocole d'essai

Afin d'essayer de déterminer les paramètres intervenant lors de la modélisation des impacts, notamment le coefficient de restitution, des essais de lâcher ont été effectués. Ces essais ont consisté à éloigner la structure souple de sa position au repos, puis la lâcher afin qu'elle impacte sur la structure rigide au repos. On s'est limité au cas de structures à un étage, espacées d'un jeu de 18 mm.

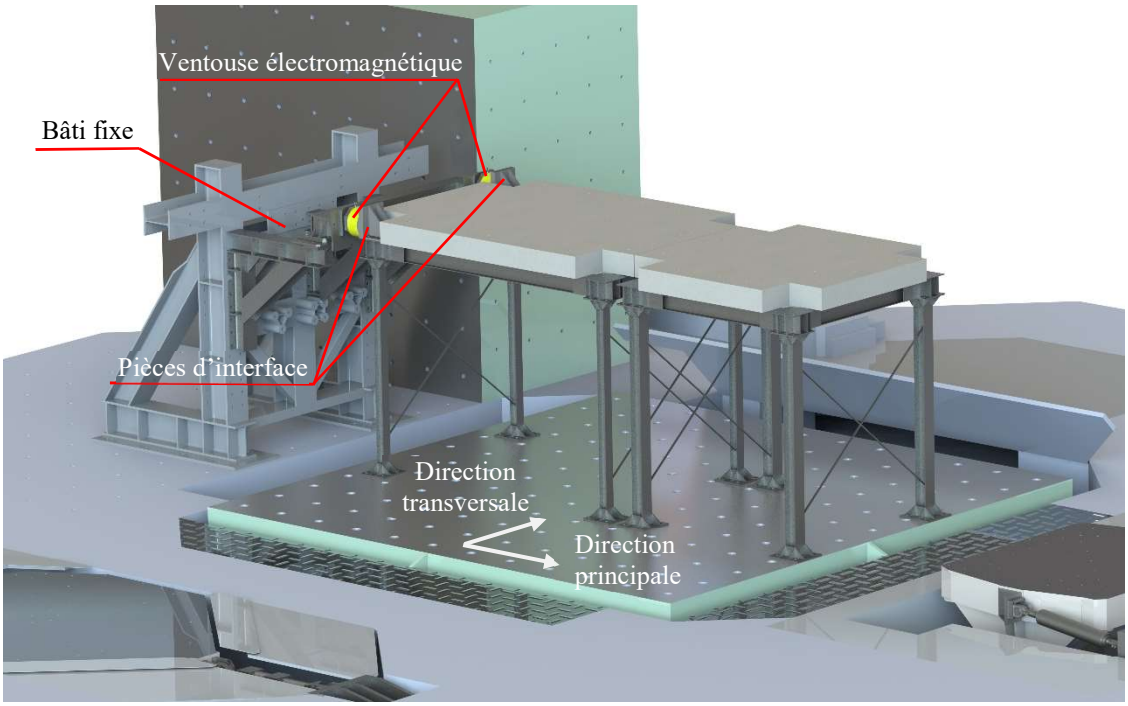

Figure 3.45 : Montage expérimental pour la réalisation des essais de lâcher.

Le montage expérimental est présenté sur la Figure 3.45. La déformation initiale de la structure souple est appliquée par de le biais de deux ventouses électromagnétiques et deux pièces d'interfaces (Figure 3.45) qui permettent de relier rigidement la structure souple à un bâti fixe. Cette connexion rigide entre le bâti fixe et la structure souple existe uniquement lorsque les ventouses electromagnétiques sont alimentées en courant. Dès lors, dans cette configuration, un déplacement de la table vibrante suivant la direction principale représentée sur la Figure 3.45 permet d'appliquer un déplacement initial à la structure souple et d'éloigner ainsi le plancher de la structure souple de celui de la structure rigide. Lorsque l'alimentation des ventouses électromagnétiques est arrêtée, la structure souple vient impacter la structure rigide. Afin de vérifier la symétrie du chargement initial (c.-à-d. qu'il s'agit d'un déplacement pur sans rotation) une cellule de force est installée entre chaque ventouse électromagnétique et le bâti fixe. La rigidité du bâti, fixé au sol est très importante vis-à-vis de celle des structures. Par conséquent, l'amplitude de ses vibrations est extrêmement petite et il n'y a pas de choc entre le bâti et le plancher de la maquette. Le choix d'appliquer le chargement initial à la structure souple correspond à un compromis entre la quantité de mouvement fournie au système lors du premier impact et l'effort nécessaire à la déformation des structures. En effet, pour une force imposée donnée, la quantité de mouvement lors du premier impact est proportionnelle à

l'inverse de la fréquence propre de la structure. La force maximale pouvant être imposée à la structure souple est limitée par la capacité maximale des ventouses (environ 3800 kN par ventouse).

Le déroulement d'un essai de lâcher est illustré sur la Figure 3.46. Tout d'abord un mouvement de la table vibrante suivant la direction principale est effectué en direction du bâti fixe jusqu'à réalisation d'un contact entre les ventouses électromagnétiques et les pièces d'interfaces (Figure 3.45). A cet instant, l'alimentation des ventouses électromagnétiques est activée et, de fait, le plancher de la structure souple est lié de façon rigide au bâti fixe. Les ventouses électromagnétiques poussant légèrement la structure souple lors de la mise en contact, il est constaté sur la Figure 3.46a que l'effort initial dans les cellules de force est négatif et sur la Figure 3.46b que le déplacement relatif entre les structures est lui aussi initialement légèrement négatif (rapprochement). Dans un deuxième temps, la table vibrante est déplacée suivant la direction principale en s'éloignant du bâti. L'effet de ce mouvement est observé par l'augmentation des efforts des ventouses électromagnétiques et par l'augmentation du déplacement relatif entre les planchers. Il est remarqué que le mouvement de la table vibrante est effectué en trois paliers successifs. Ces trois paliers sont effectués pour garantir l'égalité des efforts appliqués par chacune des ventouses et donc s'assurer qu'aucune torsion n'est induite par le chargement. En cas de torsion trop importante, l'une des ventouses aurait à subir un chargement plus important que prévu et un lâcher prématuré pourrait survenir. A la fin de chaque palier, une rotation est donc appliquée à la table vibrante afin de rétablir l'égalité des forces. Lorsque le déplacement relatif désiré entre les planchers est atteint, la table vibrante est immobilisée (une consigne de déplacement nul est appliquée) et l'alimentation des deux ventouses électromagnétiques est éteinte simultanément afin de réaliser le lâcher.

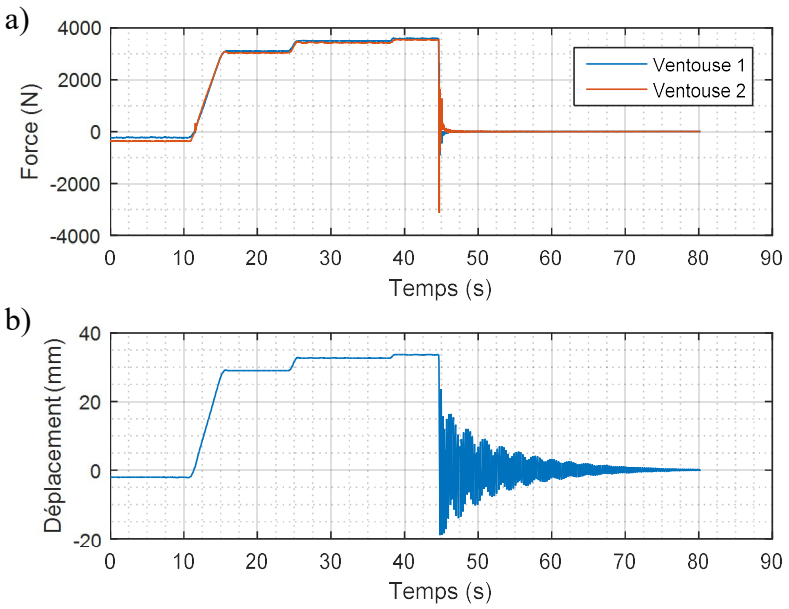

Figure 3.46 : Essai de lâcher. a) Efforts des ventouses électromagnétiques, b) Déplacement relatif entre les planchers.

Un total de 16 essais de lâcher ont été réalisés pour des valeurs de déplacement relatif initial entre les structures variant de 25 mm à 33 mm. Ces valeurs de déplacement relatif correspondent à des vitesses relatives entre les planchers lors du premier impact variant entre 21 cm/s et 41 cm/s. Suivant la valeur du déplacement relatif initial entre les structures trois ou quatre impacts surviennent durant chaque essai de lâcher. Les accélérations moyennes suivant

la direction principale du plancher de la structure rigide sont représentées sur la Figure 3.47a à l'instant du premier choc, pour les 16 essais de lâcher. Ces accélérations ont été post-traitées afin de présenter le même instant de début du choc. Les spectres de plancher correspondants calculés avec 2 % d'amortissement sont exposés sur la Figure 3.47b. Il est constaté sur la Figure 3.47a que les pics d'accélération, bien que d'amplitudes différentes, ont les mêmes formes et durées.

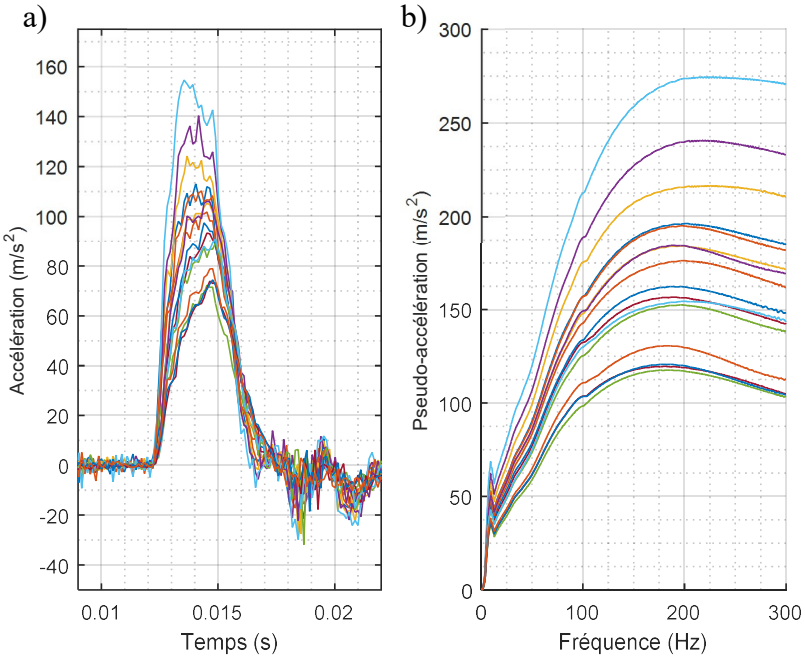

Figure 3.47 : a) Accélérations moyennes suivant la direction principale du plancher de la structure rigide lors du premier impact pour les 16 essais de lâcher réalisés. b) Spectres de réponse correspondants (2 % d'amortissement).

3.6.2. Mesure du coefficient de restitution.

Ces essais de lâcher ont été utilisés afin de mesurer le coefficient de restitution observé lors de l'impact des planchers par analogie avec l'impact de deux masses concentrées. Il s'agit plutôt d'un coefficient de restitution apparent sous l'hypothèse que les planchers se comportent comme des solides indéformables et que le mouvement des structures se fait uniquement suivant la direction principale.

Etant donné le rôle important du coefficient de restitution dans la modélisation des impacts, il est pertinent d'essayer de le mesurer d'autant plus qu'une variabilité importante de ses valeurs est rencontrée dans la littérature. Par ailleurs, comme présenté dans la sous-section 3.1.1, le coefficient de restitution a été mesuré [52] comme dépendant de la vitesse pré-impact tandis que les modélisations considèrent usuellement une valeur constante.

Cependant, la mesure de ce coefficient de restitution est complexe à réaliser. En effet, celle-ci nécessite de déterminer l'instant du début et de la fin d'un impact ainsi que la vitesse relative entre les planchers à ces instants. Il s'agit d'une tâche qui n'est pas triviale d'autant plus que les hypothèses de base (planchers indéformables, mouvement seulement dans la direction principale) ne sont pas totalement valides. Dès lors, la vitesse relative entre les planchers pendant et en dehors des phases d'impact, correspondant à un contenu fréquentiel

plutôt haute et basse fréquences respectivement, doit être mesurée avec précision. Une telle mesure n'est pas disponible avec l'instrumentation employée. Par conséquent, la réponse de différents types de capteurs est combinée afin de fournir une mesure présentant la précision nécessaire à haute et à basse fréquence. La mesure des déplacements relatifs entre les planchers, effectuée à l'aide des capteurs LVDT (voir sur la Figure A.1 de l'annexe A), est donc dérivée afin de fournir l'évolution globale de la vitesse relative à basse fréquence. L'accélération relative moyenne entre les planchers (déterminée à partir de l'accélération moyenne suivant la direction principale de chaque plancher), mesurée à l'aide des capteurs haute fréquence, est intégrée afin de fournir une mesure précise de la vitesse relative à haute fréquence. Ces deux mesures sont combinées en filtrant la vitesse relative déterminée à partir des déplacements par un filtre passe bas idéal et celle déterminée à partir des accélérations par un filtre passe haut idéal. La fréquence de coupure des deux filtres est de 30 Hz. La vitesse relative au moment du premier impact, ainsi déterminée, est exposée sur la Figure 3.48. On remarque que, du fait de l'excitation des modes supérieurs des planchers, la vitesse relative entre les planchers à la fin de l'impact présente des oscillations à haute fréquence ce qui complique sa détermination. L'instant marquant la fin de l'impact est donc évalué visuellement par la fin de l'impulsion sur les données d'accélération à haute fréquence. Les valeurs du coefficient de restitution ainsi estimées pour les trois premiers impacts survenus lors des 16 essais de lâcher sont présentées sur la Figure 3.49.

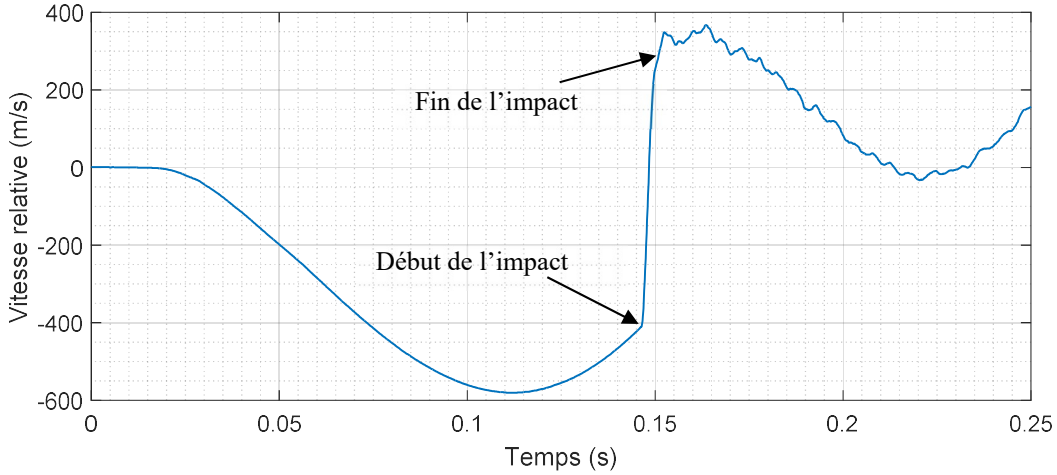

Figure 3.48 : Vitesse relative entre les planchers lors d'un essai de lâcher autour de l'instant du premier impact.

Il est remarqué que, de manière générale, le coefficient de restitution mesuré diminue lorsque la vitesse pré-impact augmente. Cette tendance est cohérente avec celle observée dans les études antérieures [52,53]. Elle apparaît particulièrement lorsque seuls les résultats relatifs au premier impact sont considérés. Pour le deuxième et le troisième impact une dispersion plus importante des mesures est observée pour une vitesse pré-impact donnée. Cette dispersion s'explique par le fait qu'après le premier impact, le système ne présente plus tout à fait les hypothèses nécessaires à l'application de l'analogie avec le cas de l'impact entre deux masses ponctuelles. Notamment, après le premier impact, les structures présentent un mouvement en rotation qui n'est pas pris en compte par cette analogie. Les coefficients de restitution mesurés sont, pour l'ensemble des essais effectués, inférieurs à celui employé dans le modèle numérique Cast3m (section 3.4). De plus, la vitesse pré-impact maximale survenant lors des simulations, 1.3 m/s, est très supérieure à celle reproduite lors des essais de lâcher, 0.52 m/s. Par ailleurs on remarque que la valeur du coefficient de restitution considérée dans le modèle Cast3m, 0.87,

correspond, d'après les mesures ci-dessus, à une vitesse relative pré-impact d'environ 0.2 m/s.

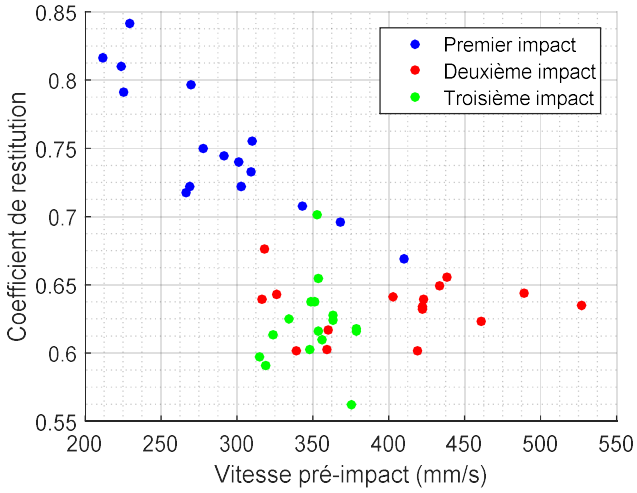

Figure 3.49 : Coefficients de restitution mesurés durant les essais de lâcher.

3.7. Conclusions

Une campagne expérimentale a permis de mettre en relief les conséquences de l'entrechoquement entre deux structures représentatives, par certains aspects, de bâtiments actuels. Au moyen d'essais sur table vibrante, l'entrechoquement sous l'effet d'un séisme a été reproduit entre deux structures de deux étages composées de portiques en acier sur lesquelles des planchers en béton armé sont installés. Cette campagne d'essais se distingue de celles précédemment réalisées notamment par la reproduction de conditions d'impacts réalistes vis-à-vis de l'impact de deux planchers adjacents. Elle s'est focalisée sur les effets de l'entrechoquement sur les spectres de planchers (qui déterminent l'excitation pour les équipements) ainsi que sur le comportement des structures proprement dites. L'influence de l'espacement entre les structures et du contenu fréquentiel de l'excitation sur les conséquences de l'entrechoquement a également été étudiée.

Les résultats expérimentaux confirment que l'entrechoquement amplifie considérablement les spectres de réponse des planchers qui subissent les impacts. De plus, ces spectres de planchers présentent une forme caractéristique qui a été approfondie. Bien que cette amplification des spectres de planchers puisse indiquer une incidence de l'entrechoquement sur la réponse des équipements, elle ne permet pas d'affirmer qu'un équipement monté sur un plancher qui subit des impacts sera endommagé. En effet, les valeurs spectrales importantes constatées sont causées par quelques pics d'accélération de courtes durées. Il est donc difficile de déterminer quelle sera l'incidence de ces pics d'accélération sur les équipements à cause de leur durée limitée. Par conséquent, suivant le type d'équipement examiné, il est possible que la demande en déformation non-linéaire (et particulièrement celle cumulative) subie par l'équipement ou ses supports ne soit pas excessive. Par ailleurs, il a été constaté que les impacts advenant uniquement au deuxième étage des structures influencent aussi les spectres de réponse du premier étage. En effet, les impacts étant excentrés par rapport au plan moyen des planchers, ils excitent les modes de flexion des planchers aux deux étages des structures. Les spectres de réponse des planchers qui ne subissent pas les impacts présentent donc une amplification à la fréquence de ces modes de flexion. Pour les maquettes considérées, cette amplification se situe

dans la région des fréquences supérieures à 80 Hz. Cependant, il est probable que, dans le cas des structures réelles, à cause de leurs dimensions, cette amplification ait lieu pour des fréquences plus faibles.

Par ailleurs, il a été observé que les chocs excitent de façon significative les modes supérieurs des structures. Une augmentation de la participation du deuxième mode de vibration suivant la direction principale est constatée pour les cas avec entrechoquement. Pour la structure rigide, ce mode de vibration peut devenir prédominant lorsqu'un grand nombre d'impacts adviennent durant l'essai. Les accélérations en rotation des structures sont elles aussi fortement augmentées par l'entrechoquement. Ces rotations sont induites par de faibles défauts de parallélisme (0.2° au maximum) des zones d'impacts qui induisent une importante asymétrie des forces d'impact. La rotation des planchers génère une variabilité significative des accélérations en translations enregistrées sur un même plancher et des spectres de réponse correspondants. Lors des essais la torsion des maquettes a toutefois été limitée par des systèmes de contreventement installés sur chacune des structures. Dans le cas de structures réelles, même si elles sont supposées symétriques, l'entrechoquement pourrait provoquer des rotations importantes si la rigidité en torsion est faible.

En ce qui concerne les déplacements inter-étages (ou, de façon équivalente, les efforts), l'entrechoquement, en comparaison au cas sans choc, ne les augmente pas considérablement tant que le nombre de chocs reste limité (c.-à-d. que l'espacement entre les structures est assez grand ou l'intensité de l'excitation sismique est relativement modérée). Toutefois, lorsqu'un grand nombre d'impacts se produisent durant l'essai, les déplacements inter-étages de la structure rigide peuvent augmenter significativement, en fonction de la sollicitation sismique considérée. De manière générale, l'effet de l'entrechoquement sur les déplacements inter-étages maximaux de la structure souple n'est pas très important pour les excitations sismiques utilisées.

Pour la configuration d'essais où l'espacement entre les structures est nul, les essais ont été menés avec une augmentation progressive de l'intensité sismique jusqu'à plastification de la base des poteaux de chacune des structures. Les essais sismiques à forte intensité ont été arrêtés après l'apparition de fissures sur les semelles des poteaux de la structure souple. Le portique métallique de la structure rigide n'a pas présenté d'endommagement.

Afin de supprimer l'entrechoquement, l'influence de liaisons rigides entre les structures sur leurs réponses a été également évaluée. En comparaison au cas sans choc, ces liaisons, de façon générale, augmentent les déplacements inter-étages maximaux de la structure rigide et diminuent ceux de la structure souple. Par rapport aux essais pour lesquels un grand nombre d'impacts adviennent, les liaisons rigides permettent de diminuer les déplacements inter-étages de la structure souple sans affecter considérablement ceux de la structure rigide et évitent l'augmentation du niveau des spectres de planchers due à l'entrechoquement.

Les résultats d'essais sismiques ont été interprétés en utilisant un modèle numérique développé à l'aide du logiciel Cast3m. Ce modèle permet de modéliser l'effet de l'entrechoquement en utilisant seulement quelques coordonnées généralisées pour représenter chacune des structures. Ainsi, six coordonnées généralisées par structure sont employées lorsque le comportement des portiques métalliques est linéaire et dix dans le cas contraire. Grâce à cette réduction du modèle à quelques coordonnées généralisées, un temps de calcul réduit (environ 3 min sur un processeur de fréquence nominale 2.9 GHz) est nécessaire à la simulation de la réponse des structures. Ce modèle permet d'estimer de façon satisfaisante l'effet de l'entrechoquement sur les accélérations maximales, les spectres de planchers et sur les déplacements inter-étages des structures. Toutefois, il a été remarqué que, de manière

générale, les évolutions temporelles des accélérations et des déplacements déterminées à l'aide du modèle numérique présentent des différences plus grandes en comparaison aux résultats expérimentaux lorsque le nombre d'impacts augmente. Néanmoins, étant donné la sensibilité des problèmes impliquant des impacts, on peut conclure que les performances du modèle numérique sont satisfaisantes en dépit de sa simplicité et ce pour un court temps de calcul.

Cette première modélisation a été comparée avec un second modèle numérique développé à l'aide du logiciel Opensees. La comparaison des simulations effectuées à l'aide de ces deux modèles montre qu'il est nécessaire de représenter correctement la réponse des structures en torsion pour prédire de façon satisfaisante la réponse de structures sujettes à l'entrechoquement. En effet, bien que le modèle Opensees soit plus détaillé (chaque structure n'étant pas représenté par quelques coordonnées généralisées), celui-ci n'évalue pas correctement les taux d'amortissement modaux des structures en torsion et, par conséquent, présente des performances moins bonnes que celles du modèle Cast3m. De plus, ce second modèle nécessite un temps de calcul plus conséquent (environ 20 h sur un processeur de fréquence nominale 2.9 GHz pour la simulation d'un essai).

Enfin, des essais d'impacts après lâcher ont été réalisés afin d'identifier un coefficient de restitution apparent entre planchers. Il a été constaté que, de manière générale, le coefficient de restitution diminue en fonction de la vitesse pré-impact. Celui-ci a été mesuré variant de 0.84 pour une vitesse pré-impact de 23 cm/s à 0.67 pour une vitesse pré-impact de 41 cm/s.

Chapitre 4. Suppression de l'entrechoquement

4.1. Introduction

Il convient, dans le contexte de ce travail, d'examiner les possibilités permettant d'éviter l'entrechoquement de deux structures adjacentes. Les effets potentiellement défavorables de l'entrechoquement ont été mis en relief dans les deux chapitres précédents. De surcroît, bien que les résultats de simulations présentés dans le chapitre 3 sont d'une précision satisfaisante vis-à-vis de ceux observés expérimentalement, une prédiction à l' « aveugle » (c.-à-d. sans une connaissance fine des caractéristiques des structures) de la réponse de structures sujettes à l'entrechoquement est difficile à réaliser et peut s'avérer imprécise. Il est donc préférable d'éviter, si possible, que l'entrechoquement de deux structures adjacentes ne survienne.

Toutefois, le cadre de cette étude doit être limité du fait des nombreuses solutions envisageables pour la réduction du déplacement relatif entre deux structures adjacentes. Par exemple, cette réduction pourrait être accomplie en diminuant la réponse d'une des deux structures à l'aide d'éléments dissipatifs (amortisseurs visqueux, hystérétiques ou magnéto-rhéologiques), ou encore d'amortisseurs à masses accordées (« Tuned Mass Damper ») ou en la rigidifiant. Cependant, dans le cas d'installations industrielles, en particulier nucléaires, une intervention importante sur les structures afin de modifier leurs caractéristiques peut être difficile, voire impossible, à réaliser. En effet, une telle intervention est susceptible de requérir l'arrêt d'équipements indispensables au bon fonctionnement de l'installation. L'étude présentée ci-dessous se limite donc au cas où seule une connexion entre les structures peut être considérée comme un moyen d'éviter l'entrechoquement.

Par ailleurs, ce travail n'étudie pas les dispositifs envisagés dans la littérature pour la limitation des effets de l'entrechoquement tels que les murs de collision [70,71] (« collision shear walls ») ou encore les absorbeurs de choc [45,72–75]. Le premier de ces dispositifs permet d'éviter la configuration très défavorable [12,49] dans laquelle le plancher d'une structure impact les colonnes de la structure adjacente. Le second permet en général de diminuer l'amplitude des forces de choc par une amélioration des capacités de dissipation d'énergie des zones d'impacts. Toutefois, ces dispositifs comblent une partie de l'espacement entre les structures. L'entrechoquement est alors susceptible de survenir pour une excitation sismique n'ayant pas généré d'entrechoquement en l'absence de ces dispositifs. L'effet bénéfique de ces deux dispositifs est donc discutable.

4.2. Études antérieures

De nombreuses stratégies de connexion entre deux structures adjacentes ont été proposées dans la littérature, et dans certains cas appliquées, afin de réduire la réponse des structures à un séisme.

Westermo [76] a étudié la réponse sismique de quatre paires de structures adjacentes reliées par une liaison flexible installée au dernier étage de la structure de plus faible hauteur. Il remarque que cette liaison peut engendrer une augmentation du déplacement et de l'effort de cisaillement à la base de la structure rigide (structure dont la fréquence du premier mode est la plus grande). Cet effet défavorable de la liaison est notamment observé lorsque la fréquence prédominante du séisme est inférieure à la fréquence fondamentale de la structure rigide non-

couplée. Toutefois, Westermo remarque que le choix d'une liaison relativement flexible, vis-à-vis de la rigidité des poteaux des structures, permet une réduction significative du déplacement relatif entre les structures tout en limitant les effets défavorables précédemment évoqués.

La liaison par un élément flexible (idéalisé par un ressort) agrémenté d'un amortisseur a aussi été considérée. L'amortisseur peut être agencé en parallèle de l'élément flexible suivant un modèle de Kelvin-Voigt, ou en série suivant un modèle de Maxwell. Xu et al. [77,78] ont analysé les caractéristiques dynamiques et la réponse sismique de plusieurs paires de structures à plusieurs degrés de liberté connectées par des liaisons de Kelvin-Voigt installées entre les étages adjacents. Pour l'ensemble des configurations étudiées, ils remarquent que les liaisons permettent une diminution significative de la réponse en déplacement des structures, si leurs caractéristiques sont choisies convenablement. Dans [77], Xu et al. constatent qu'une augmentation de la rigidité ou du coefficient de l'amortisseur de la liaison au-delà d'une certaine limite (variant en fonction des caractéristiques des structures) est défavorable aux déplacements de la structure rigide. De plus, nous avons remarqué que le coefficient des amortisseurs employés dans ces liaisons est nettement supérieur (en valeur absolue) aux coefficients composant les matrices d'amortissement des structures. Luco et de Barros [79] ont examiné les caractéristiques dynamiques et la réponse sismique de structures adjacentes liées par des amortisseurs uniformément répartis sur la hauteur des structures. Le coefficient des amortisseurs utilisés est sélectionné afin de minimiser l'amplitude du pic de la fonction de réponse fréquentielle (FRF) entre le déplacement en tête de la structure de plus grande hauteur et l'excitation au voisinage du premier ou du deuxième mode. Les auteurs remarquent que pour des structures dont le rapport de hauteur est supérieur à 0.4, la liaison minimisant l'amplitude d'un des pics permet aussi une diminution de l'autre. Pour un rapport de hauteur inférieur à 0.4, la liaison minimisant l'amplitude du pic au voisinage du premier mode induit une amplification importante de la FRF au voisinage du deuxième mode. Luco et De Barros considèrent des liaisons uniquement par des amortisseurs sur la base d'une étude antérieure [80] qui constate que les forces de contrôle optimales (contrôle LQR « Linear Quadratic Regulator » [81,82]) de liaisons sont proportionnelles seulement aux vitesses relatives entre les points d'ancrage de ces liaisons. Toutefois, ce constat est discutable car il est implicitement imposé, à priori, par le choix de la fonction coût considérée dans [80].

La sélection des caractéristiques optimales d'une liaison linéaire viscoélastique reliant deux structures adjacentes est complexe. Ces caractéristiques dépendent bien évidemment du critère optimisé par cette liaison mais aussi des caractéristiques des structures. Dans les travaux précurseurs de cette thématique [83–86], la méthode d'analyse statistique de l'énergie a été employée afin d'étudier le flux d'énergie échangé entre deux oscillateurs couplés par une liaison. Cependant, ces travaux reposent sur des hypothèses fortes (par exemple, l'indépendance des excitations subies par chaque oscillateur) et, par conséquent, l'application de méthodes similaires au cas de deux structures adjacentes soumises à un séisme n'est pas immédiate. Dans [87,88], Zhu et al. déterminent les caractéristiques de liaisons optimales reliant deux oscillateurs non-amortis soumis à un bruit blanc. D'après les auteurs, ces liaisons, de Kelvin-Voigt [87] ou de Maxwell [88], sont optimales si elles minimisent l'énergie moyenne d'une des deux structures ou l'énergie moyenne du système global. Toutefois, on remarque que ces énergies sont définies par des expressions dont la pertinence est discutable. Zhu et al. observent que, pour des oscillateurs de fréquences proches, la réduction de l'énergie moyenne de celui ayant la plus grande masse génère une augmentation de la réponse de l'autre. Dans [89], Zhu et al comparent l'efficacité de la liaison optimale définie dans [87] (liaison de Kelvin-Voigt minimisant l'énergie moyenne d'une des deux structures) avec celle d'une liaison active (contrôle optimal LQR [81,82]) et de deux liaisons semi-actives. Ils concluent que les liaisons actives et semi-actives permettent une diminution semblable des déplacements de la structure

d'intérêt (structure dont l'énergie moyenne est minimisée), tandis que cette diminution est légèrement moins prononcée pour la liaison de Kelvin-Voigt optimale. En revanche, cette étude n'évalue pas l'effet de ces liaisons sur la réponse de la structure reliée à la structure d'intérêt. Dans [90,91], Gattulli et al. proposent de sélectionner les caractéristiques d'une liaison de Kelvin-Voigt ou de Maxwell entre deux oscillateurs non-amortis afin que les deux paires de pôles complexes du système dégénèrent en une unique paire de pôles. Ils remarquent que l'amortissement d'un des deux modes de vibration du système est maximisé pour cette configuration. Ce critère ne garantit pas pour autant la minimisation de la réponse. Aida et al. [92] étendent l'utilisation de ce critère au cas de structures à plusieurs degrés de liberté. Cette étude repose, cependant, sur l'hypothèse que la liaison n'affecte pas significativement les déformées modales des structures, en comparaison au cas sans liaison. Dans [93], Gattuli et al. étudient les performances d'oscillateurs non amorties liés par des liaisons de Kelvin-Voigt en fonction du critère utilisé pour la sélection des caractéristiques de ces liaisons. Ces liaisons minimisent des critères définis en fonction des déplacements, des accélérations ou des énergies des oscillateurs lorsque ceux-ci sont soumis à un bruit blanc ou à un bruit blanc filtré par un filtre de Kanai-Tajimi. Par ailleurs, l'efficacité de ces liaisons est comparée avec celle de la liaison de Kelvin-Voigt définie dans [90,91]. Les auteurs remarquent que les caractéristiques des liaisons varient significativement non seulement en fonction du critère employé, mais aussi en fonction de la sollicitation appliquée aux oscillateurs. On observe également qu'aucune des liaisons proposées ne permet une réduction de l'ensemble des grandeurs d'intérêt de chacun des oscillateurs (déplacements, accélérations et énergies).

La connexion de deux structures adjacentes à l'aide de liaisons élastoplastiques a aussi été examinée [94–96]. Entre autres, Filiatrault et Folz [94] ont étudié l'effet de connexions elastoplastiques installées entre six paires de structures adjacentes sujettes à quatre séismes. Ils s'intéressent notamment à l'effet de ces liaisons sur le déplacement relatif entre les structures et sur l'effort tranchant à la base de celles-ci. Les cas d'une connexion unique au dernier étage des structures ainsi que de deux liaisons une au dernier étage et une à mi-hauteur sont considérés. Les auteurs concluent que, en comparaison au cas sans liaison et pour les signaux sismiques considérés, l'effort de cisaillement maximal à la base des structures peut être diminué si la fréquence fondamentale de chaque structure non-couplée est inférieure à la fréquence prédominante de la sollicitation sismique. Dans le cas contraire, une augmentation de l'effort de cisaillement à la base de la structure rigide est observée. Filiatrault et Folz constatent que, du fait de la nature aléatoire des séismes, il est difficile, si ce n'est impossible, de déterminer des caractéristiques optimales pour la liaison entre deux structures, celles-ci étant fonction des caractéristiques du séisme. Basili et De Angelis [95] ont étudié la réponse de plusieurs paires d'oscillateurs connectés par une liaison élastoplastique. Ils définissent la liaison optimale comme celle permettant de maximiser le rapport entre l'énergie dissipée dans la liaison et l'énergie fournie par l'excitation. Ils considèrent le cas d'une excitation de bruit blanc mais aussi de bruit blanc filtré par un filtre de Kanai-Tajimi. Basili et De Angelis constatent que l'efficacité de la liaison quant à la réduction des déplacements varie significativement en fonction du rapport de masse et de fréquence des structures. Cette liaison peut, notamment, avoir pour effet d'augmenter les déplacements d'une des structures. Ils soulignent donc que le bien-fondé de la liaison peut être fonction de l'objectif souhaité. En effet, dans une stratégie de protection globale des structures (c.-à-d. de réduction de la réponse de chacune des structures), l'utilisation de la liaison optimale, définie suivant le critère présenté ci-dessus, n'est pas justifiée si celle-ci augmente fortement les déplacements d'une des deux structures. Cependant, cette liaison peut s'avérer pertinente si la réponse d'une seule des deux structures est d'intérêt. En outre, Basili et De Angelis, montrent par une étude paramétrique que le rapport entre l'énergie dissipée dans la liaison et l'énergie fournie par l'excitation est peu influencé par la

rigidité initiale de la liaison, excepté dans le cas où celle-ci est faible par rapport à la rigidité des oscillateurs.

Des systèmes plus complexes basés sur le contrôle actif et semi-actif des structures ont aussi été étudiés et employés pour coupler des structures. Par exemple, le Triton square complex à Tokyo, représenté sur la Figure 4.1, est un ensemble de trois structures de grande hauteur (195 m, 175 m et 155 m) connectées à l'aide de deux systèmes actifs. Haramoto et al. [97] ont étudié, par le biais de simulations numériques et d'essais, leur réponse. Ces systèmes actifs sont basés sur un contrôle LQR associé à un filtre passe bas. Ce filtre est utilisé afin de prévenir les potentielles instabilités du dispositif liées à l'omission de la réponse des modes supérieurs des structures lors de la conception du contrôleur (« spillover instability »). Haramoto et al. concluent que le dispositif proposé permet de diminuer efficacement la réponse des structures tout en évitant le phénomène de spillover. Christenson et al. [98] ont comparé la réponse de deux structures lorsque celles-ci sont connectées par un dispositif actif basé sur le contrôle LQG (« Linear Quadratic Gaussian » [81]) ou par un amortisseur passif ou par un dispositif semi-actif avec un contrôle « clipped optimal » [99]. Ils concluent que les liaisons semi-active et active présentent une efficacité supérieure à la liaison passive en ce qui concerne la réduction des déplacements et accélérations des structures. Toutefois, ils constatent aussi que la différence relative entre l'efficacité de ces trois liaisons diminue considérablement lorsque l'effort dans la liaison est contraint par une valeur maximale (qui peut correspondre à des limitations physiques du dispositif ou de ses ancrages). On remarque cependant que ces études [98,99] s'intéressent au cas particulier de deux structures adjacentes présentant des fréquences fondamentales proches. Motra et al [100] ont comparé la réponse à un séisme de deux structures adjacentes connectées par un amortisseur magnéto-rhéologique en fonction de la stratégie de contrôle de l'amortisseur. Ils concluent que les stratégies de contrôle semi-actif (c.-à-d. adaptant la tension de l'alimentation, et donc les propriétés de ces amortisseurs, en fonction de l'effort désiré dans la liaison) permettent une diminution plus importante de la réponse des structures en comparaison au contrôle passif avec une tension d'alimentation des amortisseurs constante.

Figure 4.1 : Structures de grande hauteur connectées par un actionneur (Triton square complex, Tokyo, Japon [101]).

On constate, au vue de la littérature, que les éventuels effets bénéfiques du couplage de deux structures sont fonctions : des caractéristiques des structures adjacentes, de la sollicitation considérée, de la solution technique employée pour réaliser cette liaison et du critère utilisé pour la sélection de ses caractéristiques. Pour une majorité des études présentées ci-dessus, l'effet de la liaison sur le comportement des structures est seulement étudié pour quelques configurations de structures adjacentes. Ainsi, la problématique de sélection des caractéristiques de la liaison et d'étude de ses conséquences sur la réponse des structures n'est pas examinée dans toute sa généralité. On constate cependant que, dans un grand nombre de cas, la liaison entre deux structures adjacentes peut être défavorable au déplacement de la structure rigide. Comme remarqué par Westermo [76], le couplage de deux structures adjacentes peut donc nécessiter un compromis entre des éventuels effets défavorables de l'entrechoquement dans le cas sans liaison et l'augmentation des déplacements et des efforts dans la structures rigide dans le cas avec liaison.

Dans la plupart des études présentées ci-dessus, certains paramètres étant susceptibles d'influencer significativement les caractéristiques et l'efficacité de la liaison n'ont pas été considérés. Tout d'abord, la limite de la force de couplage, soit à cause des limites du dispositif lui-même soit à cause de la limite de capacité des structures à résister localement (notamment aux points d'ancrage de la liaison) à cette force n'a pas été prise en compte, excepté dans [99]. D'autre part, l'espacement initial entre les structures n'a pas non plus été considéré comme un paramètre influençant la sélection des caractéristiques de la liaison. Or, bien évidemment, ce paramètre joue un rôle décisif. Par exemple, dans le cas où l'espacement entre les structures est très faible par rapport au déplacement relatif entre celles-ci sous l'effet de la sollicitation sismique, une connexion relativement rigide (ou de façon équivalente présentant un grand amortissement) sera nécessaire afin d'empêcher l'entrechoquement. Comme présenté dans l'exemple ci-dessus, ce paramètre d'espacement est significatif lorsqu'il est comparé au déplacement relatif entre les structures sous l'effet du séisme. La prise en compte de ce paramètre pour la sélection des caractéristiques de la liaison est donc complexe du fait de sa dépendance à la sollicitation sismique.

Pour ces raisons, nous allons procéder par la suite à une étude de l'efficacité de différents dispositifs de couplage en tenant compte, parmi d'autres, des aspects évoqués ci-dessus.

4.3. Étude de l'efficacité de différents dispositifs de couplage

Pour cette étude, les structures sont représentées par deux oscillateurs à un degré de liberté. Dans la section 4.3.1, deux liaisons au comportement linéaire viscoélastique sont employées pour lier les oscillateurs : une liaison de Kelvin-Voigt, et une liaison de Maxwell. Dans la section 4.3.2, une liaison par un actionneur est considérée. Ces liaisons sont représentées sur la Figure 4.2.

On a remarqué dans l'étude bibliographique que les caractéristiques des liaisons, et par conséquent l'effet de celles-ci sur la réponse des oscillateurs couplés, varient significativement en fonction de la sollicitation considérée. Ainsi, il semble préférable d'étudier dans un premier temps les caractéristiques et l'efficacité de la connexion uniquement en fonction des propriétés des structures. Les caractéristiques des liaisons sont donc déterminées à l'aide des quantités relatives à la réponse des structures à un bruit blanc d'intensité S. L'extension de la démarche proposée ci-dessous à une sollicitation autre qu'un bruit blanc, sous réserve que son contenu fréquentiel est connu, est immédiate. Il suffit de remplacer dans les équations (4-1), (4-2), (4-4)

et (4-5) S par la densité spectrale de puissance de l'excitation.

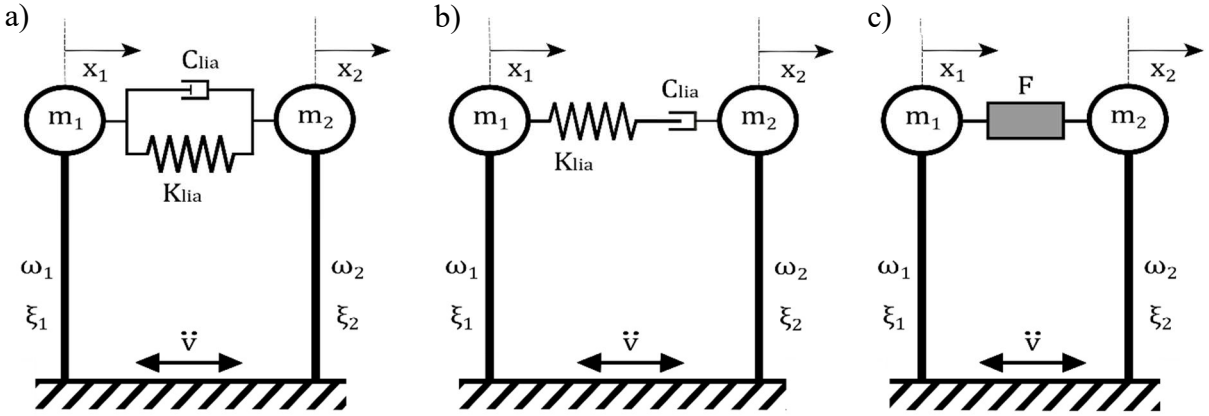

Figure 4.2 : Modèle d'oscillateurs couplés par : a) une liaison de Kelvin-Voigt, b) une liaison de Maxwell, c) un actionneur.

Les déplacements de chacun des oscillateurs ainsi que le déplacement relatif entre eux sont les grandeurs qui apparaissent prépondérantes pour la définition des caractéristiques de la liaison et l'évaluation de ses effets. Bien évidemment, l'effet de la liaison sur les accélérations est aussi d'intérêt. Cependant, cette liaison est utilisée de façon à éviter l'entrechoquement et, en comparaison au cas avec entrechoquement, les accélérations des oscillateurs couplés seront toujours inférieures. L'effet de la liaison sur les accélérations des oscillateurs n'est donc pas étudié. Plusieurs stratégies peuvent être envisagées dans l'objectif d'éviter l'entrechoquement entre deux oscillateurs adjacents. En premier lieu, il peut être choisi de diminuer les déplacements de chacun des oscillateurs et, de façon indirecte, le déplacement relatif entre ces derniers. Cette stratégie permet donc une diminution du déplacement relatif entre les oscillateurs tout en limitant les éventuels effets défavorables de la liaison sur le déplacement des oscillateurs. Alternativement, une stratégie de diminution du déplacement relatif indépendamment de l'effet de la liaison sur le déplacement de chacun des oscillateurs peut aussi être considérée. Ces deux stratégies sont mises en œuvre dans cette étude par le biais de deux critères notés G_1 et G_2.

Les déplacements des oscillateurs sont quantifiés par leurs écarts type. L'écart type du déplacement de l'oscillateur couplé i ($i = 1, 2$), noté $\left\| x_i^c \right\|$, s'écrit dans le cas d'un bruit blanc d'intensité S :

$$\left\| x_i^c \right\| = \left(\frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} H_i^c\left(j\omega\right) S \, H_i^{c*}\left(j\omega\right) \mathrm{d}\omega \right)^{1/2} \tag{4-1}$$

où $H_i^c\left(j\omega\right)$ est la FRF entre le déplacement de l'oscillateur couplé i et l'excitation. L'effet de la liaison sur le déplacement des oscillateurs est défini par deux indices de performance I_i ($i = 1, 2$). L'indice de performance I_i est défini comme le rapport entre l'écart type du déplacement de l'oscillateur i dans le cas avec liaison, normalisé par celui dans le cas sans liaison.

$$I_i = \frac{\left\| x_i^c \right\|}{\left\| x_i \right\|} = \frac{\left(\frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} H_i^c\left(j\omega\right)\ S\ H_i^{c*}\left(j\omega\right) \mathrm{d}\omega \right)^{1/2}}{\left(\frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} H_i\ \left(j\omega\right) S\ H_i^{*}\left(j\omega\right) \mathrm{d}\omega \right)^{1/2}} \tag{4-2}$$

où $H_i\ \left(j\omega\right)$ est la FRF entre le déplacement de l'oscillateur i non-couplé et l'excitation . Le premier des critères employé, G_1, correspond à une stratégie de diminution globale de la réponse en déplacement des structures. Il est défini comme la somme des indices de performance I_i ($i = 1,\ 2$).

$$G_1 = I_1 + I_2 \tag{4-3}$$

Dans une démarche de protection sélective des structures, comme proposée par Basili et De Angelis [95], une pondération des indices I_1 et I_2 par des coefficients tenant compte de l'importance relative de chacune des structures pourrait être envisagée. Un choix avisé de cette pondération est néanmoins complexe.
Par ailleurs, l'écart type du déplacement relatif entre les oscillateurs couplés est :

$$\left\| x_2^{\ c} - x_1^{\ c} \right\| = \left(\frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \left(H_2^{\ c}\left(j\omega\right) - H_1^{\ c}\left(j\omega\right) \right) S \left(H_2^{\ c}\left(j\omega\right) - H_1^{\ c}\left(j\omega\right) \right)^* \right)^{1/2} \tag{4-4}$$

Le second critère G_2 correspond à une stratégie de diminution du déplacement relatif entre les oscillateurs. Il est défini comme l'écart type du déplacement relatif entre les oscillateurs couplés, normalisé par celui dans le cas sans liaison.

$$G_2 = \frac{\left\| x_2^{\ c} - x_1^{\ c} \right\|}{\left\| x_2 - x_1 \right\|} = \frac{\left(\frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \left(H_2^{\ c}\left(j\omega\right) - H_1^{\ c}\left(j\omega\right) \right) S \left(H_2^{\ c}\left(j\omega\right) - H_1^{\ c}\left(j\omega\right) \right)^* \right)^{1/2}}{\left(\frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \left(H_2\left(j\omega\right) - H_1\left(j\omega\right) \right)\ S \left(H_2\left(j\omega\right) - H_1\left(j\omega\right) \right)^* \right)^{1/2}} \tag{4-5}$$

4.3.1. Liaison de Kelvin-Voigt ou de Maxwell

4.3.1.1. Analyse dimensionnelle du problème

Dans le cas d'une liaison de Kelvin-Voigt ou de Maxwell, les critères et indices de performances présentés ci-dessus sont définis suivant une fonction F de huit paramètres.

$$\left\{ G_1, G_2, I_1, I_2 \right\} = F\left(\omega_1, \omega_2, \xi_1, \xi_2, m_1, m_2, K_{lia}, C_{lia} \right) \tag{4-6}$$

où ω_1, ω_2 sont les fréquences des oscillateurs non-couplés, ξ_1, ξ_2 leurs taux d' amortissement

critique, m_1, m_2 leurs masses, K_{lia} la rigidité de la liaison et C_{lia} le coefficient de l'amortisseur de la liaison. Bien évidemment, l'équation (4-6) n'est pas formellement correcte car chaque critère ou indice est défini en réalité par une fonction différente. Cependant ces différentes fonctions dépendent toutes des huit mêmes paramètres. Nous utilisons donc cette notation afin de faciliter la clarté et la concision de l'exposé. Une simplification similaire est utilisée dans les équations (4-7) et (4-15).

Selon le théorème de Vachy-Buckingham, l'équation (4-6) peut être réécrite sous une forme adimensionnelle avec $N - r$ variables adimensionnelles, N étant le nombre des variables et r le rang de la matrice des exposants des dimensions. Pour l'équation (4-6), $N = 9$ et $r = 2$ (égal au nombre des dimensions fondamentales : masse et temps), six variables adimensionnelles sont donc nécessaires :

$$\{G_1, G_2, I_1, I_2\} = \Phi\left(\frac{\omega_2}{\omega_1}, \frac{m_2}{m_1}, \xi_1, \xi_2, \frac{K_{lia}}{m_1 \omega_1^2}, \frac{C_{lia}}{2\xi_1 m_1 \omega_1}\right) \tag{4-7}$$

Afin de réduire le nombre de paramètres variables, l'amortissement de chaque oscillateur non-couplé est fixé à 5%. Quatre variables adimensionnelles sont donc considérées :

$$\Pi_\omega = \frac{\omega_2}{\omega_1},\ \Pi_m = \frac{m_2}{m_1},\ \Pi_K = \frac{K_{lia}}{m_1 \omega_1^2},\ \Pi_C = \frac{C_{lia}}{2\xi_1 m_1 \omega_1} \tag{4-8}$$

4.3.1.2. Caractéristiques et efficacité d'une liaison de Kelvin-Voigt ou de Maxwell

Les caractéristiques (c.-à-d. la rigidité et l'amortissement adimensionnels) de la liaison optimale minimisant le critère G_1 sont déterminées en fonction des caractéristiques des oscillateurs (rapports de masse et de fréquence) et du type de liaison considéré (liaison de Kelvin-Voigt ou de Maxwell). Ces caractéristiques optimales sont déterminées à l'aide de l'algorithme « fmincon » du logiciel Matlab [102]. Dans un premier temps, la minimisation se fait sans aucune contrainte à l'exception des bornes des intervalles de variation des caractéristiques de la liaison soit : $\Pi_K \in \left[0\,;10^4\right]$ et $\Pi_C \in \left[0\,;10^4\right]$. Similairement aux travaux présentés dans le chapitre 2, les fréquences des oscillateurs sont considérées comme représentatives des fréquences fondamentales de structures communes. Ainsi, la fréquence de chaque structure peut varier entre 0.5 Hz qui est une fréquence typique pour une structure sismiquement isolée à 5 Hz, valeur courante dans le cas d'une structure rigide. Le rapport de fréquence des oscillateurs prend donc des valeurs dans l'intervalle $\left[0.1\,;10\right]$. Bien évidemment, le cas $\Pi_\omega = 1$ n'est pas considéré, car il correspond à un mouvement en phase des structures.

Les caractéristiques Π_K et Π_C de la liaison de Kelvin-Voigt minimisant le critère G_1 sont présentées sur la Figure 4.3 en fonction du rapport de fréquence des oscillateurs et pour cinq valeurs du rapport de masse. On constate que la rigidité adimensionnelle de la liaison optimale est quasiment indépendante du rapport de masse et de fréquence des oscillateurs lorsque $\Pi_\omega < 0.5$, tandis qu'elle croît avec l'augmentation du rapport de fréquence ou du rapport de masse lorsque $\Pi_\omega > 2$. La rigidité adimensionnelle de la liaison optimale dépend

donc principalement des caractéristiques de la structure rigide, excepté dans le cas où le rapport de fréquence des oscillateurs est compris entre 0.5 et 2. En ce qui concerne l'amortissement adimensionnel de la liaison optimale, il croît avec une augmentation du rapport de masse. Pour un rapport de masse donné, l'amortissement adimensionnel ne varie pas fortement pour des variation du rapport de fréquence lorsque $\Pi_\omega < 0.5$ tandis que celui-ci augmente lorsque le rapport de fréquence augmente dans le cas où $\Pi_\omega > 1$.

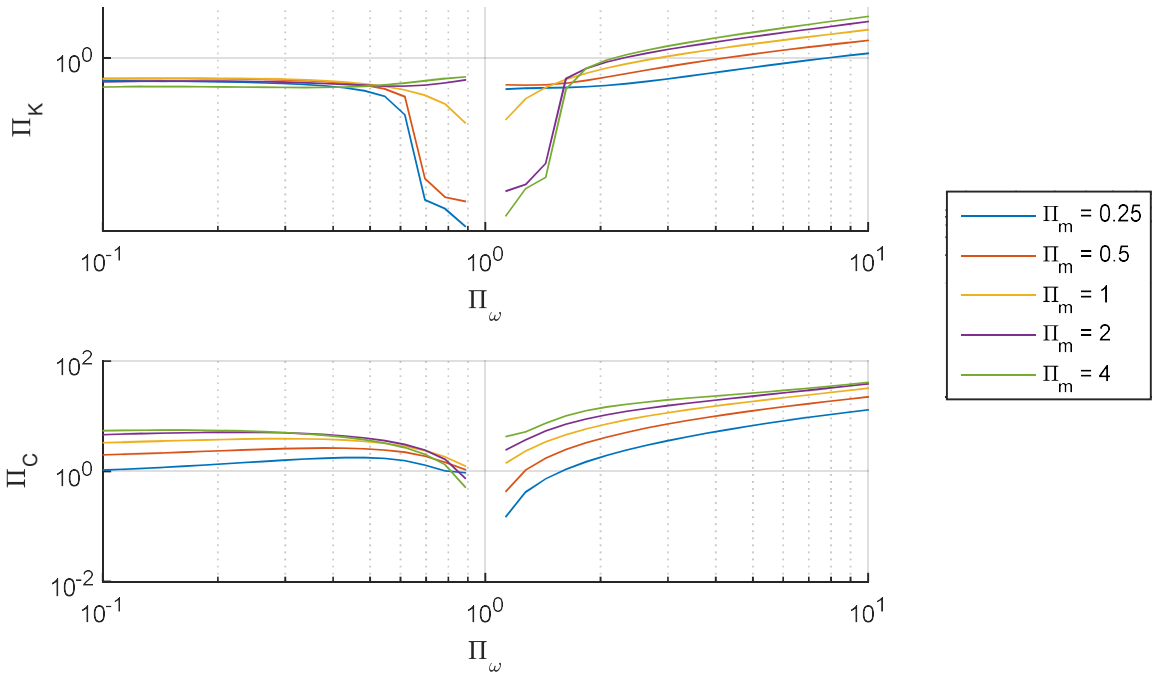

Figure 4.3 : Valeurs optimales de Π_K et Π_C pour une liaison de Kelvin-Voigt minimisant le critère G_1.

En ce qui concerne la liaison Maxwell, le critère G_1 est minimisé pour une rigidité adimensionnelle (pour l'ensemble des rapports de fréquence et de masse étudiés) égale à la valeur maximale considérée, soit $\Pi_K = 10^4$. Par conséquent, la liaison de Maxwell optimale est dégénérée en un amortisseur. Les valeurs de l'amortissement adimensionnel minimisant G_1 sont présentées sur la Figure 4.4.

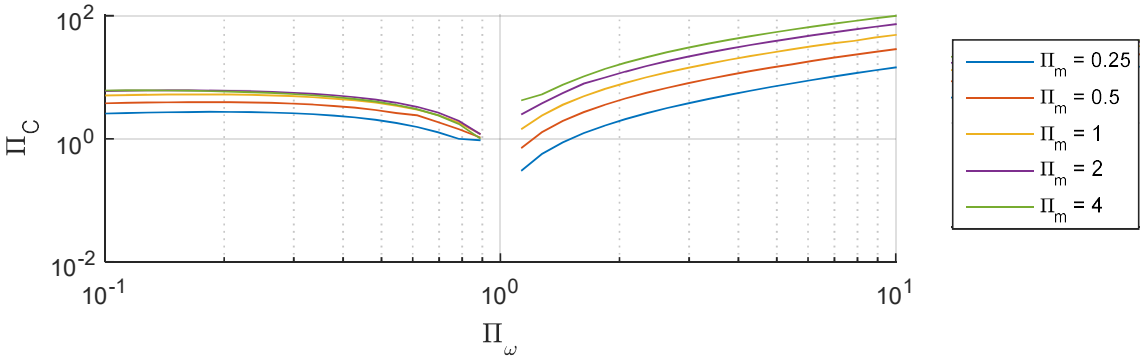

Figure 4.4 : Valeurs optimales de Π_C pour une liaison de Maxwell minimisant le critère G_1.

De façon à évaluer les performances des oscillateurs liés par les liaisons optimales précédemment définies, trois indices de performance sont considérés. Tout d'abord les indices de performances I_1 et I_2 sont employés afin de quantifier l'effet des liaisons sur le déplacement des structures et par conséquent sur leurs efforts. De plus, le critère G_2 (équation (4-5)), est aussi employé comme indice de performance afin de quantifier l'effet de la liaison sur le déplacement relatif entre les oscillateurs. Ces indices de performances sont présentés sur la Figure 4.5a pour la liaison de Kelvin-Voigt et de Maxwell. Par ailleurs, les indices de performance I_1 et I_2 obtenus lorsqu'une liaison rigide est considérée sont exposés sur la Figure 4.5b. En raison de la symétrie du problème relativement aux rapports de fréquence et de masse des oscillateurs, les indices de performances sont représentés pour un rapport de fréquence variant entre 1 et 10.

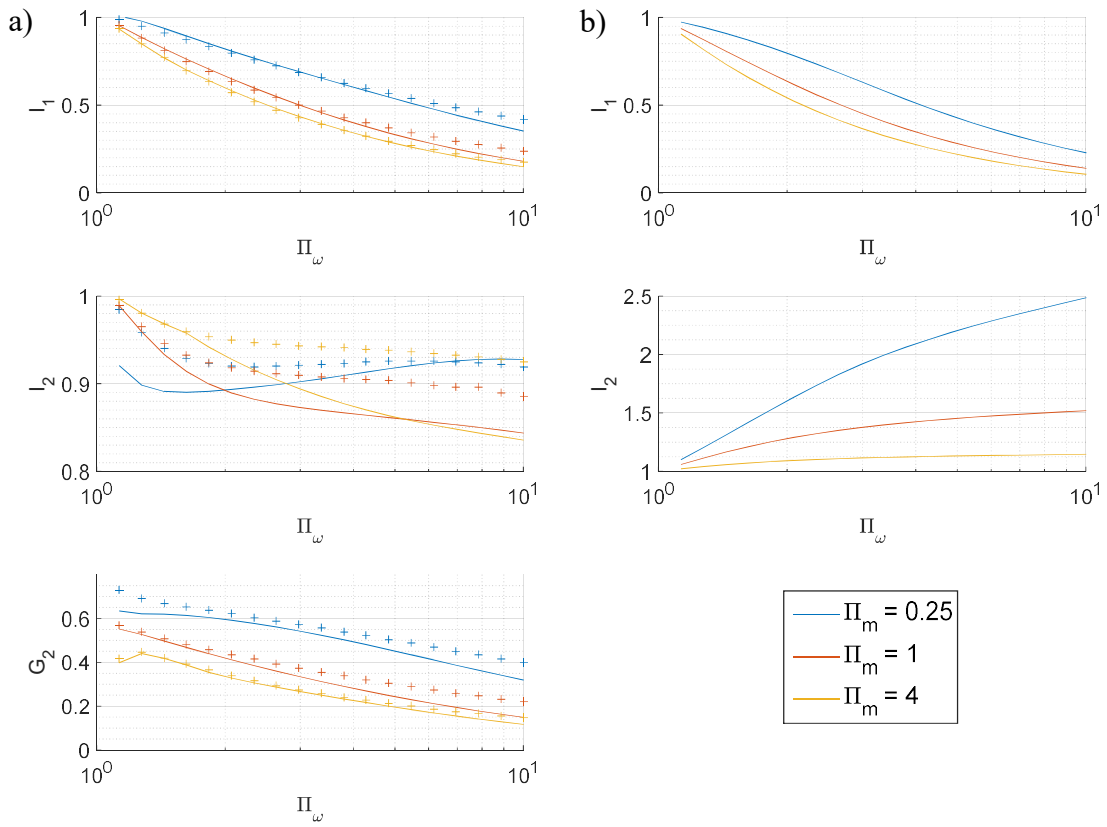

Figure 4.5 : Performances des oscillateurs couplés par : a) une liaison de Kelvin-Voigt (lignes pleines) ou de Maxwell (croix) minimisant le critère G_1, b) une liaison rigide.

On constate sur la Figure 4.5a que le type de liaison n'influence quasiment pas les valeurs des indices I_1 et G_2. Pour ces deux indices, l'efficacité de la liaison optimale croît avec l'augmentation du rapport de masse ou de fréquence des oscillateurs. En ce qui concerne l'indice de performance I_2, sa valeur varie en fonction du type de liaison. Cependant, on constate que, pour l'ensemble des rapports de masse et de fréquence examinés, l'effet de la liaison optimale sur le déplacement de l'oscillateur rigide est assez limité, entrainant, dans le meilleur des cas, une diminution de seulement 15%. Au vu de ces résultats il semble donc que, en générale, l'amortisseur dans la liaison joue un rôle prépondérant dans la minimisation du critère G_1. Enfin, on remarque que tous les deux types de liaison permettent une réduction

significative du déplacement relatif entre les oscillateurs sans affecter défavorablement le déplacement d'un des deux oscillateurs.

En contraste avec les performances des liaisons minimisant le critère G_1, on remarque sur la Figure 4.5b que la liaison rigide augmente pour l'ensemble des configurations examinées le déplacement de l'oscillateur rigide. Néanmoins, on rappelle que cette liaison rigide présente l'intérêt d'annuler le déplacement relatif entre les structures.

4.3.1.3. Liaison contrainte par l'effort admissible

Comme déjà mentionné, en réalité, la force de liaison est plafonnée. Par la suite on étudie l'influence de ce plafond sur l'efficacité des liaisons. Soit $\|F_{lia}\|$ et $\|F_{cis,i}\|$ les écarts type de la force de liaison et de l'effort dans l'oscillateur i respectivement. L'effort admissible dans la liaison doit donc vérifier :

$$\frac{\|F_{lia}\|}{\min\limits_{i}\left(\|F_{cis,i}\|\right)} \leq \alpha \tag{4-9}$$

où α est une constante et $i = 1, 2$. Cette condition peut être exprimée en fonction des quatre paramètres adimensionnels définis par les relations (4-8). Etant donné la compétition entre la minimisation de G_1 (minimisation des efforts dans les oscillateurs sans se préoccuper de leurs déplacements relatifs et par conséquent des impacts éventuels) et de G_2 (minimisation du déplacement relatif pour limiter au maximum l'occurrence des chocs), nous considérons deux problèmes de minimisation sous contraintes indépendants : l'un utilisant le critère G_1 comme objectif, le second utilisant le critère G_2.

$$\begin{cases} \min\limits_{\Pi_K,\Pi_C}\left(G_n\right) = \Phi\left(\Pi_\omega, \Pi_m, \Pi_K, \Pi_C\right) \qquad n = 1, 2 \\ \\ \text{avec les contraintes :} \\ \mathrm{C}_1 : \quad \Pi_K \in \left[0\,;10^4\right] \\ \mathrm{C}_2 : \quad \Pi_C \in \left[0\,;10^4\right] \\ \mathrm{C}_3 : \quad \dfrac{\|F_{lia}\|}{\min\left(\|F_{cis,1}\|, \|F_{cis,2}\|\right)} \leq \alpha \end{cases} \tag{4-10}$$

Ces liaisons optimales sont déterminées dans le cas d'une liaison de Kelvin-Voigt mais aussi de Maxwell et les trois indices de performance I_1, I_2 et G_2 sont employés afin d'évaluer leur efficacité. De plus, pour les deux problèmes de minimisation sous contraintes étudiés, trois valeurs de la contrainte C_3 (équation (4-10)) sont considérées soit $\alpha = 0.2, 0.6, 1$. Les performances de ces liaisons optimales sont présentées sur la Figure 4.6a dans le cas d'une liaison minimisant le critère G_1 et sur la Figure 4.6b dans le cas d'une liaison minimisant le

critère G_2. Le cas d'oscillateurs de masse égale est examiné sur cette figure. Afin d'étudier l'influence du rapport de masse, des résultats similaires sont exposés pour les rapports de masse $\Pi_m = 0,25$ et $\Pi_m = 4$, sur les Figures B.1 et B.2 de l'annexe B.

On remarque que, comme dans le cas sans contrainte sur la force de liaison, les performances des deux types de liaison, Maxwell et Kelvin-Voigt, sont très proches, notamment pour les liaisons optimisées avec le critère G_2. De plus, comme précédemment, les caractéristiques de la liaison de Maxwell optimale correspondent à celles d'une liaison par un amortisseur simple ($\Pi_K = 10^4$).

En revanche, comme attendu, l'efficacité de la liaison est fortement influencée par la contrainte sur la force admissible. En effet, tous les indices des performances (à l'exception de I_2 dans le cas d'un faible contraste de fréquences) se dégradent quand la valeur α du plafond de la force de liaison diminue. On remarque également que la diminution du déplacement de la structure souple (indice I_1) est la même peu importe le critère d'optimisation utilisé (G_1 ou G_2). Il en est de même pour les diminutions du déplacement de l'oscillateur rigide et du déplacement relatif à partir d'une certaine valeur du rapport de fréquence (par exemple, environ 3.3 pour la Figure 4.6 et respectivement 7.8 et 2.3 pour les Figures B.1 et B.2 de l'annexe B). Parmi les trois valeurs de la limite de la force considérées, la plus réaliste est, vraisemblablement, la plus petite, $\alpha = 0.2$. Pour cette valeur de force de liaison considérée, pas seulement I_1 mais aussi I_2 et G_2 sont quasiment indépendants du critère d'optimisation pour un rapport de fréquence supérieur à 1.6. De plus, la réduction du déplacement relatif est peu influencée par la valeur du rapport de masse ou de fréquence des oscillateurs lorsque le rapport de fréquence des oscillateurs est supérieur à 2. Bien évidemment, étant donné que cette limite de la force de liaison est plutôt petite, en comparaison avec les efforts des oscillateurs, son effet sur leur déplacement relatif est faible, excepté dans le cas où ceux-ci sont de fréquence proche.

Lorsque la valeur de cette contrainte C_3 est plus importante (pour $\alpha = 0.6$ ou $\alpha = 1$), on constate que la liaison optimale minimisant le critère G_2 est susceptible d'augmenter le déplacement de l'oscillateur rigide. Cette augmentation est fonction du rapport de fréquence et de masse des oscillateurs. De manière générale, cette augmentation s'accentue lorsque la masse de l'oscillateur souple augmente.

Par conséquent, les résultats présentés dans cette sous-section, en comparaison à ceux présentés dans la sous-section précédente, montrent que la contrainte sur la force de liaison diminue fortement l'efficacité de la liaison. Ainsi, il n'est pas possible, en général, de diminuer fortement le déplacement relatif entre les oscillateurs tout en conciliant la contrainte d'un effort limité dans la liaison. On peut en conclure que, dans la pratique, le couplage de deux structures peut être bénéfique quand le contraste de leurs fréquences est plutôt faible (par exemple $\Pi_\omega < 1.5$). En effet, dans ce cas, même une force de liaison relativement faible induit une diminution significative du déplacement relatif entre les structures sans augmenter leurs efforts (ou, dans le pire des cas, avec une très faible augmentation de l'effort dans la structure rigide).

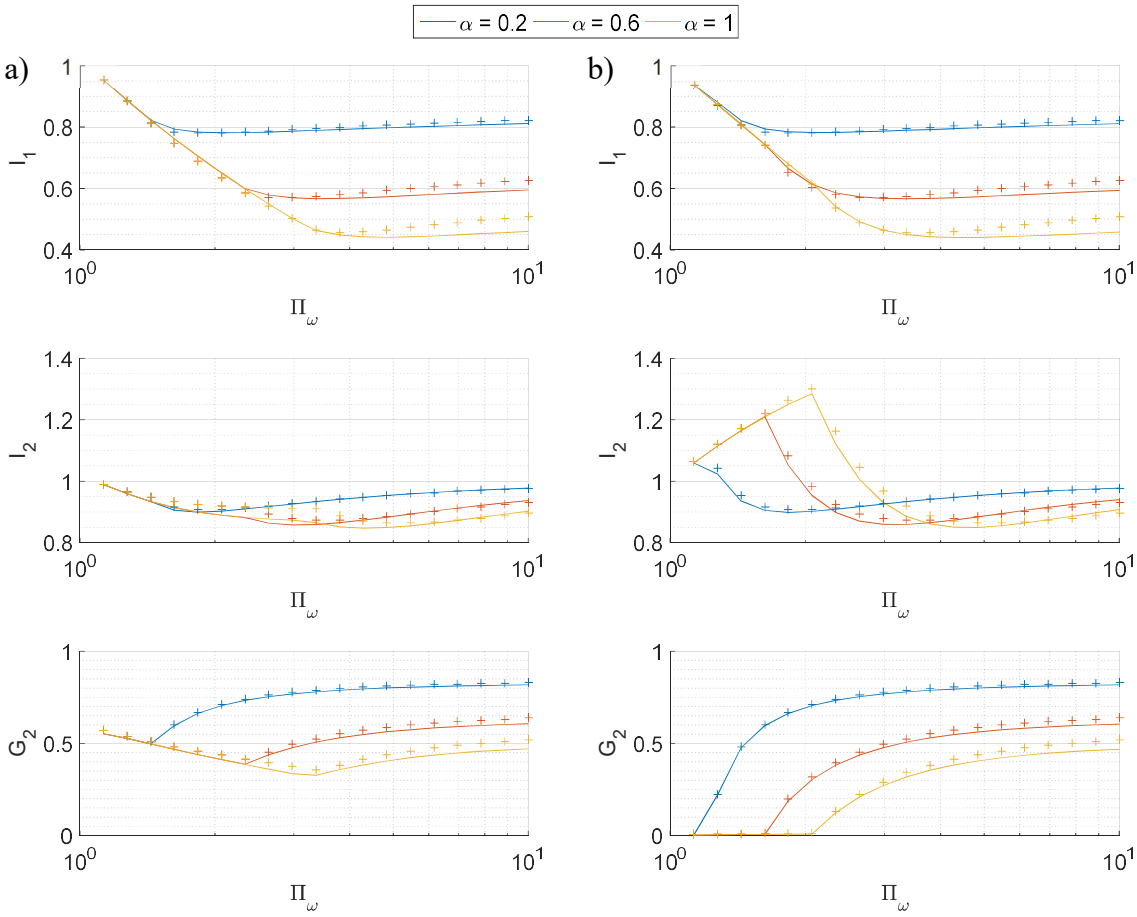

Figure 4.6: Performances des oscillateurs (pour $\Pi_m = 1$) liés par une liaison de Kelvin-Voigt (ligne pleine) ou de Maxwell (croix) en fonction de l'effort dans la liaison. a) Liaison minimisant le critère G_1, b) Liaison minimisant le critère G_2.

4.3.1.4. Étude de deux cas pratiques

Les conclusions du paragraphe précédent sont basées sur l'hypothèse d'une excitation stationnaire tandis que les excitations sismiques sont des transitoires. De surcroit, étant donné que la liaison a un effet bénéfique principalement pour un faible rapport de fréquence, on peut se demander si cette configuration est d'un réel intérêt pratique, c.-à-d. si sans liaison les effets de l'entrechoquement seraient significatifs. C'est pourquoi, à titre d'illustration, deux cas pratiques sont étudiés dans cette sous-section. Ces cas correspondent à des configurations d'oscillateurs pour lesquelles, au vu des résultats présentés dans la sous-section précédente, une liaison minimisant le critère G_2 est susceptible d'être bénéfique. Nous considérons donc deux paires d'oscillateurs dont le rapport de fréquence est faible, $\Pi_\omega = 1.3$, et dont les rapports de masse sont respectivement $\Pi_m = 1$ et $\Pi_m = 0.25$. L'amortissement réduit de chaque oscillateur est fixé à 5 %. Pour ces deux paires d'oscillateurs, une liaison par un amortisseur simple minimisant le critère G_2 est utilisée pour lier les oscillateurs. En effet, on a montré dans la sous-section précédente que la liaison de Maxwell optimale est dégénérée en une liaison par un amortisseur simple et présente des performances similaires à celles de la liaison de Kelvin-Voigt optimale. Les caractéristiques des amortisseurs sont définies par la méthode employée dans la sous-section précédente en utilisant la limite de la force la plus réaliste soit $\alpha = 0.2$. De

surcroît, les performances des oscillateurs liés par un amortisseur sont comparées avec celles des oscillateurs liés par une liaison rigide et celles des oscillateurs dans le cas sans liaison et avec entrechoquement. Pour cette étude, nous considérons le cas où les oscillateurs sont soumis à des sollicitations sismiques. Des bruits blancs filtrés par un filtre de Kanai-Tajimi sont donc utilisés afin de décrire un grand nombre de sollicitations par un nombre de paramètres restreint. Ces signaux synthétiques sont similaires à ceux utilisés dans le chapitre 2. Ils sont décrits par deux paramètres : la fréquence du filtre de Kanai-Tajimi, ω_e, et l'amortissement réduit de ce filtre, ξ_e. L'amortissement réduit du filtre est fixé à $\xi_e = 0.6$. La fréquence du filtre de Kanai-Tajimi est choisie variant entre 0.5 Hz et 5 Hz. Pour les trois configurations étudiées (c.-à-d. avec chocs, avec une liaison rigide et avec une liaison par un amortisseur), 100 signaux synthétiques sont appliqués aux oscillateurs pour chaque fréquence du filtre de Kanai-Tajimi afin de déterminer la moyenne et l'écart type de l'amplification du déplacement maximal des oscillateurs, en comparaison au cas sans liaison et sans choc. Pour les oscillateurs couplés par un amortisseur simple, on note $\overline{\Pi}_{xi}^{C}$ l'amplification moyenne du déplacement maximal de l'oscillateur i ($i = 1, 2$) :

$$\overline{\Pi}_{xi}^{C} = \overline{\left(\frac{x_i^C}{x_i}\right)} = \Phi_1\left(\frac{\omega_2}{\omega_1}, \xi_1, \xi_2, \frac{m_2}{m_1}, \frac{C_{lia}}{2\xi_1 m_1 \omega_1}, \alpha, \frac{\omega_e}{\omega_1}, \xi_e, \omega_e T\right) \tag{4-11}$$

où x_i^C est le déplacement maximal de l'oscillateur i dans le cas avec liaison, x_i est le déplacement maximal de l'oscillateur i dans le cas sans liaison et sans choc et T est la durée de l'excitation. La durée adimensionnelle de l'excitation, $\omega_e T$, est fixée à 30. De plus, pour cette liaison on note $\overline{\Pi}_{rel}^{C}$ l'amplification moyenne du déplacement relatif entre les oscillateurs. Dans le cas d'une liaison rigide, on note $\overline{\Pi}_{xi}^{Rig}$ l'amplification moyenne du déplacement maximal de l'oscillateur i. Enfin, dans le cas avec entrechoquement l'amplification moyenne du déplacement maximal de l'oscillateur i est notée $\overline{\Pi}_{xi}^{P}$. Cette amplification moyenne est décrite par une fonction de 10 variables adimensionnelles :

$$\overline{\Pi}_{xi}^{P} = \overline{\left(\frac{x_i^P}{x_i}\right)} = \Phi_2\left(\frac{\omega_2}{\omega_1}, \xi_1, \xi_2, \frac{m_2}{m_1}, \frac{K_{impact}}{\omega_i^2 m_i}, \varepsilon, \frac{\delta}{\overline{x_1}}, \frac{\omega_e}{\omega_1}, \xi_e, \omega_e T\right) \tag{4-12}$$

où x_i^P est le déplacement maximal de l'oscillateur i dans le cas avec chocs et δ est l'espace entre les oscillateurs. Similairement à ce qui a été fait dans le chapitre 2, la rigidité de l'élément d'impact est choisie comme 100 fois la rigidité de l'oscillateur le plus rigide. Le coefficient de restitution est fixé à $\varepsilon = 1$ (chocs élastiques). De plus, nous nous intéressons au cas $\delta / \overline{x_1} = 0.5$, avec $\overline{x_1}$ le déplacement moyen de l'oscillateur 1 observé pour 100 signaux synthétiques générés avec une fréquence du filtre de Kanai-Tajimi donnée. La fréquence de l'oscillateur 1 est fixée à $f_1 = 2$ Hz. Bien évidemment, nous avons vérifié que dans le cas avec l'amortisseur optimal, les oscillateurs ne subissent pas d'entrechoquement pour l'ensemble des sollicitations appliquées. Les résultats (moyennes et moyennes±écarts type) pour l'amplification moyenne du déplacement maximal des oscillateurs, ainsi que pour l'amplification moyenne du déplacement relatif entre les oscillateurs, sont présentés sur les Figures 4.7, 4.8 et 4.9.

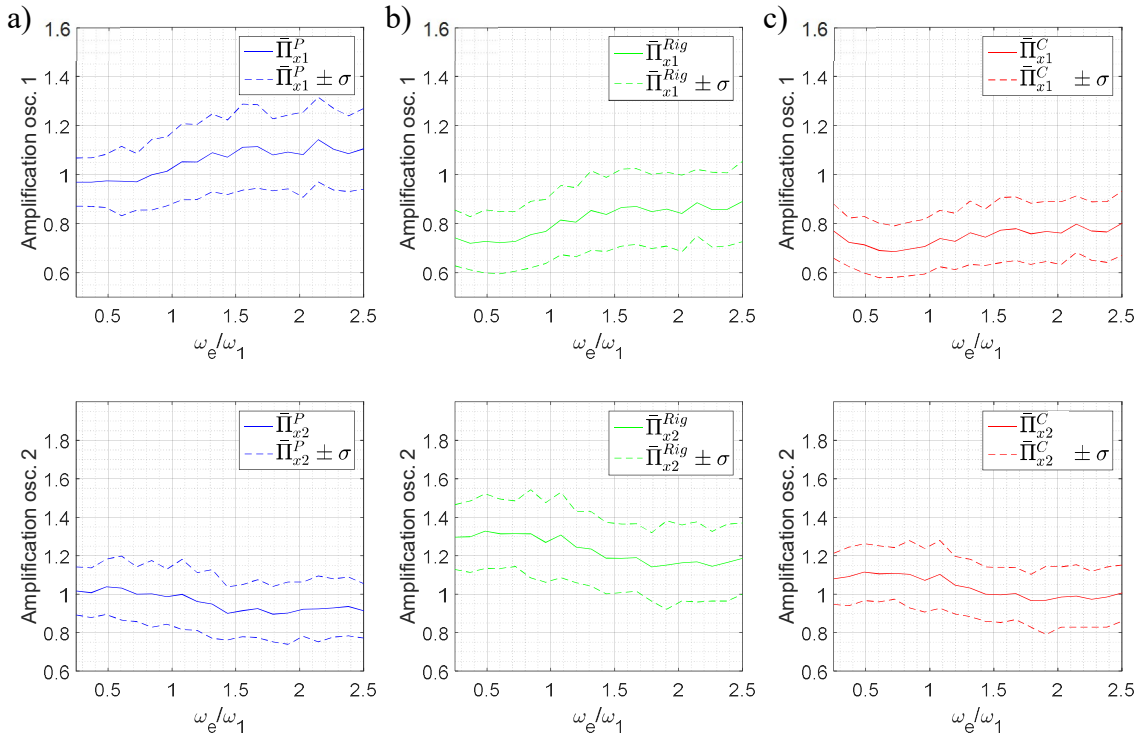

Figure 4.7 : Amplification du déplacement des oscillateurs (pour $\Pi_\omega = 1.3$, $\Pi_m = 1$ et $f_1 = 2$ Hz) dans le cas : a) avec entrechoquement, b) avec une liaison rigide, c) avec une liaison par un amortisseur optimal.

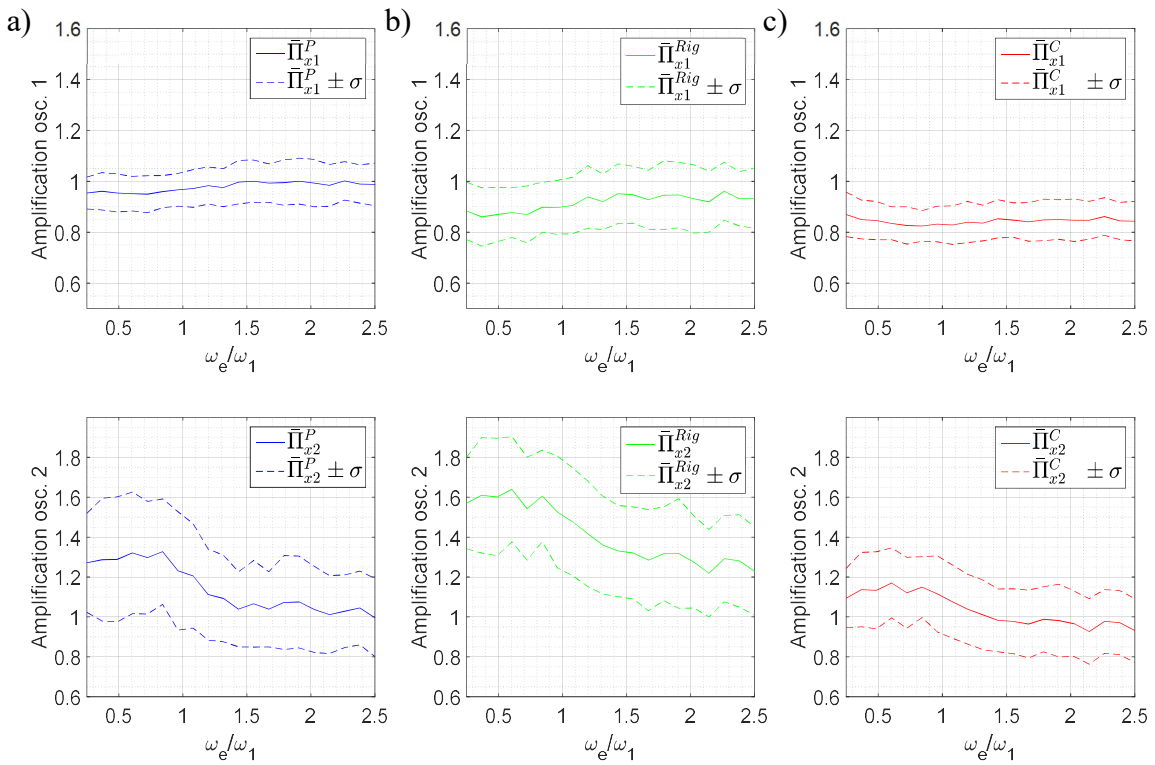

Figure 4.8 : Amplification du déplacement des oscillateurs (pour $\Pi_\omega = 1.3$, $\Pi_m = 0.25$ et $f_1 = 2$ Hz) dans le cas : a) avec entrechoquement, b) avec une liaison rigide, c) avec une liaison par un amortisseur optimal.

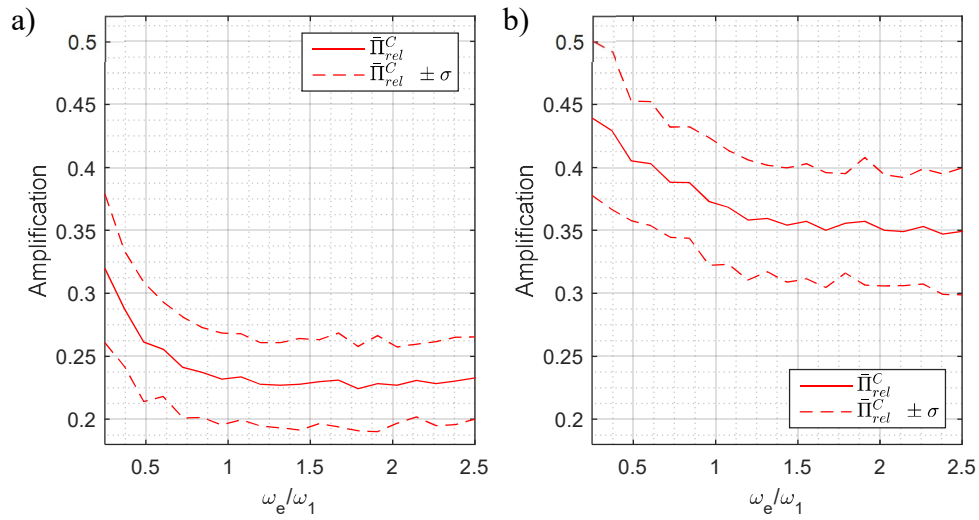

Figure 4.9 : Amplification du déplacement relatif entre les oscillateurs, en comparaison au cas sans liaison et sans choc, pour la liaison par un amortisseur optimal. a) $\Pi_m = 1$**, b)** $\Pi_m = 0.25$**.**

On remarque d'abord que la liaison optimale diminue de façon significative le déplacement relatif entre les oscillateurs sans augmenter considérablement les efforts. En comparaison au cas avec entrechoquement, la liaison optimale n'a qu'un effet bénéfique modéré sur les déplacements (ou efforts) des oscillateurs. Cet effet est plus important pour un contraste de masse plus grand et très faible dans le cas de deux masses égales. Il s'ensuit que le principal intérêt de la liaison optimale est d'éviter l'entrechoquement (quand le jeu est suffisamment grand) et par conséquent l'amplification importante des spectres de planchers. Bien évidemment, ceci peut être réalisé également, de façon plus simple par des liaisons rigides, mais au prix d'une augmentation significative des efforts dans la structure rigide.

4.3.2. Liaison active

Les performances des oscillateurs couplés par les liaisons de Maxwell (liaisons équivalentes à des amortisseurs simples) définies dans la sous-section 4.3.1.3 sont à présent comparées avec celles des oscillateurs liés par un actionneur (Figure 4.2c). Cette liaison active n'est pas considérée ici comme un moyen pratique envisageable pour connecter deux structures adjacentes. Bien évidemment, le contrôle actif des structures de génie civil est en général difficile à mettre en œuvre dans la pratique en raison de la quantité importante d'énergie nécessaire aux actionneurs. Toutefois, dans le cadre de ce travail, la liaison active n'est pas étudiée comme un moyen pratique pour connecter deux structures mais, plutôt, comme la liaison qui aboutirait, sous conditions idéales (absence de bruit, pas de temps de retard etc.), à la meilleure performance atteignable par les structures couplées.

Dans le cas où les oscillateurs sont couplés par une liaison active, leur réponse est décrite par l'équation différentielle du premier ordre suivante :

$$\dot{\mathbf{x}}(t) = \mathbf{A}\,\mathbf{x}(t) + \mathbf{B}\,u(t) + \mathbf{E}\,\ddot{v}(t) \qquad (4\text{-}13)$$

où $\mathbf{x} = [x_1\,;x_2\,;\dot{x}_1\,;\dot{x}_2]$ est le vecteur d'état, $\mathbf{A}$ est la matrice décrivant la dynamique des

oscillateurs, $\mathbf{B}$ et $\mathbf{E}$ définissent les effets de la variable de contrôle et de l'excitation externe $\ddot{v}(t)$ sur le système. La force de contrôle est déterminée en fonction d'un gain, noté $\mathbf{K}$, et du vecteur d'état :

$$u(t) = \mathbf{K}\,\mathbf{x}(t) \tag{4-14}$$

Le problème adimensionnel (défini par l'équation (4-7) pour une liaison passive) s'écrit donc pour la liaison active :

$$\{G_1, G_2, I_1, I_2\} = \Phi\left(\frac{\omega_2}{\omega_1}, \frac{m_2}{m_1}, \xi_1, \xi_2, \mathbf{K}\right) \tag{4-15}$$

Comme précédemment, l'amortissement des oscillateurs est fixé à 5%. Il est évident que l'efficacité de la liaison active est conditionnée par un choix adéquat du gain. Les coefficients du vecteur de gain sont donc déterminés afin de minimiser les fonctions coût G_1 ou G_2, tout en satisfaisant une contrainte sur l'effort admissible dans la liaison. Ces problèmes de minimisation sont définis par les équations (4-16). De surcroît, nous nous intéressons bien évidemment uniquement aux cas où les liaisons actives mènent à des systèmes stables. Une condition additionnelle de stabilité, notée C_2 (équations (4-16)), est donc considérée dans les problèmes de minimisation afin de déterminer le gain.

$$\begin{cases} \min\limits_{\mathbf{K}}(G_n) = \Phi(\Pi_\omega, \Pi_m, \mathbf{K}) \qquad n = 1, 2 \\ \text{avec les contraintes :} \\ \mathrm{C}_1 : \quad \dfrac{\|F_{lia}\|}{\min\left(\|F_{cis,1}\|, \|F_{cis,2}\|\right)} \le \alpha \\ \mathrm{C}_2 : \mathrm{Re}(\lambda_l) < 0 \quad \lambda_l \text{ valeurs propres de } (\mathbf{A} - \mathbf{BK}) \quad \text{avec } l = 1, 2, 3, 4 \end{cases} \tag{4-16}$$

L'efficacité de la liaison active est comparée avec celle de la liaison passive (liaison par un amortisseur simple), dans le cas d'oscillateurs de masse égale, sur la Figure 4.10a pour une liaison minimisant le critère G_1 et sur la Figure 4.10b pour une liaison minimisant le critère G_2. Afin d'étudier l'influence du rapport de masse, des résultats similaires sont présentés pour les rapports de masse $\Pi_m = 0.25$ et $\Pi_m = 4$ sur la Figure B.3 et la Figure B.4 de l'annexe B. On remarque que pour l'ensemble des configurations étudiées (rapports de masse et de fréquence des oscillateurs et valeurs limites de la force de liaison), la liaison active ne permet pas, en comparaison à la liaison passive, d'améliorations significatives de la diminution du déplacement relatif entre oscillateurs. Pour une liaison minimisant le critère G_1, on constate que la diminution du déplacement relatif entre les oscillateurs à l'aide d'une liaison active est,

dans certains cas, inférieure à celle obtenue avec une liaison passive. En particulier, pour des oscillateurs de masses différentes, la liaison active est susceptible d'augmenter le déplacement relatif entre les oscillateurs en comparaison au cas sans liaison, notamment pour des oscillateurs de fréquence proche. Bien évidemment, dans le cas d'une liaison minimisant le critère G_2 la liaison active est systématiquement plus préformante que la liaison passive dans la réduction du déplacement relatif. Toutefois, le gain de performance est pour l'ensemble des rapports de fréquence et de masse considérés relativement faible. On peut donc conclure que pour les configurations étudiées, la liaison par un amortisseur simple fournit des performances proches des meilleures performances atteignables.

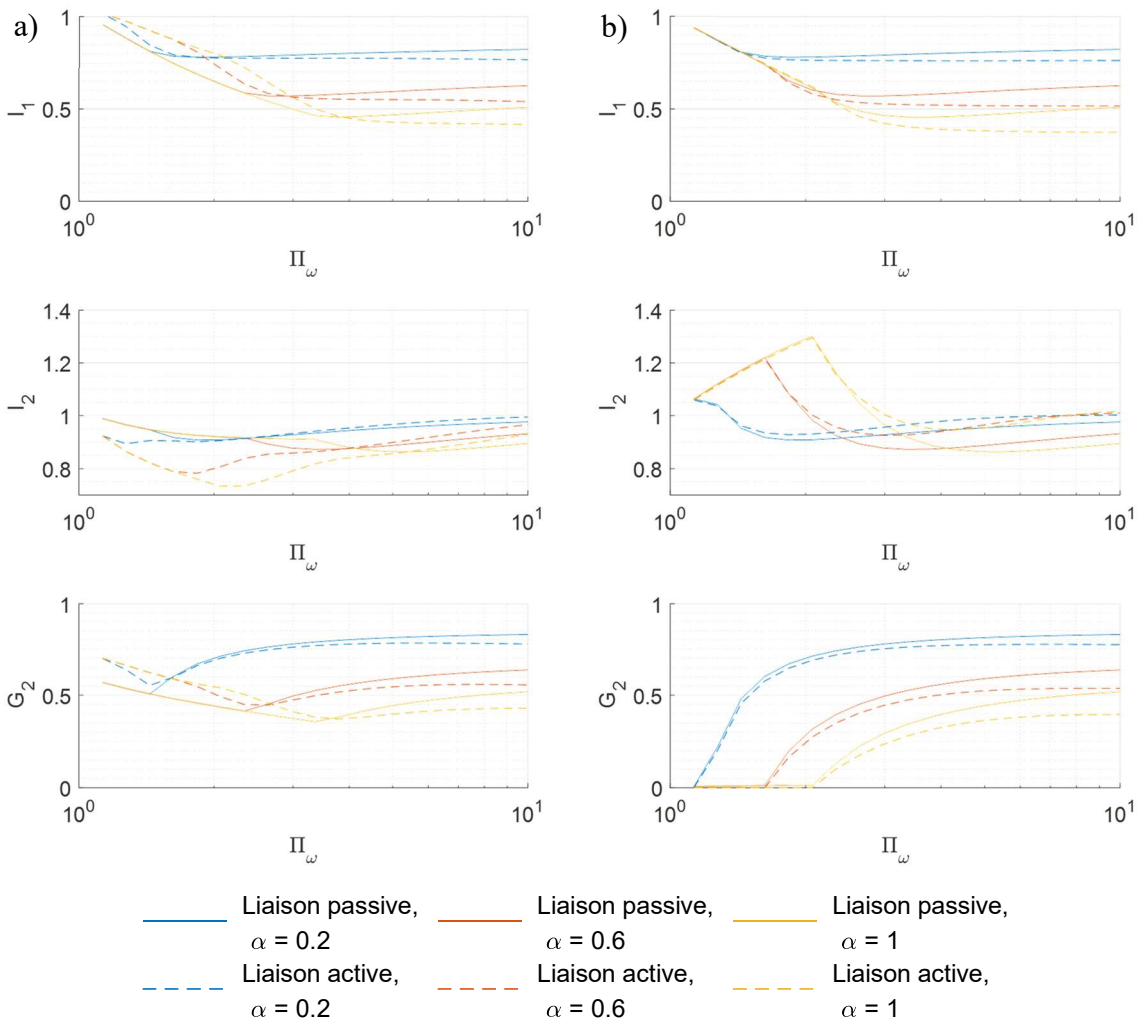

Figure 4.10 : Performances des oscillateurs (pour $\Pi_m = 1$) liés par une liaison passive ou active. a) Liaison minimisant le critère G_1, b) Liaison minimisant le critère G_2.

4.4. Conclusions

Ce chapitre examine la possibilité d'éviter l'entrechoquement de deux structures adjacentes par l'utilisation d'une liaison entre celles-ci. Un modèle de deux oscillateurs couplés soumis à un bruit blanc est utilisé pour analyser cette problématique. Trois types de liaison sont considérées entre les oscillateurs : deux liaisons passives (une liaison de Kelvin-Voigt et une

liaison de Maxwell) et une liaison active. L'objectif de ce travail est de proposer une démarche permettant la sélection des caractéristiques des liaisons et de comparer les performances des oscillateurs couplés à l'aide de ces liaisons. Pour la sélection des caractéristiques des liaisons deux critères sont utilisés : l'un ciblant la diminution des déplacements des oscillateurs, l'autre ciblant la diminution du déplacement relatif entre les oscillateurs. L'efficacité de la liaison est évaluée en comparant la réponse des oscillateurs couplés avec celle des oscillateurs sans liaison. De surcroît, contrairement à la plupart des études antérieures, ce travail étudie aussi le cas où les caractéristiques des liaisons sont déterminées en tenant compte d'un effort maximal admissible dans celles-ci.

Pour l'ensemble des critères et configurations d'oscillateurs adjacents étudiés, la liaison de Maxwell optimale est équivalente à une liaison par un amortisseur simple et présente une efficacité proche de la liaison de Kelvin-Voigt optimale. La dissipation d'énergie dans la liaison est donc le paramètre prépondérant pour la minimisation des deux critères considérés. De plus, l'utilisation d'une liaison active ne permet pas, en comparaison aux liaisons passives étudiées, d'amélioration significative des performances des oscillateurs liés. Enfin, on observe que dans certains cas la liaison minimisant le déplacement relatif entre les oscillateurs, contrairement à celle minimisant les déplacements des oscillateurs, peut induire, en comparaison au cas sans liaisons, une augmentation du déplacement de la structure rigide.

Les analyses effectuées montrent que la limite de la force de liaison admissible est le principal paramètre limitant son efficacité à réduire le déplacement relatif et éviter ainsi, l'entrechoquement. Pour des valeurs réalistes de la force de liaison admissible, seule une très faible diminution du déplacement relatif entre les oscillateurs, en comparaison au cas sans liaison, est possible, sauf dans le cas d'oscillateurs avec un rapport de fréquence plutôt faible (environ inférieur à 1.5).

On peut en conclure que, dans la pratique, le couplage de deux structures peut être bénéfique quand le contraste de leurs fréquences est plutôt faible. En effet, dans ce cas, même une force de liaison relativement faible induit une diminution significative du déplacement relatif entre les structures sans augmenter leurs efforts (ou, dans le pire des cas, avec une très faible augmentation). Toutefois, on a aussi constaté que pour des oscillateurs de masses similaires, les performances des oscillateurs liés par une liaison optimale sont proches de celles des oscillateurs liés par une liaison rigide.

En fonction des cas particuliers, le couplage des structures peut être aussi bénéfiques pour d'autres configurations. C'est par exemple le cas quand la structure rigide a suffisamment de marge de résistance. Une liaison qui limiterait fortement le déplacement relatif, évitant les chocs et protégeant la structure souple pourrait être bénéfique même si elle augmenterait les efforts dans la structure rigide.

Chapitre 5. Conclusions et perspectives

5.1. Conclusions

L'objectif de cette thèse est d'examiner les conséquences de l'entrechoquement entre deux bâtiments adjacents mais aussi d'étudier les possibilités de suppression de ce phénomène par la connexion des bâtiments. Contrairement à une majorité d'études antérieures qui se focalisent sur l'effet des chocs sur les pics des accélérations et les efforts dans les structures, ce travail examine aussi les conséquences de l'entrechoquement sur les spectres de planchers.

Les conséquences des chocs sur la réponse des structures ont été examinées à l'aide d'essais mais aussi de simulations numériques. Tout d'abord, eu égard au peu de résultats expérimentaux dans la littérature, la réalisation d'une campagne d'essais était nécessaire. Le phénomène d'entrechoquement a été reproduit en sollicitant deux maquettes de bâtiments à des séismes au moyen d'une table vibrante. Les résultats expérimentaux permettent de tirer les conclusions suivantes :

- L'entrechoquement amplifie considérablement les accélérations maximales et les spectres de réponse des planchers qui subissent les impacts. Les spectres de réponse des planchers non-impactés sont également influencés à un moindre degré. En effet, une amplification des spectres de réponse aux fréquences correspondant aux modes de flexion (supérieures à 80 Hz) des planchers, a été observée. Il est probable que dans le cas de structures réelles, à cause de leurs dimensions, cette amplification ait lieu pour des fréquences plus faibles.
- Les chocs excitent de façon significative les modes supérieurs des structures. Le deuxième mode de vibration des structures suivant la direction de l'excitation peut notamment devenir le mode prédominant dans le cas où un grand nombre d'impacts surviennent durant l'essai. Du fait de faibles défauts de parallélisme des zones d'impacts, les chocs ont aussi induit une accélération importante des structures en rotation. La torsion des maquettes a été limitée par des systèmes de contreventement. Cependant, dans le cas de structures réelles, les chocs pourraient provoquer des rotations importantes si la rigidité des structures en torsion est faible.
- L'entrechoquement n'augmente pas considérablement, en comparaison au cas sans choc, les efforts dans les structures tant que le nombre d'impacts reste limité (c.-à-d. que l'espace entre les structures est assez grand où que l'intensité de l'excitation est modérée). Lorsqu'un grand nombre d'impacts surviennent, les efforts dans la structure rigide peuvent être augmentés significativement du fait des chocs en fonction de la sollicitation sismique considérée.
- Les essais sismiques avec entrechoquement ont été menés avec une augmentation progressive de l'intensité sismique jusqu'à endommagement des poteaux du premier étage de la structure souple. Néanmoins, d'après les résultats des simulations numériques, il est vraisemblable que, pour l'excitation sismique considérée, les dommages à la structure souple auraient été plus sévères dans le cas sans choc.
- L'utilisation de liaisons rigides entre les deux maquettes afin de supprimer l'entrechoquement a pour effet, par rapport au cas sans choc et sans liaison, d'augmenter les efforts dans la structure rigide et de diminuer ceux dans la structure souple. Toutefois, en comparaison aux essais pour lesquels un grand nombre d'impacts surviennent, ces liaisons

rigides permettent de diminuer les efforts dans la structure souple sans affecter considérablement ceux de la structure rigide.

- Des essais d'impacts après lâcher ont été réalisés afin d'identifier un coefficient de restitution apparent entre planchers. Il a été constaté que, de manière générale, le coefficient de restitution diminue en fonction de la vitesse pré-impact. Celui-ci a été mesuré variant de 0.84 pour une vitesse pré-impact de 23 cm/s à 0.67 pour une vitesse pré-impact de 41 cm/s.

Les résultats de ces essais ont de plus été interprétés à l'aide de deux modèles numériques. Le premier considère une représentation de chaque structure par quelques coordonnées généralisées et des rotules élastoplastiques dans le cas d'excitations de fortes intensités. Cette modélisation a permis d'estimer de façon satisfaisante la réponse des structures avec un faible temps de calcul. Le second modèle, plus détaillé et donc plus couteux en temps de calcul, présente des performances moins satisfaisantes du fait des limitations du logiciel utilisé qui conduisent à une mauvaise représentation de l'amortissement des modes en torsion. La comparaison des deux modèles souligne la nécessité d'une représentation correcte des taux d'amortissement des modes en translation mais aussi en torsion pour obtenir une estimation satisfaisante de la réponse des structures dans le cas avec chocs.

Cette campagne d'essais et son interprétation à l'aide de simulations a permis d'analyser les effets de l'entrechoquement et d'évaluer la capacité d'outils de modélisation à représenter ces effets. Toutefois, les conséquences de l'entrechoquement qui ont été observées lors de cette campagne sont conditionnées par les maquettes utilisées. Ces essais ne permettent donc pas de définir, dans le cas général de deux bâtiments adjacents, quels sont les paramètres (structurels ou de l'excitation) les plus influents. Cet aspect a été traité à l'aide de simulations numériques par la réalisation d'une analyse de sensibilité. Ainsi, la méthode de Sobol' a été appliquée à un modèle de deux oscillateurs qui s'entrechoquent pour déterminer l'influence de paramètres tels que la fréquence adimensionnelle de l'excitation, les rapports de masse et de fréquence des oscillateurs et le coefficient de restitution sur les conséquences de l'entrechoquement. Les cas d'oscillateurs linéaires mais aussi non-linéaires ont été considérés. L'effet des impacts sur les structures elles-mêmes a été examiné en terme d'amplification de l'effort et du déplacement non-linéaire en comparaison au cas sans choc. L'influence de ces paramètres sur les spectres de planchers a également été déterminée. Nous avons montré, par une étude détaillée de la forme des spectres de planchers, que l'impulsion maximale de la force d'impact est la quantité pertinente pour quantifier l'effet des chocs sur les spectres de planchers.

Les conclusions de cette analyse de sensibilité sont que le rapport de fréquence, en général, est le paramètre le plus important relativement à l'amplification de l'effort maximum et de l'appel de ductilité. En ce qui concerne l'impulsion maximale de la force d'impact, les rapports de masse et de fréquence sont les paramètres les plus influents, le rapport de masse étant prédominant lorsque la fréquence de l'oscillateur d'intérêt est inférieure à 2 Hz.

Enfin, le dernier volet de ce travail concerne l'étude de la possibilité de suppression de l'entrechoquement par l'utilisation d'une liaison entre deux structures adjacentes. Un modèle de deux oscillateurs couplés par trois types de liaison différentes, deux liaisons passives (une liaison de Kelvin-Voigt et une liaison de Maxwell) et une liaison active, a été considéré. Cette étude conclut qu'une contrainte sur la valeur limite de la force de liaison est le principal paramètre limitant l'efficacité de la liaison à réduire le déplacement relatif entre les oscillateurs. Cette valeur maximale de la force admissible résulte des limitations physiques du dispositif ou de ses ancrages. Ainsi, pour une valeur réaliste de cette contrainte, seul une très faible diminution du déplacement relatif entre les oscillateurs, en comparaison au cas sans liaison, est

possible, sauf dans le cas où les oscillateurs présentent un contraste de fréquences plutôt faible. Nous avons de plus montré que le type de liaison utilisé influence peu les performances des oscillateurs liés. Bien évidemment, la liaison active est plus performante que la liaison passive mais le gain de performance est faible.

5.2. Perspectives

A partir des travaux présentés dans ce manuscrit, des études complémentaires pourraient être envisagées.

- En ce qui concerne les conséquences de l'entrechoquement sur les équipements, bien que l'amplification des spectres de planchers observée puisse indiquer une influence significative des chocs sur la réponse des équipements, il n'est pas possible de déterminer si un équipement subira des dommages du fait des impacts. En effet, bien que les niveaux d'accélérations soient très importants, du fait de la durée courte des chocs, il est difficile de dire quelle sera leur incidence sur la réponse des équipements. Il semble donc nécessaire d'étudier d'avantage la réponse des équipements au chargement induit par les chocs. Cette tâche pourrait être réalisée par des simulations numériques ou encore des essais. Toutefois, en raison des difficultés liées à la modélisation des équipements et de leurs ancrages, une étude expérimentale de la réponse des équipements à des chargements de type chocs serait plus pertinente. Cette étude complémentaire semble la plus importante parmi les orientations futures que nous pouvons envisager.

- La campagne expérimentale effectuée examine l'effet de l'entrechoquement dans le cas de structures symétriques et pour des chocs survenant entre les planchers adjacents. Les autres configurations d'entrechoquement comme par exemple : l'entrechoquement de structures asymétrique ou encore l'entrechoquement entre le plancher d'une structure et les voiles ou les poteaux de la structure adjacente, pourraient aussi constituer des voies d'approfondissement de ce travail.

- En ce qui concerne l'analyse de sensibilité, en raison de la simplicité du modèle utilisé, cette étude ne couvre pas l'ensemble des aspects de la sensibilité des structures qui s'entrechoquent. Comme présenté dans la section 2.6, l'augmentation de la complexité du modèle augmente considérablement le nombre de variables et donc le temps de calcul nécessaire à l'analyse de sensibilité. Toutefois, nous pouvons supposer que le caractère multimodal des structures peut avoir une influence considérable sur leur réponse et mener donc à des résultats différents de ceux basés sur la réponse de simples oscillateurs. L'étude de la sensibilité de structures à deux degrés de liberté qui s'entrechoquent pourrait donc constituer une première extension future de ce travail.

- Similairement, il pourrait être intéressant de considérer la connexion de structures à plusieurs degrés de liberté. En effet, en raison de la redistribution des efforts causée par l'ajout d'une liaison, celle-ci est susceptible d'affecter significativement la réponse des

modes supérieurs des structures. Cet aspect a été négligé dans notre étude du fait de l'utilisation d'un modèle de deux oscillateurs liés.

Annexe A

La désignation des capteurs présentés sur la Figure A.1 s'organise suivant un mot correspondant au type de mesure (par exemple accp pour une mesure d'accélération hautes et basses-moyennes fréquences au niveau d'un plancher) suivi d'un ou plusieurs chiffres correspondant à la position du capteur sur le montage expérimental. Pour les capteurs installés sur les structures excepté pour les capteurs LVDT, deux chiffres sont utilisés. Le premier désigne la position sur la structure (de 1 à 4 pour les quatre coins de la structure au premier étage et de 5 à 8 pour les quatre coins de la structure au deuxième étage), le second désigne la structure (1 pour la structure souple, 2 pour la structure rigide). Pour les capteurs LVDT mesurant le déplacement relatif entre les planchers les codes relatifs aux deux points de mesure sont utilisés. Par exemple, le capteur depr. 4_1 3_2 mesure le déplacement relatif entre le point 4 au premier étage de la structure souple et le point 3 au premier étage de la structure rigide.

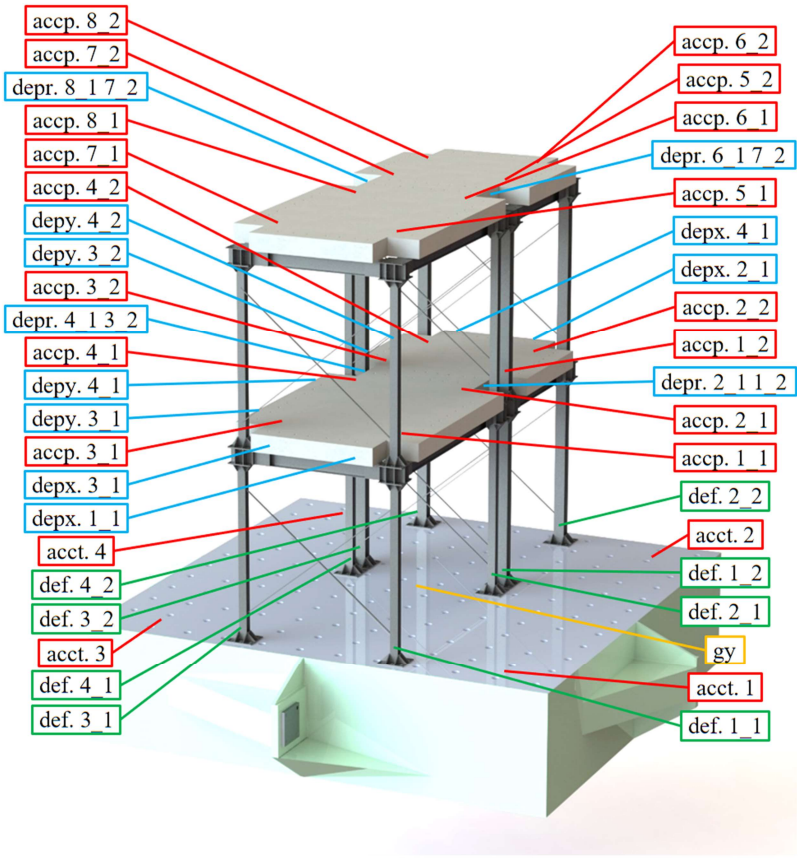

Figure A.1 : Instrumentation utilisée lors des essais sismiques.

Tableau A.1 : Mesures effectuées lors des essais sismiques

Type de mesure	Description des mesures
accp	Mesure d'accélération triaxiale sur les planchers à l'aide de capteurs capacitifs et de capteurs piézoélectriques (1 capteur de chaque type par point de mesure)
acct	Mesure d'accélération triaxiale sur la table vibrante à l'aide de capteurs capacitifs
gy	Mesure gyroscopique au centre de la table vibrante suivant la direction principale et la direction transversale
depx	Mesure de déplacement absolue des planchers du premier étage suivant la direction principale à l'aide de capteurs à fil
depy	Mesure de déplacement relatif des planchers du premier étage suivant la direction transversale à l'aide de capteurs à fil
depr	Mesure de déplacement relatif suivant la direction principale entre deux planchers adjacents à l'aide de capteurs LVDT
def	Mesure de déformation axiale des poteaux. 2 jauges de déformation installées par poteaux, 1 sur chaque semelle

Annexe B

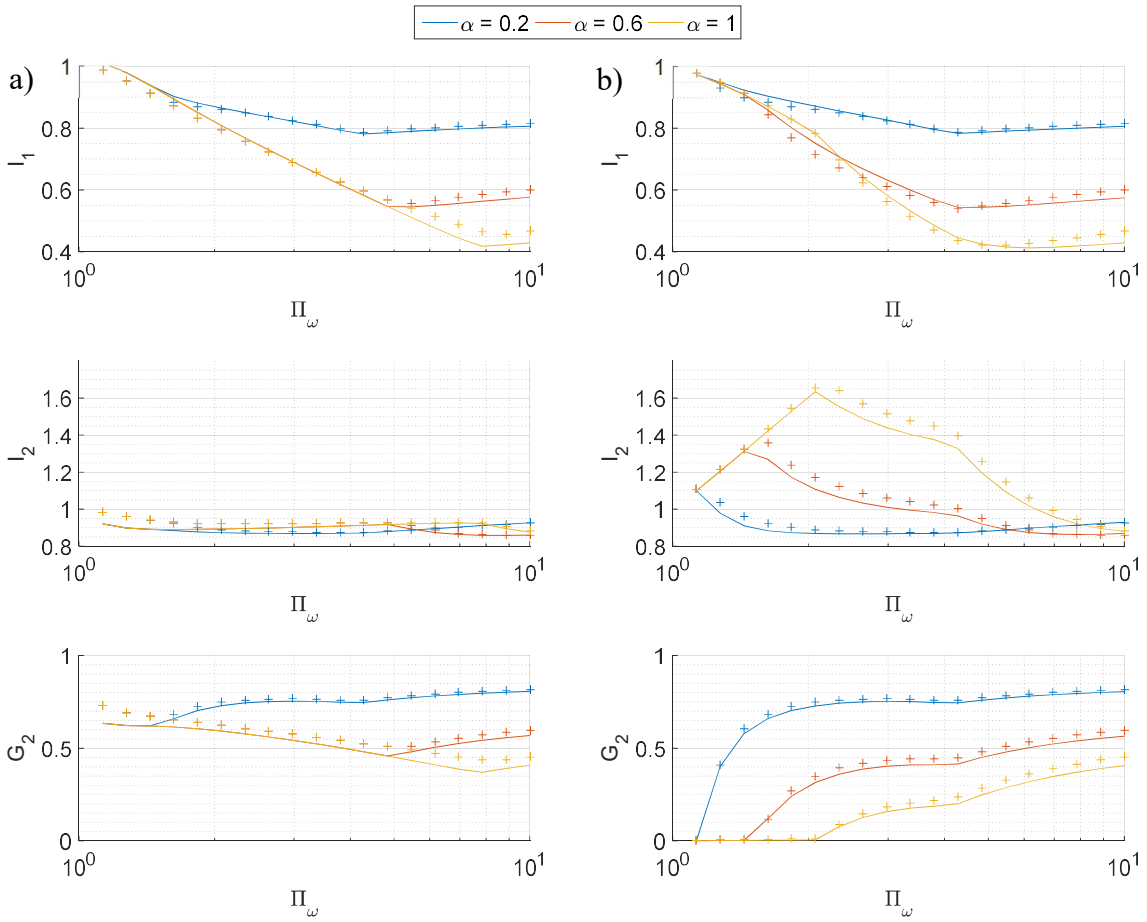

Figure B.1 : Performances des oscillateurs (pour $\Pi_m = 0,25$) liés par une liaison de Kelvin-Voigt (ligne pleine) ou de Maxwell (croix) en fonction de l'effort dans la liaison. a) Liaison minimisant le critère G_1, b) Liaison minimisant le critère G_2.

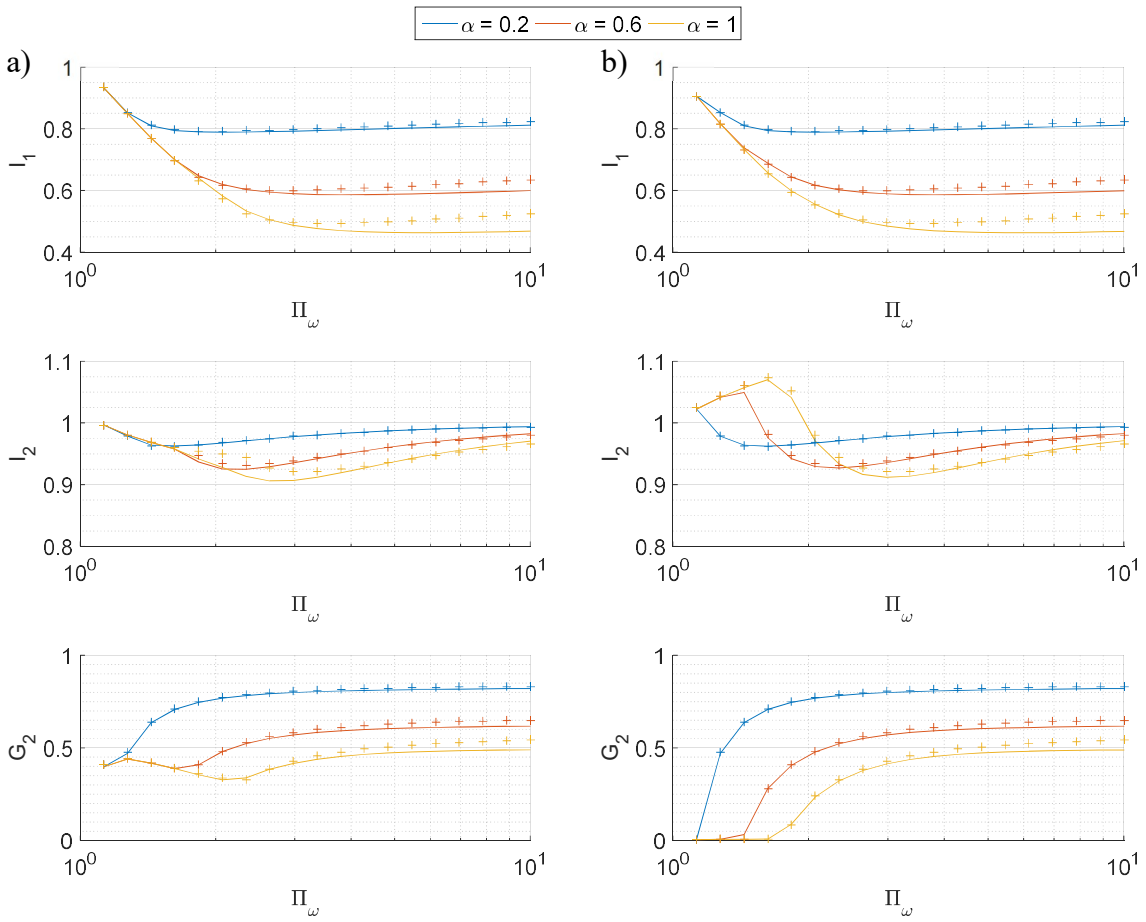

Figure B.2 : Performances des oscillateurs (pour $\Pi_m = 4$) liés par une liaison de Kelvin-Voigt (ligne pleine) ou de Maxwell (croix) en fonction de l'effort dans la liaison. a) Liaison minimisant le critère G_1, b) Liaison minimisant le critère G_2 .

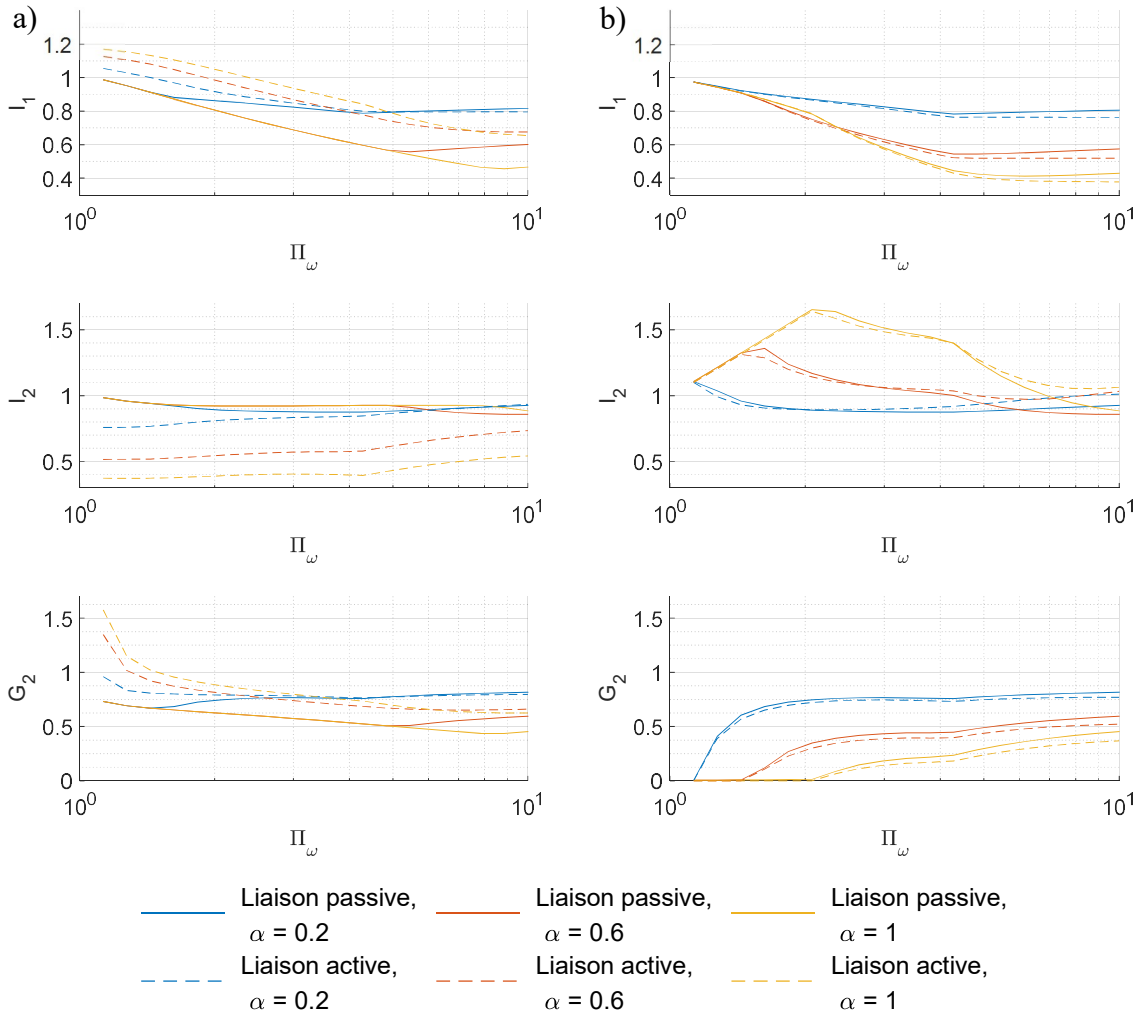

Figure B.3 : Performances des oscillateurs (pour $\Pi_m = 0,25$) liés par une liaison passive ou active. a) Liaison minimisant le critère G_1, b) Liaison minimisant le critère G_2.

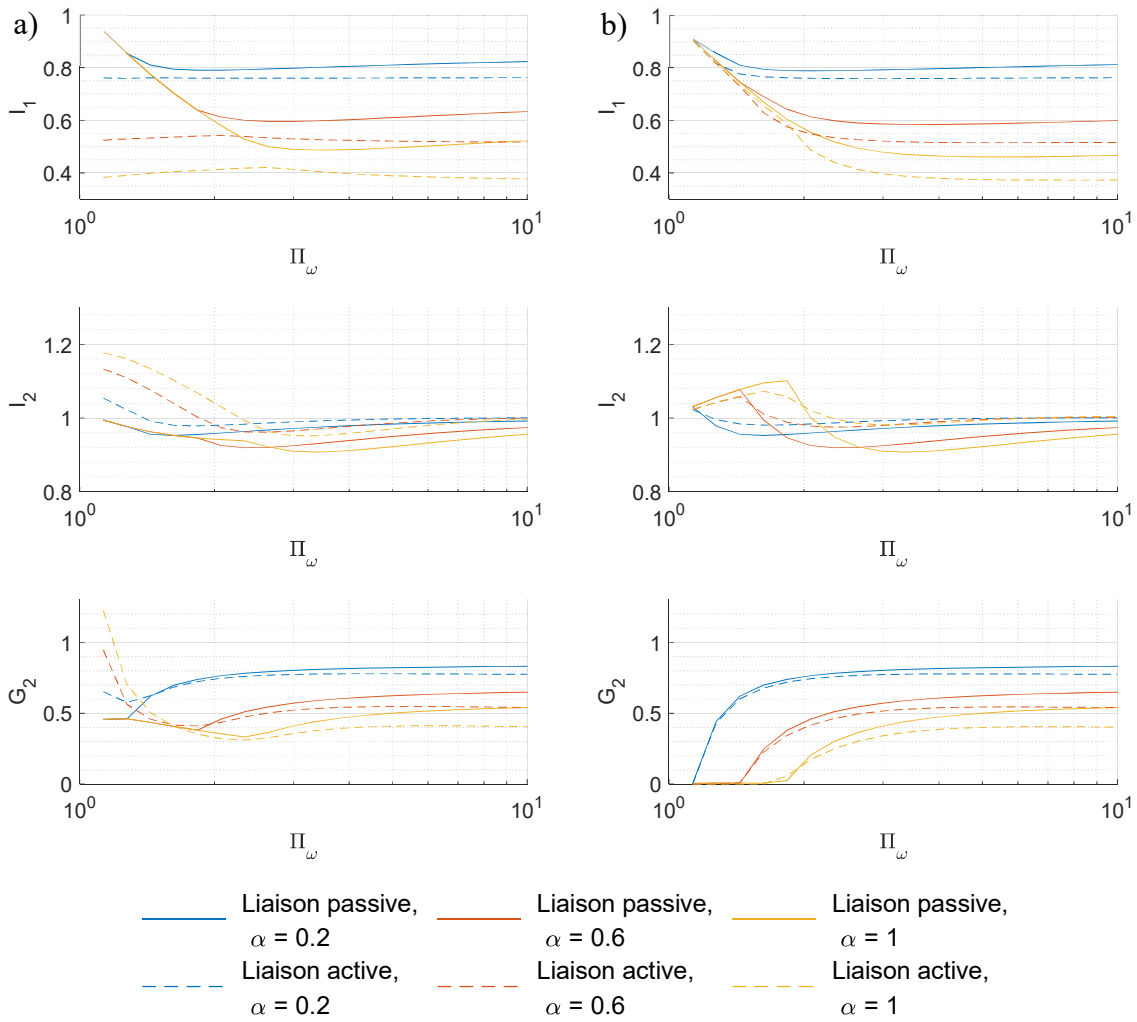

Figure B.4 : Performances des oscillateurs (pour $\Pi_m = 4$) liés par une liaison passive ou active. a) Liaison minimisant le critère G_1, b) Liaison minimisant le critère G_2.

Références

1. Anagnostopoulos SA. Building pounding re-examined: how serious a problem is it ? *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, June 23-28, 1996.
2. Bertero VV, Bresler B, Selna LG, Chopra AK, Koretsky AV. Design implications of damage observed in the Olive view medical center buildings. *Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering*, Rome, Italy, June 25-29, 1973.
3. Rojas FR, Anderson JC. Pounding of an 18-story building during recorded earthquakes. *Journal of Structural Engineering* 2012; **138**(12): 1530–1544.
4. Kasai K, Maison BF. Building pounding damage during the 1989 Loma Prieta earthquake. *Engineering Structures* 1997; **19**(3): 195–207.
5. Pomonis A, Coburn AW, Ledbetter S. The Vrancea, Romania earthquakes of 30-31 May 1990. A field report by EEFIT. Earthquake Engineering Field Investigation Team Institution of Structural Engineers; 1990.
6. Nagarajaiah S, Xiaohong. Base-isolated FCC building: impact response in Northridge earthquake. *Journal of Structural Engineering* 2001; **129**(9): 1063–1075.
7. Chung R et al. The January 17, 1995 Hyogoken-Nanbu (Kobe) earthquake. National Institute of Standards and Technology; 1996.
8. Gulkan P, Akkar S. Two recent strong motion records from Turkey : Re-interpretation of Bolu (1999) and Bingöl (2003) seismograms. *Proceedings of the Third UNJR Workshop on Soil-Structure Interaction*, Menlo Park, California, USA, March 29-30, 2004.
9. Cole GL, Dhakal RP, Carr A, Bull D. Interbuilding pounding damage observed in the 2010 Darfield earthquake. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 2010; **43**(4): 382–386.
10. Cole GL, Dhakal RP, Turner FM. Building pounding damage observed in the 2011 Christchurch earthquake. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2012; **41**(5): 893–913.
11. Chouw N, Hao H. Pounding damage to buildings and bridges in the 22 February 2011 Christchurch earthquake. *International Journal of Protective Structures* 2012; **3**(2): 123–139.
12. Wagner P. Etude experimentale sur le cognement seismique des bâtiments. PhD dissertation. Ecole Polytechnique de Montreal, Montreal, Canada, 1994.
13. Barbato M, Tubaldi E. A probabilistic performance-based approach for mitigating the seismic pounding risk between adjacent buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2013; **42**(8): 1203–1219.
14. Jeng V, Kasai K, Maison BF. A spectral difference method to estimate building separations to avoid pounding. *Earthquake Spectra* 1992; **8**(2): 201–223.
15. Penzien J. Evaluation of building separation distance required to prevent pounding during strong earthquakes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 1997; **26**(8): 849–858.
16. Anagnostopoulos SA. Pounding of buildings in series during earthquakes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 1988; **16**(3): 443–456.
17. Athanassiadou CJ, Penelis G, Kappos AJ. Seismic response of adjacent buildings with similar or different dynamic characteristics. *Earthquake Spectra* 1994; **10**(2): 293–317.
18. Valles RE, Reinhorn AM. Evaluation, prevention and mitigation of pounding effects in building structures. Technical Report NCEER 97-0001, National Center for Eathquake Engineering Research; 1997.

19. Muthukumar S, DesRoches R. A Hertz contact model with non-linear damping for pounding simulation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2006; **35**(7): 811–828.
20. Khatiwada S, Chouw N, Butterworth JW. Evaluation of numerical pounding models with experimental validation. *Proceedings of the 2013 New Zealand Society for Earthquake Engineering Annual Technical Conference*, Wellington, New Zealand, April 26-28, 2013.
21. Ruangrassamee A, Kawashima K. Relative displacement response spectra with pounding effect. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2001; **30**(10): 1511–1538.
22. Davis RO. Pounding of buildings modelled by an impact oscillator. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 1992; **21**(3): 253–274.
23. Chau KT, Wei XX. Pounding of structures modelled as non-linear impacts of two oscillators. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2001; **30**(5): 633–651.
24. Thompson JMT, Stewart HB. Nonlinear dynamics and chaos. 2nd edition. Wiley, New York, USA, 2002
25. Dimitrakopoulos E, Makris N, Kappos AJ. Dimensional analysis of the earthquake-induced pounding between adjacent structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2009; **38**(7): 867–886.
26. Dimitrakopoulos E, Kappos AJ, Makris N. Dimensional analysis of yielding and pounding structures for records without distinct pulses. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2009; **29**(7): 1170–1180.
27. Dimitrakopoulos EG, Makris N, Kappos AJ. Dimensional analysis of the earthquake-induced pounding between inelastic structures. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2011; **9**(2): 561–579.
28. Caniou Y. Global sensitivity analysis for nested and multiscale modelling. PhD dissertation. Université Blaise Pascal - Clermont II, Clermont Ferrand, France, 2012.
29. Sobol′ I. Global sensitivity indices for nonlinear mathematical models and their Monte Carlo estimates. *Mathematics and Computers in Simulation* 2001; **55**(3): 271–280.
30. Barenblatt G. Similarity, Self-similarity, and Intermediate Asymptotics. Springer Verlag, New York, USA, 2012.
31. Anagnostopoulos SA. Equivalent viscous damping for modeling inelastic impacts in earthquake pounding problems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2004; **33**(8): 897–902.
32. Kanai K. Semi-empirical formula for the seismic characteristics of ground. *Transactions of the Architectural Institute of Japan* 1957; **57**(1): 281–284.
33. Clough RW, Penzien J. Dynamics of structures. 2nd Edition. McGraw-Hill, New York 1993.
34. Building Seimic Safety Council. NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. FEMA 450, 2003.
35. CEN, European Committee for Standardization. Eurocode 8: design provision for earthquake resistance of structures. EN 1998-1: 2004.2004 Brussels: Comitée Européen de Normalisation.
36. Hoeffding W. A class of statistics with asymptotically normal distribution. *The Annals of Mathematical Statistics* 1948; **19**(3): 293–325.
37. Saltelli A, Tarantola S, Campolongo F, Ratto M. Sensitivity analysis in practice. A guide to assessing scientific models. Wiley, New York, 2004.
38. Saltelli A, editor. Global sensitivity analysis: the primer. Wiley, New York, USA, 2008.
39. Saltelli A, Annoni P, Azzini I, Campolongo F, Ratto M, Tarantola S. Variance based sensitivity analysis of model output. Design and estimator for the total sensitivity index. *Computer Physics Communications* 2010; **181**(2): 259–270.

40. Song E, Nelson BL, Staum J. Shapley effects for global sensitivity analysis: theory and computation. *SIAM/ASA Journal on Uncertainty Quantification* 2016; **4**(1): 1060–1083.
41. Chau KT, Wei XX, Guo X, Shen CY. Experimental and theoretical simulations of seismic poundings between two adjacent structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2003; **32**(4): 537–554.
42. Chau KT, Wang LX, Wei XX, Shen CY. Experimental and theoretical simulations of seismic torsional poundings between two adjacent structures. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, British Columbia, Canada, August 1-6, 2004.
43. Chau KT, Wang LX, Wei XX. Torsional poundings between two adjacent asymmetric structures. *Proceedings of the 4th International Conference on Earthquake Engineering*, Taipei, Taiwan, October 12-13, 2006.
44. Takabatake H, Yasui M, Nakagawa Y, Kishida A. Relaxation method for pounding action between adjacent buildings at expansion joint. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2014; **43**(9): 1381–1400.
45. Khatiwada S, Chouw N, Larkin T. Discussion on 'Relaxation method for pounding action between adjacent buildings at expansion joint' by H. Takabatake, M. Yasui, Y. Nakagawa and A. Kishida. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2015; **44**(1): 159–162.
46. Jankowski R, Seleemah A, El-Khoriby S, Elwardany H. Experimental study on pounding between structures during damaging earthquakes. *Key Engineering Materials* 2014; **627**: 249–252.
47. Papadrakakis M, Mouzakis HP. Earthquake simulator testing of pounding between adjacent buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 1995; **24**(6): 811–834.
48. Papadrakakis M, Mouzakis H, Plevris N, Bitzarakis S. A Lagrange multiplier solution method for pounding of buildings during earthquakes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 1991; **20**(11): 981–998.
49. Filiatrault A, Wagner P, Cherry S. Analytical prediction of experimental building pounding. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 1995; **24**(8): 1131–1154.
50. Wang LX, Chau KT, Wei XX. Numerical simulations of nonlinear seismic torsional pounding between two single-story structures. *Advances in Structural Engineering* 2009; **12**(1): 87–101.
51. Masroor A, Mosqueda G. Experimental simulation of base-isolated buildings pounding against moat wall and effects on superstructure response. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2012; **41**(14): 2093–2109.
52. Jankowski R. Experimental study on earthquake-induced pounding between structural elements made of different building materials. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2010; **39**: 343–354.
53. Leibovich E, Rutenberg A, Yankelevsky D. Pounding response of adjacent concrete rods: an experimental study. *International Journal of Protective Structures* 2012; **3**(3): 355–373.
54. Khatiwada S, Chouw N, Larkin T. An experimental investigation on contact behaviour during structural pounding. *Proceegings of the 2014 New Zealand Society for Earthquake Engineering Annual Technical Conference*, Auckland, New Zealand, March 21-23, 2014.
55. Mongabure P. Verification du systeme de suivi de cible par stereovision. CEA/DEN/DANS/DM2S/SEMT/EMSI, Technical Report NT/15-047/A, 2016.
56. http://www.videometric.com/.
57. Charbonnel P-E. Synthèse des techniques récentes d'analyse modale expérimentale et operationnelle. CEA/DEN/DANS/DM2S/SEMT/EMSI, Technical Report NT/14-035/A, 2014.

58. Hunt KH, Crossley E. Coefficient of restitution as damping in vibroimpact. *Journal of Applied Mechanics* 1975; **42**: 440–445.
59. Gibert RJ. Vibration des structures. Interaction avec les fluides. Sources d'excitation aléatoires. Eyrolles, Paris, France, 1988.
60. Belytschko T, Neal MO. Contact-impact by the pinball algorithm with penalty and Lagrangian methods. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 1991; **31**(3): 547–572.
61. Hughes TJR, Taylor RL, Sackman JL, Curnier A, Kanoknukulchai W. A finite element method for a class of contact-impact problems. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 1976; **8**(3): 249–276.
62. Hilber HM, Hughes TJR, Taylor RL. Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 1977; **5**(3): 283–292.
63. Goldsmith W. Impact. The theory and physical behaviour of colliding solids. Dover Publications, New York, USA, 1999.
64. Mouzakis HP, Papadrakakis M. Three dimensional nonlinear building pounding with friction during earthquakes. *Journal of Earthquake Engineering* 2004; **8**(1): 107–132.
65. Leibovich E, Rutenberg A, Yankelevsky DZ. On eccentric seismic pounding of symetric buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 1996; **25**(3): 219–233.
66. http://www-cast3m.cea.fr/.
67. Politopoulos I. Méthodes de traitement de l'impact. CEA/DEN/DANS/DM2S/SEMT/ EMSI, Technical Report DMT/97-267/A, 1997.
68. Pegon P. Derivation of proportional viscous damping matrices. CEA/DEN/DANS/ DM2S/SEMT/EMSI, Technical Report DMT/97-11/A, 1997.
69. http://opensees.berkeley.edu.
70. Anagnostopoulos SA, Karamaneas CE. Use of collision shear walls to minimize seismic separation and to protect adjacent buildings from collapse due to earthquake-induced pounding. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2008; **37**(12): 1371–1388.
71. Barros RC, Khatami SM. Seismic response effect of shear walls in reducing pounding risk of reinforced concrete buildings subjected to near-fault ground motions. *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering,* Lisbon, Portugal, September 24-28, 2012.
72. Polycarpou PC, Komodromos P. Numerical investigation of potential mitigation measures for poundings of seismically isolated buildings. *Earthquakes and Structures* 2011; **2**(1): 1–24.
73. Polycarpou PC, Komodromos P. Rubber shock absorbers as a mitigation technique for earthquake induced pounding. In: Beer M, Kougioumtzoglou IA, Patelli E. Encyclopedia of earthquake engineering. Springer, Berlin, Germany, 2014.
74. He J, Jiang Y, Xue Q, Zhang C, Zhang J. Energy response analysis of adjacent structures with polymer bumpers under seismic loadings. *Advances in Mechanical Engineering* 2018; **10**(12): 1-24.
75. Sołtysik B, Falborski T, Robert Jankowski. Preventing of earthquake-induced pounding between steel structures by using polymer elements – experimental study, *Proceeding 10th International Conference on Earthquake Engineering*, Rome, Italy, September 10-13, 2017.
76. Westermo BD. The dynamics of interstructural connection to prevent pounding. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 1989; **18**(5): 687–699.
77. Zhang WS, Xu YL. Dynamic characteristics and seismic response of adjacent buildings linked by discrete dampers. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 1999; **28**(10): 1163–1185.

78. Xu YL, He Q, Ko JM. Dynamic response of damper-connected adjacent buildings under earthquake excitation. *Engineering Structures* 1999; **21**(2): 135–148. DOI: 10.1016/S0141-0296(97)00154-5.
79. Luco JE, De Barros FCP. Optimal damping between two adjacent elastic structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 1998; **27**(7): 649–659.
80. Luco JE, Wong HG. Control on the seismic response of adjacent structures. *Proc. 1st World Conf. on Structural Control*, vol. Vol. 2, *Proc. 1st World Conf. on Structural Control*. Los Angeles, California, USA: 1994.
81. Soong TT, Constantinou MC, editors. Passive and active structural vibration control in civil engineering. Springer-Verlag, Wien - New York, Austria-USA, 1994.
82. Stengel RF. Optimal control and estimation. Dover Publications, New York, USA, 1994.
83. Fahy FJ, de-Yuan Y. Power flow between non-conservatively coupled oscillators. *Journal of Sound and Vibration* 1987; **114**(1): 1–11.
84. Scharton TD, Lyon RH. Power flow and energy sharing in random vibration. *The Journal of the Acoustical Society of America* 1968; **43**(6): 1332–1343.
85. Sun JC, Lalor N, Richards EJ. Power flow and energy balance of non-conservatively coupled structures, I: Theory. *Journal of Sound and Vibration* 1987; **112**(2): 321–330.
86. Lai ML, Soong TT. Statistical energy analysis of primary-secondary structural systems. *Journal of Engineering Mechanics* 1990; **116**(11): 2400–2413.
87. Zhu HP, Iemura H. A study of response control on the passive coupling element between two parallel structures. *Structural Engineering and Mechanics* 2000; **9**(4): 383–396.
88. Zhu HP, Xu YL. Optimum parameters of Maxwell model-defined dampers used to link adjacent structures. *Journal of Sound and Vibration* 2005; **279**(1–2): 253–274.
89. Zhu HP, Wen Y, Iemura H. A study on interaction control for seismic response of parallel structures. *Computers & Structures* 2001; **79**(2): 231–242.
90. Gattulli V, Potenza F, Lepidi M. Damping performance of two simple oscillators coupled by a visco-elastic connection. *Journal of Sound and Vibration* 2013; **332**(26): 6934–6948.
91. Gattulli V, Potenza F, Lepidi M. Corrigendum to "Damping performance of two simple oscillators coupled by a dissipative connection" [J. Sound Vibr. (2014) 2359–2377]. *Journal of Sound and Vibration* 2014; **333**(15): 3580–3582.
92. Aida T, Aso T, Takeshita K, Takiuchi T, Fujii T. Improvement of the structure damping performance by interconnection. *Journal of Sound and Vibration* 2001; **242**(2): 333–353.
93. Gattulli V, Potenza F, Spencer BF. Design criteria for dissipative devices in coupled oscillators under seismic excitation. *Structural Control and Health Monitoring* 2018: e2167.
94. Filiatrault A, Folz B. Nonlinear earthquake response of structurally interconnected buildings. *Canadian Journal of Civil Engineering* 1992; **19**(4): 560–572.
95. Basili M, De Angelis M. Optimal passive control of adjacent structures interconnected with nonlinear hysteretic devices. *Journal of Sound and Vibration* 2007; **301**(1–2): 106–125.
96. Ni YQ, Ko JM, Ying ZG. Random seismic response analysis of adjacent buildings coupled with non-linear hysteretic dampers. *Journal of Sound and Vibration* 2001; **246**(3): 403–417.
97. Haramoto H, Seto K, Koike Y. Active vibration control of triple flexible structures arranged in parallel. *Japan Society of Mechanical Engineers International Journal* 2000; **43**(3): 712–718.
98. Christenson RE, Spencer BF, Johnson EA, Seto K. Coupled building control considering the effects of building/connector Configuration. *Journal of Structural Engineering* 2006; **132**(6): 853–863.

99. Christenson RE. Semiactive control of civil structures for natural hazard mitigation: analytical and experimental studies. PhD dissertation. University of Notre Dame, Indiana, Notre Dame, Indiana, USA, 2001.
100. Motra GB, Mallik W, Chandiramani NK. Semi-active vibration control of connected buildings using magnetorheological dampers. *Journal of Intelligent Material Systems and Structures* 2011; **22**(16) : 1811–1827.
101. http://harumi-triton.jp/
102. https://fr.mathworks.com/

INSTITUT POLYTECHNIQUE DE PARIS

Titre : Étude de l'entrechoquement entre bâtiments au cours d'un séisme

Mots clés : Entrechoquement, spectres de plancher, essais sur table vibrante

Résumé : Cette thèse étudie la problématique d'entrechoquement entre bâtiments adjacents au cours d'un séisme mais aussi la possibilité de suppression de ce phénomène par la connexion des bâtiments. Contrairement à une majeure partie des travaux antérieurs qui se focalisent sur les conséquences des chocs sur les pics des accélérations et les efforts dans les structures, ce travail examine aussi les effets potentiels de l'entrechoquement sur les équipements par l'étude des spectres de planchers. Les conséquences des chocs sur la réponse des structures sont examinées à l'aide d'essais et de simulations numériques. Tout d'abord, une campagne d'essais a été réalisée afin de mettre en relief l'effet des chocs. Le phénomène d'entrechoquement a donc été reproduit en sollicitant deux maquettes de bâtiments à des séismes au moyen d'une table vibrante. Cette campagne d'essais et son interprétation à l'aide de simulations a permis d'analyser les effets de l'entrechoquement et d'évaluer la capacité d'outils de modélisation à représenter ces effets. Ce travail s'intéresse aussi à la problématique de l'entrechoquement dans le cas général de deux structures adjacentes. A cet égard, une analyse de sensibilité a été effectuée dans le but de déterminer les paramètres les plus influents sur les deux conséquences de l'entrechoquement mentionnées (l'amplification des efforts dans les structures et la modification des spectres de planchers). Enfin, la possibilité de suppression de l'entrechoquement par l'utilisation d'une connexion entre deux bâtiments adjacents a été étudiée. Deux liaisons passives viscoélastiques et une liaison active ont été utilisées pour connecter les structures.

Title : Study of pounding between buildings during earthquakes

Keywords : Pounding, floor response spectra, shake table tests

Abstract : This thesis studies the problem of pounding between adjacent buildings during an earthquake and possibilities to suppress this phenomenon using a link to connect the buildings. Contrary to most of previous studies that focus on the consequences of the impact on the structures' acceleration spikes and forces, this work examines also the potential effects of pounding on the equipment response through the study of floor response spectra. The consequences of the impacts on the structures' responses are examined by means of experimental tests as well as simulations. First, an experimental campaign was carried out to highlight the effects of pounding. Pounding phenomenon was reproduced on two models of buildings mounted on a shake table. This experimental campaign as well as its numerical simulation enable us to analyze the effects of pounding and evaluate the ability of numerical models to represent these effects. This work also studies pounding in the general case of two adjacent buildings. To this end, a sensitivity analysis was carried out in order determine the most influent parameters on the two aforementioned consequences of pounding (the amplification of the structures' forces and the modification of the floor response spectra). Finally, the ability to suppress pounding using a link between two adjacent buildings was studied. Two passive viscoelastic links and an active link were used to connect the structures.

Institut Polytechnique de Paris
91120 Palaiseau, France