



**HAL**  
open science

# Analyse de la vulnérabilité sismique des structures à ossature en bois

Clément Boudaud

► **To cite this version:**

Clément Boudaud. Analyse de la vulnérabilité sismique des structures à ossature en bois. Génie civil. Université de Grenoble, 2012. Français. NNT : . tel-00830133

**HAL Id: tel-00830133**

**<https://theses.hal.science/tel-00830133>**

Submitted on 4 Jun 2013

**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.

## THÈSE

Pour obtenir le grade de

### DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DE GRENOBLE

Spécialité : **Matériaux, Mécanique, Génie Civil, Electrochimie**

Arrêté ministériel : 7 août 2006

Présentée par

**Clément BOUDAUD**

Thèse dirigée par **Laurent DAUDEVILLE**

préparée au sein du **Laboratoire Sols, Solides, Structures, Risques 3SR**  
dans l'**École Doctorale Ingénierie – Matériaux, Mécanique,  
Environnement, Énergétique, Procédés, Production (IMEP-2)**

## Analyse de la vulnérabilité sismique des structures à ossature en bois

Essais expérimentaux – Modélisation numérique – Calculs  
parasismiques

Thèse soutenue publiquement le **07/12/2012**  
devant le jury composé de :

**M. Ario CECCOTTI**

Professeur à l'IVALSA (CNR), Trento (Italie), Président

**M. Frédéric DUBOIS**

Professeur à l'Université de Limoges, Rapporteur

**M. Patrick RACHER**

Maître de Conférences HDR à l'UBP, Clermont-Ferrand, Rapporteur

**M. Laurent DAUDEVILLE**

Professeur à l'UJF, Grenoble, Directeur de thèse

**M. Stéphane HAMEURY**

Docteur et Ingénieur au CSTB, Champs/Marne, Encadrant

**M. Julien BAROTH**

Maître de Conférences à l'UJF, Grenoble, Encadrant

**Mme. Carole FAYE**

Docteure et Ingénieure à l'Institut Technologique FCBA, Bordeaux, Invitée





---

# Remerciements

---

Je tiens à remercier Ario Ceccotti pour son enthousiasme concernant ces travaux et pour m'avoir fait l'honneur de présider mon jury de thèse. Je remercie aussi mes rapporteurs, Frédéric Dubois et Patrick Racher, pour avoir contribué à ces travaux par leur regard intéressé et leurs critiques constructives.

Je remercie vivement Laurent Daudeville, Stéphane Hameury et Julien Baroth pour m'avoir guidé tout au long de ces trois ans. Plus particulièrement, Laurent pour sa capacité à apporter des idées pertinentes lors de réunions parfois rapides mais toujours efficaces. Stéphane, pour m'avoir fait confiance dès le premier stage réalisé au CSTB il y a de ça quatre ans et demi, ainsi que pour son suivi malgré la distance et un emploi du temps chargé. Julien, pour m'avoir guidé vers un niveau de rigueur adapté aux enjeux et pour sa réactivité en toutes circonstances.

Ces travaux ont bénéficié de nombreuses collaborations. Je remercie notamment Carole Faye pour l'organisation de programmes de recherche qui ont beaucoup apporté à mes travaux, ainsi que pour m'avoir accueilli à Bordeaux lors d'une semaine très constructive. Je souhaite aussi remercier Luc Davenne pour son aide concernant les aspects numériques, Motoi Yasumura pour ses explications et critiques constructives à propos de mes travaux, ainsi que Patrick Garcia, Laurent Lemagorou et Jean-Charles Duccini pour leur travail.

Je dois beaucoup à Jérôme Humbert, qui par ses compétences et sa patience m'a permis d'apprivoiser petit à petit le combo Linux/Python/Fortran/Code\_Aster, un peu indigeste au départ pour un néophyte comme moi. Les travaux de Jérôme ont constitué une base solide pour les développements menés dans cette thèse et ses conseils avisés m'ont permis d'éviter bien des écueils.

Je souhaite remercier plusieurs personnes du CSTB, notamment Pierre Carlotti et Pierre Pimienta pour leur soutien et leur présence le jour de la soutenance malgré une météo peu clémente. Philippe Rivillon, Cécile Thiriet et Alexandre Gabs pour leur aide lors de la réalisation de certains essais expérimentaux repris dans ces travaux, ainsi que tous les techniciens du laboratoire d'essais mécanique. Je ne peux tous les nommer mais je tiens à remercier chaleureusement tous les membres de la division VTI, que j'ai eu plaisir à revoir au gré de mes retours au CSTB.

La bonne ambiance au sein du laboratoire a été un facteur important du bon déroulement de ma thèse. Je tiens à remercier le personnel administratif et les permanents, notamment ceux qui ont pris le temps de m'apporter leurs remarques et observations lors des réunions d'équipe et de la préparation de la soutenance. Je remercie aussi Rémi et Jérôme, les informaticiens, pour avoir résolu bon nombre de problèmes liés autant à l'informatique qu'à l'incompétence de l'utilisateur.



De nombreux collègues sont devenus des amis au cours de ces trois ans. Je veux particulièrement remercier Florent, mon co-bureau, pour sa bonne humeur, ses chants multilingues et ses actions parfois très divertissantes. Je veux aussi remercier tous ceux que j'ai pu côtoyer et qui ont fait du laboratoire un endroit convivial, en particulier Antoine, Audrey, les Cédric, François, Guilhem, Gus, Johnny, Lauriane, Ludovic, Noémie (merci pour tous les petits tuyaux ces derniers mois), Sophie, Stéphane et Sylvie.

Je tiens aussi à remercier tous les amis rencontrés avant de commencer cette thèse et qui m'ont supporté (même de loin) pendant toute cette période, merci à Camille, Freddy, Guillaume, Henry, Loïc et Pierre. Merci aussi à toute la team des Arts, Boubou, Bruno, Claire, Guyeah, Julie, Khoubiack, Rackam et Ronan.

Enfin merci à toute ma famille de m'avoir entouré et soutenu pendant ces trois ans, même si les retours au bercail ne furent qu'assez rares. La distance n'a pas aidé, car une chose est sûre, ce ne sont pas les montagnes et encore moins la neige qui m'ont retenu à Grenoble.

Clément Boudaud

---

# Résumé

---

Les travaux de thèse visent à améliorer les connaissances sur le comportement parasismique des bâtiments à ossature en bois. Le comportement de ces bâtiments sous sollicitations sismiques est lié à celui de ses assemblages par connecteurs métalliques (pointes, vis, équerres, etc.). La modélisation numérique d'une telle structure s'appuie sur une démarche multi-échelles, afin de représenter les comportements locaux à l'échelle de l'ouvrage. Trois échelles sont définies. Échelle 1 : assemblages, échelle 2 : éléments de structure (mur, plancher, toiture), échelle 3 : bâtiment. A chaque échelle, une loi de comportement dédiée (hystérétique avec endommagement) permet la modélisation. Les calages ou validations s'appuient sur des campagnes d'essais expérimentaux. Diverses configurations de spécimen et divers chargements sont testés afin de construire une vaste base de données de résultats. Les essais sur les assemblages par connecteurs métalliques ont permis le calage du modèle numérique à l'échelle 1. Un modèle éléments finis (EF) détaillé de mur est validé expérimentalement en quasi-statique et en dynamique. Un modèle EF simplifié de mur (macro) permet de passer à l'échelle du bâti. Cet élément macro, calibré sur le modèle détaillé, permet de reproduire avec une précision satisfaisante le comportement dynamique d'un mur. L'assemblage d'éléments de murs (pleins ou avec ouverture) permet de tendre vers la modélisation tridimensionnelle d'une structure. Ce modèle numérique de structure permettra d'étudier, localement et globalement, le comportement parasismique des constructions à ossature bois afin de proposer des dispositifs constructifs et un dimensionnement adaptés à ces ouvrages en zone sismique.

**Mots clés:** Ossature bois - Murs de contreventement - Comportement parasismique - Modélisation numérique multi-échelles - Loi de comportement hystérétique - Essais expérimentaux quasi-statiques et dynamiques



---

# Abstract

---

This research aims at a better understanding of the vulnerability of timber-frame buildings against earthquakes. The behavior of these structures under seismic loading relies on their joints with metal fasteners (nails, screws, 3 dimensionnal connections, etc.). The numerical modeling of such a structure is based on a multi-scale approach, which allows to take into account the local behaviors at the structural scale. Three scales are defined: Scale 1: joints, scale 2: structural elements (shear walls, floors, roofs), scale 3: buildings. At each scale, a behavior law (hysteretic with damage) is used. The calibrations or validations are based on experimental tests. Tests on joints with metal fasteners are used to calibrate the numerical model at scale 1. A detailed finite elements (FE) model of shear wall is developped and its predictions are confronted to quasi-static and dynamic experimental results for validation. A simplified FE model of shear wall (macro element) is used to generate a numerical model at the building scale. This macro element, calibrated on the detailed FE model, accurately reproduces the dynamic behavior of a shear wall despite its simplicity. The numerical model of timber-frame buildings will be used to study, locally and globally, their behavior against earthquake in order to propose construction details and design adapted to these structures in seismic areas.

**Key words:** Timber-frame - Shear walls - Paraseismic behavior - Multi-scale numerical modeling - Hysteretic behavior law - Quasi-static and dynamic experimental tests



---

# Plan

---

<b>Remerciements</b>	<b>3</b>
<b>Résumé</b>	<b>5</b>
<b>Abstract</b>	<b>7</b>
<b>Plan</b>	<b>9</b>
<b>Liste des figures</b>	<b>13</b>
<b>Liste des tableaux</b>	<b>17</b>
<b>Liste des symboles</b>	<b>19</b>
<b>Introduction</b>	<b>23</b>
<b>1 Position du problème</b>	<b>25</b>
1.1 Structures à ossature en bois . . . . .	25
1.2 Calculs dynamiques de structure . . . . .	28
1.2.1 Equation d'équilibre dynamique . . . . .	28
1.2.1.1 Analyse temporelle . . . . .	29
1.2.1.2 Analyses simplifiées . . . . .	29
1.2.2 Modélisation des structures . . . . .	30
1.2.2.1 Modèles fins . . . . .	31
1.2.2.2 Modèles simplifiés . . . . .	32
1.2.2.3 Approche multi-échelles . . . . .	32
1.3 Difficultés et verrous scientifiques . . . . .	33
1.4 Objectifs détaillés de la thèse . . . . .	34
<b>I État de l'art</b>	<b>35</b>
<b>2 Analyse parasismique des bâtiments à ossature en bois</b>	<b>37</b>
2.1 Détails constructifs . . . . .	37
2.2 Comportement parasismique . . . . .	38
2.3 Calcul parasismique . . . . .	40
2.3.1 Approche générale . . . . .	40
2.3.2 Approches simplifiées . . . . .	41
2.4 Conclusion . . . . .	46

<b>3</b>	<b>Méthodes de modélisation numérique</b>	<b>47</b>
3.1	Approche multi-échelles . . . . .	47
3.2	Lois de comportement . . . . .	49
3.2.1	Phénomènes à reproduire . . . . .	50
3.2.2	Lois existantes . . . . .	52
3.2.3	Loi de Humbert . . . . .	56
<b>4</b>	<b>Modélisation par couplage expérimental–numérique</b>	<b>61</b>
4.1	Études expérimentales . . . . .	61
4.1.1	Types d’essais . . . . .	61
4.1.1.1	Essais quasi–statiques . . . . .	61
4.1.1.2	Essais pseudo–dynamiques . . . . .	66
4.1.1.3	Essais dynamiques . . . . .	66
4.1.2	Échelles étudiées . . . . .	67
4.1.2.1	Connecteurs métalliques . . . . .	68
4.1.2.2	Éléments de structure . . . . .	69
4.1.2.3	Structure . . . . .	71
4.2	Études numériques . . . . .	72
4.2.1	Éléments de structure . . . . .	72
4.2.1.1	Murs de contreventement . . . . .	73
4.2.1.2	Planchers . . . . .	76
4.2.2	Structure . . . . .	76
<b>II</b>	<b>Travaux de thèse</b>	<b>79</b>
<b>5</b>	<b>Connecteurs métalliques - Echelle 1</b>	<b>81</b>
5.1	Essais expérimentaux . . . . .	82
5.1.1	Détails des connecteurs testés . . . . .	82
5.1.1.1	Pointes . . . . .	83
5.1.1.2	Equerres . . . . .	84
5.1.2	Méthode d’essais . . . . .	84
5.1.2.1	Pointes . . . . .	84
5.1.2.2	Equerres . . . . .	85
5.1.3	Analyse des résultats . . . . .	87
5.1.3.1	Pointes . . . . .	87
5.1.3.2	Equerres . . . . .	91
5.2	Modélisation des assemblages dissipatifs . . . . .	95
5.2.1	Paramètres de calage . . . . .	95
5.2.2	Calage direct . . . . .	97
5.2.3	Calage moyen . . . . .	100
5.2.4	Calage probabiliste . . . . .	101
5.2.5	Validation des calages . . . . .	103
5.3	Modélisation des assemblages faiblement dissipatifs . . . . .	105
5.3.1	Pointes d’ossature . . . . .	105
5.3.2	Hold-down . . . . .	106
5.4	Conclusion . . . . .	107

<b>6</b>	<b>Murs de contreventement - Echelle 2</b>	<b>109</b>
6.1	Essais expérimentaux . . . . .	110
6.1.1	Détails des murs de contreventement . . . . .	110
6.1.2	Essais quasi-statiques . . . . .	112
6.1.2.1	Banc d'essais . . . . .	112
6.1.2.2	Mesure des déplacements . . . . .	113
6.1.3	Essais dynamiques . . . . .	113
6.1.3.1	Banc d'essais . . . . .	113
6.1.3.2	Déroulement d'un essai . . . . .	114
6.1.3.3	Originalité du banc d'essais . . . . .	114
6.1.3.4	Mesure des accélérations et des déplacements . . . . .	114
6.1.3.5	Accélérogrammes . . . . .	114
6.1.4	Analyse des résultats . . . . .	116
6.1.4.1	Essais quasi-statiques . . . . .	117
6.1.4.2	Essais dynamiques . . . . .	120
6.2	Modèle Éléments Finis . . . . .	122
6.2.1	Géométrie . . . . .	122
6.2.2	Matériaux . . . . .	123
6.2.3	Conditions limites . . . . .	123
6.2.4	Déroulement des calculs . . . . .	124
6.2.4.1	Pré-calculs . . . . .	124
6.2.4.2	Pré-calculs supplémentaires en dynamique . . . . .	124
6.2.4.3	Fin de calcul . . . . .	125
6.2.4.4	Critère de convergence . . . . .	125
6.2.4.5	Considérations supplémentaires en dynamique . . . . .	126
6.3	Résultats . . . . .	126
6.3.1	Comparaisons expérimental-numérique . . . . .	126
6.3.1.1	Quasi-statique . . . . .	126
6.3.1.2	Dynamique . . . . .	127
6.3.2	Observations . . . . .	131
6.3.2.1	Effet du chargement vertical . . . . .	131
6.3.2.2	Relation niveau de sollicitation / réponse maximale . . . . .	131
6.3.2.3	Localisation de l'endommagement . . . . .	132
6.3.2.4	Propagation d'incertitudes . . . . .	133
6.4	Conclusion . . . . .	134
<b>7</b>	<b>Bâtiment - Echelle 3</b>	<b>135</b>
7.1	Modèle EF simplifié de mur . . . . .	135
7.1.1	Détail du modèle . . . . .	135
7.1.2	Calage . . . . .	136
7.1.3	Validation des calages . . . . .	137
7.1.4	Critère de fin de calcul . . . . .	137
7.2	Vers une structure 3D . . . . .	138
7.2.1	Murs avec ouvertures . . . . .	138
7.2.1.1	Murs pleins . . . . .	139
7.2.1.2	Modélisation des ouvertures . . . . .	140
7.2.2	Maison de plain-pied . . . . .	141
7.2.2.1	Présentation du modèle . . . . .	141
7.2.2.2	Calculs et résultats . . . . .	142
7.3	Conclusion . . . . .	144
	<b>Conclusion</b>	<b>147</b>



<b>Références Bibliographiques</b>	<b>151</b>
<b>III Annexes</b>	<b>159</b>
<b>A Règles PS 92</b>	<b>161</b>
A.1 Méthodes de dimensionnement . . . . .	161
A.2 Définition du coefficient de comportement . . . . .	165
<b>B Lois de comportement hystérétiques</b>	<b>169</b>
B.1 Loi mécanique . . . . .	169
B.2 Lois phénoménologiques . . . . .	170
<b>C Résultats des essais sur assemblages</b>	<b>177</b>
C.1 Essais sur pointes . . . . .	177
C.1.1 Synthèse par configuration . . . . .	177
C.1.2 Synthèse par essai . . . . .	178
C.2 Essais sur équerres . . . . .	182
C.2.1 Equerre E5 . . . . .	182
C.2.2 Equerre E14 . . . . .	183
<b>D Résultats des essais murs</b>	<b>185</b>
D.1 Essais monotones quasi-statiques . . . . .	185
D.2 Essais cycliques quasi-statiques . . . . .	186
D.3 Essais dynamiques . . . . .	190
<b>E Comparaisons expérimental–numérique</b>	<b>193</b>
E.1 Sollicitations quasi-statiques . . . . .	193
E.2 Sollicitations dynamiques . . . . .	197

---

# Liste des figures

---

1.1	Maison à Ossature en Bois de type plate-forme . . . . .	26
1.2	Évaluation du risque sismique en France . . . . .	27
1.3	Système à un degré de liberté . . . . .	28
1.4	Décomposition d'un signal par ses harmoniques . . . . .	30
1.5	Spectre de réponse d'un séisme et spectre de dimensionnement . . . . .	31
1.6	Approches multi-échelles . . . . .	33
2.1	Éléments structurels d'un ouvrage en ossature bois . . . . .	38
2.2	Effondrement de structures à ossature en bois . . . . .	38
2.3	Essai dynamique (de Lindt <i>et al.</i> , 2010b) . . . . .	39
2.4	Détermination de la relation force-déplacement idéalisée . . . . .	44
2.5	Déplacements cibles $d_i^*$ en fonction de la période $T^*$ . . . . .	45
3.1	Évolutions force-déplacement cycliques expérimentales à différentes échelles d'étude	48
3.2	Décomposition des types de déformation d'un mur . . . . .	49
3.3	Comportement caractéristique à modéliser . . . . .	50
3.4	Effets de l'endommagement sur le comportement d'un élément de structure à ossature en bois . . . . .	51
3.5	Loi de comportement semi-rigide 1D (Humbert, 2010) . . . . .	56
3.6	Définition des boucles d'hystérésis (Humbert, 2010) . . . . .	58
4.1	Effet de la vitesse de chargement sur le comportement . . . . .	62
4.2	Comparaison expérimentale de deux historiques de chargement sur un mur . . . . .	65
4.3	Influence de la distance au bord . . . . .	68
4.4	Déformation d'une pointe (He <i>et al.</i> , 1998) . . . . .	69
4.5	Essais dynamiques avec ossature articulée . . . . .	70
4.6	Schéma d'un mur de contreventement et zoom sur les liaisons P2F, F2F Angle et F2F Nail . . . . .	73
5.1	Connecteurs métalliques utilisés en ossature bois . . . . .	81
5.2	Sections et profils des pointes annelées et cannelées . . . . .	83
5.3	Sollicitation en cisaillement d'un assemblage cloué . . . . .	84
5.4	Mise en place des essais sur des pointes de contreventement . . . . .	85
5.5	Mise en place des essais équerres . . . . .	86
5.6	Banc d'essais (installation pour essai en Z) . . . . .	87
5.7	Comportement d'un assemblage cloué en cisaillement . . . . .	87
5.8	Épaisseur du panneau ( $t_1$ ) et longueur de pénétration ( $t_2$ ) . . . . .	88
5.9	Allure d'une rotule plastique en fonction de l'arrachement de la pointe . . . . .	89

5.10	Evolution force–déplacement caractéristique des pointes en cisaillement . . . . .	90
5.11	Modes de ruine pour les essais en X . . . . .	92
5.12	Modes de ruine pour les essais en Y . . . . .	92
5.13	Modes de ruine pour les essais en Z . . . . .	92
5.14	Evolution force–déplacement caractéristique des équerres dans la direction X . .	94
5.15	Evolution force–déplacement caractéristique des équerres dans la direction Y . .	94
5.16	Evolution force–déplacement caractéristique des équerres dans la direction Z . . .	95
5.17	Paramètres de la loi de comportement (cf. §3.2.3, p 56) . . . . .	96
5.18	Réponse de la loi de comportement pour différents chargements cycliques . . . . .	97
5.19	calage direct (Pointe P16) . . . . .	97
5.20	Paramètres d'endommagement $BC$ et $BR$ . . . . .	98
5.21	Variabilité expérimentale en monotone et en cyclique (Equerre YSBE5) . . . . .	100
5.22	Calage moyen (Equerre XDBE5) . . . . .	101
5.23	Loi de probabilité et intervalle de confiance sur le paramètre $F_1$ . . . . .	102
5.24	Validation du calage probabiliste (Equerre XDBE5) . . . . .	102
5.25	Comparaison expérimental–numérique en force et en énergie (P16 C1) . . . . .	103
5.26	Energie dissipée et force au pic pour chaque demi cycle (P16 C1) . . . . .	104
5.27	Pointe d'ossature . . . . .	105
5.28	Modélisation du comportement des pointes d'ossature . . . . .	106
5.29	Modélisation du comportement des équerres $AH$ . . . . .	106
6.1	Éléments de structure à ossature bois . . . . .	109
6.2	Schéma de principe des murs de contreventement . . . . .	110
6.3	Mur de contreventement sur le banc d'essais (CSTB) . . . . .	112
6.4	Dispositif expérimental pour les murs en quasi–statique . . . . .	112
6.5	Positions des capteurs de déplacement . . . . .	113
6.6	Mur de contreventement sur la table vibrante (FCBA) . . . . .	113
6.7	Position des accéléromètres . . . . .	114
6.8	Accélérogrammes sélectionnés pour les essais dynamiques . . . . .	116
6.9	Observation du comportement global et local du mur . . . . .	117
6.10	Évolution force–déplacement caractéristique des murs en contreventement . . . . .	118
6.11	Influence du chargement vertical (NC : Non Chargé, C : Chargé) . . . . .	119
6.12	Modes de rupture des pointes lors des essais dynamiques . . . . .	120
6.13	Fonction de transfert du mur au fil des sollicitations . . . . .	121
6.14	Représentation éclatée du modèle EF détaillé . . . . .	122
6.15	Rotation selon DRZ d'un assemblage entre éléments d'ossature . . . . .	122
6.16	Comparaison expérimental–numérique en cyclique quasi–statique . . . . .	127
6.17	Comparaison expérimental–numérique en dynamique (OSB12 1500 kg Guade- loupe Naturel) . . . . .	128
6.18	Exemples d'écarts entre l'expérimental et le numérique . . . . .	129
6.19	Effet du chargement vertical pour des ancrages extérieurs faibles (E5) . . . . .	131
6.20	Évolution du déplacement maximal en fonction du PGA . . . . .	132
6.21	Différentiation des types d'endommagement . . . . .	132
6.22	Localisation de l'endommagement dans un mur . . . . .	133
6.23	Propagation d'incertitudes dans le mur (500 calculs) . . . . .	134
7.1	Modèle simplifié de mur . . . . .	135
7.2	Calage du modèle simplifié (OSB12 AH 1500 kg) . . . . .	136
7.3	Comparaison des 2 modèles de murs pour un autre historique de chargement . .	136
7.4	Vérification du comportement dynamique du modèle simplifié . . . . .	137
7.5	Comparaison des indices d'endommagement globaux et locaux . . . . .	138
7.6	Efforts sur l'ossature . . . . .	139

7.7	Influence du nombre de panneau de contreventement . . . . .	139
7.8	Découpage d'un mur en éléments macros . . . . .	140
7.9	Plan de la maison $8 \times 12$ m (Programme Sisbat) . . . . .	141
7.10	Maillage des murs de contreventement . . . . .	142
7.11	Maillage des lisses de chaînage . . . . .	143
7.12	Maillage des poutres au vent . . . . .	143
7.13	Maillage de la maison $8 \times 12$ m . . . . .	143
7.14	Visualisation des déplacements . . . . .	144
A.1	Approches linéaire et non linéaire . . . . .	161
A.2	Définitions statiques du coefficient de comportement . . . . .	166
A.3	<i>Reduction factor</i> . . . . .	167
A.4	<i>Structural factor</i> . . . . .	167
B.1	Modèle de Foschi . . . . .	169
B.2	Modèle de Clough . . . . .	170
B.3	Modèle Q-Hyst . . . . .	170
B.4	Modèle de Stewart . . . . .	170
B.5	Modèle de Ceccotti . . . . .	171
B.6	Modèle de Dolan . . . . .	171
B.7	Modèle de Kasal . . . . .	171
B.8	Modèle de Folz . . . . .	172
B.9	Modèle de Yasumura . . . . .	172
B.10	Modèle de Richard . . . . .	173
B.11	Modèle Q-Pinch . . . . .	173
B.12	Modèle de Collins . . . . .	174
B.13	Modèle de Clough amélioré . . . . .	174
B.14	Modèle de Ayoub (1ère partie) . . . . .	174
B.15	Modèle de Ayoub (2ème partie) . . . . .	175
B.16	Modèle EPHM . . . . .	175
B.17	Modèle BWBN . . . . .	176
B.18	Calage du modèle BWBN sur un essai clou . . . . .	176
D.1	Résultats en monotone et cyclique pour la configuration OSB9_E5 . . . . .	187
D.2	Résultats en monotone et cyclique pour la configuration OSB12_E5 . . . . .	187
D.3	Résultats en monotone et cyclique pour la configuration OSB12_AH . . . . .	188
D.4	Résultats en monotone et cyclique pour la configuration P16_E5 . . . . .	188
D.5	Résultats en monotone et cyclique pour la configuration P16_AH . . . . .	189
D.6	Résultats en monotone et cyclique pour la configuration CP10_AH . . . . .	189
E.1	Comparaisons expérimental–numérique pour la configuration OSB9 . . . . .	194
E.2	Comparaisons expérimental–numérique pour la configuration OSB12 . . . . .	195
E.3	Comparaisons expérimental–numérique pour la configuration P16 . . . . .	196



---

# Liste des tableaux

---

2.1	Coefficients de comportement de l'Eurocode 8 pour les structures bois . . . . .	45
3.1	Comparaison synthétique des lois de comportement hystérétique . . . . .	55
4.1	Amplitudes des chargements cycliques . . . . .	65
5.1	Plan d'expérience pour les essais pointes . . . . .	83
5.2	Plan d'expérience pour les essais équerres . . . . .	84
5.3	Mesures de densité et d'humidité sur les éléments bois . . . . .	90
5.4	Paramètres du calage direct (Pointe P16) . . . . .	100
6.1	Plan d'expérience pour les essais murs . . . . .	111
6.2	Comparaison de trois essais identiques . . . . .	121
6.3	Rigidités et masses volumiques retenues pour la modélisation . . . . .	123
6.4	Comparaison expérimental-numérique des fréquences fondamentales . . . . .	128
6.5	Écarts moyens aux pics de déplacement entre les résultats expérimentaux et les prévisions numériques en fonction de l'intervalle de temps considéré . . . . .	129
A.1	Coefficients de comportement des règles PS 92 pour les structures bois . . . . .	164
C.1	Synthèse des essais pointes pour les 33 configurations . . . . .	177
C.2	Synthèse des 263 essais pointes par essai . . . . .	181
C.3	Synthèse des 15 essais monotones sur l'équerre E5 . . . . .	182
C.4	Synthèse des 8 essais cycliques sur l'équerre E5 . . . . .	183
C.5	Synthèse des 13 essais monotones sur l'équerre E14 . . . . .	183
C.6	Synthèse des 6 essais cycliques sur l'équerre E14 . . . . .	184
D.1	Synthèse des 9 essais monotones sur les murs . . . . .	185
D.2	Synthèse 24 des essais cycliques sur les murs . . . . .	186
D.3	Résultats des 8 essais dynamiques pour l'OSB 12 mm . . . . .	190
D.4	Résultats des 4 essais dynamiques pour les panneaux de particules 16 mm . . . . .	191
E.1	Comparaison des essais expérimentaux et des simulations numériques . . . . .	193



---

# Liste des symboles

---

## Chapitre 1

$a(t)$	$m/s^2$	Vecteurs des accélérations
$c$	$Ns/m$	Coefficient d'amortissement
$\mathbf{C}(v(t))$	$Ns/m$	Matrice d'amortissement
$k$	$N/m$	Raideur (ou rigidité)
$k_j$	$N/m$	Raideur (ou rigidité) de l'étage $j$
$\mathbf{K}(v(t))$	$N/m$	Matrice de raideur (ou de rigidité)
$m$	$kg$	Masse
$m_b$	–	Magnitude des ondes de volume
$m_j$	$kg$	Masse de l'étage $j$
$\mathbf{M}$	$kg$	Matrice de masse
$M_D$	–	Magnitude de durée
$M_L$	–	Magnitude de Richter
$M_S$	–	Magnitude des ondes de surfaces
$M_W$	–	Magnitude de moment
$p(t)$	$N$	Vecteurs des forces externes
$t$	$s$	Temps
$T_i$	$s$	Période propre du mode $i$
$u(t)$	$m$	Vecteurs des déplacements
$v(t)$	$m/s^1$	Vecteurs des vitesses
$\Delta t$	$s$	Incrément temporel

## Chapitre 2

$A_{Ed}$	$N$	Valeur de calcul de l'action sismique
$C_t$	–	Coefficient de calcul de la période $T_1$
$d$	$m$	Déplacement
$d^*$	$m$	Déplacement équivalent (méthode push-over)
$d_e$	$m$	Déplacement calculé en élastique
$d_{et}^*$	$m$	Demande en déplacement (méthode push-over)
$d_m^*$	$m$	Seuil de plasticité en déplacement (méthode push-over)
$d_s$	$m$	Déplacement calculé en inélastique
$d_t^*$	$m$	Déplacement cible (méthode push-over)
$d_y^*$	$m$	Limite élastique (méthode push-over)
$E_d$	$N$	Valeur de calcul des effets de l'action
$E_E$	$N$	Valeur de la variable d'intérêt (analyse modale)



$E_{Ei}$	$N$	Valeur de la variable d'intérêt pour le mode $i$ (analyse modale)
$E_m^*$	$Nm$	Energie du système élasto-plastique parfait (méthode push-over)
$F^*$	$N$	Effort tranchant équivalent (méthode push-over)
$F_y^*$	$N$	Seuil de plasticité en force (méthode push-over)
$F_b$	$N$	Effort tranchant à la base de la structure
$F_i$	$N$	Effort tranchant au niveau $i$
$\bar{F}_i$	$N$	Effort tranchant normalisé au niveau $i$
$H$	$m$	Hauteur de bâtiment
$m$	$kg$	Masse
$m^*$	$kg$	Masse d'un système 1 ddl équivalent (méthode push-over)
$m_i$	$kg$	Masse de l'étage $i$
$PGA$	$g$	<i>Peak Ground Acceleration</i>
$q$	–	Coefficient de comportement
$q_d$	–	Coefficient de comportement en déplacement
$q_u$	–	Coefficient de comportement (méthode push-over)
$R_d$	$N$	Résistance de calcul
$s_i$	$m$	Déplacement de la masse $m_i$
$S_d(T)$	$m/s^2$	Spectre de calcul
$S_e(T)$	$m/s^2$	Spectre de réponse élastique
$S_i(T)$	$m/s^2$	Spectre de réponse inélastique (méthode push-over)
$T^*$	$s$	Période propre (méthode push-over)
$T_1$	$s$	Période fondamentale
$T_B$	$s$	Période fondamentale
$T_C$	$s$	Période initiale du plateau du spectre en accélération
$z_i$	$m$	Hauteur de la masse $m_i$
$\Gamma$	–	Coefficient de transformation (méthode push-over)
$\Phi_i$	$m$	Déplacement normalisé au niveau $i$

### Chapitre 3

$d_m$	$m$	Déplacement à $F_{max}$
$d_{m,p}$	$m$	Déplacement à $F_{max}$ pour un essai push-over (monotone)
$d_{m,c}$	$m$	Déplacement à $F_{max}$ pour un essai cyclique
$d_y$	$m$	Déplacement limite élastique
$E_m$	$N/m^2$	Module d'Young moyen (ou $E$ )
$F_{max}$	$N$	Force maximale
$K_4$	$N/m$	Raideur initiale de la branche de décharge
$K_{4,i}$	$N/m$	Raideur initiale de la branche de décharge au $i^{ème}$ cycle
$K_5$	$N/m$	Raideur finale de la branche de charge
$K_{5,i}$	$N/m$	Raideur finale de la branche de charge au $i^{ème}$ cycle
$\Delta F_i$	$N$	Perte d'effort au $i^{ème}$ cycle
$\sigma_y$	$N/m^2$	Contrainte limite élastique

### Chapitre 4

$a(t)$	$m/s^2$	Accélérogramme
$a^n$	$m/s^2$	Accélération au pas de temps $n$
$d$	$m$	Déplacement
$db$	$m$	Distance au bord
$d^n$	$m$	Déplacement au pas de temps $n$

$d_u$	$m$	Déplacement ultime
$d_y$	$m$	Déplacement limite élastique
$F^n$	$N$	Force résistante au pas de temps $n$
$F^i$	$N$	Force dans l'assemblage $i$
$K^i$	$N/m$	Raideur de l'assemblage $i$
$P_{plaque}^i$	$m$	Vecteur de déplacement des points $i$ de la plaque
$P_{poutre}^i$	$m$	Vecteur de déplacement des points $i$ de la poutre
$\lambda$	–	Coefficient d'amplification d'accélérogramme

## Chapitre 5

$A_c$	$m^2$	Aire de contact
$db$	$m$	Distance au bord
$dmg$	$m$	Variable interne d'endommagement
$d_m$	$m$	Déplacement à $F_{max}$
$d_u$	$m$	Déplacement ultime
$d_y$	$m$	Déplacement limite élastique
$D_C$	–	Ductilité cyclique
$D_S$	–	Ductilité statique
$E_{90,mean}$	$N/m^2$	Module moyen transversal
$f_{c,90,k}$	$N^2$	Contrainte caractéristique en compression transversale
$F_1^{5\%}$	$N$	Fractile à 5 % du paramètre $F_1$
$F_1^{95\%}$	$N$	Fractile à 95 % du paramètre $F_1$
$F_{max}$	$N$	Force maximale
$F_{v,Rd}$	$N$	Capacité résistante par connecteur et par plan de cisaillement
$F_{pk}$	$N$	Force au pic (variable interne)
$K_0$	$N/m$	Raideur initiale
$K_{ser}$	$N/m$	Raideur d'assemblage
$t_1$	$m$	Épaisseur du panneau
$t_2$	$m$	Profondeur de pénétration
$u_{pk}$	$m$	Déplacement au pic (variable interne)
$V_u$	$m$	Déplacement ultime (limite de rupture)
$V_y$	$m$	Déplacement limite (limite d'élasticité)
$\Delta_l$	%	Allongement
$\Delta_u$	$m$	Limite ultime (méthode EEEP)
$\Delta_{yield}$	$m$	Limite élastique (méthode EEEP)
$\epsilon$	–	Déformation
$\phi$	$m$	Diamètre
$\sigma_y$	$N/m^2$	Contrainte limite élastique

## Chapitre 6

$b$	$m$	Largeur d'une section
$\mathbf{C}$	$Ns/m$	Matrice d'amortissement
$dmg$	$m$	Variable interne d'endommagement
$d_c$	$m$	Déplacement corrigé
$d_{max}$	$m$	Déplacement maximal
$d_p$	$m$	Déplacement en tête du mur
$d_t$	$m$	Déplacement en pied du mur
$d_u$	$m$	Déplacement ultime

$d_y$	$m$	Déplacement limite élastique
$D_C$	–	Ductilité cyclique
$E_m$	$N/m^2$	Module d'Young moyen
$f$	$Hz$	Fréquence
$F_1$	$N$	Force maximale (paramètre du modèle)
$F_{max}$	$N$	Force maximale
$F_X$	$N$	Composante du vecteur force dans la direction X
$F_Y$	$N$	Composante du vecteur force dans la direction Y
$Id$	–	Indice d'endommagement
<b>K</b>	$N/m$	Matrice de rigidité
$K_0$	$N/m$	Raideur initiale
$h$	$m$	Hauteur d'une section
<b>M</b>	$kg$	Matrice de masse
$PGA$	$g$	<i>Peak Ground Acceleration</i>
$s_c$	$m$	Déplacement du montant en compression
$s_{ext}$	$m$	Couturage sur le pourtour du panneau
$s_{int}$	$m$	Couturage sur le long des montants intermédiaires
$s_t$	$m$	Soulèvement du montant en traction
$T$	<i>années</i>	Période de retour pour un niveau d'accélération donné
$U_X$	$m$	Composante du vecteur déplacement dans la direction X
$U_Y$	$m$	Composante du vecteur déplacement dans la direction Y
$\alpha$	–	Coefficient de Rayleigh pour la raideur
$\beta$	–	Coefficient de Rayleigh pour la masse
$\xi$	%	Taux d'amortissement visqueux
$\phi$	$m$	Diamètre
$\rho_m$	$kg/m^3$	Masse volumique moyenne
$\omega_0$	$rad/s$	Pulsation du mode fondamental
$\omega_1$	$rad/s$	Pulsation du second mode propre

## Chapitre 7

$c$	$Ns/m$	Coefficient d'amortissement
$Id_{global}$	–	Indice d'endommagement global
$Id_{locaux}$	–	Indices d'endommagement locaux
$k$	$N/m$	Raideur
$m$	$kg$	Masse
$\xi$	%	Taux d'amortissement visqueux

---

# Introduction

---

## Contexte

Les maisons à ossature en bois présentent des caractéristiques qui en font le système constructif le plus utilisé pour la réalisation de maisons en bois en France, mais aussi de petits bâtiments tels que des habitats collectifs ou des bureaux. La durée de chantier, le bilan environnemental, l'isolation thermique et la résistance de la structure pour une masse faible sont les principaux atouts de cette technique constructive. *A contrario*, la réaction au feu, la durabilité, le confort d'été et les performances acoustiques peuvent être mis en défaut si ces points ne sont pas traités avec attention lors de la conception et de la mise en œuvre.

D'un point de vue réglementaire, une nouveauté récente est l'entrée en vigueur des Eurocodes, notamment de l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1, 2005) pour le calcul de structures en bois et l'Eurocode 8 (NF EN 1998-1, 2005) pour leur résistance face aux séismes. En France, le décret de mise en application de l'Eurocode 8 considère des accélérations de référence plus élevées qu'auparavant et la justification parasismique des bâtiments est obligatoire sur une plus grande zone du territoire qu'auparavant. Désormais, les calculs de justification parasismique sont donc une partie intégrante du dimensionnement des structures. Ces calculs sont particulièrement complexes pour deux raisons : d'abord, la sollicitation est dynamique (elle engendre des forces d'inertie et d'amortissement) et tridimensionnelle. Ensuite, un bâtiment est un système complexe composé de nombreux montants, poutres, panneaux et connecteurs métalliques. Ces derniers procurent, de plus, un comportement fortement non linéaire aux structures, et participent à la dissipation de l'énergie sismique.

Ainsi, la détermination de la réponse temporelle des structures sous sollicitation sismique nécessite des compétences et des moyens que les bureaux d'études ne possèdent que rarement. La littérature scientifique montre que ces calculs peuvent être réalisés par des modèles numériques. En particulier, les approches de modélisation multi-échelles, qui permettent de modéliser avec précision le comportement à différentes échelles d'intérêt. Ces calculs sont néanmoins limités au domaine de la recherche. Pour parer à cela, la réglementation propose des méthodes de calcul simplifiées, visant notamment à ne calculer que la valeur maximale d'une force ou d'un déplacement pour un risque sismique donné.

## Problématique

On sait que les bâtiments à ossature en bois, du fait de leur bonne résistance pour une masse faible et de leur comportement dissipatif, sont bien adaptés aux zones à risque sismique. Néanmoins, les raisons de leur bon comportement parasismique ne sont pas toutes bien maîtrisées, notamment au niveau des redistributions d'efforts et de certains assemblages par connecteurs

métalliques. De plus, les très nombreux matériaux et connecteurs métalliques disponibles sur le marché, de même que les choix constructifs variés, fournissent un vaste ensemble de possibilités de réalisations, dont il est raisonnable de penser que toutes ne sont pas aptes à résister à un séisme. Ces variétés de configurations ne sont généralement pas étudiées dans la littérature scientifique, que ce soit expérimentalement ou numériquement.

## Objectifs de la thèse

L'objectif principal de cette thèse est d'améliorer les connaissances sur le comportement et la vulnérabilité sous sollicitations sismiques des bâtiments à ossature en bois. La démarche d'étude adoptée consiste en une approche couplant les essais expérimentaux et la modélisation numérique multi-échelles, afin de développer un modèle de structure permettant d'étudier l'influence des choix constructifs (géométries, connecteurs, matériaux, etc.) et des niveaux de sollicitation sismique.

## Organisation du document

Le chapitre 1 pose le problème en présentant le contexte technique des bâtiments à ossature en bois, les principes de calcul et de modélisation des problèmes de dynamique des structures et les objectifs détaillés de la thèse. On distingue ensuite deux parties, la première est dédiée à l'état de l'art et la seconde aux travaux effectués dans le cadre de cette thèse.

Dans la partie état de l'art, le chapitre 2 présente les détails constructifs pertinents des bâtiments à ossature en bois, une synthèse de la littérature scientifique concernant leur comportement sous sollicitations sismiques et les différentes approches de calculs dynamiques réglementaires. Le chapitre 3 s'attarde sur les approches de modélisation numérique adaptées à ce type de structures et ce type de sollicitations. Enfin, le chapitre 4 aborde les études expérimentales et numériques développées dans la littérature.

La partie sur les travaux de thèse est partagée en trois chapitres, chacun dédié à une échelle d'étude. Le chapitre 5 concerne les assemblages par connecteurs métalliques. On détaille le travail sur les équerres d'ancrage de la toiture, dont le comportement n'est pas étudié, à notre connaissance, dans la littérature. On présente aussi une méthode de calage de la loi de comportement sur les résultats expérimentaux. Cette méthode a la particularité de fournir différents niveaux de calages, à savoir directs, moyens et probabilistes. Le chapitre 6 concerne les éléments de structure. On détaille le travail sur les murs de contreventement aux échelles locale (connecteurs) et globale (mur). On montre la qualité de la modélisation en quasi-statique et en dynamique, ainsi que des observations issues des calculs numériques. Le chapitre 7 concerne le bâtiment. On détaille d'abord le développement des modèles simplifiés de mur (éléments macros) puis leurs assemblages pour former la structure. On insiste notamment sur un aspect peu ou pas abordé dans la littérature, à savoir la validation de l'élément macro en dynamique, puisque celui-ci est préalablement calibré sur une réponse en quasi-statique. On présente ensuite une méthode de discrétisation des murs en éléments macros qui permet la prise en compte précise des ouvertures. On conclut sur le développement et les calculs réalisés sur un premier modèle de bâtiment.

---

# Chapitre 1

---

## Position du problème

---

Dans ce chapitre, nous détaillons d'abord les principales caractéristiques des bâtiments à ossature en bois, en s'attardant plus spécialement sur l'aspect dynamique. Nous présentons ensuite succinctement les approches de calcul de la réponse dynamique d'une structure soumise à un séisme et les particularités des modèles de structures pour ce type d'analyses. Cela dans le cas général, tout en mentionnant, lorsque cela est pertinent, les spécificités pour les bâtiments à ossature en bois.

### 1.1 Structures à ossature en bois

Les principes constructifs des bâtiments à ossature en bois reposent sur un ensemble de techniques qui ont évoluées au cours des siècles, des maisons à colombages du XII<sup>e</sup> aux maisons de type plate-forme ou poteaux-poutres contemporaines. Les structures poteaux-poutres s'adaptent bien à des bâtiments de grandes échelles, alors que la technique plate-forme (figure 1.1) est de loin la plus répandue pour la réalisation de bâtiments d'habitation. Cette dernière tire son nom du fait que la hauteur des murs ne représente qu'un étage, ce sont les planchers qui servent de plate-forme à chaque niveau. Facilement industrialisable, les structures de type plate-forme proposent depuis quelques années des solutions pertinentes pour les petits habitats collectifs, les bureaux et les ERP (Établissement Recevant du Public).

Les principales caractéristiques des structures à ossature en bois sont présentées ci-dessous :

- La durée du chantier est courte du fait du pré-assemblage en usine. La construction est dite "sèche", par opposition au matériau béton par exemple, qui nécessite un temps d'hydratation. Cela permet une mise hors d'eau de la structure en quelques jours seulement.
- Le bilan environnemental d'une structure bois est potentiellement meilleur que pour les autres types de matériaux de construction. Le bois est un matériau naturel dont les principales transformations sont la découpe et le séchage, bien moins énergivores que l'obtention de l'acier par exemple.
- La résistance au feu est prévisible et donc dimensionnable. Bien que subissant une rupture fragile, les craquements du bois font dire aux pompiers que ce matériau a "l'élégance de prévenir". En revanche, la réaction au feu du bois, qui désigne son aptitude à s'enflammer, à contribuer au démarrage et à la propagation d'un incendie, est forte. La proximité de deux structures doit donc faire l'objet de précautions particulières.
- Une durabilité maîtrisée, si tant est que la conception et la mise en œuvre respectent les principes de base de préservation d'une structure en bois. Plusieurs exemples de structures multiséculaires existent en effet à travers le monde.

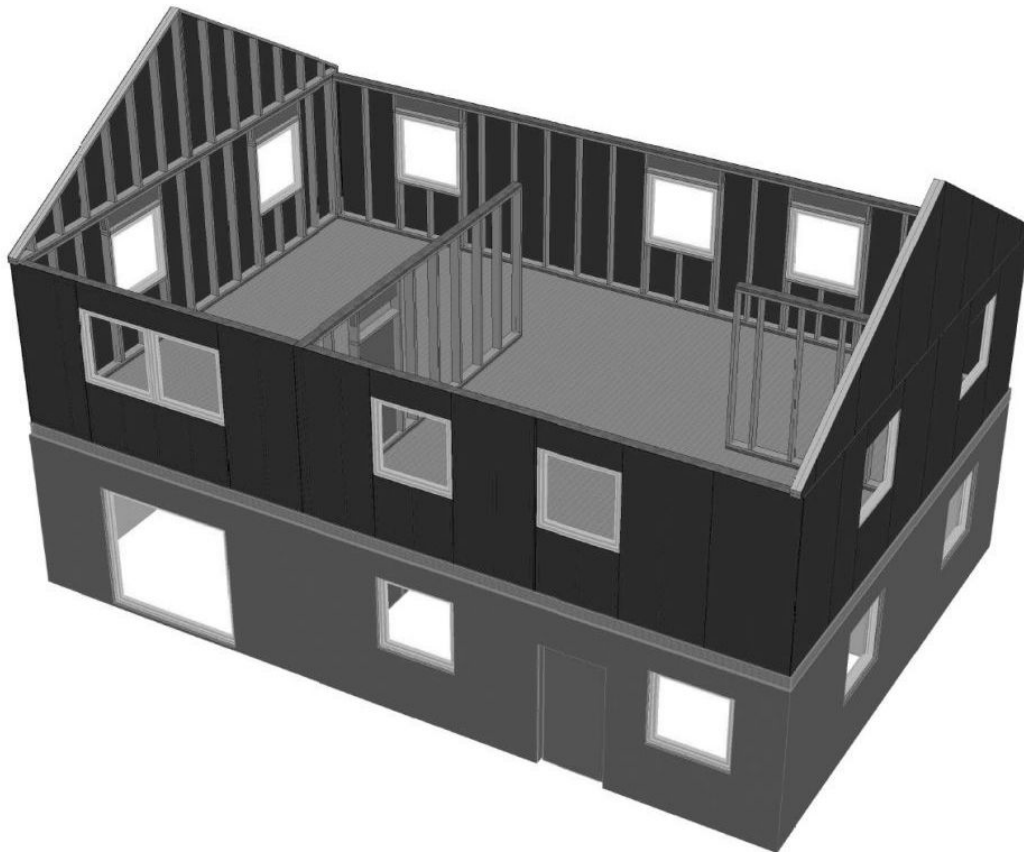


Figure 1.1: Maison à Ossature en Bois de type plate-forme

- La faible conductivité thermique du bois, ainsi que la place laissée à des matériaux isolants plus efficaces, procurent au bâtiment à ossature en bois une bonne isolation thermique. *A contrario*, la faible capacité thermique (ou calorifique) du bois limite l'accumulation de chaleur, l'inertie thermique de la structure est donc relativement faible, ce qui peut réduire le confort d'été.
- La bonne résistance et la faible densité du bois en font un mauvais isolant acoustique. Des matériaux isolants doivent donc être ajoutés pour réduire la transmission des bruits.
- Les choix constructifs sont variés. Il existe de vastes possibilités de sections et de classes mécaniques pour les bois d'ossature, de types et d'épaisseurs de panneau pour le contreventement ou les planchers et de types de connecteurs métalliques pour la réalisation des assemblages.
- Le bois est un matériau naturel dont la croissance est influencée par de nombreux facteurs, à cet égard la variabilité de ses propriétés physiques et mécaniques est importante. Malgré les triages et classements dont fait l'objet le bois de structure, une part de cette variabilité est conférée à la construction. L'autre part de la variabilité du bâti est imputée aux autres composants de la structure ainsi qu'à la mise en œuvre. Cet aspect explique en bonne partie le sur-dimensionnement caractéristique des anciennes structures. Pour des raisons économiques évidentes, ce sur-dimensionnement tend aujourd'hui à se réduire, eu égard à l'optimisation des codes de calcul.
- Le rapport résistance-densité du bois est élevé, c'est pourquoi les structures en bois sont qualifiées de "légères". C'est un avantage important en terme de résistance aux séismes, comme le montre l'utilisation massive de telles structures en Californie ou au Japon. Cette

légèreté pose en revanche des problèmes pour la résistance aux vents très forts dans les régions à risques cycloniques (ce qui n'est pas le cas en France métropolitaine).

- L'assemblage des éléments bois est majoritairement réalisé par des connecteurs métalliques (pointes, vis, équerres, plaque à dents). La plasticité du métal confère à la structure un comportement non linéaire très ductile, capable notamment de dissiper une part importante de l'énergie apportée par un séisme.

En terme de réglementation, on a assisté ces dernières années au passage progressif des règlements nationaux aux Eurocodes, les règlements européens. Ces nouveaux textes doivent favoriser les échanges entre les pays et harmoniser les méthodes de calculs à l'échelle européenne. Ils sont fondés sur des approches semi-probabiliste ou probabiliste, permettant *in fine* des calculs de fiabilité des bâtiments. Pour le cas des structures à ossature en bois en France, le NF DTU 31.2 P1-1 (2011) fixe les règles de construction et l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1 (2005) + Annexe Nationale) les règles de calculs. D'autres textes viennent les compléter, comme l'Eurocode 8 (NF EN 1998-1 (2005) + Annexe Nationale) pour les calculs de résistance aux séismes, qui est accompagné d'une nouvelle évaluation de l'aléa sismique en France. Ainsi, une plus grande partie du territoire (figure 1.2), est concernée par l'obligation du dimensionnement parasismique et les niveaux d'accélération de référence sont plus élevés qu'auparavant. Bien que de bonne résistance intrinsèque face aux séismes, un bâtiment à ossature en bois construit en zone sismique nécessite une conception et une mise en œuvre adaptées. Or, le comportement de ces structures sous sollicitations sismiques est complexe. D'abord du fait des structures elles-mêmes, qui sont assemblées à partir d'un grand nombre d'éléments, et ensuite du fait des chargements dynamiques arbitraires (séismes), qui compliquent l'analyse. La réglementation propose différentes méthodes de dimensionnement parasismique plus ou moins complexes et sécuritaires. On présente ci-dessous les principes des méthodes de calculs générales et simplifiées de la réponse dynamique d'une structure.

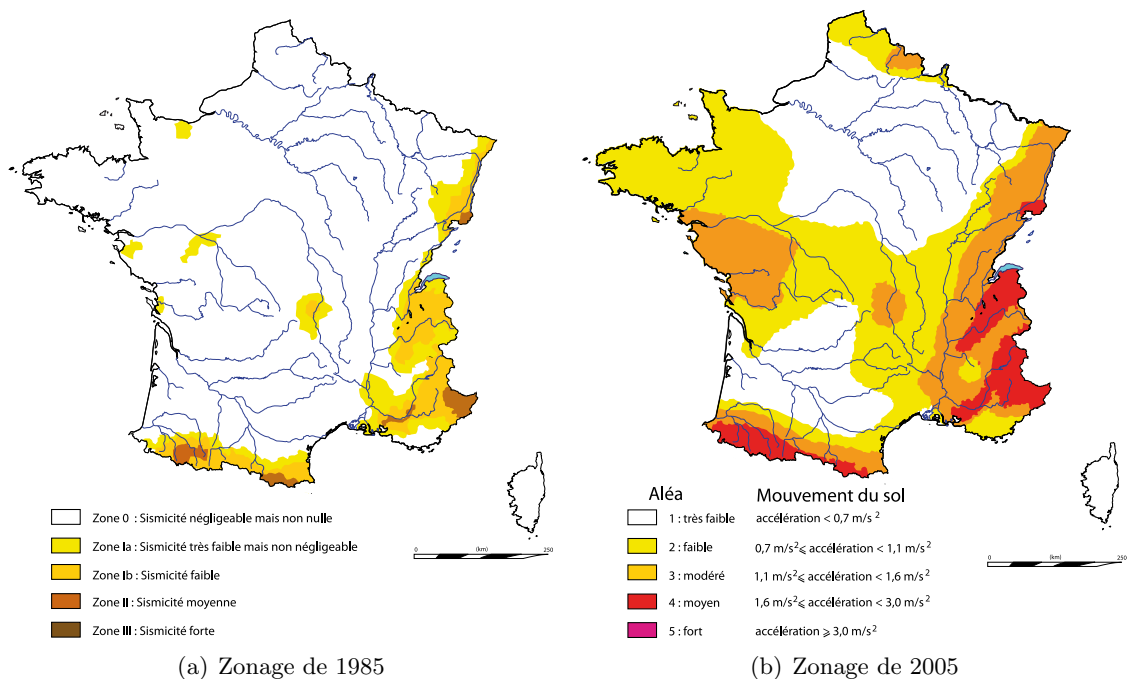


Figure 1.2: Évaluation du risque sismique en France



## 1.2 Calculs dynamiques de structure

On ne considère ici que les sollicitations dynamiques dues à des séismes tectoniques, dont les effets sont les plus dévastateurs pour les structures. Un séisme tectonique se produit lorsque l'énergie accumulée de manière élastique aux limites des plaques, dû aux mouvements de celles-ci, est subitement relâchée par glissement entre les deux milieux rocheux. Cette énergie, que l'on quantifie par une magnitude (de Richter  $M_L$ , des ondes de surface  $M_S$ , des ondes de volume  $m_b$ , de durée  $M_D$  ou de moment  $M_W$ ), se propage sous forme d'ondes, qui en surface se décomposent en ondes de Rayleigh et de Love. Il s'agit respectivement des phénomènes de houle (mouvements horizontaux et verticaux) et de cisaillement transversal (mouvement horizontal). La sollicitation sismique subie par une structure est donc tridimensionnelle et dépend de nombreux paramètres, liés notamment à l'énergie libérée, la distance parcourue et les milieux traversés par les ondes.

### 1.2.1 Equation d'équilibre dynamique

On présente dans cette partie les grandes lignes de la dynamique des structures. Plus de détails pourront être trouvés dans Paultre (2005) ou Chopra (1995). On parle de problème dynamique, non pas lorsque le chargement varie dans le temps, mais lorsque celui-ci engendre des forces d'inerties. Pour une structure modélisée par un système à  $n$  degrés de liberté (*ddl*), l'équilibre dynamique est donnée par l'équation 1.1. On note  $p(t)$  le vecteur des forces externes.  $u(t)$ ,  $v(t)$  et  $a(t)$  sont respectivement les vecteurs des déplacements, vitesses et accélérations alors que  $\mathbf{M}$ ,  $\mathbf{C}(v(t))$  et  $\mathbf{K}(u(t))$  sont les matrices de masse, d'amortissement et de raideur. Les vecteurs sont composés de  $n$  termes et les matrices sont de taille  $n \times n$ . Des modèles simplifiés à un seul *ddl* sont régulièrement utilisés en dynamique des structures, comme on le présente dans la suite de cette partie. La figure 1.3 schématise ce type de modèle et son modèle masse-ressort-amortisseur équivalent.

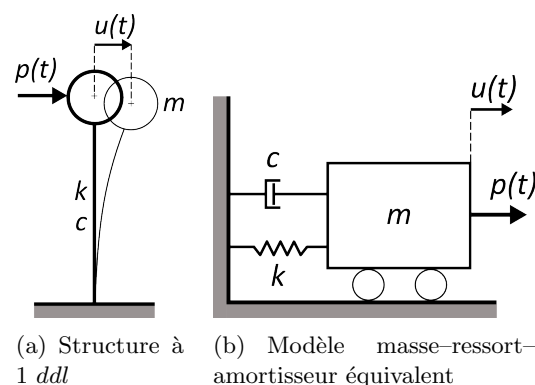


Figure 1.3: Système à un degré de liberté

$$\mathbf{M}a(t) + \mathbf{C}(v(t))v(t) + \mathbf{K}(u(t))u(t) = p(t) \quad (1.1)$$

- Le terme  $\mathbf{K}(u(t))u(t)$  modélise les forces internes (ou forces de rappel), qui s'opposent au déplacement. Dans le cas général de systèmes non linéaires, la matrice de raideur n'est pas constante, et dépend de  $u(t)$ . C'est notamment le cas des structures à ossature en bois, dont on verra que le comportement est non linéaire et hystérétique. Dans le cas de systèmes linéaires, la matrice de raideur est constante, ce qui simplifie notablement la résolution de l'équation.
- Le terme  $\mathbf{C}(v(t))v(t)$  modélise les forces d'amortissement visqueux, qui s'opposent à la vitesse. Pour un système linéaire, l'amortissement global du système n'est dû qu'à ce terme. Ce n'est plus le cas pour un système non linéaire, car la non linéarité va de pair avec une dissipation d'énergie, donc un amortissement, généralement appelé structurel ou hystérétique. L'amortissement global de la structure est alors la somme des amortissements visqueux et hystérétique.
- Le terme  $\mathbf{M}a(t)$  modélise les forces d'inertie, qui s'opposent à l'accélération. Bien qu'une structure à ossature en bois soit légère, les forces d'inerties n'en sont pas pour autant négligeables. Les masses se trouvent avant tout au niveau de la toiture et des planchers.

- Le vecteur  $p(t)$  définit pour chaque  $ddl$  la force de sollicitation due au séisme. Les termes de  $p(t)$  sont calculés à partir de l'accélérogramme du séisme imposé et des masses liées à chaque  $ddl$ .

### 1.2.1.1 Analyse temporelle

Les méthodes directes d'intégration temporelle sont les méthodes générales de résolution de l'équation d'équilibre dynamique. Elles consistent à rechercher à un instant  $t$  l'équilibre statique des forces d'inertie, d'amortissement et de rappel avec le chargement. La résolution est effectuée à chaque instant  $t$  d'une liste d'instants définie pas un pas de temps  $\Delta t$ . La force de ces approches générales est de pouvoir traiter l'ensemble des problèmes de dynamique des structures. Lorsqu'un modèle à grand nombre de  $ddl$  est nécessaire, une analyse temporelle demande des moyens de calculs importants. Ce type de contrainte a participé à l'émergence des méthodes d'analyses simplifiées.

### 1.2.1.2 Analyses simplifiées

Les méthodes simplifiées rendent les calculs plus abordables en idéalisant le comportement de la structure, de manière linéaire ou bi-linéaire, ainsi qu'en ne calculant qu'une réponse particulière, en général un déplacement ou un effort maximal, plutôt que la réponse temporelle complète. Les méthodes linéaires prennent en compte la non linéarité *a posteriori*, grâce à un coefficient approprié. La méthode bi-linéaire assimile le comportement non linéaire réel à un comportement élasto-plastique parfait. Ces méthodes se basent sur des approches modales et spectrales, dont l'on présente les principes ci-dessous.

- **Décomposition modale** : L'analyse modale n'est valable que pour les systèmes linéaires, elle découple les  $n$  équations d'un système à  $n$   $ddl$  et modélise la réponse de chaque mode de vibration par la réponse d'un système à un  $ddl$ . La superposition des réponses de chaque mode fournit la réponse du système global. Si l'on considère un modèle linéaire et conservatif (non amorti) de structure en régime libre, c'est-à-dire seulement soumis à un chargement initial et laissé libre ensuite, le modèle oscille indéfiniment. Pour un modèle à  $n$   $ddl$ , le mouvement en régime libre est la combinaison linéaire des  $n$  modes propres du modèle. Chaque mode représente une oscillation harmonique de chaque  $ddl$  (en phase ou en opposition de phase les uns par rapport aux autres), c'est-à-dire une oscillation de période et d'amplitude fixe. La figure 1.4 illustre, pour le principe, la décomposition d'un signal aléatoire par quatre harmoniques. Un mode  $i$  met en mouvement une masse modale  $m_i$ , ce qui permet d'identifier les modes prépondérants, un critère classique est que la somme des masses modales des modes retenus atteigne une proportion donnée de la masse totale de la structure. Pour une sollicitation donnée, un oscillateur à un  $ddl$  de période propre  $T_i$  fournit la réponse temporelle pour le mode  $i$ . La superposition modale consiste à superposer les réponses temporelles de tous les modes, elle peut s'appliquer du fait de la linéarité du modèle. On obtient ainsi le comportement temporel de la structure par résolution de l'équation d'équilibre dynamique sur des systèmes à un  $ddl$ .
- **Spectres de réponse** : Le dimensionnement parasismique d'une structure vise avant tout la connaissance de la valeur maximale de la réponse à une sollicitation donnée, plutôt que la réponse temporelle complète. L'utilisation d'un spectre de dimensionnement permet ce type d'approche. Un spectre est la représentation de la valeur maximale atteinte par une grandeur (déplacement, vitesse ou accélération) en fonction de la fréquence propre d'un système élémentaire (1  $ddl$ ) de coefficient d'amortissement fixé. Un spectre est dit élastique lorsque le système élémentaire est linéaire. Le spectre d'un séisme ne représente qu'un cas particulier, c'est pourquoi la réglementation définit un spectre de dimensionnement qui est une enveloppe des spectres élastiques possibles, il est fonction de la zone sismique, du

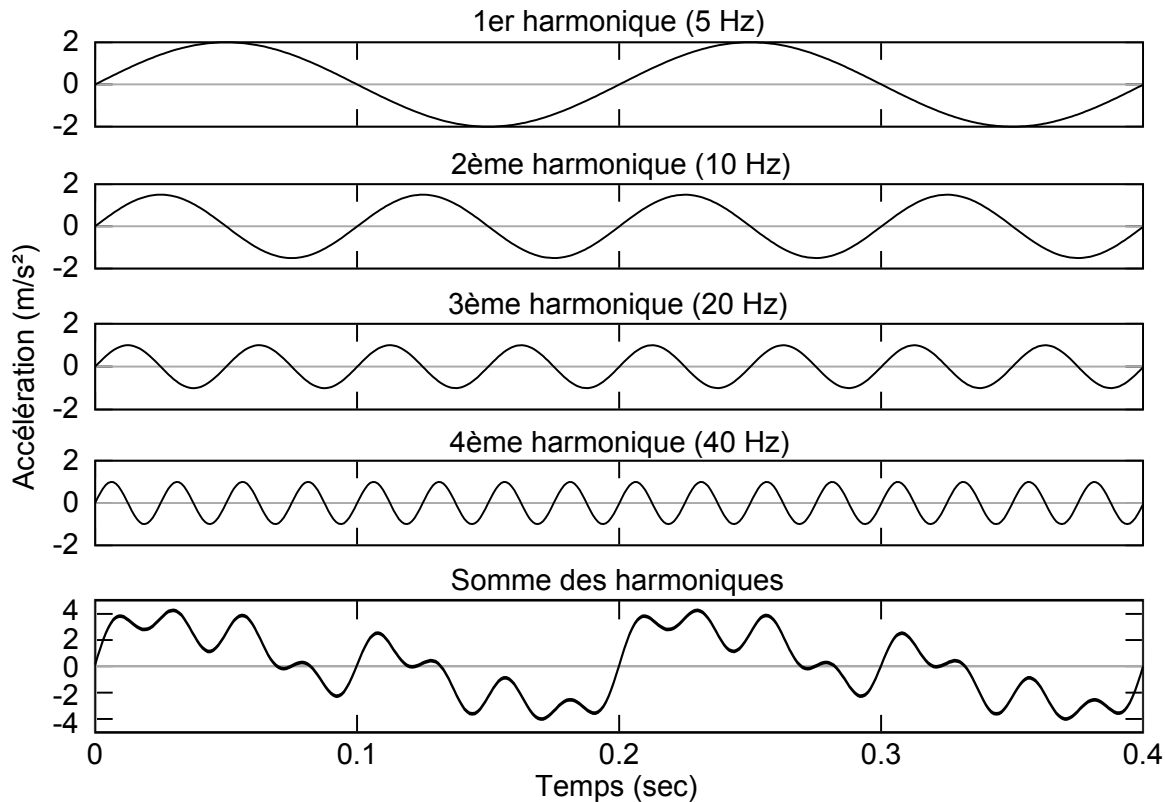


Figure 1.4: Décomposition d'un signal par ses harmoniques

type de sol, de la magnitude du séisme et de l'amortissement de la structure. La figure 1.5 présente le spectre d'un séisme particulier et un spectre de dimensionnement. Pour les structures non linéaires, une approximation du spectre inélastique est obtenue à partir du spectre élastique et d'un coefficient modélisant la dissipation d'énergie due à la non linéarité. La détermination de ce coefficient est détaillée dans le chapitre 2.

La méthode d'analyse modale spectrale combine les méthodes présentées ci-dessus. Elle consiste à découpler le système global en  $n$  systèmes élémentaires. La réponse maximale de chaque système de période  $T_i$  est alors calculée à partir de la valeur du spectre de dimensionnement inélastique à la période  $T_i$ . La somme de ces réponses n'a en revanche pas de signification, car les maxima à chaque mode ne se produisent pas de manière simultanée. Des méthodes de combinaison sont utilisées et permettent, de plus, de prendre en compte la corrélation des réponses pour deux modes de fréquences proches. On notera que pour certaines structures, le mode de vibration fondamental est tellement dominant qu'il est justifié de conduire l'analyse sur ce seul mode. C'est un cas particulier de l'analyse modale spectrale, souvent nommé "méthode d'analyse par forces latérales". Enfin, il convient de citer la méthode push-over, qui est une méthode simplifiée non linéaire. Une structure est assimilée à un système élasto-plastique parfait à un  $ddl$ . Le spectre de dimensionnement en accélération et l'évolution force-déplacement du système non linéaire sont tracés dans un repère déplacement-accélération. On en déduit le déplacement du système non linéaire pour une sollicitation correspondant au spectre de dimensionnement.

### 1.2.2 Modélisation des structures

Les différentes approches de calcul dynamique présentées ci-dessus sont basées sur l'utilisation de modèles de structures. Par rapport à un modèle dédié à une analyse quasi-statique, il est important qu'en dynamique le modèle représente convenablement les forces d'inerties, donc les

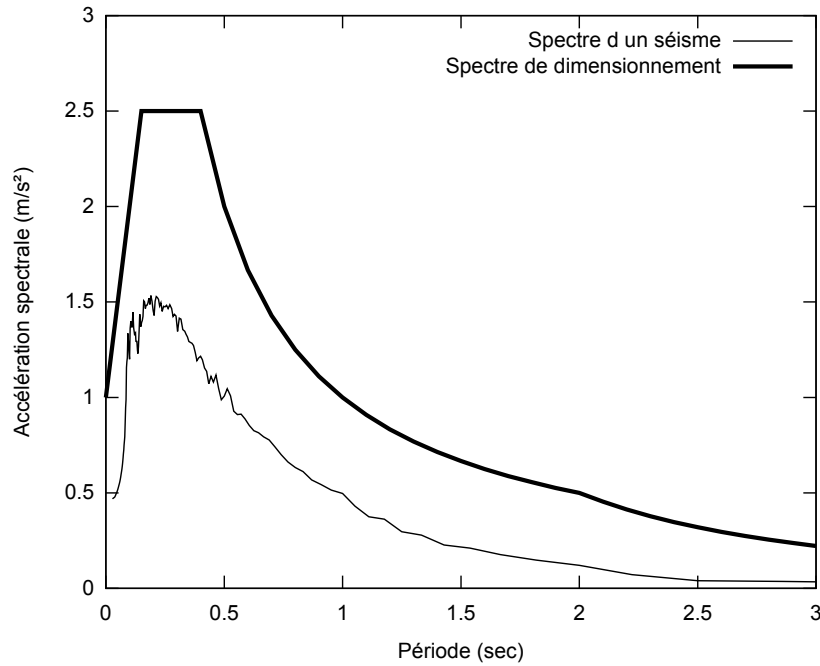


Figure 1.5: Spectre de réponse d'un séisme et spectre de dimensionnement

masses de la structure. Le développement d'un modèle nécessite généralement la formulation d'hypothèses simplificatrices, du fait de la complexité et de la taille des structures à modéliser. La répartition continue des masses dans la structure est simplifiée par la méthode de concentration des masses. Il s'agit de concentrer les masses en un certain nombre de points, où se développeront les forces d'inertie. Cette méthode de discrétisation permet une première identification des degrés de liberté du modèle. Des considérations supplémentaires sur la connaissance des éléments de la structure (tel que la très grande rigidité d'un élément par rapport à d'autres), permet de réduire encore le nombre de *ddl*.

Dans le cas général, un modèle de structure est tridimensionnel (3D) et le cas échéant non linéaire. On a déjà mentionné le fait que l'action sismique sollicite une structure dans les trois directions de l'espace, ce qui implique le modèle 3D. Pour la plupart des analyses simplifiées présentées au §1.2.1.2, un modèle linéaire est suffisant. Si la méthode d'analyse retenue nécessite un modèle non linéaire, il convient d'utiliser des lois de comportement pertinentes, à la fois vis-à-vis de la structure mais aussi vis-à-vis des capacités de calcul à disposition. C'est généralement à ce niveau que des essais expérimentaux et/ou des calculs numériques interviennent.

### 1.2.2.1 Modèles fins

On entend par modèle fin un modèle reproduisant "finement" le comportement réel de la structure. Ce type de modèle est aujourd'hui généralement réalisé de manière numérique, par la méthode des éléments finis. Cette méthode se base sur un maillage de la structure, qui discrétise celle-ci en éléments simples. De l'échelle de discrétisation découle la précision du modèle, mais aussi son coût. En parallèle de ces considérations d'échelles, l'apparition de phénomènes de plasticité et/ou d'endommagement entraînent des comportements non linéaires. Une difficulté notable apparaît lorsque la cause de la non linéarité à l'échelle de la structure est due à des phénomènes locaux, car le modèle d'une structure entière reproduisant finement les comportements locaux (échelle de discrétisation petite) est extrêmement volumineux. Les limites de temps de développement et de moyens de calculs ont souvent raison de ce type d'approche.

### 1.2.2.2 Modèles simplifiés

Les modèles simplifiés sont des modèles possédant un nombre très limité de degrés de liberté. Ils sont construits à partir d'hypothèses fortes sur le comportement de la structure. En effet, il est possible dans bien des cas de découpler le modèle 3D en modèles plans. On considère pour cela la régularité de la structure, c'est-à-dire sa symétrie en plan par rapport à deux directions orthogonales, la rigidité importante des diaphragmes horizontaux (planchers et toiture) par rapport aux diaphragmes verticaux (murs) et sa continuité en élévation. Le comportement d'une structure dite régulière peut être découpé dans chacune de ses directions principales, car des phénomènes tels que la torsion sont très limités. Des critères permettent de justifier la régularité de la structure (NF EN 1998-1 (2005) §4). Lorsque ces critères sont dépassés de peu, certaines méthodes d'analyse simplifiée peuvent tout de même être menées, en considérant des coefficients majorant l'action sismique. On détaille ci-dessous les hypothèses classiques utilisées pour la modélisation simplifiée des structures à ossature en bois.

- La masse des diaphragmes horizontaux est nettement supérieure à celle des diaphragmes verticaux. Les masses sont donc concentrées au niveau de chaque diaphragme horizontal. La masse des murs est répartie pour moitié sur le diaphragme horizontal inférieur et pour moitié sur le diaphragme supérieur.
- La rigidité en plan des diaphragmes horizontaux est nettement supérieure à la rigidité en contreventement des diaphragmes verticaux. De ce fait, il est fréquent de modéliser les diaphragmes horizontaux par des éléments infiniment rigides. Du fait de cette grande rigidité, les efforts transmis par les diaphragmes horizontaux aux murs sont proportionnels à leur rigidité.
- La symétrie en plan par rapport à deux axes orthogonaux dépend de la géométrie de la structure mais aussi de la disposition des ouvertures (portes et fenêtres), qui engendre un excentrement du centre de rigidité. Les formes des structures sont généralement simples, ce qui contribue dans la plupart des cas au respect des critères de régularité, donc de modèles plans simplifiés.

La structure peut ainsi être modélisée par deux modèles 2D représentant chacun une direction principale du bâti. S'il est aussi possible de découpler le comportement vertical de la structure, un modèle 1D dans chaque direction est envisageable. Le terme de modèle "brochette" est utilisé pour décrire ce type de modèle simplifié, où chaque étage  $j$  est modélisé par un ressort de raideur  $k_j(u(t))$  et une masse  $m_j$ . Les modèles simplifiés permettent des analyses rapides du comportement global des structures et leurs résultats doivent être considérés aux approximations et incertitudes près, d'où l'utilisation de coefficients de sécurité dans les codes de calculs.

### 1.2.2.3 Approche multi-échelles

On déduit des deux paragraphes précédents que ni les modèles fins, ni les modèles simplifiés, ne sont particulièrement adaptés à la modélisation détaillée de certaines structures, notamment celles fortement non linéaires du fait des comportements locaux. Une approche multi-échelles permet d'y remédier. Il s'agit de modéliser finement une partie de la structure, d'identifier son comportement et de le représenter par une loi de comportement adaptée. Dans le modèle de la structure entière, cette partie est remplacée par un élément simple régi par la loi de comportement. En généralisant cette démarche, le modèle de la structure est un assemblage d'éléments simples dont les comportements représentent néanmoins précisément les comportements locaux.

Les structures à ossature en bois sont particulièrement adaptées à ce type d'approche, car les phénomènes non linéaires sont attribués aux connecteurs métalliques. Trois échelles sont généralement identifiées : celle des connecteurs métalliques, les éléments de structure (mur,

plancher ou toiture) et de la structure entière. La loi de comportement reproduit le comportement à ces différentes échelles, qui est non linéaire, hystérétique et présente un endommagement cumulatif. La figure 1.6 illustre le principe de l'approche multi-échelles pour la modélisation des murs de contreventement d'une structure à ossature en bois.

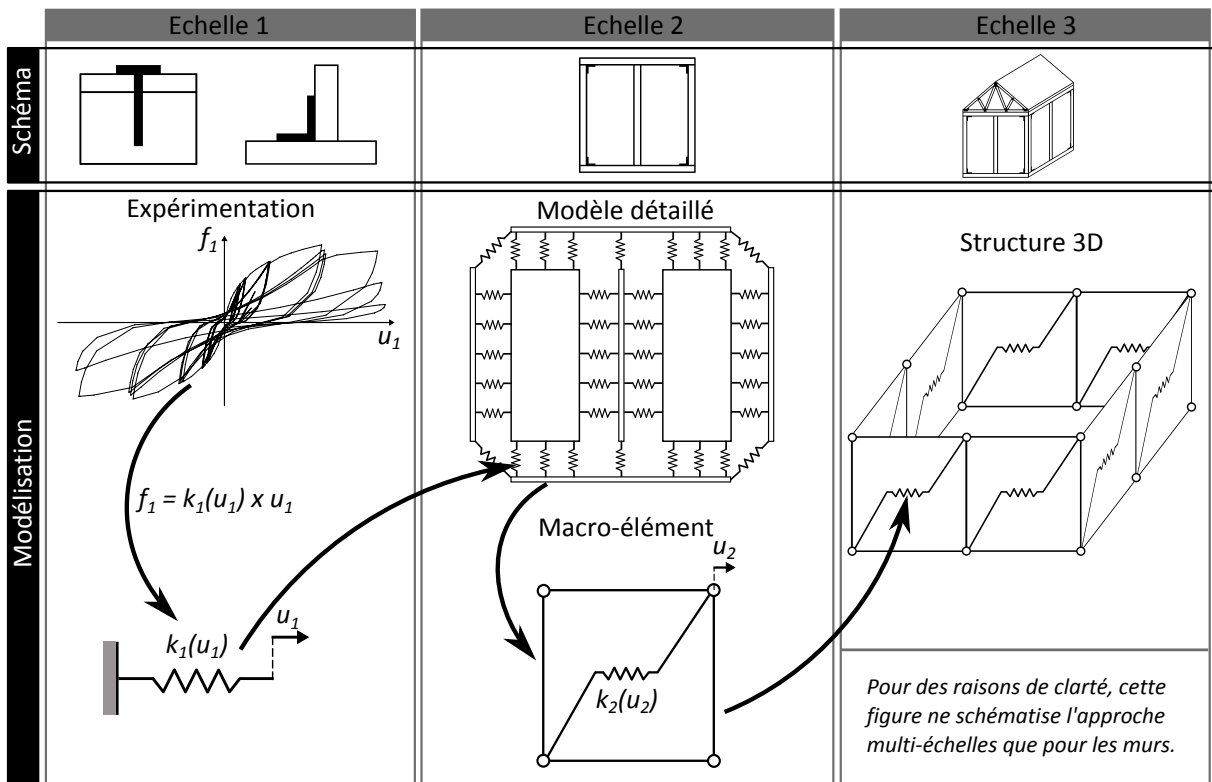


Figure 1.6: Approches multi-échelles

### 1.3 Difficultés et verrous scientifiques

On retient de cette présentation que le principe de construction des bâtiments à ossature en bois est adapté aux zones sismiques grâce à sa légèreté et sa ductilité. Ces caractéristiques permettent respectivement de limiter les efforts dus au séisme et de procurer une bonne dissipation de l'énergie sismique. Néanmoins, ces structures sont complexes et leur conception influence grandement leur comportement sous sollicitations dynamiques. Les méthodes de calcul simplifiées ne fournissent que des informations sur le comportement global de la structure, ce qui rend difficile l'étude de l'influence des divers composants ou choix de conception. En France, ces études doivent pourtant être menées, à plus forte raison depuis l'entrée en vigueur de la nouvelle réglementation parasismique, que ce soit pour évaluer le comportement des structures telles qu'elles sont réalisées actuellement ou à des fins d'amélioration du comportement parasismique, voire d'optimisation économique.

Pour analyser ce type de structure sous chargement sismique, des méthodes simplifiées sont employées. Les liaisons entre les éléments sont considérées parfaites (encastrement ou rotule) et les diaphragmes horizontaux sont assimilés à des diaphragmes infiniment rigides. Les efforts agissant sur les diaphragmes verticaux sont alors équitablement répartis. Ce type d'approche néglige de fait un certain nombre de phénomènes locaux, dont l'impact sur le comportement de la structure pourrait être important. En effet, si l'on considère un glissement possible pour chaque liaison, on peut tout à fait envisager un endommagement voire une ruine locale. De

même, si les diaphragmes horizontaux admettent une certaine déformation, les charges ne sont plus distribuées équitablement sur les murs porteurs. Des concentrations d'efforts sont alors possibles dans certains éléments. Ces phénomènes, alliés ou non à une dissymétrie géométrique de la structure, peuvent aussi engendrer une torsion du bâti. Ces considérations sont autant d'interrogations sur le comportement des structures à ossature en bois et leur modélisation sous chargement sismique. La démarche d'étude adoptée dans cette thèse doit fournir des éléments de réponse sur ces différents points.

Dans la littérature scientifique, la variété des choix constructifs (géométrie, matériaux, connecteur métallique) est un aspect qui n'est généralement pas considéré lors du développement de modèles numériques de bâtiment à ossature en bois. Ces derniers se concentrent sur la modélisation d'une configuration particulière, généralement en calibrant et vérifiant le modèle sur un nombre limité d'essais. La variabilité expérimentale, phénomène non négligeable concernant le matériau bois, perturbe ce type d'approche. De plus, un seul type de chargement est généralement utilisé, ce qui est particulièrement limitatif en dynamique, tant le choix du signal sismique influence le comportement. Ces limites constituent des verrous scientifiques importants dans l'optique de développer un modèle numérique de structure à ossature en bois dédié à l'étude de l'influence des choix constructifs et des niveaux de sollicitation sismique.

## 1.4 Objectifs détaillés de la thèse

La démarche d'étude retenue est le développement d'un modèle de structure basé sur une approche couplant les essais expérimentaux et la modélisation numérique par éléments finis. Cette approche est menée dans le but de confronter les résultats expérimentaux et numériques sur le plus de cas possible, afin de valider un modèle numérique robuste et versatile. Ainsi, l'objectif premier de la thèse est la modélisation déterministe du comportement d'assemblages, d'éléments de structure et de structures à ossature en bois, sous sollicitations quasi-statique (monotone, cyclique) et dynamique (signal sismique).

Les essais expérimentaux doivent aussi permettre d'observer en détail le comportement et les modes de rupture des éléments testés, ainsi que la variabilité expérimentale. Le modèle numérique devra être validé successivement à chaque échelle d'étude. Il pourra alors servir d'outil pour observer des phénomènes non mesurables expérimentalement, ou des phénomènes que le nombre d'essais définis lors de la campagne expérimentale ne permet d'évaluer.

---

## Partie I

---

# État de l'art

---

Le chapitre 1 s'est attaché à présenter de manière relativement succincte la problématique abordée dans cette thèse. Les différents aspects abordés sont repris et complétés dans cette partie dédiée à l'état de l'art.

Le chapitre 2 détaille les connaissances sur le comportement parasismique des structures à ossature en bois et présente les différentes approches de calcul de ces structures sous sollicitations sismiques. Le besoin d'analyser en détail ce comportement est mis en évidence, ce qui nécessite le développement de modèles numériques.

Ces modèles sont l'objet du chapitre 3, qui présente des méthodes de modélisation et des lois de comportement adaptées à ce type d'étude.

Enfin, le chapitre 4 synthétise les études expérimentales et/ou numériques visant à comprendre et/ou modéliser le comportement d'élément de structure ou de structure à ossature en bois sous sollicitations sismiques.





---

## Chapitre 2

---

# Analyse parasismique des bâtiments à ossature en bois

---

Ce chapitre présente l'état des connaissances sur le comportement et l'analyse parasismique des bâtiments à ossature en bois. En préambule, une première partie, très courte, détaille le principe constructif de ces structures et leur vocabulaire technique. Les connaissances sur leur comportement parasismique sont ensuite abordées, tels que peuvent nous les rapporter les retours de missions post-séismes ou des essais expérimentaux sur des structures. On développe ensuite l'aspect calculatoire de l'étude du comportement de structure à ossature en bois sous sollicitations sismiques. Celui-ci met en évidence le besoin de modèles numériques fins et performants, pour la réalisation de calculs qui visent une connaissance aussi bien globale que locale du comportement de la structure. La dernière partie de ce chapitre est consacrée à une synthèse bibliographique sur les approches de modélisation numérique de structures à ossature en bois dans le cadre d'étude parasismique.

### 2.1 Détails constructifs

La figure 2.1 présente les éléments structurels d'un ouvrage en ossature bois. Elle est composée de murs, de planchers et d'une toiture, qui sont construits à partir de poutres et montants en bois, et de panneaux pour les murs et les planchers. Ces éléments sont assemblés par des connecteurs métalliques. L'ossature des murs (traverses et montants) est d'abord assemblée par des pointes, puis des panneaux y sont fixés (par des pointes, vis ou agrafes) afin d'assurer la résistance dans le plan du mur (contreventement). Les planchers sont composés de solives, reposant sur les lisses de chaînage, et de panneaux en bois cloués ou vissés aux solives. Une ferme de toiture est un assemblage triangulé de poutres par plaques à dents. Dans une toiture, les fermes sont liées entre elles par des lisses (couvrant plusieurs fermes) et des entretoises (entre deux fermes) qui sont assemblées par clouage. La fixation de la lisse basse des murs sur les fondations est assurée par des goujons d'ancrage métalliques (ancrages courants). Au droit des ouvertures, ainsi qu'aux extrémités de chaque mur, un assemblage par équerre et goujon d'ancrage doit prévenir le soulèvement des montants (ancrages extérieurs). Dans les pays à fort risque sismique, comme les États-Unis (Californie) ou le Japon, ces assemblages sont réalisés par des équerres renforcées et des tirants d'ancrage (*hold-down*). Une lisse de chaînage continue est pointée ou vissée sur les traverses supérieures des murs, afin de mieux redistribuer les efforts horizontaux sur l'ensemble des murs. Les solives de plancher sont fixées à ces lisses de chaînage par des pointes lardées ou des équerres. Les murs posés sur le plancher sont fixés par boulonnage sur les poutres sous-jacentes. La toiture repose sur la lisse de chaînage et est généralement fixée par des équerres.

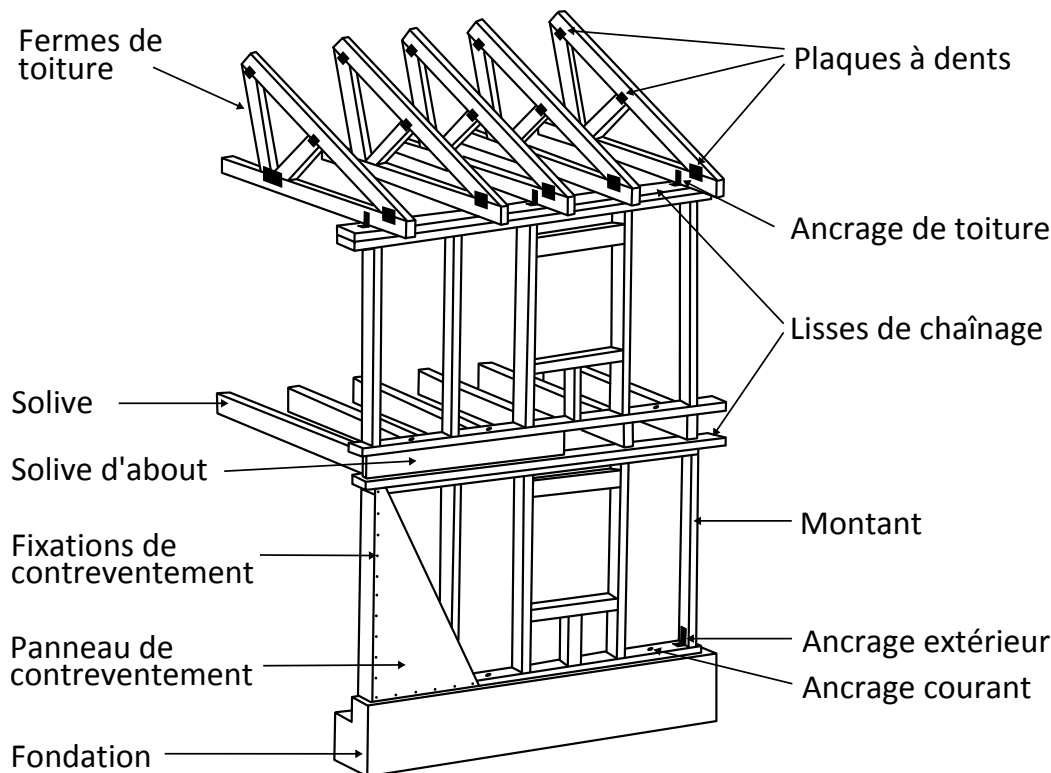


Figure 2.1: Éléments structuraux d'un ouvrage en ossature bois

## 2.2 Comportement parasismique

Les maisons à ossature en bois jouissent d'une bonne réputation en terme de résistance face aux séismes. Deux facteurs technologiques intrinsèques à ces structures y participent :

- Le rapport résistance sur masse du matériau bois est élevé. Sous sollicitations dynamiques, cette relative légèreté limite les forces d'inerties et donc les efforts dans la structure.
- Les nombreux assemblages par connecteurs métalliques (pointes, vis, agrafes, équerres, plaques à dents, etc.) ont des comportements non linéaires et hystérétiques. Au cours d'oscillations de la structure, ce type de comportement permet qu'une part de l'énergie de déformation ne soit pas reconvertie en énergie cinétique, ce qui réduit globalement l'énergie potentielle dans la structure (Despeyroux, 2005), et donc les efforts dans celle-ci.

Toutefois, ces aspects positifs ne peuvent empêcher des ruines parfois désastreuses. Les séismes de Northridge (Californie, 1994) et Hyogo Nanbu (Japon, 1995) en furent des exemples notables, comme le décrivent les rapports de missions post-sismiques, respectivement Schierle (2002) et Chung (1996). Dans le cadre du projet CUREE (Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering), Schierle (2002) relève que les structures constituées de grandes ouvertures au rez-de-chaussé (magasins notamment), ont été particulièrement touchées par des effondrements importants voir complets (figure 2.2.a). Les structures plus classiques, les maisons notamment, ont été moins durement touchées, mais nombre



(a) Northridge (1994) (b) Hyogo Nanbu (1995)

Figure 2.2: Effondrement de structures à ossature en bois

Les structures plus classiques, les maisons notamment, ont été moins durement touchées, mais nombre

d'entre elles présentèrent des ruptures locales contradictoires à leur comportement attendu. En fonction des géométries et des choix constructifs, divers types de ruine ont été observés : rupture de la traverse inférieure, déformation plastique des ancrages, rupture du panneau de contreventement, rupture des montants au niveau de la fixation des hold-down et rupture des fixations du panneau sur l'ossature. Le séisme de Hyogo Nanbu mit aussi la vulnérabilité des bâtiments à ossature en bois en évidence, en faisant état de nombreux effondrements (figure 2.2.b). Si les ruptures ou déformations plastiques des connecteurs métalliques sont attendues, il n'en va pas de même pour les ruptures fragiles d'éléments en bois. En effet, du fait de la capacité des assemblages par connecteurs métalliques à dissiper l'énergie sismique, les structures sont calculées selon le principe de dimensionnement en capacité (Betbeder-Matibet, 2003):

- Les zones de concentration des déformations plastiques sont prédéterminées et dimensionnées en fonction des efforts attendus en cas de séisme.
- Les autres zones, susceptibles de rompre ou de se déformer plastiquement, sont surdimensionnées de manière à s'assurer que la dissipation d'énergie n'ait lieu que là où on l'attend.

Selon ce principe de dimensionnement, les ruptures d'éléments d'ossature ou les déformations plastiques des ancrages ne doivent pas se produire, contrairement à ce que montre les missions post-sismiques. Diverses pistes peuvent expliquer ces phénomènes, notamment l'incapacité de la structure à se comporter comme un ensemble rigide. Cela peut entraîner des sur-contraintes dans certaines zones, que les divers glissements d'assemblages et la redistribution d'efforts associée, ne permettent pas de compenser. Le comportement en ensemble rigide désigne deux aspects : d'abord, le fait que les diaphragmes horizontaux (planchers et toitures) soient suffisamment rigides pour distribuer les efforts au *pro rata* des rigidités des murs. Ensuite, que la répartition et la rigidité des murs n'induisent pas elles-même des zones de sur-contraintes. Ce dernier point est identifié par Schierle (2002) comme étant la cause des effondrements des bâtiments possédant de grandes ouvertures au rez-de-chaussé. La non symétrie marquée des murs dans le plan horizontal entraîne en effet un phénomène important de torsion, et donc des zones de sur-contraintes dans les coins.

D'une manière générale, les études expérimentales sur des structures à ossature en bois en dynamique sont peu fournies en détails ou analyses sur le comportement de la structure au cours des essais. Dans le cadre du CUREE (Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering) notamment, les essais étaient principalement destinés à être comparés à la réglementation, à évaluer l'influence des éléments non structuraux ou à valider un modèle numérique. Des phénomènes de torsion ont néanmoins été mis en évidence pour des bâtiments possédant une grande ouverture au rez-de-chaussée (Mosalam *et al.*, 2003), ou pour un bâtiment conçu de manière symétrique soumis à des sollicitations bi-axiales (de Lindt *et al.*, 2010b) (figure 2.3). Ces essais montrent aussi que le mode fondamental des structures est généralement dominant, en tout cas pour des bâtiments de faible hauteur (Camelo *et al.*, 2002).



Figure 2.3: Essai dynamique  
(de Lindt *et al.*, 2010b)

## 2.3 Calcul parasismique

En préambule de ce chapitre, le détail technologique des structures à ossature en bois montre que ces structures sont construites par l'assemblage de nombreux éléments en bois par de nombreux connecteurs, constituant ainsi une structure relativement complexe. Les missions post-sismiques et l'observations des essais expérimentaux dynamiques montrent que le principe constructif est propice à une bonne tenue parasismique des ouvrages. Néanmoins, des comportements et des ruptures non attendus peuvent se produire en cas de mauvais dimensionnement, généralement lié à une compréhension insuffisante du cheminement des efforts dans les structures. On aborde dans cette partie le calcul de structure sous sollicitations sismiques, d'abord dans le cas général puis selon des approches simplifiées. Ces approches, déjà évoquées dans le chapitre 1 (p 25), sont ici présentées sous l'angle réglementaire tel qu'il s'applique en France (Décret et arrêté du 22 et 24 octobre 2010, Eurocode 8 (NF EN 1998-1, 2005) et son annexe nationale).

### 2.3.1 Approche générale

Le cas général du calcul du comportement d'une structure sous chargement sismique est l'analyse temporelle. Elle consiste à résoudre numériquement l'équation d'équilibre dynamique à chaque instant d'un intervalle de temps discrétisé. Ce calcul nécessite le développement d'un modèle de structure représentant les masses, les raideurs et les phénomènes d'amortissement. La réglementation précise les conditions à vérifier pour le modèle numérique. Il s'agit notamment des lois de comportement des éléments de la structure, qui doivent être au minimum bilinéaires, car le modèle doit refléter de manière réaliste la dissipation d'énergie dans les éléments ductiles. La méthode de calcul consiste à déduire de la simulation numérique la valeur de calcul des effets d'actions accidentelles  $E_d$ . Pour une justification parasismique, c'est la valeur de calcul de l'action sismique  $A_{Ed}$  qui contribue au calcul de  $E_d$ . Les calculs numériques permettent d'obtenir l'évolution temporelle des déplacements et des forces agissant dans la structure, fournissant ainsi la valeur de  $A_{Ed}$ . Cette valeur doit être inférieure à la résistance de calcul  $R_d$ , calculée selon l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1, 2005) pour les structures en bois. De plus, l'Eurocode 8 définit des critères de régularité en plan et en élévation (NF EN 1998-1 (2005), §4.2.3), il s'agit de critères de continuité ou de symétrie de l'ouvrage. Leur vérification permet de découpler l'analyse de la structure en deux modèles plans (un dans chaque direction principale), en faisant l'hypothèse d'un effet négligeable de la torsion.

En plus du modèle numérique, le choix des accélérogrammes est primordial dans une approche de calcul dynamique. Si l'analyse temporelle de la structure peut être effectuée pour trois signaux distincts, c'est la valeur la plus défavorable de  $E_d$  qui doit être retenue. Si cette analyse peut être menée pour au moins sept signaux, la valeur moyenne de  $E_d$  peut être retenue. En génie parasismique, on distingue trois types d'accélérogrammes :

- **Accélérogramme naturel** : C'est l'enregistrement d'un séisme réel. Il traduit donc de manière exacte le séisme enregistré, mais cela ne vaut que pour la position de la mesure. En effet, l'énergie libérée à la faille se propage sous forme d'ondes dans toutes les directions et diminue avec la distance (sauf pour des cas particuliers pour lesquels des amplifications locales apparaissent). Le phénomène d'atténuation ainsi créé est influencé par les caractéristiques des milieux traversés, notamment la composition des sols. Un accélérogramme naturel ne vaut donc que pour un cas particulier d'indicateurs sismiques et de paramètres géologiques.
- **Accélérogramme synthétique** : C'est un accélérogramme théorique. Il peut être issu d'une méthode de génération d'accélérogrammes dont les données d'entrée peuvent être des caractéristiques du séisme telles que la magnitude, la distance, le PGA (*Peak Ground Acceleration*) ou les conditions de sol. Il peut aussi être obtenu à partir d'une modélisation

des mécanismes de rupture d'une faille. Les outils de génération d'accélérogrammes emploient généralement les probabilités afin de rendre compte du caractère aléatoire d'un séisme. Ces accélérogrammes sont donc aussi appelés probabilistes ou simulés.

- **Accélérogramme naturel modifié** : C'est un accélérogramme naturel modifié de façon à ce qu'il corresponde au scénario fixé, les modifications portent sur le contenu spectral et/ou le PGA. Le spectre cible est celui d'un accélérogramme de scénario proche et qui prend en compte les phénomènes d'atténuation pour les conditions de sol voulues.

L'analyse temporelle d'une structure est donc conditionnée par la qualité de sa modélisation. Ce point est particulièrement critique pour les structures à ossature en bois. En effet, les missions post-sismiques mettent en évidence une majorité de ruptures locales (ruine d'un élément en bois ou d'un ou quelques assemblages). Le niveau de détail nécessaire pour reproduire ces phénomènes est mal adapté à la modélisation d'une structure entière, risquant d'entraîner un modèle trop lourd. De plus, le comportement des assemblages par connecteurs métalliques ne peut être modélisé par des lois de comportement simples. La définition d'une loi adaptée alourdira aussi le modèle numérique. La littérature scientifique fournit des éléments de réponses à cette problématique et est abordée dans le chapitre suivant.

### 2.3.2 Approches simplifiées

Les bureaux d'études n'ont généralement pas les moyens et/ou les compétences pour réaliser une analyse temporelle de structure. Pour remédier à ce problème, ils peuvent utiliser des méthodes simplifiées. Celles-ci consistent à assimiler la structure à un modèle simple au nombre de *ddl* limité. Une approche spectrale peut limiter l'étude à la recherche de valeurs maximales plutôt qu'à un comportement temporel complet. En contrepartie, ces approches ne permettent pas de fournir des informations sur les comportements locaux. L'Eurocode 8 distingue trois méthodes de calcul simplifié (la quatrième méthode étant l'analyse temporelle). La première méthode, particulièrement adaptée aux structures à ossature en bois, est l'analyse par forces latérales. C'est un cas particulier de la seconde méthode, qui est l'analyse modale spectrale. Ces deux méthodes sont linéaires. La troisième méthode est l'analyse en push-over, qui est une analyse non linéaire.

#### Méthode d'analyse par forces latérales

Cette méthode est utilisable sous respect des critères de régularité (NF EN 1998-1 (2005), §4.2.3). Le respect de ces critères en plan permet de découpler l'analyse dans chaque direction principale de la structure. Un autre critère pour l'utilisation de cette méthode est que la réponse de la structure ne doit pas être significativement affectée par les autres modes de vibration que le mode fondamental. Ce point est vérifié si la période fondamentale vaut moins de  $4 T_c$  dans la limite de 2,0 s (on rappelle que  $T_c$  est la période de la fin du plateau du spectre de calcul). La période fondamentale peut être obtenue de plusieurs manières différentes :

- Comme une fonction de la hauteur du bâtiment, avec  $T_1 = C_t H^{\frac{3}{4}}$ , avec  $H$  la hauteur du bâtiment en mètre et  $C_t = 0,05$  pour les structures en bois.
- Comme une fonction du déplacement  $d$  sous charges gravitaires appliquées horizontalement,  $T_1 = 2 \sqrt{d}$ .
- Par l'utilisation d'une méthode plus élaborée, comme la méthode de Rayleigh (cf A.1/ Méthode simplifiée pour bâtiments moyennement réguliers, page 162).

L'effort tranchant sismique à la base de la structure  $F_b$  est l'effort statique équivalent à la sollicitation dynamique attendue. Il est calculé pour chaque direction principale comme le

produit de l'accélération spectrale et de la masse. Un terme correctif  $\lambda$  apparaît pour prendre en compte le fait que dans un bâtiment d'au moins trois étages avec des degrés de translation dans chaque direction principale, la masse modale du mode fondamental peut valoir jusqu'à seulement 85 % de la masse totale du bâtiment.

$$F_b = S_d(T_1) m \lambda \quad \text{soit} \quad F_b = m \frac{S_e(T_1)}{q} \lambda \quad \text{pour} \quad T_1 \geq T_B \quad (2.1)$$

$S_d(T_1)$  : accélération du spectre de calcul pour la période fondamentale  $T_1$  (m/s<sup>2</sup>),

$S_e$  : spectre de réponse élastique (m/s<sup>2</sup>),

$m$  : la masse totale du bâtiment (kg),

$\lambda$  : coefficient de correction,  $\lambda = 0,85$  si  $T_1 \leq 2 T_C$  et si la structure fait plus de deux étages, sinon  $\lambda = 1,0$ .

Dans le cas de structures à plusieurs étages, l'effort  $F_b$  doit être distribué sur chaque niveau. La formule générale consiste à calculer ces efforts à partir de  $F_b$ , des déplacements modaux et des masses modales.

$$F_i = F_b \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j} \quad (2.2)$$

$F_i$  : effort tranchant au niveau  $i$  (N),

$m_i, m_j$  : masses des niveaux  $i$  et  $j$  (kg),

$s_i, s_j$  : déplacements des masses  $m_i$  et  $m_j$  dans le mode fondamental (m).

Dans les cas où l'hypothèse d'une évolution linéaire des déplacements en fonction de la hauteur a été utilisée, une formule plus simple est proposée.

$$F_i = F_b \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j} \quad (2.3)$$

$z_i, z_j$  : hauteurs des masses  $m_i$  et  $m_j$  (m)

Les déplacements sont calculés de manière linéaire à partir de la sollicitation fournie par le spectre de calcul. Ce spectre étant réduit par le coefficient de comportement, le déplacement  $d_s$  d'un point de la structure est donné par  $d_s = q_d d_e$ .  $d_e$  est le déplacement du point calculé linéairement à partir du spectre de calcul et  $q_d$  le coefficient de comportement en déplacement, qui vaut  $q$  (cf. 2.1, p 2.1), sauf cas particulier.

### Méthode générale par analyse modale-spectrale

Pour les bâtiments dont la réponse est affectée de manière non négligeable par les effets de plusieurs modes de vibration, et qui ne vérifient donc pas les critères d'utilisation de la méthode d'analyse par force latérale, c'est la méthode d'analyse modale qui est retenue. Le modèle de la structure est élastique linéaire et c'est le spectre de calcul qui sert de référence pour les sollicitations. Comme pour l'analyse par force équivalente, la non linéarité de la structure est donc prise en compte dans le spectre de calcul  $S_d$  par l'utilisation du coefficient de comportement  $q$ . Pour justifier que les réponses de tous les modes significatifs sont prises en compte, il faut soit vérifier que la somme des  $n$  masses modales est supérieure à 90 % de la masse totale, soit que tous les modes pour lesquels la masse modale est supérieure à 5 % de la masse totale sont considérés. L'indépendance de deux modes successifs est vérifiée par la relation 2.4.

$$T_j \leq 0,9 \times T_i \quad \text{avec} \quad T_j < T_i \quad \text{et} \quad (i, j) \in [1, n]^2 \quad (2.4)$$

Si tous les modes considérés sont indépendants les uns des autres, la valeur de la variable considérée  $E_E$  est calculée par combinaison quadratique (eq 2.5). Si tous les modes ne sont pas indépendants, il faut alors procéder à une combinaison quadratique complète qui inclue un coefficient de corrélation entre les modes dépendants (cf. A.1, p 163).

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (2.5)$$

### Méthode push-over

La méthode push-over est composée de deux phases distinctes : D'abord, une courbe de capacité est calculée par une analyse statique non linéaire sous charges gravitaires constantes et sous charges horizontales croissantes de manière monotone. Ensuite, une courbe de demande sismique est calculée par réduction du spectre de réponse élastique. La courbe de capacité peut être obtenue à partir de deux modèles plans (un dans chaque direction principale) dans le cas où les critères de régularité sont respectés. Dans le cas contraire, un modèle spatial doit être utilisé et étudié indépendamment dans deux directions. La courbe de capacité représente l'effort tranchant à la base de la structure en fonction du déplacement de contrôle, généralement celui du toit de l'ouvrage. Le choix de la répartition verticale des charges latérales est un aspect crucial de la méthode. En effet, à chaque mode de la structure correspond une répartition verticale des charges latérales. Ainsi, la distribution verticale correspondant au mode propre fondamental sera égale à la distribution des efforts lors d'un séisme pour une structure linéaire fictive ayant un seul mode propre. La distribution verticale de charge est donc une approximation. L'Eurocode 8 (NF EN 1998-1, 2005) propose deux distributions verticales qui sont considérées comme enveloppant le résultat. La première est une distribution uniforme (eq 2.6), pour laquelle la force au niveau  $i$  est proportionnelle à la masse au niveau  $i$  et indépendante de la hauteur. La seconde est une distribution modale (eq 2.7) correspondant à la distribution des forces latérales déterminée par analyse linéaire pour le ou les premier(s) mode(s) de la structure.

$$F_i = s_i m_i \quad (2.6)$$

$$F_i = \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j} F_b \quad (2.7)$$

$F_i$  : effort tranchant au niveau  $i$  (N),

$m_i, m_j$  : masse des niveaux  $i$  et  $j$  (kg),

$s_i, s_j$  : déplacement des masses  $m_i$  et  $m_j$  dans le mode fondamental (m),

$F_b$  : effort tranchant à la base de la structure (N).

Les courbes force-déplacement obtenues peuvent s'écrire sous la forme de l'équation 2.8, avec  $\bar{F}_i$  ( $\bar{F}_i \in [0, 1]$ ) les forces latérales normalisées et  $\Phi_i$  ( $\Phi_i \in [0, 1]$ ) les déplacements normalisés ( $1 \leq i \leq n$ ). Cette relation modélise le comportement d'un système à  $n$  degrés de liberté (*ddl*).

$$\bar{F}_i = m_i \Phi_i \quad (2.8)$$

La courbe de capacité définie par la relation 2.8 doit être comparée à la courbe de demande, qui est obtenue à partir du spectre de réponse élastique  $S_d$ . Il est donc nécessaire de transformer le modèle à  $n$  degrés de liberté de la structure en un modèle à un seul *ddl*. La masse  $m^*$  du système équivalent à un *ddl* est donnée par la somme 2.9, les déplacements  $\Phi_i$  étant normalisés, on a en effet  $\bar{F}_n = m_n$ .

$$m^* = \sum m_i \Phi_i \quad (2.9)$$

La force  $F^*$  et le déplacement  $d^*$  du système équivalent à un *ddl* sont respectivement calculés à partir de l'effort tranchant à la base de la structure  $F_b$  (eq 2.11) et du déplacement en tête  $d_n$  (eq 2.12), ainsi que d'un coefficient de transformation  $\Gamma$  (eq 2.10).



$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (2.10)$$

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (2.11)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (2.12)$$

Sur la courbe  $F^* = f(d^*)$  ainsi obtenue, on repère un point sur la courbe  $(d_m^*; F_y^*)$  à partir duquel on assimile le comportement comme étant purement plastique. La courbe élasto-plastique pure équivalente est calculée par égalité des énergies dans l'intervalle  $[0; d_m^*]$ , voir figure 2.4. Le déplacement à la limite d'élasticité  $d_y^*$  est donné par l'équation 2.13, en notant  $E_m^*$  l'aire sous la courbe  $F^* = f(d^*)$  dans l'intervalle  $[0; d_m^*]$ . La période propre  $T^*$  du système à un *ddl* idéalisé peut alors être calculée (eq 2.14). On notera que le choix du déplacement  $d_m^*$  peut avoir une importance non négligeable sur le résultat final, notamment dans les cas où le palier de plasticité n'est pas clairement défini. Une méthode de correction (procédure itérative) de  $d_m^*$  peut être employée dans les cas où cette approximation est jugée trop importante, le détail en est donné à la fin de cette partie.

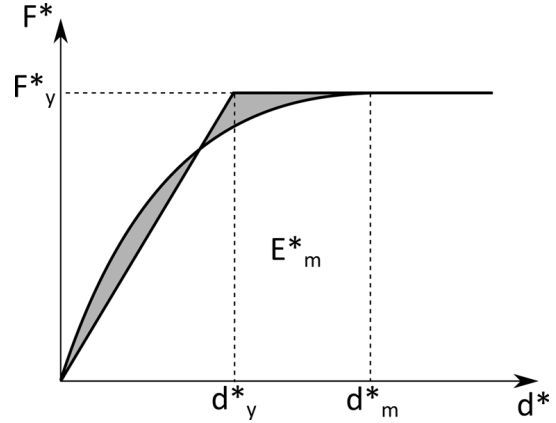


Figure 2.4: Détermination de la relation force-déplacement idéalisée

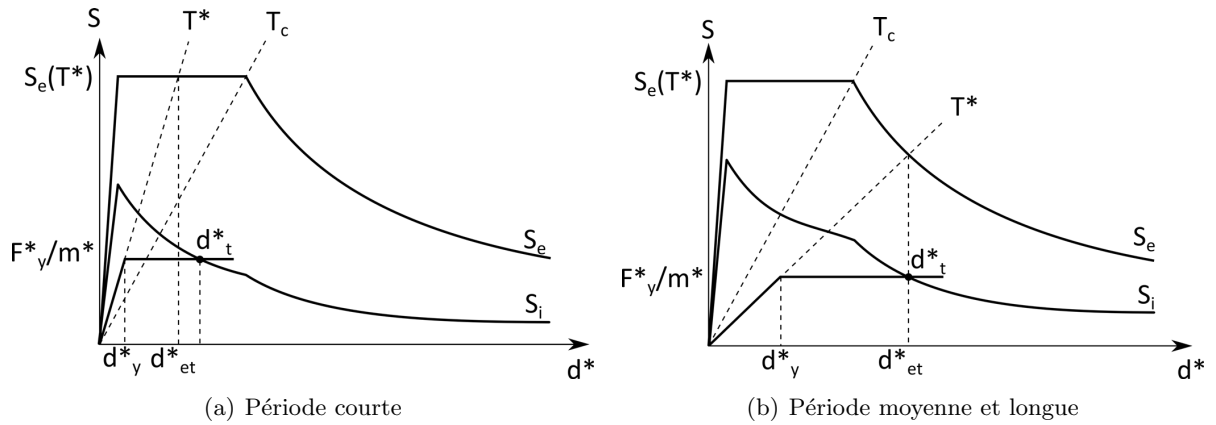
$$d_y^* = 2 \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (2.13)$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (2.14)$$

Les expressions établies ci-dessus définissent un système à un *ddl* équivalent au modèle non linéaire de la structure. Pour la période propre  $T^*$  de ce système, on peut établir la demande en déplacement  $d_{et}^*$  à partir du spectre de réponse élastique  $S_e$ . On cherche alors le déplacement cible  $d_t^*$  pour lequel les courbes de capacité et de demande (spectre inélastique  $S_i$ ) sont égales. Le calcul du spectre inélastique est différencié selon les périodes considérées, comme l'illustre la figure 2.5. Pour les périodes moyennes et longues ( $T^* \geq T_C$ ), qui correspondent à la zone du spectre où la vitesse est constante, on retient le principe d'équivalence des déplacements maximaux. On a alors  $d_t^* = d_{et}^*$ . Pour les périodes courtes ( $T^* \leq T_C$ ), qui correspondent à la zone du spectre où l'accélération est constante, on retient le principe de l'équivalence en énergie. Pour les cas où la courbe de capacité est supérieure au spectre élastique,  $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$ , on a une équivalence directe en déplacement,  $d_t^* = d_{et}^*$ . Pour les cas contraires, l'équivalence en énergie entraîne que pour une même sollicitation, un système élastique subira un déplacement  $d_{et}^*$  moins important qu'un système élasto-plastique  $d_t^*$ . Le calcul du déplacement cible  $d_t^*$  est donné par l'équation 2.15.

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left( 1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \quad \text{avec} \quad q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} \quad (2.15)$$

La valeur de  $d_t^*$  obtenue par la méthode push-over permet de connaître l'état de la structure pour les sollicitations considérées. Si le déplacement  $d_t^*$  est très différent du déplacement  $d_m^*$ , une procédure itérative peut être menée afin de réduire l'approximation induite par l'idéalisation

Figure 2.5: Déplacements cibles  $d_t^*$  en fonction de la période  $T^*$ 

du comportement non linéaire par une courbe élasto-plastique parfaite. Il s'agit simplement de reprendre la méthode à partir du calcul de  $d_y^*$  (eq 2.13), en remplaçant  $d_m^*$  par  $d_t^*$  (et la valeur de  $F_y^*$  correspondante).

### Valeurs du coefficient de comportement

On ne traite dans cette partie que des valeurs du coefficient de comportement  $q$  prévues pour les structures en bois. L'Eurocode 8 définit deux principes de dimensionnement des structures, les comportements de structure dissipatifs ou faiblement dissipatifs. De plus, la ductilité des structures est classée en trois catégories : *DCL*, *DCM* et *DCH*, respectivement Limité, Moyenne et Haute. Le dimensionnement faiblement dissipatif est retenu pour les structures de classe *DCL*. Les structures classées en *DCM* ou *DCH* peuvent être dimensionnées de manière dissipative. Le tableau 2.1 présente les valeurs du coefficient de comportement pour les différentes classes de ductilité. Ces valeurs tiennent compte de l'annexe nationale Française qui limite à 3 la valeur maximale de  $q$ , contrairement à 5 dans le texte d'origine.

Principe de dimensionnement; Classe de ductilité	$q$	Exemple de structure
Capacité réduite à dissiper l'énergie - DCL	1,5	Consoles, poutres, arcs avec deux ou trois assemblages brochés ; Treillis assemblés par connecteurs
Capacité moyenne à dissiper l'énergie - DCM	2	Panneaux de murs collés avec diaphragmes collés, assemblés par clous et boulons ; treillis avec assemblages brochés et boulonnés ; Structures mixtes composées d'une ossature en bois (résistant aux forces horizontales) et d'un remplissage non porteur
	2,5	Portiques hyperstatiques avec assemblages brochés et boulonnés
Capacité élevée à dissiper l'énergie - DCH	3	Panneaux de mur cloués avec diaphragmes collés, assemblés par clous et boulons ; Treillis avec assemblages cloués ; Portiques hyperstatique avec assemblages broché et boulonnés ; Panneaux de mur cloués avec diaphragmes cloués, assemblés par clous et boulons

Tableau 2.1: Coefficients de comportement de l'Eurocode 8 pour les structures bois

Une structure est classée dans une classe de ductilité selon des règles de moyen ou des critères expérimentaux de résistance. Les règles de moyens sont un ensemble de prescriptions portant notamment sur les caractéristiques mécaniques des matériaux et leurs dimensions. Les critères expérimentaux de résistance définissent une perte de résistance maximale admissible au cours d'un essai quasi-statique oligo-cyclique. Enfin, on notera que dans les cas où une approche simplifiée peut être utilisée malgré le non respect des critères de régularité en élévation, les valeurs du coefficient de comportement données dans le tableau 2.1 doivent être minorées de 20 %, dans la limite inférieure de  $q = 1,5$ .

## 2.4 Conclusion

Ce chapitre met en évidence le besoin d'améliorer nos connaissances du comportement parasismique des structures à ossature en bois. Le détail des méthodes de calcul réglementaire montre que seule une analyse temporelle, basée sur un modèle de structure fin, permet d'étudier suffisamment en détail les comportements globaux et locaux d'un ouvrage. Le développement d'un tel modèle n'est pas envisageable sans employer une méthode de modélisation permettant de réduire sa lourdeur sans perte de précision préjudiciable. Le principe de cette méthode, la méthode multi-échelles, est présentée au chapitre suivant. Ce type d'approche s'appuie largement sur des lois de comportement spécifiques aux éléments modélisés. Ces lois sont donc aussi abordées dans le chapitre suivant.

---

## Chapitre 3

---

# Méthodes de modélisation numérique

---

Ce chapitre traite des approches de modélisation numérique de bâtiments à ossature en bois à des fins d'analyse parasismique. Le besoin en modèles numériques suffisamment détaillés (pour reproduire les comportements locaux), et néanmoins abordables pour des capacités de calcul classiques, a été mis en évidence au chapitre précédent. La littérature montre que les approches multi-échelles permettent de répondre à cette problématique, et que les lois de comportement retenues pour les assemblages sont primordiales pour la modélisation des structures à ossatures en bois. La première partie de ce chapitre aborde donc les approches multi-échelles, et la seconde les lois de comportement pour assemblage par connecteurs métalliques, dont l'utilisation peut être généralisées à d'autres échelles d'études.

### 3.1 Approche multi-échelles

Dans une modélisation numérique par éléments finis (EF), l'échelle de discrétisation est un paramètre clé. Elle dépend de la taille de l'élément modélisé, du type de résultats attendus (global, local ou les deux) et des moyens de calculs disponibles. Par exemple, un assemblage cloué peut être modélisé finement, en représentant le bois, la pointe et les phénomènes d'interaction entre ces éléments. Le comportement global, mais aussi local, de l'assemblage (portance locale du bois, plastification de l'acier) peut alors être calculé. Une telle échelle de discrétisation ne sera en revanche pas envisageable pour étudier une structure composée de ces assemblages. Le développement du modèle et les besoins en moyens de calcul constitueraient des contraintes difficiles à surmonter. Le problème consiste alors à modéliser les assemblages dans la structure ni trop finement (limites de temps ou de matériel), ni trop grossièrement (imprécision des résultats). L'approche multi-échelles permet de s'affranchir de ce type de compromis et de combiner les avantages des modélisations à chaque échelle. Un assemblage est modélisé finement et son comportement est calculé. Une loi de comportement adaptée est calée sur ce résultat. À l'échelle de la structure, l'assemblage est modélisé par un unique élément fini portant la loi de comportement. Les assemblages sont donc représentés finement, mais à travers une loi macroscopique bien plus "légère" numériquement. La qualité d'une modélisation multi-échelles tient principalement en deux points :

- **Loi de comportement** : La loi utilisée dans le modèle doit permettre de reproduire au mieux le comportement réel des éléments.
- **Élément simplifié** : À chaque nouvelle échelle, le comportement de l'échelle inférieure est reproduit par un élément simplifié, au nombre de *ddl* limité. Ces *ddl* doivent néanmoins

permettre à cet élément de reproduire la déformation réelle. Par exemple, un système déformé sous l'effet de sollicitations combinées en compression et en flexion, ne pourra être modélisé par un élément unidirectionnel (1 *ddl*), sauf s'il est montré que la déformation due à l'une des deux sollicitations est négligeable par rapport à l'autre.

Les approches multi-échelles sont adaptées à des domaines variés, tels que les structures en béton armé (Davenne, 1998), l'interaction sol-structure (Cremer, 2001), (Grange, 2008) ou les connexions semi-rigides des structures métalliques (Fléjou, 1993). Les ossatures en bois sont un autre domaine d'étude particulièrement adapté à ce type d'approche (Richard (2001), Folz et Filiatrault (2004b), Pang et Rosowsky (2010) et Xu et Dolan (2009a)). On illustre ce point par les comportements cycliques expérimentaux de trois échelles différentes (figure 3.1). On y montre le comportement d'un assemblage panneau/ossature cloué en cisaillement, d'un mur en contreventement et d'une maison sous sollicitations horizontales. A chaque échelle, le comportement est fortement non linéaire, présente des boucles d'hystérésis pincées et une dégradation de résistance à cycles d'amplitude constante.

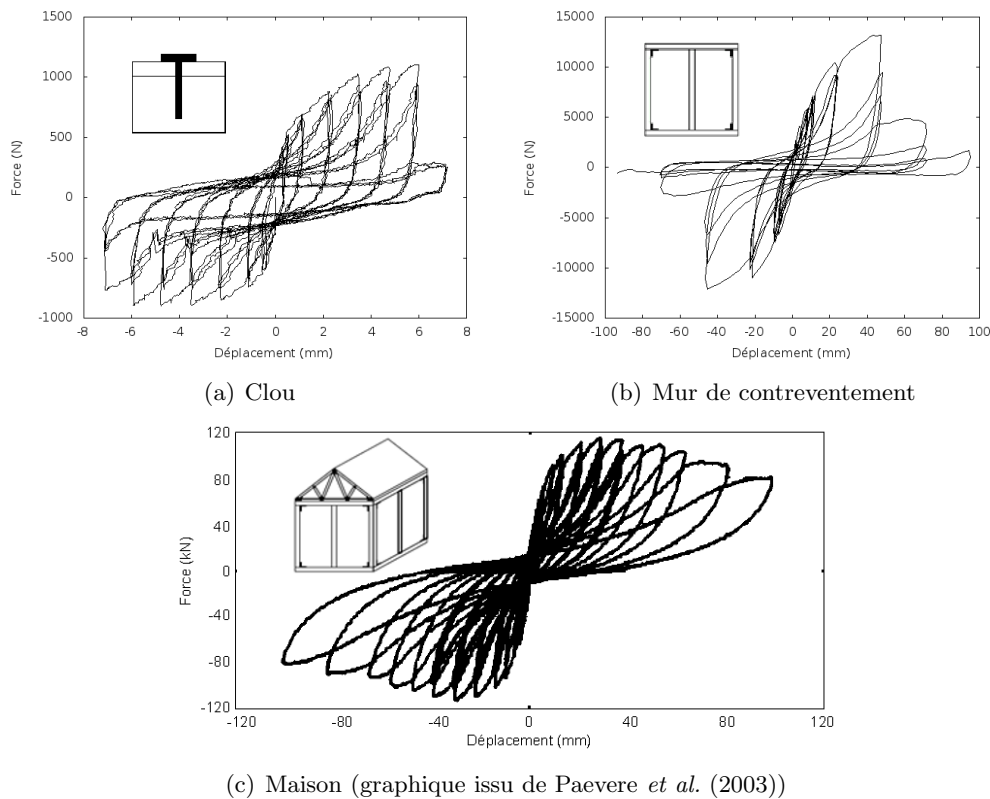


Figure 3.1: Évolutions force-déplacement cycliques expérimentales à différentes échelles d'étude

Dans le cadre de la modélisation numérique de ces structures, ces similitudes de comportement mettent en évidence l'importance des connecteurs métalliques dans le comportement global de la structure, ce qui montre la pertinence de l'approche multi-échelles. Cela montre aussi que la ductilité et la dissipation d'énergie des structures à ossature en bois sous sollicitation sismique est en grande partie liée à ces mêmes propriétés au niveau des connecteurs métalliques. Les trois échelles d'étude identifiées sont les connecteurs métalliques, les éléments de structure et le bâtiment. Ces similitudes montrent aussi qu'une unique loi de comportement doit pouvoir reproduire le comportement à chaque échelle. Les lois de comportement adaptées à la modélisation multi-échelles de structures à ossature en bois sont détaillées dans la partie suivante. On conclut cette partie en abordant les éléments simplifiés utilisés :

- Echelle 1 - Connecteurs métalliques** : Les éléments simplifiés modélisant les connecteurs sont des mailles à deux nœuds. Ce type d'élément possède au maximum 6 *ddl* (3 translations DX, DY, DZ et 3 rotations DRX, DRY, DRZ). Les *ddl* retenus dépendent du type de connecteur et des besoins du modèle (un modèle plan limitera de lui-même le nombre de *ddl*). Les assemblages les plus étudiés sont les liaisons clouées entre les panneaux de contreventement et l'ossature des murs. Ces connexions peuvent être modélisées par 3 *ddl*, 2 translations (DX et DY) en cisaillement (orthogonalement à la pointe) et 1 translation (DRZ) en arrachement (longitudinalement à la pointe) (Collins *et al.* (2005a), Li *et al.* (2012b)). Dans la plupart des cas, les murs sont des modèles plans et seuls les 2 *ddl* de translations en cisaillement des pointes sont considérés (Richard (2001), Xu et Dolan (2009a), Christovasilis et Filiatrault (2010), Folz et Filiatrault (2004b)). Pour les plaques à dents utilisées en toiture, l'anisotropie dans le plan du connecteur conduit à définir un élément à 2 *ddl* (Humbert (2010)). La littérature est assez peu fournie concernant les autres types de connecteurs (équerres, *hold-down*), mais le principe de modélisation est identique.
- Echelle 2 - Éléments de structure (mur)** : Les essais expérimentaux montrent que sous sollicitations horizontales, plusieurs phénomènes peuvent être observés. Le cisaillement pur (figure 3.2.a) est le comportement dominant. Le mouvement de corps solide (figure 3.2.b) est surtout observé lorsque les ancrages aux sols assurent mal leur rôle. Enfin, une part de la déformation est due à la flexion du mur (figure 3.2.c), ce phénomène est généralement considéré comme étant du second ordre (Gupta et Kuo, 1985), en tout cas pour les structures de faible hauteur. Les éléments simplifiés modélisant les murs sont généralement composés de quatre barres rigides rotulées formant un cadre. Ces éléments ont toujours un degré de liberté horizontal (Folz et Filiatrault (2004b), Ceccotti et Karacabeyli (2002), Richard (2001), Dujic et Zarnic (2004), Foliente (1995), Ayoub (2007)). Un degré de liberté vertical est parfois ajouté pour préciser le comportement de la structure (Xu et Dolan (2009a), de Lindt *et al.* (2010a), Christovasilis et Filiatrault (2010)). La loi de comportement affectée au *ddl* horizontal est calée à partir d'une courbe force-déplacement expérimentale ou numérique d'un mur. Cette dernière est tracée à partir de la force et du déplacement horizontal en tête de mur, les phénomènes de mouvement de corps rigide et de flexion sont ainsi pris en compte dans l'élément simplifié.

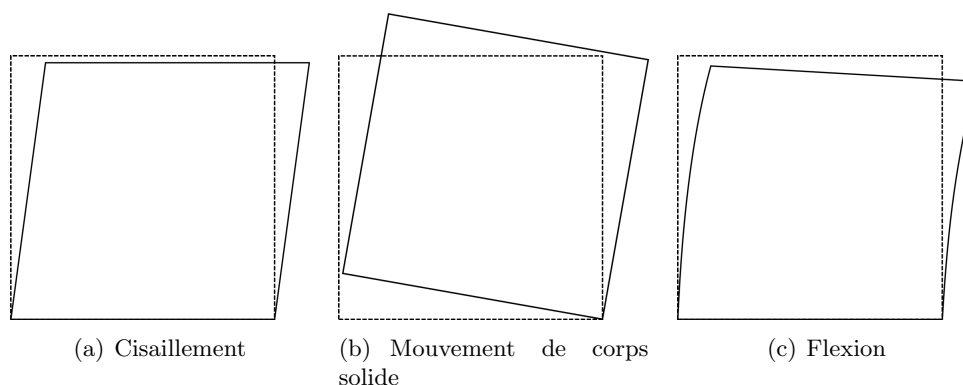


Figure 3.2: Décomposition des types de déformation d'un mur

## 3.2 Lois de comportement

Cette partie présente les lois de comportement d'assemblages par connecteurs métalliques, ou de sous-éléments de structure à ossature en bois, décrites dans la littérature. La première loi explicitement formulée pour ce type d'application date de la deuxième moitié des années 70

(Foschi, 1977). On mentionnera néanmoins le modèle de Clough (1966), prévu à l'origine pour le béton, et qui a inspiré de nombreux modèles pour les structures bois. Le développement de ces lois s'est poursuivi au fur et à mesure de la réalisation d'essais expérimentaux et de la progression des moyens informatiques. Le but de cette partie n'est pas de détailler chacune de ces lois, mais d'en proposer un comparatif à partir de leur capacité à modéliser les phénomènes pertinents. Pour cela, on présente en première partie les phénomènes expérimentaux à reproduire. Les différentes lois mentionnées dans la littérature sont ensuite décrites. On conclut cette partie en abordant en détail la loi de comportement retenue dans cette thèse (loi de Humbert (2010)).

### 3.2.1 Phénomènes à reproduire

La figure 3.3 présente le comportement classique des éléments de structures à ossature en bois sous chargement quasi-statique monotone croissant (push-over) et quasi-statique oligo-cyclique. On ne présente pas de figure pour le comportement en dynamique, car tous les phénomènes décrits par la suite sont observables en push-over et en cyclique.

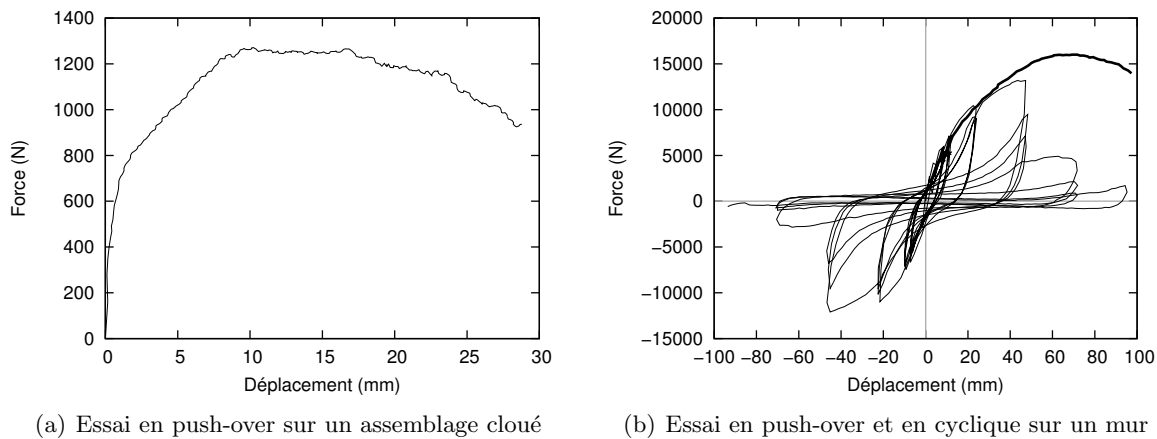


Figure 3.3: Comportement caractéristique à modéliser

La figure 3.3.a permet de distinguer le comportement fortement non linéaire d'un assemblage métallique, avec une transition élastique–plastique peu claire. Au delà du pic d'effort, la chute de résistante est faible, ce qui peut entraîner de grands déplacements au regard des dimensions de l'élément (30 mm pour une pointe de 3 mm de diamètre). La figure 3.3.b présente un essai de push-over et un essai cyclique sur un mur de contreventement et met en évidence plusieurs phénomènes :

- Le comportement hystérétique des éléments traduit leur capacité à dissiper l'énergie sismique. Ce comportement s'explique par le phénomène de plastification de l'acier des connecteurs métalliques.
- L'endommagement cumulatif explique la différence entre la courbe enveloppe des boucles d'hystérésis et la courbe monotone. En effet, chaque cycle entraîne un endommagement du bois et du métal qui s'ajoute à l'endommagement déjà présent (figure 3.4.a). Plus il y a de cycles, plus la courbe enveloppe s'éloignera de la courbe monotone en entraînant un décalage du déplacement à force maximale  $d_m$  (figure 3.4.b), nommé *cap degradation* dans la littérature (Ayoub, 2007). Ceci n'est toutefois vrai que dans une certaine mesure, car pour des cycles répétés à amplitude constante, l'endommagement atteindra son maximum après trois à cinq cycles (Karacabeyli et Ceccotti, 1996). Cet endommagement maximum ne sera alors dépassé que lorsque le chargement atteindra des cycles d'amplitudes supérieures.

- La dégradation de la raideur de charge  $K_5$  correspond au fait que plus les amplitudes sont grandes, plus la raideur de charge d'un cycle est faible. La figure 3.4.c fait apparaître les raideurs de charge aux  $i^{\text{ème}}$  cycle  $K_{5,i}$  pour mettre en évidence ce phénomène.
- La dégradation de la raideur de décharge  $K_4$  correspond au fait que plus les amplitudes sont grandes, plus la raideur de décharge d'un cycle est faible. La figure 3.4.d fait apparaître les raideurs de décharge aux  $i^{\text{ème}}$  cycle  $K_{4,i}$  pour mettre en évidence ce phénomène.

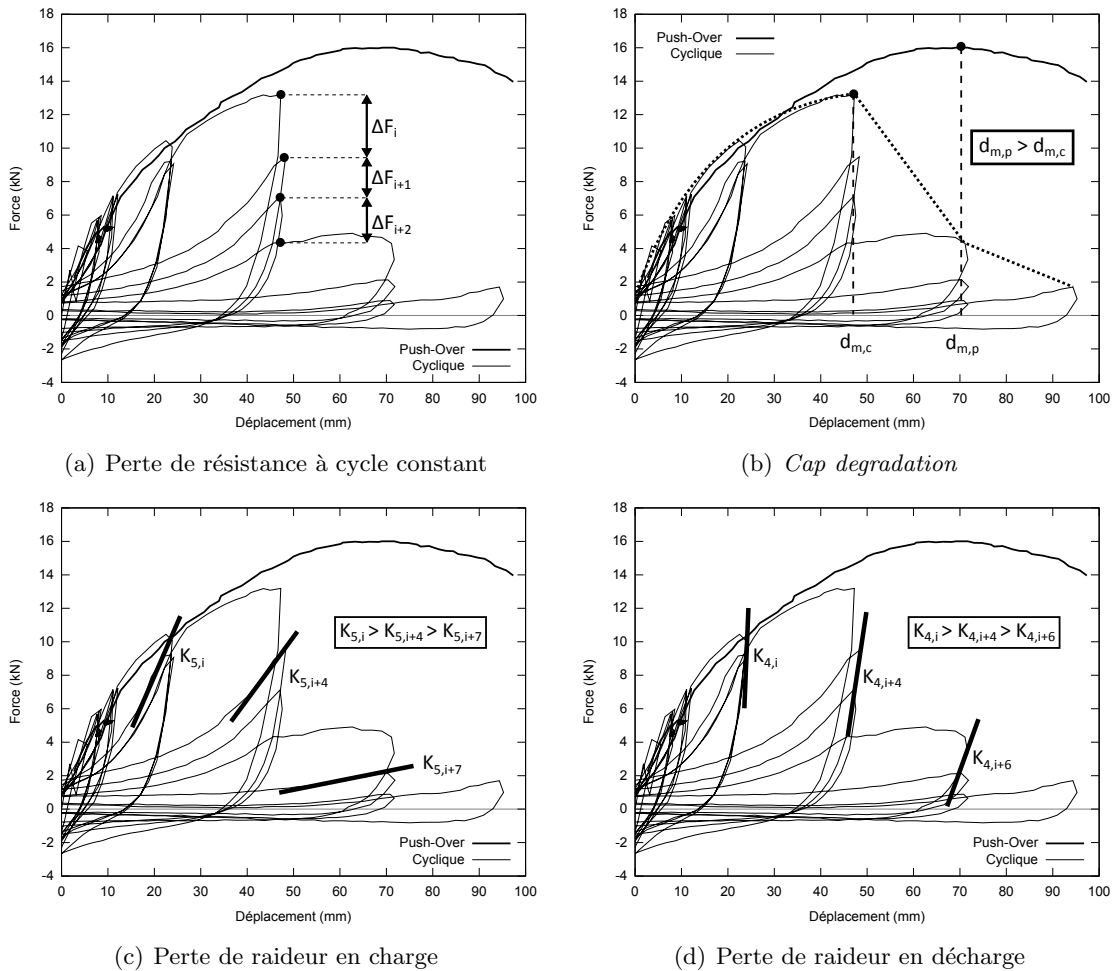


Figure 3.4: Effets de l'endommagement sur le comportement d'un élément de structure à ossature en bois

On ne se penche ici que sur les lois de comportement hystérique. Il existe aussi des lois de comportement non linéaire monotone, on peut notamment citer Foschi (1977), Gupta et Kuo (1985) et Kasal et Leichti (1992), mais ces lois ne sont pas adaptées une l'étude temporelle du comportement sous sollicitations sismiques. Dans la suite, on distingue les lois phénoménologiques des lois mécaniques.

- **Lois phénoménologiques** : Lois empiriques développées pour reproduire un comportement (évolution force-déplacement par exemple) connu. La plupart des lois phénoménologiques sont formulées par des paramètres d'entrée et un ensemble de règles déterminant les trajets de chargement et de déchargement. Néanmoins, des approches analytiques existent. Elles sont formulées par des paramètres d'entrée et des équations mathématiques dont la résolution fournit en général la force résistante pour un déplacement donné. Le



principe de ces lois est de caler les paramètres d'entrée de manière à reproduire le comportement voulu. On notera que les lois phénoménologiques sont de loin les plus utilisées pour l'étude de structures à ossature en bois sous sollicitations sismiques.

- **Lois mécaniques** : Lois théoriques qui s'attachent à modéliser les causes pour reproduire les effets. Dans le cas des structures en bois, cela consiste par exemple à modéliser finement un clou et à prendre en compte les caractéristiques de l'acier et tous les phénomènes mécaniques se produisant dans la liaison (écrasement du bois, arrachement du connecteur, flexion du connecteur, etc.). La bonne modélisation de tous ces phénomènes, à partir de paramètres strictement physiques, permet alors la prévision du comportement de la liaison.

### 3.2.2 Lois existantes

Sans avoir la prétention d'être exhaustive, on présente ci-dessous la liste des principales lois de comportement hystérétiques et leur principales caractéristiques. Pour aider à la compréhension, les graphiques utilisés dans les publications pour décrire ces lois sont synthétisés en Annexe B.

#### Foschi (2000)

Le modèle de Foschi (2000) est, à notre connaissance, l'unique cas de loi mécanique hystérétique répertorié dans le domaine du parasismique (on pourrait mentionner le modèle de Chui *et al.* (1997) qui adopte une approche similaire, mais une partie de ses paramètres doit être calibrer de la même manière que pour un modèle phénoménologique). Un assemblage cloué est modélisé, la pointe est représentée par une poutre élasto-plastique qui suit une loi de comportement hystérétique propre à l'acier. Le bois possède un comportement non linéaire en compression, pouvant ainsi laisser des espaces se créer entre la pointe et le bois en traction. Les paramètres d'entrée ne sont que des grandeurs physiques ( $\sigma_y$ ,  $E$ , etc.) permettant de définir les lois de comportement des matériaux. Le comportement global de la liaison est obtenu en calculant, pour un chargement donné, la déformation de la pointe et des éléments en bois. La difficulté de ce type de loi est de prendre en compte l'ensemble des phénomènes observés lors des essais. On peut citer notamment l'écrasement du bois, la flexion localisée en un ou plusieurs points de la pointe, l'arrachement de la pointe et le frottement ainsi créé ou encore le passage de la tête de la pointe à travers le panneau et éventuellement le blocage de celle-ci à l'intérieur (ces phénomènes sont décrits au §5.1.3.1, p 87).

#### Ayoub (2007)

Le modèle de Ayoub (2007) est une évolution du modèle de Clough (1966). Le modèle de Clough est défini par une courbe enveloppe trilineaire. Les boucles d'hystérésis sont modélisées par des charges et décharges linéaires. Ce modèle ne permet pas la prise en compte de l'endommagement dû à la répétition des cycles. De plus, on notera que la forme (quadrilatère) des boucles d'hystérésis produites par ce modèle ne peut rendre compte avec précision de l'énergie dissipée au cours d'un essai. Ayoub a apporté de nombreuses améliorations au modèle de Clough. D'abord, la branche de chargement est bilinéaire, plutôt que linéaire dans le modèle original. Ensuite l'endommagement est modélisé, en prenant en compte divers phénomènes :

- La dégradation en force est liée à la différence entre l'énergie totale dissipée (aire des boucles d'hystérésis) et l'énergie totale "dissipable" par la liaison. Ainsi, plus l'énergie totale dissipée se rapproche de l'énergie totale "dissipable", plus la réduction de la force est importante. Cela permet la modélisation de la perte de résistance à amplitude constante (figure 3.4.a).
- La dégradation de la raideur de décharge (figure 3.4.d) fonctionne sur le même principe.

- La dégradation de la raideur de charge (figure 3.4.c) est modélisée en augmentant l'abscisse du pic de la boucle en cours. Cela fonctionne de la même manière que pour la dégradation d'effort.
- La "cap degradation" (figure 3.4.b) modélise le fait que l'abscisse du pic d'effort qui est plus faible pour une courbe enveloppe de cycles que pour une courbe monotone. Cette dégradation est prise en compte de la même manière que les précédentes.

### EPHM (2007)

Le *Evolutionary Parameter Hysteretic Model* (EPHM) (Pang *et al.*, 2007) est une évolution du modèle de Folz et Filiatrault (2001), lui-même tenant du modèle de Stewart (1987). Le modèle de Stewart définit une courbe enveloppe trilineaire et des boucles d'hystérésis bilinéaires en charge et linéaires en décharge. Folz et Filiatrault ont proposé une courbe enveloppe définie par une fonction exponentielle, afin de modéliser plus finement la montée en charge. L'EPHM améliore ce modèle en ajoutant les points suivants :

- La dégradation en force fonctionne telle que pour une amplitude jamais atteinte, la force retenue est celle de la courbe enveloppe. Pour les chargements suivants à une telle amplitude, la force renvoyée sera celle d'une courbe enveloppe dégradée. La courbe enveloppe dégradée étant unique, l'endommagement n'est pas cumulatif, car cela implique que  $\Delta F_i \neq 0$  et  $\Delta F_{i+1} = \Delta F_{i+2} = \dots = 0$  (cf. figure 3.4.a).
- La dégradation de la raideur de la décharge (figure 3.4.d), est fonction de l'amplitude du cycle.
- La variation de la force à déplacement nul, on observe en effet que les boucles d'hystérésis coupent l'axe des ordonnées d'un diagramme force-déplacement, à des niveaux d'efforts qui varient (d'abord de manière croissante puis décroissante).
- La courbe enveloppe est définie par deux fonctions exponentielles, l'une modélisant la partie pré-pic et l'autre la partie post-pic. Les boucles d'hystérésis sont modélisées par des fonctions exponentielles, l'une pour les branches de charge et l'autre pour les branches de décharge.

### Q Pinch (2005)

Le modèle Q-Pinch, proposé par Judd (2005), est une combinaison du Q-Hyst (Saiidi et Sozen, 1979) (évolution du modèle de Clough (1966)) pour de petits déplacements et du modèle de Folz et Filiatrault (2001) en grands déplacements. La courbe enveloppe est définie par une fonction exponentielle dans les deux cas. L'idée de combiner deux modèles est liée à l'observation suivante : Pour de petits déplacements, les boucles d'hystérésis ne sont pas pincées, une montée en charge linéaire (Q-Hyst) représente bien ce comportement. Pour de grands déplacements en revanche, les boucles d'hystérésis sont pincées, une montée en charge bilinéaire (Folz et Filiatrault) permet de bien le représenter. De plus, la dégradation de raideur de décharge est ajoutée. Sa prise en compte est inspirée de Takeda *et al.* (1970), telle que la raideur de décharge soit une fraction variable de la raideur initiale.

### Ceccotti (1989)

Le modèle de Ceccotti et Vignoli (1989) est aussi connu sous le nom de *modèle de Florence*. Il est basé sur une courbe enveloppe trilineaire. Les branches de charge et de décharge des boucles d'hystérésis sont bilinéaires. Ce modèle ne présente pas de prise en compte de l'endommagement.

**Collins (2005)**

Le modèle de Collins *et al.* (2005a) est une évolution des modèles de Dolan (1989) et Kasal et Xu (1997). La première évolution du modèle de Dolan fut apportée par l'auteur lui-même (Dolan, 1991). Historiquement, le modèle de Dolan est le premier à définir l'évolution force-déplacement par des fonctions exponentielles, plutôt que par une succession de droites de différentes raideurs. La courbe enveloppe est constituée d'une courbe exponentielle jusqu'au pic de force et la partie post-pic est linéaire. Les branches de charge et de décharge des boucles d'hystérésis sont des fonctions exponentielles. L'utilisation de ces fonctions permet une modélisation plus précise du comportement des structures en bois. Néanmoins, ce type de définition peut entraîner des problèmes de continuité entre les branches du modèle pour certains jeux de paramètres. De plus, on notera que le modèle de Dolan ne propose pas de prise en compte de l'endommagement, les extrémités des pics des boucles d'hystérésis étant à chaque fois placés sur la courbe enveloppe du modèle. Le modèle de Collins apporte la prise en compte de l'endommagement en fonction de l'historique du chargement, la dégradation de la force à chaque pic est une fraction du pic d'effort précédent.

**Humbert (2010)**

Le modèle de Humbert (2010) est une évolution du modèle de Richard (2001). Ce dernier s'appuie lui-même sur les modèles de Dolan (1989) et Yasumura (2001). Le modèle de Yasumura définit les branches des boucles d'hystérésis de manière linéaire, mais avec des raideurs dépendantes du déplacement atteint. Cela permet notamment de modéliser les dégradations des raideurs de charge et de décharge. L'endommagement en force n'est en revanche pas modélisé. Le modèle de Richard combine cette approche avec le modèle de Dolan, dans lequel les branches des boucles d'hystérésis sont des fonctions exponentielles. Les raideurs qui évoluent alors en fonction du déplacement sont les raideurs des asymptotes aux courbes exponentielles. L'autre principal apport du modèle de Richard concerne la modélisation de l'endommagement. La dégradation en force est modélisée tel que les pics des boucles d'hystérésis soient inférieurs à la courbe enveloppe. Le calcul de l'effort au pic d'une boucle d'hystérésis, se base sur la valeur de l'effort de la courbe enveloppe au même déplacement et un coefficient d'endommagement. Ce coefficient est calculé à partir des efforts préalablement atteints ainsi que de paramètres d'endommagement.

Le modèle de Humbert remplace les fonctions exponentielles par des polynômes de Bézier. Cela permet d'assurer la continuité entre les différentes branches de la courbe représentative du modèle. De plus, la prise en compte de l'endommagement est modifiée. En effet, dans le modèle de Richard, l'endommagement est calculé à partir de la force atteinte dans la direction opposée. Cela ne permet pas de modéliser correctement la réponse à un chargement très nettement dissymétrique, ce qui peut être le cas lors de séismes. La loi de Humbert calcule donc l'endommagement dans une direction en fonction de l'historique de chargement dans cette direction. De plus, cet endommagement est cumulatif. A chaque fois que la force change de signe, la part d'endommagement due au dernier cycle est calculée et ajoutée à l'endommagement global du modèle.

**BWBN (2009)**

Le modèle BWBN a été développé par Bouc (1967), Wen (1976), Wen (1980), Baber et Wen (1981) et Baber et Noori (1985) pour l'étude des vibrations dans les systèmes mécaniques. C'est un modèle hystérétique analytique prenant en compte la dissipation d'énergie, la dégradation de l'effort et de la raideur, ainsi que le pincement des courbes d'hystérésis. Le principe du modèle consiste à assimiler l'élément à modéliser à un oscillateur à un degré de liberté. Cet oscillateur est constitué d'une masse, d'un ressort élastique, d'un ressort hystérétique et d'un amortisseur. Le comportement du ressort hystérétique est défini par une fonction, solution d'une équation différentielle faisant intervenir plusieurs paramètres du modèle (dont des paramètres

de dégradation de force et de raideur de décharge), ainsi qu'une fonction de pincement. La solution de l'équation du mouvement de l'oscillateur à chaque instant permet de déterminer la force en fonction du chargement imposé. Ce modèle a été amélioré par Foliente (1995) afin de l'adapter à l'étude de structures en bois. Les évolutions sont de nouvelles formules de calcul pour les dégradations en force et en raideur. Plus récemment, c'est Xu et Dolan (2009b) qui ont fait évoluer ce modèle, en remplaçant un coefficient par une fonction afin de modéliser plus finement la partie post-pic. Les autres modifications sont d'ordre plus théorique et permettent d'améliorer la stabilité numérique du modèle.

### Synthèse

Le tableau 3.1 propose une comparaison synthétique des lois de comportement. On observe que si les qualités de modélisation des lois sont différentes, il en va de même pour leur complexité de mise en œuvre. Le choix d'une loi pour la réalisation d'une étude dépend de ces deux paramètres. Les lois les plus simples en terme de mise en œuvre, comme celle de Ceccotti et Vignoli (1989), qui ne prennent pas en compte les phénomènes d'endommagement, sont utilisées pour des études où la qualité de modélisation fournie est suffisante et où les calculs sont longs et nombreux (Ceccotti et Sandhaas, 2010), (Schädle et Blass, 2010). Les deux lois fournissant les meilleurs résultats (BWBN et Humbert) sont aussi les plus complexes à mettre en œuvre. La principale différence entre ces deux dernières est la capacité de la loi de Humbert à modéliser des comportements dissymétriques, tels que ceux d'assemblages par équerre ou plaque à dents. A notre connaissance, la loi BWBN ne le permet pas.

	Courbe enveloppe	Courbe d'hystérésis	Endommagement
Foschi	Comportement non linéaire du bois et hystérétique de l'acier		Endommagement de l'acier et du bois modélisé par une représentation mécanique des phénomènes
Q-Pinch	Fonction exponentielle	Bi ou trilinéaire selon l'amplitude	Pas de prise en compte de l'endommagement
Ceccotti	Trilinéaire	Trilinéaire	Pas de prise en compte de l'endommagement
Ayoub	Trilinéaire	Trilinéaire	Endommagement de la force, des raideurs de charge et de décharge et décalage de la position du pic d'effort en fonction de l'énergie dissipée
EPHM	Deux fonctions exponentielles	Deux fonctions exponentielles	Endommagement non cumulatif
Collins	Fonction exponentielle + Linéaire en post-pic	Deux fonctions exponentielles	Endommagement en force en fonction de la force au pic précédent
Humbert	Linéaire + Polynomiale + Bilinéaire en post-pic	Polynomiale	Endommagement cumulatif des forces et des raideurs en fonction de l'historique de chargement en déplacement ou en force
BWBN	Forme exponentielle de la solution du problème analytique	Forme exponentielle de la solution du problème analytique	Endommagement en force basé sur l'énergie dissipée

Tableau 3.1: Comparaison synthétique des lois de comportement hystérétique

### 3.2.3 Loi de Humbert

La loi de Humbert (2010) a été développée avec l'objectif de modéliser n'importe quel assemblage bois-bois par connecteur métallique sous chargements quasi-statique et dynamique. La plupart des lois présentées dans la partie précédente ne satisfont pas cette condition par la non prise en compte de l'endommagement ou des comportements dissymétriques. En effet, les assemblages cloués ne sont pas les seuls susceptibles d'apporter de la ductilité et de la dissipation d'énergie à la structure, c'est aussi le cas d'assemblages par plaque à dents ou par équerre. Pour ceux-ci, le comportement est fortement anisotrope. C'est pour cette raison que cette loi a été choisie pour la modélisation numérique des structures visées dans cette thèse. On présente donc dans cette partie la loi de comportement de manière plus détaillée que dans la partie précédente.

#### Présentation générale de la loi

La figure 3.5 présente la loi de comportement unidimensionnelle sous forme d'une courbe force-déplacement. Elle se compose d'une courbe modélisant le comportement sous chargement monotone croissant et de boucles d'hystérésis. La courbe monotone comporte une branche linéaire élastique (0), suivie par une branche polynomiale (1) s'étendant jusqu'au pic d'effort, à la suite duquel un comportement adoucissant est modélisé par deux pertes de rigidité consécutives, correspondant respectivement à deux branches rectilignes (2) et (3). La rupture mécanique du système modélisé intervient pour des déplacements s'étendant au delà de la branche (3).

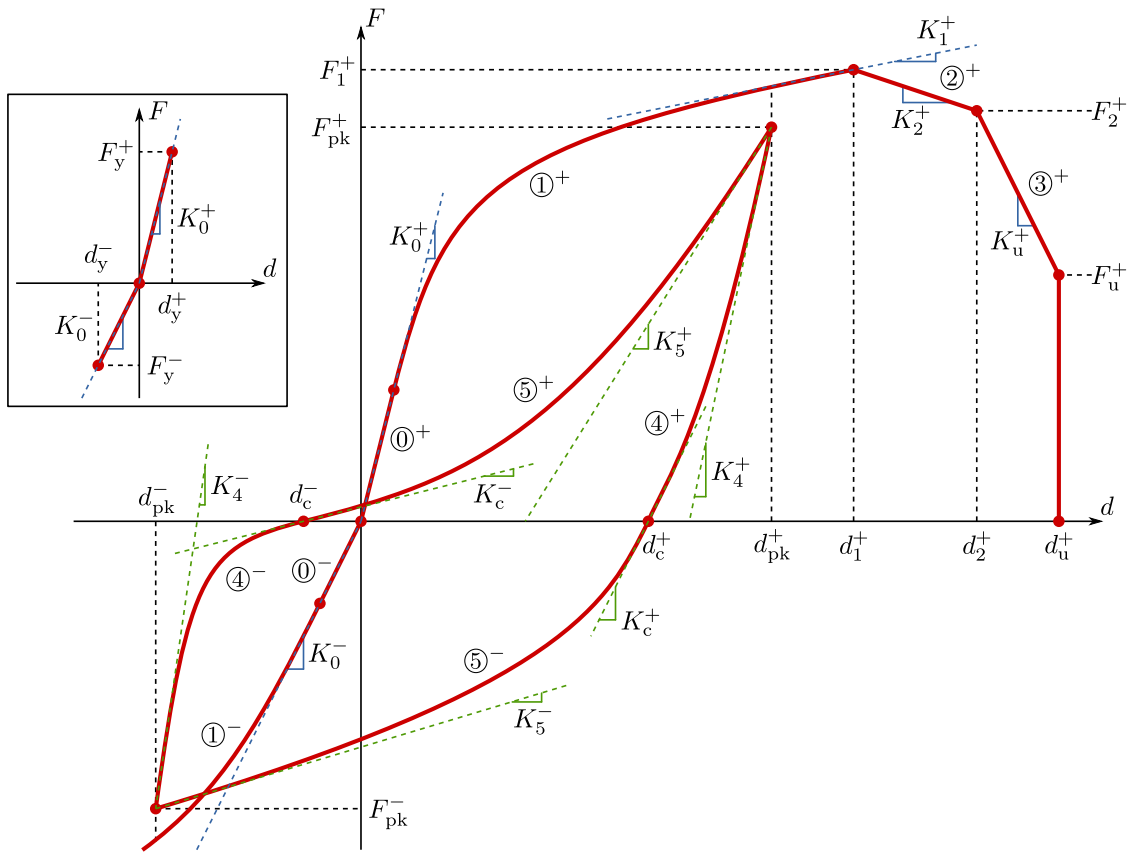


Figure 3.5: Loi de comportement semi-rigide 1D (Humbert, 2010)

Les cycles d'hystérésis sont décrits par 2 branches numérotées (4) et (5) et limitées d'une part par la courbe enveloppe (déduite de la courbe monotone) et d'autre part par l'axe des abscisses. Ces délimitations entre les différentes branches de la loi sont signalées par des points sur la

figure 3.5. Afin de conserver un modèle polyvalent, les comportements en traction (positif) et en compression (négatif) sont supposés différents, de sorte que les paramètres de la courbe monotone sont dupliqués en deux ensembles signalés par les exposants + (traction) et - (compression). En l'absence d'indice explicite, on se réfère indifféremment aux deux directions de chargement.

### Détail des branches

#### *Branche (0) : élasticité linéaire initiale*

Nécessaire lors de très petits déplacements pour assurer la convergence rapide du calcul, la branche linéaire élastique est limitée par les déplacements  $d < d_y^+$  en traction et  $d > d_y^-$  en compression. Elle peut être parcourue dans les 2 sens, mais une fois sorti de cette branche (pour  $d > \min|d_y^+, d_y^-|$ ), il n'est plus possible d'y revenir. En règle générale, on limite  $d_y$  à des valeurs très faibles car l'étendue du comportement élastique linéaire des connecteurs métalliques dans les structures bois est difficile à quantifier sur les essais expérimentaux, le comportement devenant très rapidement non linéaire (pas de limite franche entre linéaire et non linéaire).

#### *Branche (1) : chargement jusqu'au pic d'effort*

Branche activable en traction et compression, uniquement dans le sens de charge (augmentation du déplacement et de la force). Elle est activée depuis la branche (0) (dépassement de la limite élastique en déplacement :  $d_y$ ). Elle est également activée lors d'une recharge dépassant le précédent maximum depuis la branche (5).

#### *Branche (2) : première perte de rigidité*

Branche activable depuis la branche (1) lors d'un chargement dépassant  $d_1$ , ou lors d'une recharge dépassant le précédent maximum depuis la branche (5).

#### *Branche (3) : seconde perte de rigidité*

Branche activable depuis la branche (2) lors d'un chargement dépassant  $d_2$ , ou lors d'une recharge dépassant le précédent maximum depuis la branche (5).

#### *Branche (4) : Décharge non linéaire élastique*

La branche (4) modélise une décharge non linéaire élastique des boucles d'hystérésis (Figure 3.6). Pour une décharge initiée depuis l'une des branches (1), (2), (3), ou (5), on définit  $d_{pk}$  comme le déplacement maximal (en valeur absolue) atteint au pas de temps  $t^n$  avant l'initiation de cette décharge. C'est le déplacement au pic, mais ce n'est pas forcément le déplacement maximal  $d_{max}$  sur toute l'histoire du chargement. La branche (4) de décharge (qui est activée à  $t^{n+1}$ ) s'étend alors du dernier pic (à l'abscisse  $d = d_{pk}$ ) jusqu'à l'intersection avec l'axe des abscisses à  $d = d_c$ . La valeur de la force à  $d = d_{pk}$  est notée  $F_{pk}$ . Elle est déterminée lors de la charge précédente sur l'une des branches (1), (2), (3), ou (5), par une homothétie de la courbe monotone (eq. 3.1).

$$F_{pk} = (1 - D)F_{mono} \quad (3.1)$$

$F_{mono}$  est la force calculée à partir du déplacement courant sur la courbe monotone (courbe composée des branches (0), (1), (2) et (3)), et  $D$  un coefficient d'endommagement scalaire pour la partie concernée (traction ou compression). Ce coefficient – initialement égal à 0 – est mis à jour uniquement au premier pas de temps  $t^{n+1}$  pour lequel un changement de sens est détecté (changement de signe de la force), en utilisant la formule suivante :

$$\Delta D = D^n - D^{n+1} = \eta(D^n - D^\infty) \quad (3.2)$$

$D^{n+1}$  représente le nouveau coefficient d'endommagement à partir du pas de temps  $t^{n+1}$  pour lequel il y a désormais décharge ( $\Delta d < 0$ ),  $D^n$  le coefficient précédent jusqu'au pas de temps  $t^n$  pour lequel il y avait encore charge ( $\Delta d > 0$ ),  $D^\infty$  l'endommagement théorique pour un nombre infini de cycles, et  $\eta$  un coefficient contrôlant l'influence des cycles sur l'endommagement.

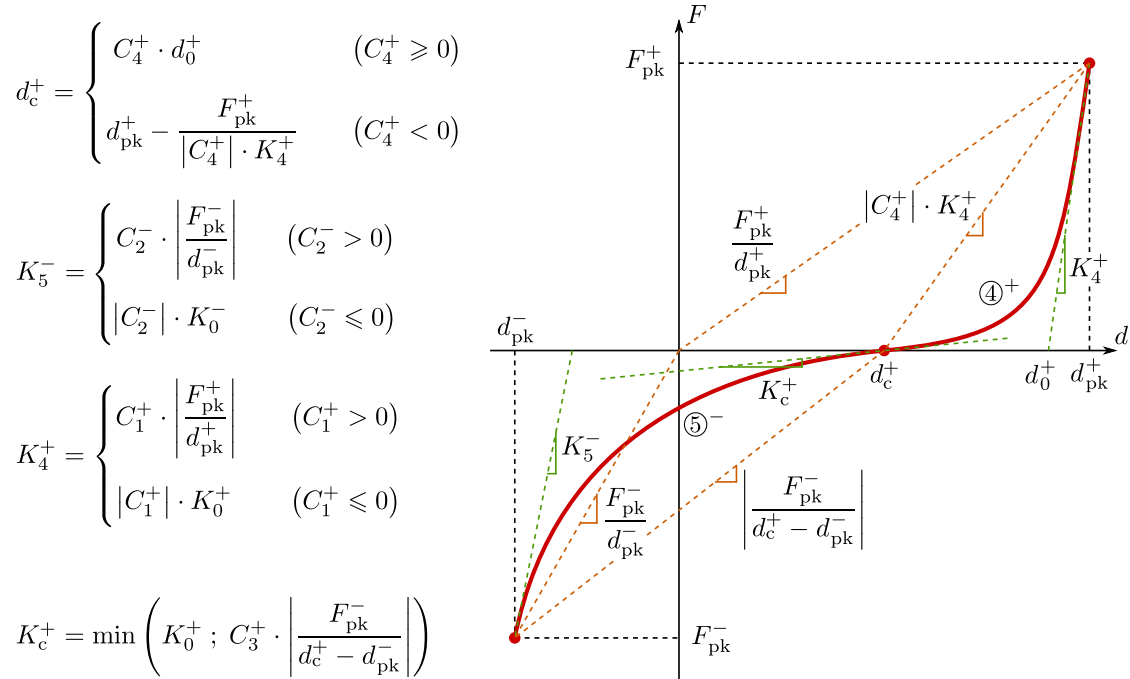


Figure 3.6: Définition des boucles d'hystérésis (Humbert, 2010)

La limite d'endommagement  $D^\infty$  est calculée à partir de la force ou du déplacement maximal en fonction du modèle d'endommagement souhaité. En règle générale, on préfère le modèle en déplacement. On constate ainsi qu'à chaque cycle la boucle d'hystérésis courante est endommagée (force maximale inférieure en valeur absolue) par rapport à la précédente : on a un endommagement cumulatif à toutes les boucles. La valeur de  $\eta$  est déterminée d'après les essais expérimentaux.

Le modèle d'endommagement en force suppose que l'évolution de  $D^\infty$  est liée à celle de la force maximale  $F_{max}$  atteinte au cours de l'histoire du chargement par une loi puissance de paramètres  $AC$  et  $AR$ . Le modèle en déplacement est analogue et suppose que cette évolution est liée au déplacement maximal  $d_{max}$  par une loi puissance de paramètres  $BC$  et  $BR$ .

$$D^\infty = AC(F_{max})^{AR} \quad \text{ou} \quad D^\infty = BC(d_{max})^{BR} \quad (3.3)$$

*Branche (5) : Recharge non linéaire*

La branche (5) est une courbe de Bézier rationnelle allant de  $(d_c; 0)$  à  $(d_{pk}; F_{pk})$ . Par continuité, la tangente à l'origine est  $K_c$ . La pente au pic correspond à une raideur  $K_5$  calculée comme  $K_4$  mais avec un coefficient  $C_2$  au lieu de  $C_1$ . Lorsque la recharge dépasse  $d_{pk}$ , on passe sur l'une des branches de charge (1), (2) ou (3) suivant la valeur du déplacement actuel  $d$ .

### Synthèse des paramètres

Un listing complet des paramètres d'entrée du modèle est présenté ci-dessous. On distingue trois catégories de paramètres. Les paramètres monotones sont des forces, des déplacements et des raideurs qui définissent la courbe monotone du modèle. Les paramètres cycliques sont des coefficients qui définissent la forme des boucles d'hystérésis. Enfin, les paramètres d'endommagement sont des coefficients qui définissent la loi puissance et l'incrément d'endommagement à chaque nouveau cycle.

## Paramètres monotones

- $d_y$  : Limite élastique.
- $d_1$  : Déplacement à force maximale de la courbe monotone.
- $d_2$  : Déplacement limite de la première phase post-pic
- $d_u$  : Déplacement ultime de la courbe monotone.
- $K_0$  : Raideur initiale de la courbe monotone.
- $F_1$  : Force maximale de la courbe monotone.
- $K_1$  : Raideur tangente au point  $(d_1; F_1)$ .
- $K_2$  : Première raideur post-pic.
- $K_u$  : Seconde raideur post-pic.
- $V_1$  : Premier rapport des pondérations de Bézier pour la branche (1).
- $W_1$  : Second rapport des pondérations de Bézier pour la branche (1).

## Paramètres cycliques

- $C_1$  : Coefficient définissant la raideur de décharge  $K_4$ .
- $C_2$  : Coefficient définissant la raideur de charge  $K_5$ .
- $C_3$  : Coefficient définissant la raideur à force nulle  $K_c$ .
- $C_4$  : Coefficient définissant l'abscisse à force nulle  $d_c$ .
- $V_4$  : Premier rapport des pondérations de Bézier pour la branche de déchargement.
- $W_4$  : Second rapport des pondérations de Bézier pour la branche de déchargement.
- $V_5$  : Premier rapport des pondérations de Bézier pour la branche de chargement.
- $W_5$  : Second rapport des pondérations de Bézier pour la branche de chargement.

## Paramètres d'endommagement

- $AC$  : Coefficient multiplicateur de la loi d'endommagement en force.
- $AR$  : Puissance de la loi d'endommagement en force.
- $BC$  : Coefficient multiplicateur de la loi d'endommagement en déplacement.
- $BR$  : Puissance de la loi d'endommagement en déplacement.
- $\eta$  : Coefficient agissant sur l'incrément d'endommagement entre chaque cycle.

Le nombre de paramètres (24), tel que présenté ci-dessus, est élevé. Néanmoins, le calage de la loi est relativement simple et rapide (cf. §5.2.2, p 97). En effet, les pondérations de Bézier ( $V_1$ ,  $W_1$ ,  $V_4$ ,  $W_4$ ,  $V_5$  et  $W_5$ ), fixées à 1 par défaut, n'ont généralement pas besoin d'être modifiées. Sauf cas exceptionnel, leur codage en dur dans le script de la loi de comportement n'aurait donc rien changé. L'endommagement est soit fonction des forces ( $AC$  et  $AR$ ), soit des déplacements ( $BC$  et  $BR$ ). Il est donc nécessaire de caler un seul des deux couples de paramètres. Il reste ainsi 15 paramètres, dont 9 (les paramètres monotones), sont identifiés directement sur une courbe monotone expérimentale. Les paramètres cycliques ( $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  et  $C_4$ ) peuvent être estimés, en première approche, à partir de l'observation d'une courbe cyclique expérimentale. Les paramètres restants sont identifiés par comparaison expérimentale-numérique, et modification des paramètres, jusqu'à une concordance satisfaisante.

**Limites de la loi**

La loi de Humbert (2010) est retenue pour la modélisation numérique grâce à sa polyvalence et sa qualité de modélisation, notamment au niveau de l'endommagement cumulatif. Néanmoins, il faut signaler que cette loi est unidirectionnelle, or les éléments à modéliser sont en deux ou trois dimensions. Selon les cas, différents types d'hypothèses permettent d'assurer une modélisation correcte. Les détails sont donnés dans les parties concernées de cette thèse.





---

## Chapitre 4

---

# Modélisation par couplage expérimental–numérique

---

Ce chapitre propose une synthèse des études expérimentales et/ou numériques du comportement parasismique d'éléments de structures ou de structures à ossature en bois. Cette partie fait apparaître des méthodes d'essais réglementaires, dont celles utilisées pour les essais réalisés ou récupérés dans le cadre de cette thèse.

### 4.1 Études expérimentales

L'analyse expérimentale d'une structure à ossature en bois sous sollicitations sismiques est un vaste sujet d'étude, tant à cause de l'échelle et de la complexité d'une structure entière, que de la difficulté à reproduire convenablement des sollicitations naturelles et très variables. Le plus intuitif est une approche dynamique, cela nécessite malheureusement des moyens techniques et financiers conséquents. Une approche alternative et plus abordable, à base d'essais quasi-statiques, est donc largement utilisée pour ce type d'études. À l'échelle d'un élément de structure ou d'une structure, les essais consistent généralement à l'identification du comportement sous charges horizontales. Dans cette optique, ce type d'étude peut être mis en relation avec les études de résistance au vent. La première trace d'un essai sur une structure sous charges horizontales remonte aux années 50 (Dorey et Schriever, 1957). Ce n'est néanmoins qu'à partir du milieu des années 80 que l'on trouve des études expressément destinées à l'analyse du comportement parasismique des structures à ossatures en bois. Dans cette partie dédiée aux aspects expérimentaux, on présente dans un premier temps les différents types d'essais existants. Cela permet de poser les bases nécessaires à une bonne compréhension de la synthèse des études expérimentales, qui est présentée ensuite.

#### 4.1.1 Types d'essais

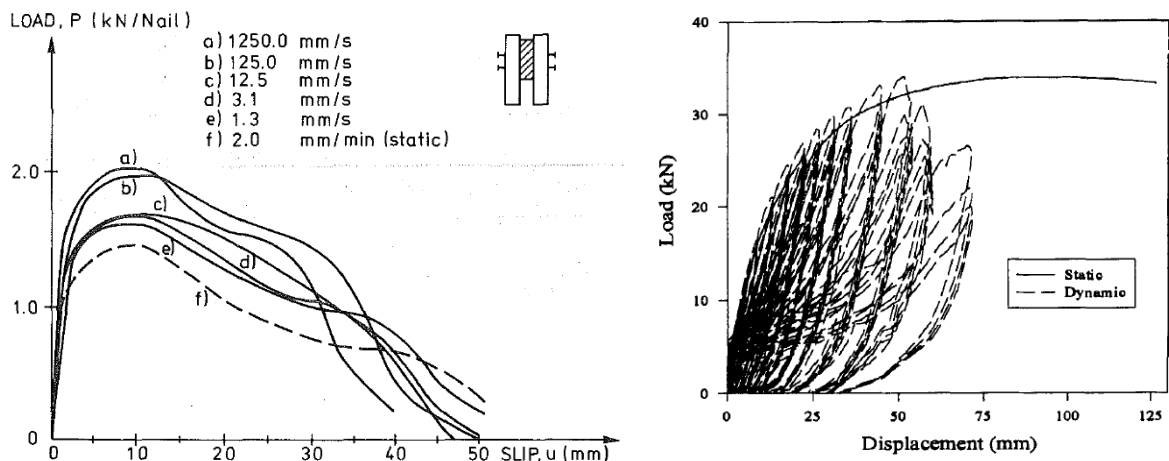
On détaille dans cette partie les différents types d'essais existants pour l'étude du comportement d'éléments de structure ou de structures à ossature en bois. Les essais quasi-statiques, pseudo-dynamiques et dynamiques sont distingués.

##### 4.1.1.1 Essais quasi-statiques

Les essais quasi-statiques sont réalisés à vitesse suffisamment lente pour que les forces d'inerties et d'amortissement visqueux soient considérées négligeables. Si cela permet de simplifier la réalisation des essais, leur pertinence vis-à-vis du comportement sous sollicitations sismiques (dynamiques) doit être justifiée. Il s'agit donc de vérifier que la vitesse de chargement ne modifie

pas la raideur de l'élément testé. Néanmoins, bien que les études en questions présentent dans la plupart des cas des difficultés d'interprétation, cette hypothèse tend à être contredite par la littérature. En effet, rares sont les campagnes d'essais pour lesquelles la vitesse de chargement est le seul paramètre qui varie d'un essai à l'autre. Dans plusieurs cas, les comparaisons sont faites sur des essais réalisés pour différentes vitesses, mais aussi pour différents chargements.

C'est le cas de Soltis et Mtenga (1985), qui ont comparé les réponses quasi-statiques et dynamiques d'assemblages cloués. Les essais quasi-statiques sont monotones croissants et les essais dynamiques sont cycliques à 1 et 10 Hz. L'historique de chargement cyclique est particulier, car il répète 40 cycle à chaque niveau d'amplitude (0,76, 1,52, 2,54 et 3,81 mm). L'ensemble des essais est réalisé en déplacements imposés. On observe que sous chargement dynamique, la résistance des assemblages est légèrement plus élevée qu'en quasi-statique, ce qui tend à montrer l'influence de la vitesse de chargement. Néanmoins, il est difficile de déterminer si l'endommagement, dû à la forte répétition de cycles de petites amplitudes (3,81 mm maximum, ce qui correspond toujours à la partie pré-pic des essais monotones), est important ou non. Comme les essais cycliques dynamiques (qui activent une certaine part d'endommagement due à la répétition des cycles), sont comparés à des essais quasi-statiques monotones (qui n'activent pas d'endommagement dû à la répétition des cycles), les conclusions que l'on peut tirer de ces résultats sont limitées. Malgré cela, cette étude est généralement utilisée dans la littérature pour justifier le fait que la vitesse de chargement n'a pas d'influence sur le comportement d'un élément de structure à ossature en bois. Cette affirmation, qui ne tient pas compte des phénomènes d'endommagement cycliques, nous paraît erronée. Hirai *et al.* (2012) présentent une étude comparable, si ce n'est que les essais dynamiques sont réalisés sur table vibrante. Les assemblages cloués sont composés de deux éléments en bois, l'un fixé à la table, l'autre à un chariot roulant sur la table et portant une masse. Les conclusions sont similaires à celles de Soltis et Mtenga (1985).



(a) Essais monotones sur assemblages cloués (Girhammar et Anderson, 1988) (b) Essais monotone lent et cyclique rapide sur mur (Dinehart et Shenton, 1998)

Figure 4.1: Effet de la vitesse de chargement sur le comportement

Girhammar et Anderson (1988) proposent aussi une étude sur des assemblages cloués. Tous les essais sont réalisés en déplacements imposés sous chargement monotone croissant, et la seule variable est la vitesse de chargement (de 1,25 mm/s à 1,25 m/s). Pour chaque vitesse, les essais sont répétés 10 fois. Il est mis en évidence que la vitesse de chargement influence la capacité portante du bois et n'influence pas le comportement en flexion des pointes (figure 4.1.a). Le comportement visco-élastique du bois permet d'expliquer ce phénomène. A l'échelle de l'assemblage, la force maximale est en moyenne 25 % plus grande à 1,25 m/s qu'à 1,25 mm/s. En plus de mettre en évidence l'effet de la vitesse de chargement sur le comportement d'un assemblage

cloué, ces résultats tendent aussi à confirmer que les phénomènes d'endommagement cycliques discutés ci-dessus, pour l'étude de Soltis et Mtenga (1985), ont une influence non négligeable.

Yamaguchi *et al.* (2000) proposent une étude de l'influence de la vitesse de chargement sur des murs de contreventement. Des essais monotones croissants, cycliques et dynamiques sont réalisés. Ils confirment une influence de la vitesse sur le comportement des murs, notamment en cyclique où l'on retrouve un écart de 25 % entre les essais lents (pas à pas) et rapides 20 mm/s. Les essais sont peu ou pas répétés (1 seul essai cyclique lent), ce qui, du fait de l'importante variabilité expérimentale, limite les conclusions que l'on peut en tirer. Néanmoins, d'autres études comparant des essais monotones croissants quasi-statiques à des essais cycliques dynamiques (Dinehart et Shenton, 1998), ou dynamiques avec accélérogramme réel (Durham *et al.*, 2001), montrent que les efforts maximaux sont du même ordre de grandeur (figure 4.1.b). Ceci malgré le fait que les essais dynamiques occasionnent des endommagements (dus à la répétition des cycles) que n'engendrent pas les essais monotones.

La vitesse de chargement semble donc être un paramètre influençant le comportement des assemblages par connecteur métallique ou des éléments de structure. Malgré tout, les essais quasi-statiques sont beaucoup utilisés. En effet, bien que les niveaux d'efforts soient un peu plus faibles en quasi-statique, ce type d'essais permet de connaître le comportement approché d'un élément, beaucoup plus facilement que son comportement effectif en dynamique. Il est important de préciser que malgré les études mentionnées ci-dessus, il est couramment admis dans la littérature que la vitesse de chargement n'influence pas le comportement des éléments testés. Ce point est particulièrement visible dans les études de murs de contreventement couplant l'expérimental et le numérique (cf. §4.2, p 72).

Dans le cadre d'étude du comportement parasismique d'éléments de structure ou de structures à ossature en bois, on distingue deux types d'essais quasi-statiques : les essais monotones croissants et les essais cycliques. Ils sont détaillés dans les paragraphes suivants.

### Essais monotones croissants

Il s'agit d'essais sous chargement strictement croissant à vitesse monotone, généralement jusqu'à rupture du spécimen testé. Par abus de langage, on fait parfois référence dans ce document à ces essais sous le terme d'essais push-over. Ce type d'essais est le plus simple à mettre en place et fournit des informations importantes sur les niveaux d'efforts et de déplacements admissibles par le système, ainsi que sur son comportement (non linéarité). D'un point de vue normatif, des méthodes d'essais existent pour tester les assemblages (NF EN 26891, 1991) ou les murs de contreventement (NF EN 594 (1996) et ASTM E 564 (2006)). Ces méthodes incluent chacune un cycle de décharge/charge (entre 40 et 10 % de la charge maximale), afin de mieux apprécier le comportement du système pour des niveaux de charges très probables au cours de la vie de l'ouvrage.

Les essais monotones permettent d'obtenir des grandeurs telles que la raideur initiale et la force maximale du système. Ils permettent aussi la détermination de la limite élastique  $d_y$  et du déplacement ultime  $d_u$ , sous réserve de définir une méthode de détermination de ces paramètres. On notera que du point de vue des Eurocodes,  $d_y$  est le glissement limite et  $d_u$  le glissement ultime. L'allure caractéristique des courbes force-déplacement d'essais monotones pour des assemblages à connecteurs métalliques ou des éléments de structure à ossature bois a été présentée au §3.2 (p 49). On en retient les deux points suivants :

- Il n'y a pas de seuil de plasticité nettement défini. Le passage d'une zone de déformation élastique à une déformation plastique est progressif, la détermination de la limite élastique est donc particulièrement ardue. On trouve dans la littérature plusieurs méthodes visant

au calcul de  $d_y$ , on peut citer celles de Karacabeyli (Karacabeyli et Ceccotti, 1996), du CEN (NF EN 12512, 2002), du CSIRO (CSIRO, 1996), la méthode *Equivalent Energy Elastic-Plastic* (EEEP) (ASTM E 2126, 2007), ou encore celle de Yasumura (Yasumura et Kawai, 1997). Une étude comparative a été réalisée par Munoz *et al.* (2008), elle montre que les méthodes produisent des résultats très disparates. Bien que la méthode de Yasumura semble fournir les résultats les plus cohérents, les auteurs ne se prononcent pas sur le choix d’une méthode, du fait du volume de données relativement faible.

- Le caractère ductile des systèmes étudiés engendre une partie post-pic peu marquée par la perte d’effort. Le même type de problème que pour  $d_y$  se pose alors pour  $d_u$ . Ce sujet est beaucoup moins traité dans la littérature. On mentionne tout de même la méthode d’essai ISO 21581 (2010) qui fournit deux méthodes de détermination de  $d_u$ . La première s’intéresse aux cas de rupture fragile (peu fréquent pour des éléments de structures à ossature en bois) en définissant  $d_u$  comme le déplacement à la rupture. La deuxième fixe un critère de 20 % de perte de résistance en partie post-pic,  $d_u$  vaut le déplacement à ce niveau d’effort. Les valeurs de  $d_u$  sont généralement assez variables, car les spécimens sont chargés à l’extrême, ce qui ”active” toutes les variabilités.

Dans le cadre de l’étude du comportement parasismique d’un système, les essais monotones ne peuvent être vus que comme une première approche, permettant d’appréhender un comportement et des niveaux d’efforts mal connus. Sous sollicitations sismiques, un système oscille autour de son équilibre statique, en suivant un mouvement cyclique alterné. Le paragraphe suivant aborde donc les essais cycliques, qui de fait sont très répandus dans les études parasismiques expérimentales.

### Essais cycliques

Les essais cycliques permettent d’obtenir des informations plus complètes qu’en push-over, notamment au niveau des phénomènes d’endommagement (cf. §3.2, p 49). Si ces essais se rapprochent du comportement sous sollicitation sismique, il n’en reste pas moins deux différences importantes. La première est la vitesse de chargement, déjà abordée en préambule de cette partie. La seconde concerne les ”trajets” ou ”historiques” de chargement, c’est-à-dire l’évolution du déplacement imposé au spécimen en fonction du temps. Sous sollicitations sismiques, l’évolution déplacement–temps d’un système est liée à l’accélérogramme d’entrée, qui est aléatoire et présente des cycles d’amplitudes et de fréquences qui varient continuellement. De plus, cette évolution est propre à chaque séisme. Plutôt que de reproduire des historiques de chargement représentatifs d’un séisme particulier, on construit des chargements moins complexes mais permettant tout de même d’observer les différents phénomènes d’endommagement qui apparaîtront lors d’un séisme.

De nombreux historiques de chargement cyclique sont proposés dans la littérature et dans les méthodes d’essai réglementaire, on peut mentionner les plus fréquemment rencontrés : CEN (NF EN 12512, 2002), ISO (ISO 16670, 2003), CUREE et SPD (ASTM E 2126, 2007), CEN Near-Fault (CEN, 1995) ou encore le protocole proposé par He *et al.* (1998). Dans tous les cas, il s’agit de répéter  $x$  fois des cycles d’amplitudes  $y$ , avec en général  $1 < x < 3$  et  $y$  valant successivement des pourcentages croissants d’une grandeur de référence. Un cycle consiste, à partir d’un déplacement nul, à atteindre le déplacement  $y$  dans un sens (on notera alors  $d = y$ ), puis dans le sens opposé ( $d = -y$ ) et à revenir à déplacement nul. Le tableau 4.1 présente pour deux historiques de chargement (CEN et ISO) le nombre de cycles et le pourcentage de la grandeur de référence (respectivement  $d_y$  et  $d_u$ ). La figure 4.2.a présente un exemple des deux chargements engendrés par les méthodes CEN et ISO. On observe que le chargement ISO propose une évolution plus progressive des amplitudes, même si les deux chargements restent relativement similaires.

Pas	EN 12512		ISO 21581	
	Nbr Cycle	% de $d_y$	Nbr Cycle	% de $d_u$
1	1	25	1	1,25
2	1	50	1	2,5
3	3	75	1	5
4	3	100	1	7,5
5	3	200	1	10
6	3	400	3	20
7	3	600	3	40
8	3	800	3	60
9	3	1000	3	80
10	3	1200	3	100

Tableau 4.1: Amplitudes des chargements cycliques

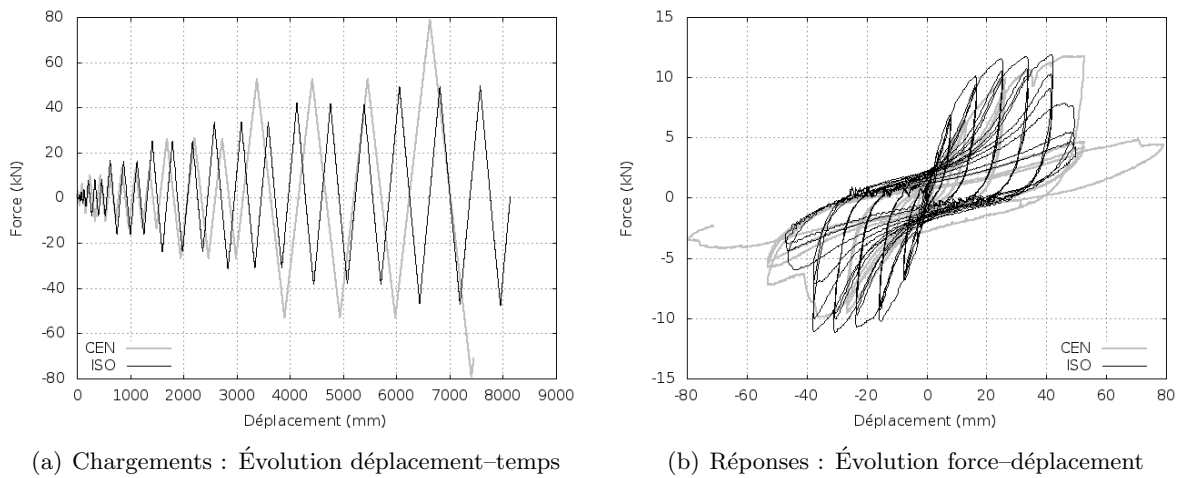


Figure 4.2: Comparaison expérimentale de deux historiques de chargement sur un mur

La figure 4.2.b présente les réponses expérimentales du système (il s'agit ici d'un mur de contreventement) pour chacun des chargements. En gardant à l'esprit que la variabilité expérimentale est importante, on peut tout de même observer que le chargement CEN entraîne une perte de résistance brutale entre le premier et le deuxième cycle à chaque amplitude. Ce n'est pas le cas pour le chargement ISO, qui présente en revanche un nombre plus élevé de cycles pour atteindre chaque amplitude. Ces deux phénomènes semblent ici s'équilibrer de manière à produire des ruptures à des déplacements équivalents. Il est clair que la réponse d'un élément de structures à ossature en bois est dépendante de l'historique de chargement, comme le concluent Gatto et Uang (2003), après comparaisons expérimentales des protocoles CUREE, CEN Near-Fault, ISO et SPD. Ces chargements n'étant de toute manière pas représentatifs d'un comportement sismique, ce point n'est pas primordial, il s'agit en fait de s'assurer que les différents phénomènes d'endommagement qui se produiront lors d'un séisme soient observables. Les deux historiques de chargement comparés ci-dessus permettent cela, car le nombre de cycles jusqu'à rupture n'est ni trop faible (3 ou 4 cycles ne permettraient pas de bien observer les phénomènes d'endommagement), ni trop fort (une cinquantaine de cycles entraîneraient une rupture en fatigue prématurée). Sous chargement sismique, un système subira énormément de cycles de petites amplitudes pour quelques cycles de grandes amplitudes, He *et al.* (1998) insistent donc sur le fait que dans un but d'évaluation des éléments de structures à ossature en bois, les essais cycliques sont très sécuritaires.

#### 4.1.1.2 Essais pseudo–dynamiques

Les essais pseudo–dynamiques, comme leur nom l’indique, sont un intermédiaire entre les essais quasi–statiques et dynamiques. Ils sont réalisés avec des vitesses similaires à celles des essais quasi–statiques, mais on les distingue de ces derniers pour deux raisons. D’abord, ils permettent la prise en compte des phénomènes dynamiques que sont les forces d’inertie et d’amortissement visqueux. Ensuite, il s’agit d’une approche couplant un essai expérimental et un modèle numérique. La mise en place du spécimen sur le banc d’essai est similaire aux essais quasi–statiques. La différence tient dans la commande du ou des vérins hydrauliques, qui est définie à partir du modèle numérique. Celui-ci permet de calculer et de prendre en compte les phénomènes dynamiques. Un essai se déroule de la manière suivante (on note  $n$  l’indice des pas de temps) :

- Le modèle numérique récupère les valeurs des efforts  $F^n$  mesurés sur le spécimen.
- A partir de  $F^n$  et de  $a^{n+1}$  (l’accélération en entrée), le modèle résout l’équation de la dynamique (cf. §1.2.1, p 28) et fournit la valeur du déplacement  $d^{n+1}$ .
- Le déplacement  $d^{n+1}$  est appliqué au spécimen.

L’approche pseudo–dynamique permet donc d’évaluer le comportement du spécimen sous chargement sismique, ce qui est fondamentalement différent des essais quasi–statiques. Les essais dynamiques (voir paragraphe suivant) permettent aussi d’obtenir ce type de résultats, mais pour des coûts beaucoup plus importants. La mise en place des essais pseudo–dynamiques est toutefois relativement complexe, et nécessite une bonne maîtrise des approches expérimentales et numériques. Les résultats sont ainsi conditionnés par la qualité du modèle numérique, censé représenter les phénomènes dynamiques qui n’ont pas lieu dans le spécimen, du fait de la faible vitesse de chargement.

#### 4.1.1.3 Essais dynamiques

Les essais dynamiques visent à soumettre un spécimen à une sollicitation sismique, de manière à reproduire le comportement de celui-ci lors d’un séisme réel. Les moyens d’essais sont conséquents et coûteux, car il s’agit de tables vibrantes capables de porter une structure de génie civil et de se mouvoir avec rapidité et précision, afin de simuler un tremblement de terre. Les principales caractéristiques des tables vibrantes sont leur taille, leur nombre de  $ddl$ , leur masse utile, leur course maximale et leur fréquence maximale. On observe dans les paragraphes suivants trois aspects particuliers concernant des essais dynamiques, à savoir la sélection de signaux d’entrée, le déroulement des essais et les moyens de mesures utilisés.

##### Accélérogramme

Si un essai dynamique permet de tester un spécimen sous sollicitations sismiques de manière plus réaliste que les essais quasi–statiques, il n’est resté pas moins un problème majeur : les actions sismiques sont fortement aléatoires, de sorte que chaque séisme est unique. Le choix d’un signal est donc une étape cruciale, et fait appel à la sismologie. Les différents types d’accélérogrammes (évolution accélération–temps au niveau du sol) ont été abordés au §2.3.1 (p 40). Une fois le signal sélectionné, il est fréquent de le modifier à l’aide d’un coefficient d’amplification  $\lambda$ , tel que le signal effectivement imposé à la table vibrante soit égal à  $\lambda \times a(t)$ , avec  $a(t)$  l’accélérogramme. Cela permet par exemple de passer un signal de faible amplitude pour observer le comportement dynamique du spécimen, puis un signal de plus forte amplitude afin d’engendrer sa ruine. Le choix des accélérogrammes est de plus influencé par le nombre d’essais réalisables. On a vu dans la partie concernant la réglementation que les méthodes de dimensionnement par analyse

temporelle (dynamique) doivent être réalisées pour au moins 3 accélérogrammes distincts. Cela afin de couvrir un minimum de possibilités quant au contenu des accélérogrammes. Néanmoins, plusieurs études montrent que pour un scénario fixé, le nombre d'accélérogrammes synthétiques à envisager pour assurer la convergence de la moyenne des indicateurs sismiques (*Peak Ground Acceleration*, intensité d'Arias, etc.) est bien plus élevé, de l'ordre de 10 à 30 selon les indicateurs et les scénarios (Humbert (2010), Viallet et Humbert (2007), Pousse *et al.* (2006)).

On peut distinguer deux approches principales menant à des essais dynamiques :

- Validation : Elle consiste à valider le spécimen vis-à-vis du risque sismique, c'est-à-dire à vérifier qu'il résiste bien à un niveau de risque sismique défini.
- Étude : Elle consiste à réaliser ces essais pour observer le comportement dynamique des spécimens, mais aussi, dans la plupart des cas, à valider un modèle numérique.

C'est la seconde approche que l'on retrouve largement dans la littérature. Le nombre d'essais n'étant jamais très élevé (1 ou 2 la plupart du temps), les accélérogrammes naturels sont privilégiés car déjà disponibles. Les signaux les plus fréquemment utilisés sont ceux de Hyogo-Ken Nambu (Kobe, 1995), Landers (1992), Loma Prieta (1989), Northridge (1994) et El Centro (1940) dont on trouve trace dans Foliente (1995), Richard (2001), Folz et Filiatrault (2004b), Judd (2005), Yasumura *et al.* (2006), Christovasilis *et al.* (2008) ou Li *et al.* (2012b). Ce n'est que pour des études numériques qu'un plus grand nombre d'accélérogrammes est nécessaire, Ceccotti et Sandhaas (2010) utilisent ainsi 8 accélérogrammes naturels alors que Schädle et Blass (2010) complètent ses 9 accélérogrammes naturels par 10 synthétiques.

### Déroulement des essais

Dans une approche de validation, le déroulement consiste simplement à soumettre le spécimen à l'accélérogramme sélectionné et à vérifier son état *a posteriori*. L'approche d'étude est plus complexe, car afin d'obtenir un maximum d'informations, un spécimen est soumis à une succession d'accélérogrammes. Dans la plupart des cas, il s'agit du même accélérogramme qui est répété à des amplifications différentes. De plus, les modes propres du spécimen sont mesurables en le sollicitant par un bruit blanc, c'est-à-dire une sollicitation à petites amplitudes couvrant l'ensemble de la bande de fréquences. Différentes méthodes permettent d'estimer le taux d'amortissement, par exemple la méthode d'affaiblissement (décrément logarithmique (Paultre, 2005)) sur la réponse du spécimen en régime libre. La table vibrante met en mouvement le spécimen puis se bloque de manière nette, les forces d'inertie entraînent alors le spécimen dans un mouvement d'oscillations libres alors que les forces d'amortissement réduisent progressivement l'amplitude des oscillations jusqu'à un retour à l'équilibre statique.

### Moyens de mesure

Les accéléromètres sont des capteurs particulièrement adaptés aux mesures lors d'essais dynamiques. D'abord, ils permettent la mesure de l'accélération (dont on déduit la vitesse et le déplacement). Ensuite ils ne nécessitent pas de point fixe de référence, au contraire d'un capteur de déplacement de type LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*, capteur électrique de déplacement linéaire). Cette facilité d'utilisation est un atout vis-à-vis d'une fixation sur un spécimen, lui même déjà positionné sur une table vibrante. Néanmoins, les capteurs de déplacement n'en sont pas moins utilisables, de manière par exemple à compléter les données en des points de mesures faciles d'accès.

#### 4.1.2 Échelles étudiées

On s'intéresse dans cette partie aux résultats et conclusions issues des différentes études expérimentales décrites dans la littérature. Pour plus de lisibilité, les trois échelles d'études des structures à ossatures en bois sont distinguées.



#### 4.1.2.1 Connecteurs métalliques

L'analyse des essais expérimentaux sur connecteurs métalliques retient généralement assez peu l'attention des auteurs, car ces essais sont dans la majorité des cas destinés à fournir des données d'entrée à un modèle numérique d'élément de structure. Les études paramétriques, visant à identifier l'influence des nombreux paramètres sur le comportement des assemblages, sont ainsi rarement entreprises. De plus, seules les pointes de contreventement, utilisées dans les murs pour lier les panneaux à l'ossature, sont réellement l'objet de tests, du fait leur grande influence sur le comportement des murs. Il convient donc d'insister sur le travail réalisé dans le cadre du projet CUREE (Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering), en particulier l'étude de Fonseca *et al.* (2002). Dans le but d'obtenir une importante base de données sur le comportement des connecteurs métalliques, de nombreux essais en push-over et en cyclique ont été réalisés sur une cinquantaine de configurations d'assemblages panneau-bois. Les variables sont le type (pointes, agrafes et vis) et les dimensions des connecteurs, la densité et l'épaisseur des panneaux, l'orientation des fibres du bois par rapport aux sollicitations, la longueur de pénétration des connecteurs, la pénétration de la tête des pointes dans les panneaux et la distance au bord. Malgré le nombre important de configurations différentes, le nombre élevé de variables limite l'analyse de l'influence de chacune d'elles. Ainsi, aucune conclusion sur l'effet du type de connecteur, du diamètre des pointes, de la longueur de pénétration, de la densité des panneaux ou de leur épaisseur ne peut être retenue. Les résultats montrent que l'effet de la direction de chargement par rapport aux fibres du bois est négligeable, ce qui rejoint l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1, 2005) qui ne prend pas en compte l'angle de chargement pour des pointes de moins de 8 mm de diamètre. Les deux variables restantes montrent en revanche une influence sur le comportement de l'assemblage :

- **Distance au bord ( $db$ ):** Il s'agit de la distance entre le connecteur et le bord le plus proche du panneau (figure 4.3.a). Lorsque l'effort est colinéaire à la direction de cette distance, seul une faible zone du panneau est chargée de transmettre l'effort. Ainsi, pour de faibles distances au bord, une ruine précoce des assemblages peut se produire par rupture fragile du panneau (figure 4.3.b). Les essais ont été réalisés pour  $3,2 < db < 50$  mm. La force résistante maximale des assemblages est du même ordre de grandeur pour  $db > 10$  mm, et diminue fortement pour  $db < 10$  mm. Pour  $db = 3,2$  mm, cette force vaut à peine 50 % de celle à 50 mm.

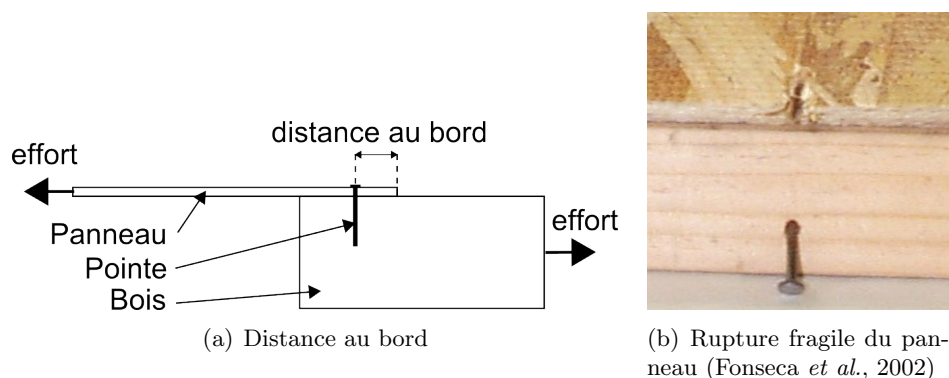


Figure 4.3: Influence de la distance au bord

- **Overdrive :** Il s'agit du terme anglais désignant l'enfoncement de la tête d'une pointe dans le bois. La tête d'une pointe ne doit normalement pas pénétrer le bois, mais un charpentier trop énergique ou une pointeuse mal réglée tend à rendre ce phénomène assez courant. Or la résistance de l'assemblage dépend en partie de la longueur du connecteur dans le panneau, c'est-à-dire, normalement, l'épaisseur du panneau. Une pointe en *overdrive* engendre donc

un assemblage moins résistant. Jones et Fonseca (2001) montre que la réduction d'effort est proportionnelle à la profondeur de l'*overdrive* et Zacher et Gray (1989) affirme qu'en dynamique, les pointes en *overdrive* présentent des ruptures précoces.

Il convient de conclure cette partie sur les études expérimentales au niveau des connecteurs sur les modes de déformation et de rupture des pointes. La théorie de calcul de ces assemblages (Johansen, 1949) décrit trois modes de déformation : l'écrasement du bois, une rotule plastique (figure 4.4.a) ou deux rotules plastiques (figure 4.4.b) de la tige métallique (pointe, vis ou agrafe). Le terme rotule plastique décrit la déformation plastique de la tige d'acier, généralement en un endroit très localisé de la pointe. Étant donné les diamètres relativement faibles couramment utilisés pour les pointes de contreventement, les modes de déformation sont généralement d'une ou deux rotules plastiques, ce qui doit permettre une bonne dissipation d'énergie. Les essais expérimentaux montrent néanmoins des phénomènes supplémentaires, qui accompagnent les déformations plastiques de la tige :

- **Arrachement** : Il s'agit de l'arrachement progressif de la pointe depuis le montant en bois. Se produisant à grands déplacements, ce phénomène peut conduire à une ruine de l'assemblage.
- **Pénétration** : Il s'agit de la pénétration de la tête de la pointe dans le bois. Se produisant aussi à déplacements relativement importants, cela peut conduire à une ruine de l'assemblage si la tête de la pointe traverse complètement le panneau.

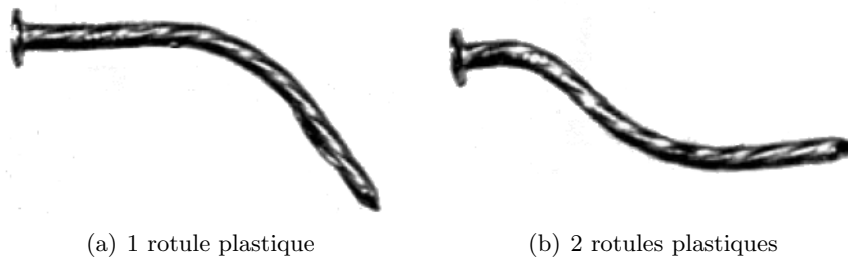


Figure 4.4: Déformation d'une pointe (He *et al.*, 1998)

En plus des modes de rupture évoqués ci-dessus, Gatto et Uang (2003) et He *et al.* (1998) mentionnent le mode de rupture par fatigue du connecteur lors d'essais cycliques. Ce dernier est très fréquemment observé lors d'essais expérimentaux sur les connecteurs, mais aussi lors d'essais dynamiques sur des murs de contreventement (Dujic *et al.*, 2004).

#### 4.1.2.2 Éléments de structure

Les essais sur les murs de contreventement sont de loin les plus représentés dans la littérature. Pas moins d'une trentaine d'étude ont été répertoriées par de Lindt (2004). Comme pour les essais sur connecteurs, les essais murs sont généralement réalisés dans le cadre d'une approche couplant l'expérience à la modélisation numérique, et ne font ainsi pas souvent l'objet d'une analyse approfondie. Parmi les autres éléments de structure, les planchers sont l'objet de quelques essais expérimentaux, alors que les essais sur éléments de toiture sont très rares.

#### Murs de contreventement

Les murs de contreventement sont généralement l'objet de chargements quasi-statiques. Les principaux paramètres étudiés de manière expérimentale concernent la distance entre les pointes de contreventement, le chargement vertical et l'ancrage au sol.

- **Couturage** : Le couturage est la distance entre les pointes de contreventement le long du contour des panneaux. Généralement de 150 mm, cette distance peut être réduite pour renforcer la résistance du mur. C’est ce que vérifie Premov et Kuhta (2009), en utilisant des essais expérimentaux pour valider une méthode de calcul numérique.
- **Chargement vertical** : Ce chargement est fréquemment mis en place afin de reproduire les descentes de charges que les murs transmettent en conditions réelles. L’effet de ce chargement sur le comportement du mur peut être important. Néanmoins, c’est la combinaison du chargement vertical et du type d’ancrage extérieur qui a réellement une influence sur le comportement du mur. On aborde donc ces deux aspects dans le point suivant.
- **Ancrage extérieur** : Il s’agit du connecteur métallique reliant les montants extérieurs des murs aux fondations. Dans un mur sollicité en cisaillement, l’un des montants extérieurs est soumis à une contrainte de compression et l’autre à une contrainte de traction. À l’extrémité inférieure de ce dernier, un connecteur métallique doit empêcher le soulèvement du montant, c’est-à-dire la séparation entre le montant et la traverse basse. Le chargement vertical entre alors en jeu, car il sollicite l’ensemble des montants en compression. De fait, un ancrage extérieur résistant sera nécessaire s’il n’y a pas de chargement vertical, et facultatif si le chargement vertical est suffisant pour compenser les efforts de traction dans les montants (Dean et Shenton, 2005).

Pour une meilleure compréhension de l’importance des ancrages extérieurs, on peut se référer à la décomposition des types de déformation illustrée figure 3.2 (p 49). Les résultats expérimentaux montrent que les comportements en cisaillement et en flexion sont indépendants des charges verticales et des ancrages au sol. En revanche, ces derniers influencent grandement le mouvement de corps solide, d’où un possible effet sur le comportement global du mur.

Les essais dynamiques sur mur de contreventement sont assez peu nombreux dans la littérature. La capacité des tables vibrantes à tester des structures entières en est sans doute une des raisons principales. Les campagnes d’essais dynamiques sur murs de contreventement présentés dans la littérature sont toutes, à notre connaissance, basées sur le principe d’une ossature métallique articulée (*moving frame*). Comme le schématise la figure 4.5, l’ossature articulée porte la masse et en transfère les forces d’inertie au mur, tout en assurant un mouvement dans le plan. En cas de rupture du mur, cette ossature permet aussi que la masse ne chute pas sur la table. On peut distinguer deux types de banc d’essais avec ossature articulée. Ceux qui ne sollicitent le mur que par les forces d’inertie et ceux qui, par un système de câbles tendus entre la table et le sommet du mur, simule aussi un chargement vertical sur le mur. Là encore, il n’est pas proposé d’analyse détaillée des résultats d’essais, les études étant avant tout destinées à valider un modèle numérique (Stewart (1987) et Dolan (1989)) ou à comparer différents types de chargement (Yamaguchi *et al.* (2000) et Durham *et al.* (2001)).

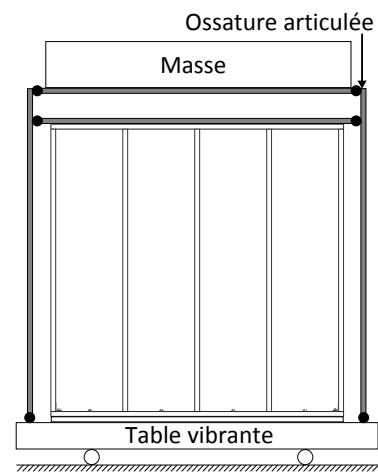


Figure 4.5: Essais dynamiques avec ossature articulée

## Plancher

Dans beaucoup d’études sur le comportement parasismique des bâtiments à ossature en bois, les planchers sont considérés comme étant très voir infiniment rigides. De fait, les essais expérimentaux sur ces systèmes sont peu nombreux. On mentionnera tout de même Yasumura *et al.* (2004), qui présentent des essais pseudo–dynamiques sur un plancher reposant sur deux

murs et avec une charge appliquée en un seul coin. Les résultats confirment le retour d'expérience post-sismique du séisme de Hyogo-Ken Nambu (Kobe, 1995), en montrant que les planchers classiques japonais sont peu rigides. Cela empêche une bonne distribution des efforts sur les murs inférieurs, ce qui conduit à d'importantes concentrations de contraintes en certains points de la structure. Une étude particulièrement complète est proposée par Filiatrault *et al.* (2002a). Les paramètres tels que le couturage, le blocage des panneaux aux extrémités et l'utilisation de colle sont étudiés expérimentalement. L'effet du couturage et du collage est peu significatif, car les contacts entre les panneaux jouent un rôle important. En revanche, le blocage des panneaux sur le contour renforce considérablement le plancher.

### Toiture

Beaucoup d'études sur le comportement des toitures s'intéressent à leur comportement sous charges verticales. Les études sous chargements horizontaux sont plus rares. Ce point n'étant pas l'objectif premier de cette thèse, on renvoie le lecteur intéressé aux travaux de Humbert (2010) et Davenne *et al.* (2011).

#### 4.1.2.3 Structure

A l'échelle d'une structure, le nombre d'essais expérimentaux est relativement limité. Il s'agit dans la majorité des cas d'essais dynamiques sur table vibrante, puisqu'il "suffit" de construire la structure sur la table. Il existe néanmoins des essais quasi-statiques, on distingue donc les deux cas ci-dessous.

#### Essais quasi-statique

Foliente *et al.* (2000) et Paevere *et al.* (2003) font part d'une démarche expérimentale originale. Une maison d'un niveau en forme de L repose sur des capteurs de force (mesures tri-dimensionnelles). Un vérin permet d'appliquer un chargement en un point donné de la structure et les transferts d'efforts jusqu'au sol (capteurs), peuvent être étudiés. Le support du vérin est prévu de manière à être facilement déplacé, ceci afin d'appliquer son chargement en différents points de la structure. D'abord limitée au domaine élastique, l'étude consiste à réaliser un essai cyclique jusqu'à rupture. La charge est appliquée par deux vérins en haut des murs, l'un à l'extrémité et l'autre au milieu d'un des murs, de façon à forcer une torsion de la structure. L'évolution force-déplacement de cet essai est d'ailleurs reprise figure 3.1.c (p 48). Les résultats de cet essai sont riches en informations :

- Les phénomènes de transfert d'efforts par la toiture sont importants, et permettent de distribuer une part non négligeable d'efforts à l'opposé du point de chargement.
- Le diaphragme horizontal formé par la toiture se déforme de l'ordre de 15 mm (sur une longueur de 11 m). Dans le même temps, les murs se déforment de 120 mm au point de chargement à 40 mm à l'opposé. Le diaphragme horizontal est donc, dans ce cas, rigide par rapport aux murs.
- L'estimation de l'évolution force-déplacement du diaphragme horizontal montre un comportement fortement non linéaire, comparable à celle d'un mur avec des boucles d'hystérésis plus pincées. D'un point de vue sismique, cela se traduit par une dissipation d'énergie qui peut être intéressante.
- La non-symétrie de la maison entraîne des déplacements non négligeables dans la direction orthogonale au chargement. Pour un déplacement de chargement dans la direction  $X$  de 120 mm, le déplacement maximal dans la direction  $Y$  est d'environ 20 mm. Les dimensions de la maison sont  $11 \times 9$  m.

### Essais pseudo–dynamiques

On trouve assez peu de traces d’essais pseudo–dynamiques sur structures à ossature en bois dans la littérature (Kawai (1998), Jones et Fonseca (2001), Richard *et al.* (2003), Yasumura *et al.* (2004), Yasumura *et al.* (2006)). On peut envisager deux raisons à cela : d’abord la complexité du comportement des éléments de structure, ou des structures à ossature en bois, rend le développement d’un modèle numérique, qui soit à la fois rapide et précis, relativement difficile. Ensuite, la légèreté des ossatures en bois favorise, par rapport à d’autres types de matériaux de construction, leur mise en place sur des tables vibrantes pour des essais dynamiques.

### Essais dynamiques

Les campagnes d’essais expérimentaux dynamiques sur des bâtiments à ossature en bois ne fournissent généralement pas beaucoup de détails ou d’analyses sur le comportement de la structure au cours de l’essai. Dans le cadre du CUREE notamment, les objectifs des essais dynamiques étaient surtout de comparer les déplacements aux limites réglementaires (Filiatrault *et al.*, 2002a), d’évaluer l’influence des éléments non structuraux (Fischer *et al.*, 2001) ou encore de valider une modélisation numérique (Folz et Filiatrault, 2004b). Certains essais ont néanmoins mis en évidence le phénomène de torsion pour les bâtiments possédant une grande ouverture au rez–de–chaussée (Mosalam *et al.*, 2003), ou encore le fait qu’un bâtiment conçu de manière symétrique peut être sujet à un phénomène de torsion sous sollicitations bi–axiales (de Lindt *et al.*, 2010b). Ces essais permettent aussi d’obtenir des informations sur les modes propres de la structure. Une des principales informations est que le mode fondamental des structures est dominant. Cela s’explique bien par la concentration importante des masses dans une structure à ossature en bois. En effet, à l’échelle de l’ouvrage, la masse des murs est négligeable (un mur de 2,4 m de longueur pèse une centaine de kilogrammes, dans un bâtiment en R+1, l’ordre de grandeur de la charge qu’il supporte est de 3000 kg). Cette concentration des masses tend à réduire le nombre de degrés de liberté (*ddl*) effectifs de la structure, et donc réduire son nombre de modes propres. Pour des bâtiments de faible hauteur (un ou deux niveaux), le mode fondamental est donc dominant (Camelo *et al.*, 2002). Un essai sur une structure à ossature en bois en R+5 (de Lindt *et al.*, 2010b) montre que la période fondamentale tend à augmenter avec la hauteur (ce qui est attendu), mais ne fournit pas d’informations sur les autres modes de la structure.

## 4.2 Études numériques

L’analyse numérique d’une structure à ossature en bois sous sollicitations sismiques est un domaine relativement complexe, notamment du fait de la multitude d’éléments (principalement les assemblages) participants activement à son comportement global. La méthode de modélisation par approches multi–échelles, particulièrement adaptée pour traiter ce type de problèmes, et les lois de comportement hystérétique dédiées à la représentation des phénomènes dissipatifs des structures à ossature en bois, ont été abordées dans le chapitre précédent. On présente dans cette partie les différents types de modèles et les hypothèses de modélisation des études numériques de structures à ossature en bois sous sollicitations sismiques. Pour cela, on distingue les modèles d’éléments de structure et de structures entières.

### 4.2.1 Éléments de structure

La modélisation numérique d’éléments de structure traite en très grande partie des murs de contreventement, ce qui rejoint la tendance observée pour les essais expérimentaux à cette échelle. Les planchers font l’objet de rares études numériques, et leur modélisation est souvent simplifiée. Le cas des toitures est encore moins souvent traité, il ne l’est d’ailleurs pas dans cette partie, et l’on renvoie aux travaux de thèse de Humbert (2010).

#### 4.2.1.1 Murs de contreventement

On rappelle que dans le cadre d'une approche multi-échelles, deux types de modèles de murs de contreventement sont distingués : les modèles détaillés et les modèles simplifiés (éléments macro). Les premiers modélisent finement tout les constituants d'un mur. Ils permettent l'étude de phénomènes internes à un mur mais peuvent être numériquement "lourds", ce qui empêche leur utilisation à l'échelle d'une structure. Les éléments macro sont simples et parfaitement adaptés à l'échelle de la structure complète, leur limite étant *a contrario* la capacité à bien modéliser le comportement d'un mur dans toute sa complexité (cisaillement, flexion, soulèvement des ancrages, comportement hors plan).

Il existe deux approches de modélisation pour les modèles de murs détaillés. La première consiste à modéliser directement tout ce qui constitue le mur dans la réalité. Ainsi, l'ossature, les panneaux et les clous sont respectivement modélisés par des éléments poutres, des éléments coques ou plaques et des éléments non linéaires développés particulièrement pour l'étude. La deuxième approche consiste à utiliser des fonctions de forme pour ramener l'ensemble des efforts et des déplacements sur un nombre de nœuds réduit. Cette approche, plus complexe à mettre en place, permet des gains de temps de calcul non négligeable. On peut voir cette approche comme un intermédiaire entre les modèles détaillés "complets" et les modèles simplifiés. Ces modèles sont respectivement appelés "détaillé fin" et "détaillé intermédiaire" par la suite.

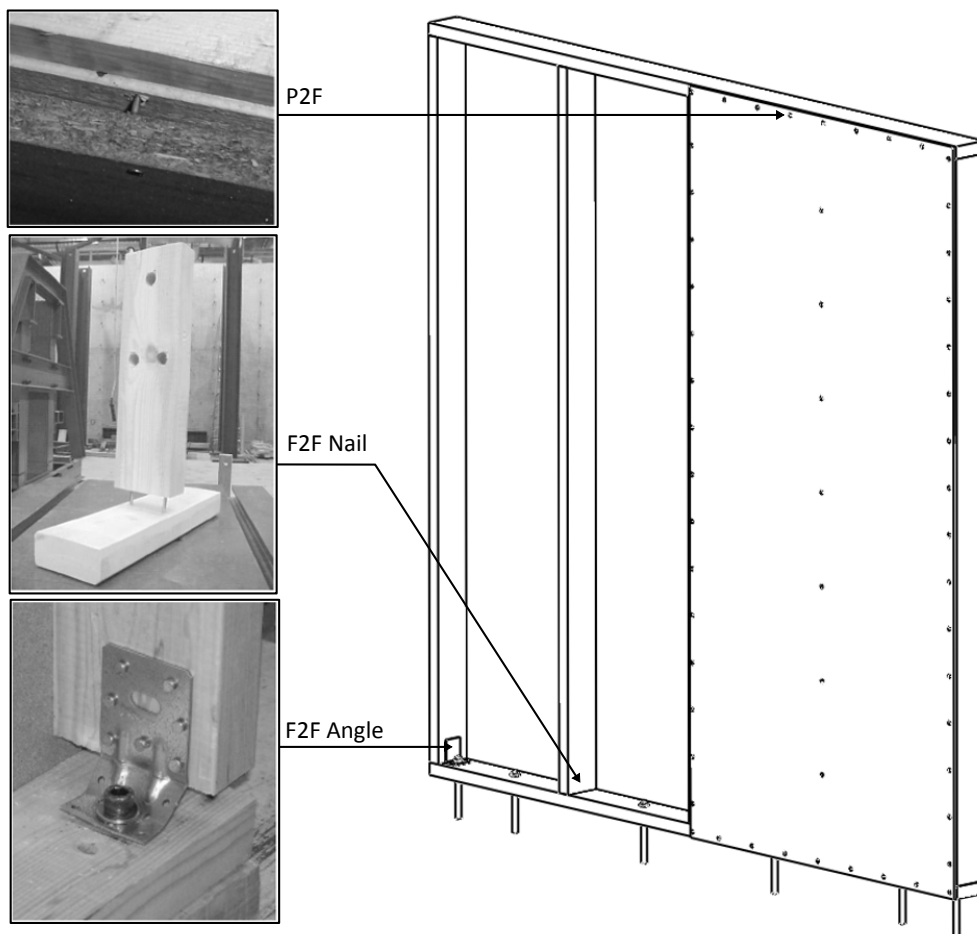


Figure 4.6: Schéma d'un mur de contreventement et zoom sur les liaisons P2F, F2F Angle et F2F Nail

La figure 4.6 présente le schéma de principe d'un mur de contreventement et permet de poser des termes largement repris par la suite. Ce mur est composé d'une ossature (traverses et montants), de panneaux et de connecteurs métalliques. La figure 4.6 montre aussi les trois types d'assemblages que l'on trouve dans un mur. Les liaisons entre les panneaux et l'ossature (*Panel To Frame*: P2F) sont réalisées par des pointes, des agrafes ou des vis. Les liaisons entre éléments d'ossature sont réalisées par des pointes (*Frame To Frame Nail*: F2F Nail) ou des pointes plus une équerre (*Frame To Frame Angle*: F2F Angle).

### Modèle détaillé fin

La modélisation détaillée d'un mur de contreventement consiste à modéliser les éléments d'ossature par des éléments poutres et les panneaux de contreventement par des éléments plaques ou coques. Un comportement linéaire est affecté à ces éléments. Les assemblages par connecteurs métalliques focalisent l'attention dans le domaine parasismique, car ce sont eux qui fournissent au système sa capacité à dissiper l'énergie sismique. Ces assemblages sont modélisés par un élément à deux nœuds assimilable à un ressort. Dans le cas des liaisons P2F, cet élément lie un nœud de l'ossature à un nœud de la plaque et son comportement est défini par une loi de comportement hystérétique (cf. 3.2, p 49). Dans le cas des liaisons F2F, il lie les nœuds de deux éléments d'ossature distincts. Deux types de comportement peuvent être affectés à ces liaisons. Soit les liaisons sont rotulées (Andreason et Tissel (1994), Folz et Filiatrault (2001), Judd (2005), de Lindt *et al.* (2010a)), l'élément à deux nœuds peut alors être remplacé par une liaison cinématique. Soit les liaisons sont assimilés à des ressorts linéaires (Gupta et Kuo (1985), Fulop *et al.* (2006), Ayoub (2007), Xu et Dolan (2009a)), voir bilinéaires (Richard, 2001). Certains modèles prennent aussi en compte le contact entre les panneaux, c'est notamment le cas de Vessby *et al.* (2010) dont c'est le sujet d'étude. Ils montrent que si la distribution des efforts internes peut être significativement affectée par les contacts entre les panneaux (pour des chargements monotones), l'influence de ce phénomène sur la raideur et la capacité résistante du mur est négligeable. Cette conclusion rejoint celles de Andreason et Tissel (1994) et Richard (2001), qui ont d'abord modélisé ce phénomène avant de le retirer de leur modèle.

On voit que les différents modèles détaillés fins de murs de contreventement sont construits de manières très similaires. Ce sont donc principalement les lois de comportement hystérétiques affectées aux liaisons P2F, qui différencient les modèles de mur. Un autre aspect joue néanmoins un rôle important, il s'agit des problèmes induits par l'utilisation d'une loi de comportement unidirectionnelle pour modéliser une pointe dans un modèle plan. En effet, pour chaque liaison P2F, les nœuds de l'ossature et du panneau possèdent deux degrés de liberté (*ddl*) en translation. Une loi unidirectionnelle ne fournit la relation force–déplacement que pour 1 *ddl*, il n'est donc pas possible de modéliser la liaison en utilisant une seule loi. Ainsi, la méthode la plus simple est d'affecter deux fois la loi de comportement à la liaison, une fois pour chaque *ddl*. La limite de cette approche est que la force totale dans la liaison est surestimée dans les directions intermédiaires (quand les déplacements selon les deux *ddl* sont non nuls). Les travaux de Richard *et al.* (2002) ont mis en évidence qu'au cours d'essais cycliques ou dynamiques, la direction de chargement d'une liaison P2F est globalement constante. Cette remarque lui a permis d'orienter le repère dans lequel décomposer le déplacement entre les deux nœuds. En orientant l'un des axes du repère dans la direction principale, en ayant le deuxième axe orthogonal au premier, le comportement global de la liaison tend vers le comportement unidirectionnel de la loi. Cette approche a été utilisée ensuite par Judd (2005), qu'il a nommé *oriented spring pair model*.

### Modèle détaillé intermédiaire

Cette approche de niveau intermédiaire est moins utilisée que la modélisation détaillée fine de mur de contreventement, sans doute à cause de sa difficulté de mise en œuvre. Elle consiste

à réduire le nombre de nœuds dans le modèle afin de réduire la taille de la matrice de raideur et donc les temps de calcul. Un maillage "allégé" est ainsi créé, ne comportant que les nœuds des extrémités des poutres et des coins des plaques. Les nœuds des poutres et des plaques correspondants aux clous ne sont pas modélisés, en revanche, leur position est connue. A chaque instant du calcul, les opérations suivantes sont réalisées :

- Pour un connecteur  $i$  reliant un point de l'ossature à un point de la plaque, on calcule la position des points  $P_{poutre}^i$  et  $P_{plaque}^i$  à partir des positions des nœuds de la poutre et de la plaque, ainsi que des fonctions de forme propres à chaque élément.
- A partir de  $P_{poutre}^i$  et  $P_{plaque}^i$  et de la loi de comportement affectée aux assemblages, on peut calculer la force résistante  $F_i$  et la raideur de l'assemblage  $K_i$ .
- L'ensemble des  $F_i$  est projeté sur les nœuds du modèle par l'intermédiaire de matrices de rotation et de fonctions de forme. Il en va de même pour les raideurs  $K_i$ . On a ainsi "condensé" l'effet des connexions entre l'ossature et les plaques sur quelques nœuds seulement.
- Le code de calcul peut alors assembler la matrice de rigidité, qui est alors bien plus petite que si le maillage avait modélisé chaque clou par une liaison entre deux nœuds.

Le processus détaillé ci-dessus est certes relativement compliqué à mettre en œuvre, voir parfois impossible pour des codes de calcul commerciaux, mais le gain de taille de la matrice de rigidité peut justifier une telle approche. C'est le cas notamment de Kasal et Leichti (1992), Tarabia et Itani (1994) et Richard (2001), qui ont mis en œuvre cette approche pour des raisons de temps de calcul. On notera qu'à l'époque de Richard (2001), le développement des moyens informatiques l'avait contraint à développer cette méthode. Aujourd'hui, pour un même mur de contreventement, un calcul avec un maillage détaillé fin est plus rapide que ne l'était le calcul avec un mur détaillé intermédiaire de Richard. Christovasilis et Filiatrault (2010) et Christovasilis (2010) ont utilisé cette approche dans le but d'avoir un modèle peu avare en temps de calcul mais tout de même capable de modéliser la flexion, le cisaillement, le mouvement de corps solide dû à la déformation des ancrages ainsi que la flexion hors plan du mur. Ce modèle est comparé à un modèle simplifié ne modélisant que le cisaillement. Sur certains essais, les deux modèles se comportent de manière comparable, sur d'autres, le modèle détaillé est plus proche des résultats expérimentaux. Malheureusement, l'analyse des phénomènes mis en jeu (ou non), et donc l'intérêt de les modéliser dans un élément simplifié ne sont pas abordés.

### Modèle simplifié

Un modèle simplifié est un élément simple capable de rendre compte du comportement d'un mur de contreventement. Les éléments macro les plus simples ne sont capables que de reproduire le comportement d'un mur en cisaillement (1 *ddl*). Dans ce cas, l'élément macro est un quadrilatère composé de barres indéformables articulées à leurs extrémités. Le comportement en cisaillement est modélisé une loi de comportement hystérétique dont le déplacement est la différence de déplacement entre les nœuds hauts et bas de l'élément macro. Ce type d'élément est de loin le plus utilisé (Foliente *et al.* (1996), Richard (2001), Ceccotti et Karacabeyli (2002), Filiatrault *et al.* (2002b), Folz et Filiatrault (2004a) et Folz et Filiatrault (2004b), Yasumura *et al.* (2004), Xu et Dolan (2009a) et Pang et Rosowsky (2010)). Il est aussi possible d'avoir une loi de comportement écrite en terme d'évolution moment-rotation. Dans ce cas, la loi est implémentée dans les liaisons rotules de l'élément macro (Ceccotti et Sandhaas, 2010). Des modèles plus évolués d'éléments macro permettent de prendre en compte la flexion du mur (dans son plan). Dans ce cas, l'élément macro est constitué de l'ossature bois et des panneaux (liés en leurs coins par des rotules) et le comportement en cisaillement est modélisé par des ressorts diagonaux, qui sont régis par la loi de comportement. De cette manière, l'élasticité de l'ossature



est prise en compte et permet la flexion du mur. Cette approche a été utilisée par Collins *et al.* (2005a). Kasal et Leichti (1992) a aussi développé un modèle macro avec ossature, ce qui permet d'étudier le comportement en flexion (plan et hors plan), cisaillement, compression et même torsion.

Les lois de comportement utilisées dans les éléments macro nécessitent des paramètres d'entrée. Le processus de calage nécessaire à l'obtention de ces paramètres peut être fait directement à partir d'essais expérimentaux ou de résultats de simulations numériques d'un mur détaillé. On notera que dans tous les cas, le calage des éléments macro se fait à partir de courbes force–déplacement en cyclique. Néanmoins, dans de nombreux cas, les éléments macro sont ensuite utilisés pour des calculs dynamiques alors que la validation en dynamique de ces éléments n'est, à notre connaissance, jamais abordée dans la littérature.

#### 4.2.1.2 Planchers

Il est généralement considéré que les planchers sont plus rigides que les murs. Ainsi, une connaissance partielle de leur comportement, se limitant souvent au domaine élastique, ne passe pas forcément par un modèle numérique, car un modèle analytique peut suffire (par exemple le modèle de l'APA (2007)). A notre connaissance, seul Fuentes *et al.* (2011) proposent un modèle détaillé non linéaire de plancher de structure à ossature en bois. Dans ce modèle, les solives, lisses de chaînage et entretoises sont représentées par des éléments poutres et les panneaux par des éléments de type plaque. Les connexions entre les panneaux et les membrures sont modélisées par des éléments poutres, dont les propriétés sont calibrées pour reproduire leur comportement expérimental sous chargement monotone. De plus, les contacts entre les panneaux sont modélisés afin d'empêcher les interpénétrations. La prise en compte des non linéarités, des contacts et du calepinage des panneaux permettra des analyses plus poussées qu'avec les modèles analytiques. A part l'étude de Fuentes *et al.* (2011), les planchers sont généralement modélisés par des modèles simplifiés, dont le but n'est pas l'étude du comportement de l'élément en lui-même, mais la modélisation de l'élément dans un modèle complet de structure. On peut néanmoins citer Pang et Rosowsky (2010), qui proposent une modélisation simplifiée des diaphragmes horizontaux par un modèle de poutre-ressort. La rigidité du diaphragme est directement reliée à la rigidité de la poutre centrale (les poutres aux extrémités sont rigides pour assurer la déformation en parallélogramme du diaphragme). Yasumura *et al.* (2004) proposent de modéliser les diaphragmes horizontaux par des éléments macro similaires à ceux des murs et calés à partir d'essais spécifiques. Ces deux études concluent sur l'importance de la rigidité du diaphragme sur les déplacements observés aux différents points de la structure.

#### 4.2.2 Structure

Les modèles numériques de structure sont réalisés par assemblage d'éléments macro. Les murs sont modélisés par les éléments simplifiés, limités généralement à la modélisation du cisaillement du mur. La prise en compte des ouvertures (portes, fenêtres) est gérée de deux manières différentes. La première consiste simplement à ne pas les modéliser, un mur est alors représenté par plusieurs éléments macro qui ne reproduisent que le comportement des murs pleins. La seconde consiste, par essais expérimentaux ou modèle numérique détaillé, à obtenir le comportement du mur comprenant l'ouverture. Une troisième méthode pourrait être envisagée, en considérant la méthode analytique de Yasumura et Sugiyama (1984), qui permet d'estimer la perte de résistance due à la présence d'une ouverture dans un mur.

Le développement d'un modèle détaillé intermédiaire de mur peut aussi permettre d'assembler une structure à partir de tels éléments. Dans ce cas, les nœuds possèdent plus de degrés de liberté. Les éléments de murs utilisés par Christovasilis et Filiatrault (2010) dans leur modèle de

structure, transmettent, en plus des efforts horizontaux dans le plan du mur, les efforts horizontaux hors plan et les efforts verticaux. Néanmoins, comme déjà mentionné ci-dessus, l'apport de ces précisions supplémentaires n'est pas établi.

Les planchers sont généralement modélisés par un élément plaque infiniment rigide (Folz et Filiatrault (2004b), de Lindt *et al.* (2010a), Li *et al.* (2012b)). Mais des alternatives existent, comme le montre Ceccotti et Karacabeyli (2002), qui modélise une maison entière (murs et planchers) en utilisant des cadres articulés. Les planchers peuvent ainsi se déformer en cisaillement dans leur plan. Xu et Dolan (2009a) utilisent un élément plaque au comportement élastique dont la rigidité est calibrée sur des essais expérimentaux.

Les connexions entre les éléments macro sont généralement des liaisons rotulées. Sur ce point, tout dépend des conditions limites des éléments macros. Si un mur et un plancher sont connectés par des pointes lardées, celles-ci doivent être prises en compte dans l'un ou l'autre des éléments macro. Si ce n'est pas le cas, les éléments macro de mur et de plancher ne devraient pas être attachés par une liaison rotule, mais par un ressort modélisant le comportement des pointes. Dans la majorité des études, ce point est très peu détaillé et semble négligé, en particulier concernant les liaisons entre les murs et la toiture. On peut tout de même citer Tarabia et Itani (1997), qui utilisent une loi de comportement bilinéaire pour modéliser les connexions entre les éléments macro de mur et de plancher.



## Partie II

---

# Travaux de thèse

---

Cette partie présente les travaux réalisés au cours de cette thèse. Les trois échelles d'études sont distinguées et font chacune l'objet d'un chapitre.

Le chapitre 5 présente les essais expérimentaux sur les assemblages par connecteurs métalliques et le calage de la loi de comportement sur ces essais.

Le chapitre 6 présente les essais expérimentaux quasi-statiques et dynamiques sur les murs de contreventement. Le développement du modèle de mur détaillé et sa validation par les résultats expérimentaux sont ensuite présentés.

Le chapitre 7 présente le développement de l'élément de mur simplifié qui permet de passer à l'échelle de la structure. La faisabilité de calculs dynamiques sur un modèle tridimensionnel de structure est montrée.



---

## Chapitre 5

---

# Connecteurs métalliques - Echelle 1

---

Nous étudions dans ce chapitre les connecteurs métalliques utilisés dans les bâtiments à ossature en bois. La figure 5.1 présente plusieurs types d'éléments permettant la réalisation des assemblages nécessaires à la construction d'une structure. Les pointes sont historiquement les premiers connecteurs métalliques (Natterer *et al.*, 2004) utilisés en structure bois. Ils ont l'avantage de permettre une mise en œuvre simple et parfois automatisable, ainsi que de faibles coûts. A l'inverse, un assemblage cloué peut parfois nécessiter un nombre excessif de pointes et l'aspect esthétique n'est pas avantageux. Les broches et les boulons sont aussi des connecteurs de type tige. Leurs dimensions importantes permettent des assemblages difficilement concevables avec des pointes, ainsi que des assemblages cachés dans le cas des broches. Néanmoins, la mise en place est complexe, les coûts plus élevés et les sections de bois peuvent être notablement affaiblies. Les équerres et les *hold-down* sont des connecteurs réalisés par découpage et pliage d'une plaque métallique (puis soudage pour les *hold-down*). Les équerres permettent la réalisation d'une grande variété d'assemblages. Les *hold-down*, qui peuvent être considérés comme des équerres renforcées, sont utilisés dans des cas plus particuliers nécessitant une résistance accrue. Les plaques à dents sont obtenues par emboutissage d'une plaque métallique de faible épaisseur (1 à 2 mm). Majoritairement utilisées pour l'assemblage des fermettes industrialisées, elles peuvent aussi servir à abouter des éléments d'ossature.

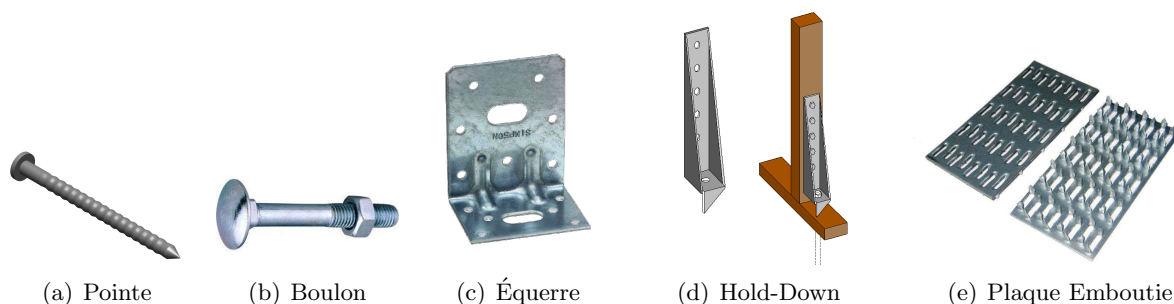


Figure 5.1: Connecteurs métalliques utilisés en ossature bois

Dans le cadre de l'étude du comportement parasismique d'une structure à ossature en bois, il est particulièrement important d'étudier les connecteurs dont la déformation plastique dissipe une partie de l'énergie sismique. Dans un premier temps, nous nous attachons donc à observer et reproduire le comportement des connecteurs dissipatifs. Il s'agit des pointes de contreventement (connexions entre l'ossature et les panneaux de contreventement) et des équerres de toiture. Dans un second temps, l'étude des connecteurs faiblement dissipatifs permet de préciser le comportement de la structure. Nous étudierons donc les pointes d'ossature et les *hold-down*. Pour les connecteurs dissipatifs, nous présentons d'abord les essais expérimentaux réalisés. La modélisation du comportement de tous les connecteurs est ensuite présentée.

## 5.1 Essais expérimentaux

Les essais expérimentaux sur les connecteurs métalliques poursuivent deux objectifs principaux. D'abord, il s'agit d'observer le comportement des assemblages sous différents types de chargement, ainsi que les divers modes de rupture. Ensuite, les essais permettent de fournir des données d'entrée pour la modélisation numérique. La force de cette approche est de pouvoir, une fois le modèle numérique validé, prévoir le comportement d'un élément de structure à partir d'un essai à l'échelle d'un connecteur, beaucoup plus facile à mettre en place qu'un essai sur l'élément considéré. Dans les parties suivantes, on présente les spécimens testés, les méthodes d'essais et l'analyse des résultats.

### 5.1.1 Détails des connecteurs testés

On présente dans cette partie les essais réalisés sur les assemblages dissipatifs que sont les pointes de contreventement et les équerres de fixation de la toiture. Ces dernières, bien moins étudiées que les pointes de contreventement, transmettent néanmoins des efforts importants. En effet, du fait de la légèreté des murs, la principale source de masse dans une maison à ossature en bois est la toiture (et les planchers le cas échéant). Lors d'un séisme, les efforts que doivent transmettre les équerres sont donc importants. On note de plus que des équerres identiques peuvent être utilisées pour ancrer au sol les montants extérieurs des murs de contreventement (cf. §2.1, p 37). La mise en place d'une campagne d'essais sur connecteurs nécessite de considérer plusieurs problématiques :

- Quelles configurations tester ? Il s'agit de tester des configurations pertinentes vis-à-vis des techniques constructives utilisées en France, tout en gardant un nombre d'essais raisonnable. Ce point est détaillé ci-dessous pour chaque type de connecteur.
- Quels types de chargement imposer ? Il s'agit de reproduire le comportement qu'ont les assemblages d'une structure à ossature en bois au cours d'un séisme. Les essais dynamiques sur assemblages étant particulièrement complexes à mettre en œuvre (Hirai *et al.*, 2012), le choix se porte sur des essais quasi-statiques en déplacement imposé. Les différents types de chargement (monotone, cyclique) ainsi que les méthodes d'essais réglementaires ont été abordées au chapitre précédent (cf. §4.1.1, p 61). Des essais monotones et cycliques sont réalisés sur les assemblages par pointes et par équerres. Les essais monotones permettent, notamment, de calculer la grandeur de référence qui permet de définir l'amplitude des cycles du chargement cyclique. Pour les essais pointes, par souci de cohérence avec l'Eurocode 8 (NF EN 1998-1, 2005), on retient un chargement cyclique selon la norme NF EN 12512 (2002). Pour les essais équerres en revanche, c'est la méthode A de la norme ASTM E 2126 (2007) (Sequential-phased displacement) qui est utilisée. Cela est dû aux durées d'essais. En effet, une équerre offre un comportement très ductile, elle est donc capable de subir sans rupture un très grand nombre de cycles. Or la norme NF EN 12512 (2002) fixe une vitesse de chargement maximale de 0,2 mm/s pouvant mener à des essais de plus de 45 minutes. Une telle durée n'étant pas compatible avec les contraintes du laboratoire du CSTB, c'est la méthode A de la norme ASTM E 2126 (2007) qui est retenue, permettant une vitesse de chargement de 10 mm/s.
- Combien d'essais reproduire pour chaque configuration ? Au minimum, on doit réaliser deux essais, un en monotone et un en cyclique. Le choix du nombre d'essais est lié à trois contraintes. D'abord la variabilité des matériaux participants aux assemblages, qui est importante pour le matériau bois (Natterer *et al.*, 2004). Ensuite la variabilité de mise en œuvre, là encore importante du fait que celle-ci est manuelle. Enfin, la volonté

de modéliser la variabilité du comportement des assemblages engendre un nombre plus important d'essais. D'un point de vue matériel, on peut citer aussi la contrainte évidente du temps de disponibilité des bancs d'essais. En tenant compte de ces considérations, chaque configuration subit trois essais monotones et cinq essais cycliques (respectivement deux et cinq pour les équerres). On note que le nombre d'essais retenu est trop faible pour réaliser une étude probabiliste fine, ce qui n'empêche pas de prendre en compte la variabilité observée pour le calage du modèle numérique.

### 5.1.1.1 Pointes

Les essais expérimentaux sur les pointes de contreventement ont été effectués au CSTB lors du stage de Master qui a précédé cette thèse. Le plan d'expérience retenu (tableau 5.1) prend en compte de nombreux paramètres. En effet, on peut décliner les assemblages par pointes de contreventement sous beaucoup de formes : type (OSB, Particules, Contreplaqués) et épaisseur (de 9 à 16 mm) des panneaux de contreventement, dimensions (de  $2,1 \times 45$  à  $3,1 \times 90$  mm), forme (annelée, cannelée (figure 5.2)) et matériau (acier inoxydable, électro-zingué, galvanisé) des pointes. L'idée est de travailler sur des configurations couramment utilisées en France. Pour ce faire, la Fédération de l'Industrie Bois-Construction (FIBC) a réalisé un sondage auprès de ses adhérents. Néanmoins, les résultats n'ont montré aucune tendance particulière, tant les configurations retenues sont nombreuses et en quelque sorte réparties uniformément dans l'ensemble du champ des configurations possibles. Le plan d'expérience mis au point se base sur l'ensemble des paramètres mentionnés ci-dessus, à l'exception des panneaux en contreplaqués).

N°	Pointe			Panneau	
	$\phi \times L$	Forme	Mat.	Type	$e$
1	$2,1 \times 38$	An.	In.	OSB	9
2					12
3					15
4	$2,5 \times 60$	An.	In.	OSB	9
5					12
6					15
7	$3,1 \times 85$	An.	In.	OSB	9
8					12
9					15
10	$2,5 \times 50$	An.	Zn.	OSB	9
11					12
12	$2,5 \times 50$	An.	Zn.	P5	10
13					16
14	$2,1 \times 55$	An.	Zn.	OSB	9
15					15
16	$2,8 \times 80$	An.	Zn.	OSB	9
17					15
18	$2,3 \times 60$	An.	Ga.	OSB	9
19					15
20	$3,1 \times 90$	An.	Ga.	OSB	9
21					15
22	$2,3 \times 60$	Ca.	In.	OSB	9
23					15
24	$3,1 \times 85$	Ca.	In.	OSB	9
25					15
26	$2,3 \times 60$	Ca.	Ga.	OSB	9
27					15
28	$3,1 \times 75$	Ca.	Ga.	OSB	9
29					15
30	$2,3 \times 60$	An.	Ga.	P5	10
31					16
32	$3,1 \times 90$	An.	Ga.	P5	10
31					16

$\phi \times L$  : diamètre  $\times$  longueur (mm), Mat. : Matériau,  $e$  : épaisseur (mm), An. : annelé, Ca. : cannelé, In. : acier inoxydable, Zn. : électro-zingué, Ga. : galvanisé

Tableau 5.1: Plan d'expérience pour les essais pointes



Figure 5.2: Sections et profils des pointes annelées et cannelées



### 5.1.1.2 Équerres

Les essais expérimentaux sur les équerres ont été réalisés par le laboratoire d'essais mécaniques du CSTB dans le cadre du programme de recherche ANR SISBAT (2009-2013). Les configurations considérées sont basées sur les variables suivantes : le type d'ancrage (acier ou bois), le type d'équerre (E5 ou E14) et la direction de chargement (X, Y, Z ou XY 45°). L'ancrage en acier permet de représenter un support rigide, et un boulon assure la fixation. L'équerre E5 de Simpson Strong-Tie® est un produit standard très utilisé dans les structures à ossature bois en France. L'E14 est une équerre plus solide (2 mm d'épaisseur contre 1,5 mm pour l'E5), elle est susceptible d'être utilisée dans des régions à risques cycloniques telle que la Guadeloupe. La difficulté des essais sur les équerres tient dans leur anisotropie. Une équerre est un connecteur non symétrique capable de transmettre les efforts dans les trois directions de l'espace. Il est donc nécessaire de différencier ces directions et de réaliser des essais dans chacune d'elles. Pour plus de clarté, ce point est détaillé en même temps que la présentation du banc d'essais (cf. §5.1.2.2, p 85).

Direction	Équerre	Nombre*	Support	Direction	Équerre	Nombre*	Support
X	E5	4	Acier	Z	E5	2	Acier
			Bois				Bois
	E14		Acier		E14		Acier
			Bois				Bois
Y	E5	1	Acier	XY	E5	1	Acier
			Bois				Bois
		2	Acier			2	Acier
			Bois				Acier
	E14	1	Acier		E14	1	Acier
			Bois				Acier
						2	Acier

\* Nombre : nombre d'équerres utilisées pour assembler le spécimen

Tableau 5.2: Plan d'expérience pour les essais équerres

## 5.1.2 Méthode d'essais

Le détail des méthodes d'essais précise la géométrie des spécimens, leur installation sur les bancs d'essais, les moyens de mesures utilisés et les conditions hygrothermiques. Ces essais ont nécessité le développement et la mise au point de bancs d'essais spécifiques.

### 5.1.2.1 Pointes

Le principe des essais pointes est de solliciter les assemblages en cisaillement (figure 5.3). La littérature met en évidence deux approches pour la réalisation de tels essais. Soit les assemblages sont réalisés avec une unique pointe (He *et al.* (2001), Fonseca *et al.* (2002)), soit avec plusieurs (Dujic *et al.* (2004), Fulop *et al.* (2006)). Des assemblages multi-cloués permettent de réaliser des éprouvettes symétriques, ce qui facilite les essais. Néanmoins, les essais sur une seule pointe sont plus proches de la réalité pour les pointes de contreventement, c'est donc cette approche qui est retenue. La figure 5.4.a présente le spécimen utilisée pour chaque essai. Elle est constituée d'un tronçon de montant de mur de dimension 45 × 115 × 250 mm et de classe mécanique C24 selon la norme

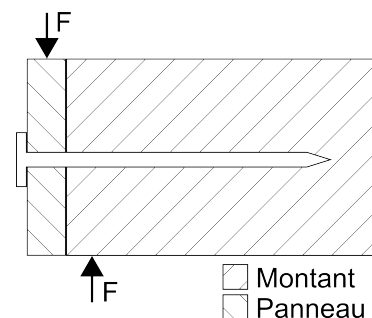


Figure 5.3: Sollicitation en cisaillement d'un assemblage cloué

NF EN 338 (2003), d'un panneau en bois (OSB ou Particules) de dimension  $100 \times 240$  mm et dont l'épaisseur varie selon les configurations et d'une pointe. Les panneaux OSB sont classés OSB3 selon la norme NF EN 300 (2006) et les panneaux de particules P5 selon la norme NF EN 312 (2010), dans les deux cas cela correspond à des panneaux travaillants utilisés en milieu humide (classe de service 2). La distance au bord, notée  $db$ , vaut 30 mm, soit une distance suffisante pour s'affranchir de l'effet de bord (cf. §4.1.2.1, p 68). Les pointes transmettent au tronçon de montant des efforts dans le sens du fil du bois.

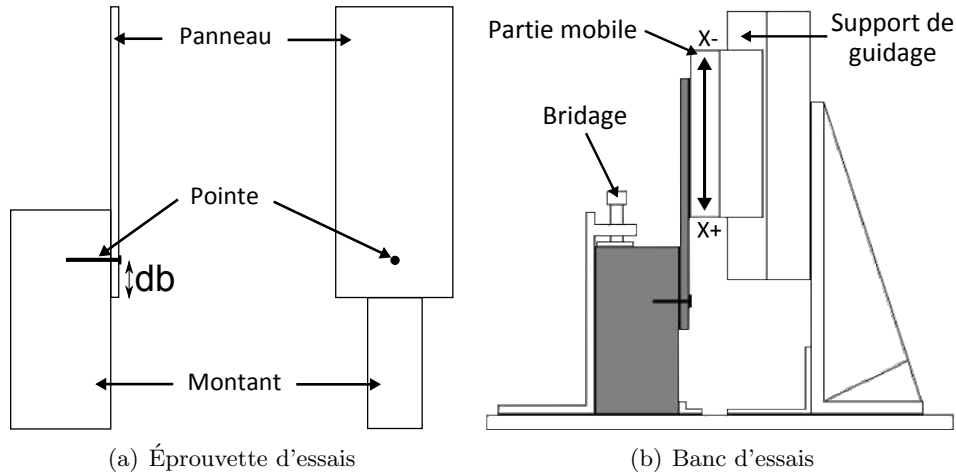


Figure 5.4: Mise en place des essais sur des pointes de contreventement

La figure 5.4.b montre la mise en place de l'éprouvette sur le banc d'essais. Le tronçon de montant est bridé alors que le panneau est vissé à la partie mobile du banc d'essais. Cette partie mobile coulisse le long d'une glissière, elle est reliée à une machine de traction (non représentée). Au cours d'un essai, un capteur de force installé entre la machine de traction et la glissière du banc d'essais mesure l'effort. L'essai se déroule à déplacement imposé, le déplacement est mesuré par un capteur LVDT placé entre le montant en bois et le panneau, afin de mesurer précisément le glissement de l'assemblage. Par simplicité, on réfère parfois à la direction X+ comme la compression et à X- comme la traction. Avant les essais, les éléments en bois sont conditionnés dans une pièce à une température de  $20^{\circ}\text{C}$  et d'humidité relative de 50 %. Cet entreposage a duré 6 mois. Enfin, on notera que la masse volumique et l'humidité de chaque élément en bois sont mesurées après chaque essai. La densité est mesurée par pesage et mesure au pied à coulisse des dimensions. Pour la mesure de l'humidité dans les tronçons de montant, un humidimètre conforme à la norme NF EN 13183-2 (2002) est utilisé autour de la zone de clouage. Cette méthode n'étant pas adaptée aux panneaux à base de bois à cause des singularités trop importantes (vides, poches de résines), c'est la méthode par dessiccation selon la norme NF EN 13183-1 (2002) (séchage dans une étuve à  $103^{\circ}\text{C}$ ) qui est utilisée pour les panneaux.

### 5.1.2.2 Equerres

Le principe des essais équerres est de solliciter l'assemblage dans chacune des trois directions repérée sur la figure 5.5. Des essais dans une direction intermédiaire ( $45^{\circ}$  dans le plan XY) sont aussi réalisés pour étudier le couplage entre les comportements des directions X et Y. Les éprouvettes sont constituées d'un élément support (fixe) et d'un élément mobile lié au vérin d'essais. Ces éléments sont des poutres en bois de classe mécanique C24. Le support est de dimensions  $400 \times 120 \times 45$  mm et le mobile  $400 \times 200 \times 36$  mm (c'est l'inverse dans le cas de la direction Y). Les dimensions du mobile correspondent à un entrain de ferme de toiture industrielle. On nomme "ancrage" la fixation de la patte la plus courte de l'équerre, ce qui pour

une utilisation en toiture correspond à l'assemblage de l'équerre sur le mur. Cette connexion peut être réalisée sur un élément en bois ou en acier. Dans le cadre de cette campagne d'essais, ce sont les supports qui peuvent être en bois ou en acier pour les essais en X et Z. Dans la direction Y, c'est le mobile qui est concerné. Les pointes utilisées pour la fixation des équerres sont crantées et de dimensions  $4,0 \times 35$  mm. Pour l'ancrage sur acier, les boulons sont de type ordinaire (M10 et M12 respectivement pour les équerres E5 et E14).

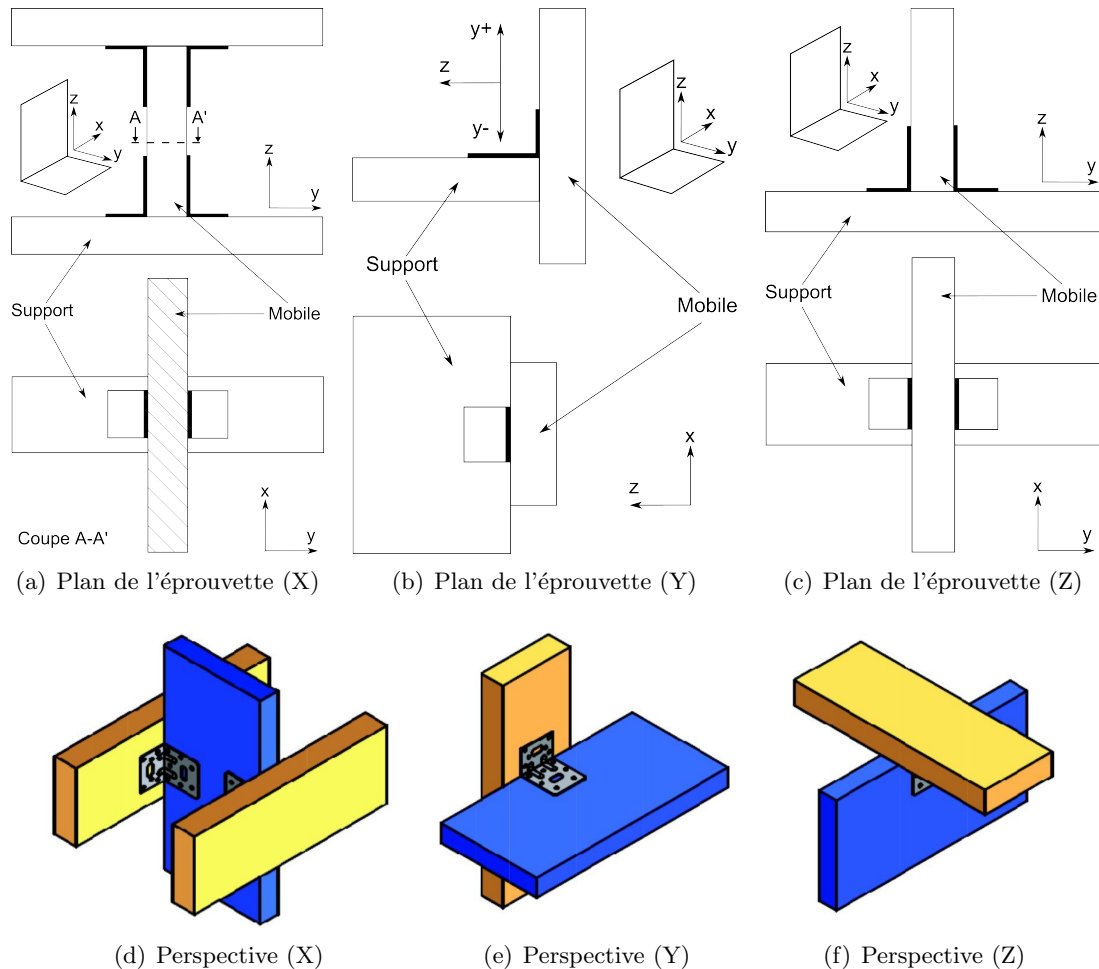


Figure 5.5: Mise en place des essais équerres

Dans la direction X, l'équerre est géométriquement symétrique. On s'attend donc à un comportement symétrique, l'éprouvette est conçue de manière à éviter tout phénomène d'arc boutement qui entraînerait une dissymétrie lors de l'essai. C'est pour cette raison que 4 équerres sont utilisées (figures 5.5.a et 5.5.d). Dans la direction Y, des éprouvettes symétriques (avec deux équerres) et dissymétriques (avec une équerre) sont testées. Les figures 5.5.b et 5.5.e représentent le cas à une équerre. Aucun système de glissière ne contraint le tronçon de bois mobile, seul l'équerre tient lieu de guidage. Les essais monotones sont réalisés dans les deux sens (Y- et Y+). Les limites élastiques étant différentes dans chaque sens, il en va de même pour le protocole de chargement cyclique. Dans la direction Z, l'équerre n'est pas non plus symétrique. La particularité de l'essai dans la direction Z est que l'équerre n'est sollicitée qu'en soulèvement, c'est-à-dire dans le sens positif de la direction repérée sur la figure 5.5.c. Dans l'autre sens, l'assemblage travaillerait par contact bois-bois et les efforts ne seraient pas transférés par l'équerre. Afin de s'affranchir des effets parasites de la non symétrie de l'équerre, l'éprouvette est composée de 2 équerres en opposition (figures 5.5.c et 5.5.f).

La figure 5.6 montre l'installation de l'assemblage sur le banc d'essais pour les tests dans la direction Z. Le support est bridé au banc d'essais et le mobile vissé à une plaque en métal lié au capteur de force. Les déplacements sont mesurés directement entre les deux éléments de l'assemblage par un ou des capteur(s) LVDT selon les configuration (un auprès de chaque équerre). Préalablement aux essais, les éléments en bois sont conditionnés dans une pièce à 20°C et 65 % d'humidité.

### 5.1.3 Analyse des résultats

On présente dans cette partie une analyse des résultats des essais expérimentaux sur les pointes de contreventement et les équerres. Cela représente au total plus de 300 essais, le détail des résultats (mesures et observations) de chacun d'entre eux n'est donc pas donné, mais l'annexe C.1 synthétise tout de même un certain nombre de données concernant ces essais. On présente en revanche les tendances générales, que ce soit concernant les observations en cours et après essais, ou les résultats des mesures (déplacements, forces, densité et humidité des bois).

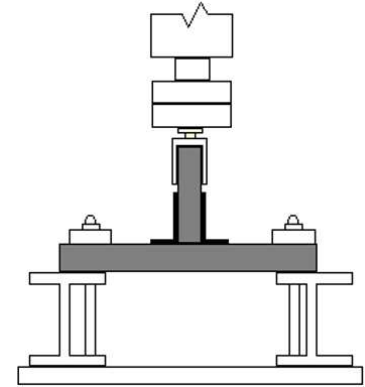


Figure 5.6: Banc d'essais (installation pour essai en Z)

#### 5.1.3.1 Pointes

##### Observations

Il s'agit dans ce paragraphe de détailler les observations réalisées au cours et à la suite des essais. Le comportement d'un assemblage cloué est une combinaison des comportements suivants :

- **Déformation plastique** : Il s'agit de la déformation en flexion de la pointe, la zone déformée est appelée rotule plastique (figure 5.7.a). Une ou deux rotules peuvent apparaître. Dans le premier cas, celle-ci se situe dans le montant, près de l'interface entre les deux éléments en bois. Dans le deuxième cas, une rotule apparaît dans chacun des éléments. Sous chargement cyclique, ce type de comportement peut mener à une rupture en fatigue de la pointe.
- **Arrachement** : Il s'agit du mouvement du corps de la pointe dans le montant en bois (figure 5.7.b). Lorsque le déplacement relatif entre les deux éléments de l'assemblage devient important et qu'une rotule plastique apparaît, la pointe subit une combinaison de sollicitations en flexion et en traction. On observe alors son arrachement du montant.
- **Perforation** : Il s'agit du mouvement de la tête de la pointe dans le panneau en bois (figure 5.7.c). Comme pour l'arrachement de la pointe, on observe sous déplacement important que la tête de la pointe peut pénétrer à l'intérieur du panneau.

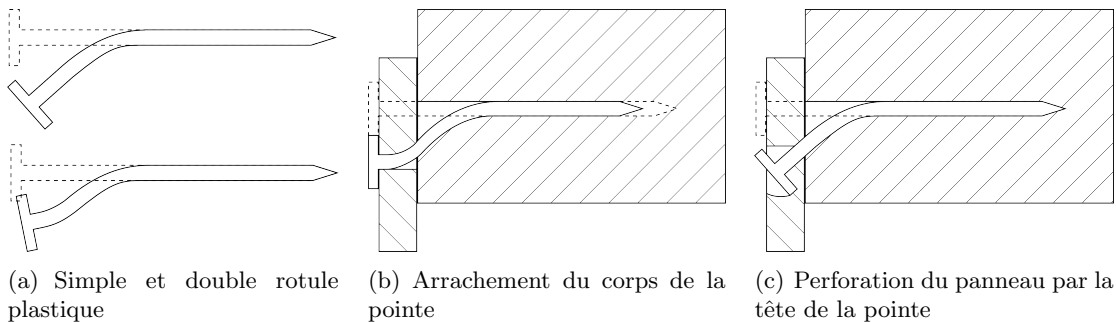


Figure 5.7: Comportement d'un assemblage cloué en cisaillement

Ces comportements sont observés en cours d'essais et dans l'analyse des modes de ruptures. La totalité des essais produit un mode de rupture par une ou deux rotules plastiques. On affine cette observation en précisant, s'il y a lieu, la présence ou non des phénomènes additionnels que sont l'arrachement et la perforation. De plus, dans la plupart des essais cycliques, l'arrêt de l'essai est produit par la rupture nette de la pointe au niveau d'une rotule plastique. Cette rupture est assimilée à un phénomène de fatigue de la pointe dû à un nombre de cycles élevé. L'observation des modes de rupture permet de mettre en évidence les points suivants :

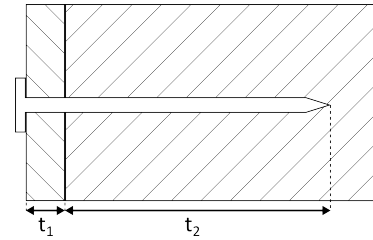


Figure 5.8: Epaisseur du panneau ( $t_1$ ) et longueur de pénétration ( $t_2$ )

- Les modes de rupture de chaque essai ont été relevés et comparés aux courbes force-déplacement correspondantes. L'idée étant de trouver un indicateur permettant d'identifier le mode de rupture à partir de ces courbes. L'analyse ne révèle cependant aucune corrélation. Des courbes très similaires en tout point peuvent produire des modes de rupture différents. On notera seulement le cas des ruptures en fatigue de la pointe, pour lesquelles on distingue un net saut de perte de résistance sur la courbe force-déplacement.
- Les modes de rupture ne sont pas constants sur une même configuration. Il s'agit d'une observation déjà faite par Humbert (2010) sur des assemblages par plaques à dents. Sur les 5 essais cycliques réalisés par configuration, il est fréquent d'obtenir deux modes de rupture distincts. Les caractéristiques mécaniques des bois sont l'une des causes d'incertitudes sur les assemblages. De ce point de vue, les mesures de densité et d'humidité des bois (voir paragraphe suivant) montrent une variabilité relativement faible. Les autres causes d'incertitudes concernent la mise en œuvre des éprouvettes et leur fixation sur le banc d'essais. Bien que réalisées manuellement, ces étapes ont été répétées avec autant de soin et de constance que possible.
- Les phénomènes d'arrachement et de perforation sont liés aux longueurs  $t_1$  et  $t_2$ , respectivement l'épaisseur du panneau et la longueur de pénétration de la pointe dans le montant (figure 5.8). Ainsi, les configurations avec  $t_1$  faible et/ou  $t_2$  élevé sont propices à la perforation. En effet, une faible valeur de  $t_1$  limite la capacité portante dans le panneau, ce qui limite les chances d'apparition d'une rotule plastique dans celui-ci. Dans ces conditions, la tête de la pointe est mise à l'épreuve pour apporter une résistance supplémentaire et cela engendre la pénétration de la tête de la pointe dans le panneau. L'endommagement est alors concentré dans cette zone et les efforts d'arrachement de la pointe sont faibles. De même, une forte valeur de  $t_2$  empêchera le risque d'arrachement, laissant à la tête de la pointe la charge de reprendre les efforts. *A contrario*, les configurations avec  $t_1$  élevé et/ou  $t_2$  faible sont propices à l'arrachement, puisque la portance du panneau est augmentée et la résistance à l'arrachement diminuée du fait d'une faible longueur de pénétration ( $t_2$ ).
- En terme de dissipation d'énergie, l'arrachement de la pointe peut être un phénomène bénéfique tant qu'il n'est pas complet. En effet, en plus de la dissipation d'énergie due frottement entre la pointe et le bois, on observe des rotules plastiques moins pincées lorsqu'il y a arrachement (figure 5.9). Le moment de flexion maximal de la pointe se situe dans le montant à environ 10 à 20 mm de profondeur. Au cours d'un arrachement, ce sont des zones différentes de la pointe qui sont successivement sollicitées fortement. On observe d'ailleurs que les ruptures par fatigue des pointes ne se produisent pas s'il y a arrachement.

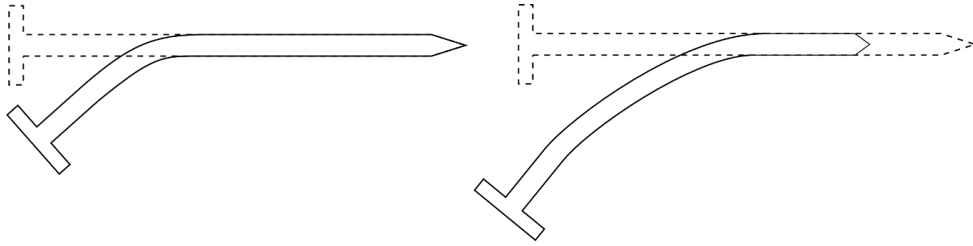


Figure 5.9: Allure d'une rotule plastique en fonction de l'arrachement de la pointe

### Analyse des mesures

Pour chaque essai, le déplacement relatif entre le montant et le panneau est mesuré, de même que la force appliquée par le vérin. L'évolution force-déplacement est donc connue (cf. paragraphe suivant), et des grandeurs telles l'effort maximal  $F_{max}$ , la limite élastique  $d_y$  et la limite ultime  $d_u$  peuvent être calculées. Si l'obtention de  $F_{max}$  est évidente, il n'en va pas de même pour  $d_y$  et  $d_u$ . Les essais cycliques ayant été réalisés selon le chargement de la norme NF EN 12512 (2002), on détermine  $d_y$  selon la méthode définie dans celle-ci. Les valeurs obtenues sont néanmoins difficile à interpréter du fait de leur grandes disparités. Pour  $d_u$ , on utilise le critère classique de 20 % de perte de résistance en partie post-pic. A partir de ces grandeurs, on peut calculer la ductilité statique  $D_S$ , qui est le rapport de  $d_u$  sur  $d_y$  et exprime la ductilité de l'assemblage. Pour les essais pointes, ces grandeurs sont calculées pour les essais monotones seulement, les résultats moyens par configuration sont disponibles en annexe (cf. Annexe C.1). Ces grandeurs montrent, d'une manière générale, que :

- L'augmentation du diamètre de la pointe tend à accroître l'effort maximal  $F_{max}$ , d'un facteur 2 environ entre des diamètres de 2,1 et 3,1 mm. Cela s'explique, notamment, par les plus grandes résistance en flexion de la pointe et surface de contact entre la pointe et le bois.
- L'augmentation de l'épaisseur du panneau a un effet sur  $F_{max}$ , mais il est difficile à saisir car il tend à augmenter ou réduire  $F_{max}$  selon les configurations. Il est possible que le type de mode de rupture soit aussi lié à ce phénomène, mais les résultats disponibles ne montrent pas de tendance claire.
- L'augmentation de l'épaisseur du panneau tend à accroître  $d_u$ , et du même coup  $D_S$ , dans les cas de rupture par perforation. Cela s'explique par la plus grande résistance à la perforation d'un panneau épais.
- La comparaison des modes de rupture montre que  $d_u$  est plus élevé en arrachement qu'en perforation. La pénétration d'une pointe dans le montant est d'au moins 35 mm, ce qui permet d'atteindre de grands déplacements en arrachement, au contraire d'une rupture en perforation.

Pour les essais cycliques, on dispose des valeurs moyennes de l'effort maximal  $F_{max}$ . Ces valeurs sont en général 20 % inférieures à celles obtenues en monotone, ce qui montre l'importance de l'endommagement dû à la répétition des cycles.

## Évolution force–déplacement caractéristique

La figure 5.10 présente le comportement caractéristique en cisaillement des pointes de contreventement sous chargements monotone et cyclique. L'essai monotone met en avant la grande ductilité statique de l'assemblage. La faible perte de résistance dans la partie post-pic s'explique par la combinaison des phénomènes précédemment évoqués (déformation plastique, arrachement et perforation). Le phénomène dominant étant la ductilité de la pointe, capable de subir de grands déplacements, relativement à son diamètre, sans perte de résistance importante. L'enveloppe des boucles d'hystérésis de l'essai cyclique suit bien la courbe monotone pour de petites amplitudes. Au-delà, la courbe enveloppe s'écarte progressivement, puis brutalement au moment de la rupture (rupture en fatigue pour la figure 5.10). Sur l'ensemble des essais, la rupture se produit toujours pour des amplitudes bien inférieures au  $d_u$  obtenu à partir de l'essai monotone.

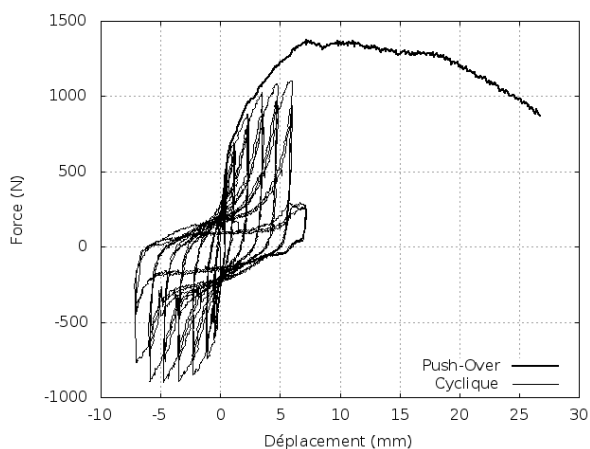


Figure 5.10: Evolution force–déplacement caractéristique des pointes en cisaillement

## Caractéristiques mécaniques des bois

La densité et l'humidité de tous les éléments en bois sont mesurées. Il est bien établi que les caractéristiques mécaniques du bois sont influencées de manière importante par l'hygrométrie de son environnement (Natterer *et al.*, 2004). La mesure de l'humidité est donc un moyen fiable de mettre en évidence des écarts ou des similitudes des caractéristiques mécaniques de différents échantillons. La mesure de la densité vise à appréhender la variabilité naturelle des bois utilisés. Cette grandeur physique, corrélée à l'humidité, influence fortement la portance locale et donc le comportement d'un assemblage cloué. L'annexe C.1 présente le relevé des mesures de densité pour chaque essai. Le tableau 5.3 présente les valeurs moyennes et les coefficients de variation des montants et des panneaux en OSB et en particules pour l'ensemble des 263 essais. Les valeurs moyennes des densités sont plus élevées que les valeurs moyennes normatives tout en présentant des coefficients de variation faibles pour un matériau tel que le bois (5 % pour les montants, l'ordre de grandeur pour le bois massif est normalement de l'ordre de 10 %). Cela s'explique par le fait que les tronçons de montants sont issus du même lot de poutres. La variabilité sur l'humidité est aussi relativement faible, ce qui est lié au conditionnement pré-essai et aux conditions hygrométriques stables dans le laboratoire. On retiendra donc que la variabilité des caractéristiques mécaniques des bois est plus faible dans les conditions d'essais que dans une structure *in situ*.

	Montant		OSB		Particules	
	Moyenne	CV (%)	Moyenne	CV (%)	Moyenne	CV (%)
Densité ( $kg/m^3$ )	453	5,2	650	8,6	749	1,4
Humidité (%)	14,3	4,9	10,5	7,9	9,7	4,0

Tableau 5.3: Mesures de densité et d'humidité sur les éléments bois

### Phénomène de dissymétrie en force

Les essais cycliques sont réalisés à déplacements imposés. L'historique de chargement est symétrique, un cycle correspondant à un chargement en positif puis en négatif pour une amplitude donnée. La force résistante des assemblages n'est en revanche pas symétrique, comme on peut le voir sur la figure 5.10. On retrouve ce phénomène dans la littérature (Fonseca *et al.* (2002), Li *et al.* (2012a)) pour des essais de cisaillement d'assemblages cloués réalisés sur des éprouvettes suivant le même principe que les nôtres. Sur l'ensemble des essais, les forces résistantes sont plus importantes en compression (X+) qu'en traction (X-) (figure 5.4, page 85). Li *et al.* (2012a) précisent que les efforts les plus importants correspondent au sens dans lequel le premier cycle de chaque amplitude est réalisé. Leur conclusion est qu'à chaque amplitude non atteinte préalablement, la pointe subit un endommagement qui l'affaiblit lors du chargement dans le sens opposé. Cette conclusion n'est néanmoins pas vérifiée par comparaison d'essais où chaque nouvelle amplitude est atteinte soit en compression, soit en traction. On notera aussi que Gatto et Uang (2003) montrent que l'écroutissement subi par la pointe peut engendrer des forces résistantes plus importantes, supérieures même à celles obtenues en push-over. Cette observation ne vaut en revanche que pour des essais avec très peu de cycles, ce qui limite l'effet de la fatigue du connecteur. Les résultats de la campagne d'essais présentée ici ne valident pas la conclusion proposée par Li *et al.* (2012a). En effet, pour chaque amplitude, le premier cycle est réalisé en traction (X-) alors que c'est en compression (X+) que les efforts sont plus importants. On attribue donc la dissymétrie en force à la non symétrie de l'éprouvette et aux phénomènes de frottement qui sont plus importants en compression qu'en traction. Cela ne contredit pas la position de Li *et al.* (2012a), mais tend à montrer que son effet est limité, comparativement à l'effet de la géométrie de l'éprouvette.

#### 5.1.3.2 Equerres

Les essais sur les équerres ayant été réalisés par le laboratoire d'essais mécaniques du CSTB, le rapport d'essais, les résultats bruts et les vidéos sont les éléments à notre disposition pour développer cette partie.

#### Observations

Pour la description du comportement au cours des essais et des modes de rupture, on distingue les trois directions de chargement (cf. figure 5.5, p 86).

- **Direction X** : Le comportement et le mode de rupture est une combinaison de la rotation de l'équerre sur elle-même et de l'arrachement des pointes (figure 5.11). La rotation s'effectue autour d'un axe orthogonal à l'ancrage. Toutes les pointes sont sollicitées en cisaillement et pour des déplacements importants, les phénomènes d'arrachements sont dominants. Dans le cas des ancrages en acier, l'équerre est fixée par un boulon. On observe alors une déformation de l'équerre à son interface avec le boulon.
- **Direction Y** : Dans la direction Y+, l'équerre se déplie, ce qui entraîne de fortes sollicitations d'arrachement pour les pointes à proximité la pliure de l'équerre (figure 5.12.a). Dans la direction Y-, on observe un pliage de l'équerre ainsi que la compression du support en bois (figure 5.12.b). Les essais cycliques combinent ces deux modes de fonctionnement. Les équerres E5 rompent en fatigue au niveau de la pliure, ce n'est pas le cas des équerres E14.
- **Direction Z** : Sur ancrage en bois, les pointes sont directement sollicitées en arrachement, ce qui est la cause de la rupture (figure 5.13). Sur ancrage en acier, le boulon est capable de reprendre plus d'efforts axiaux et tend ainsi à déplier l'équerre jusqu'à la rupture de celle-ci au niveau de la pliure.



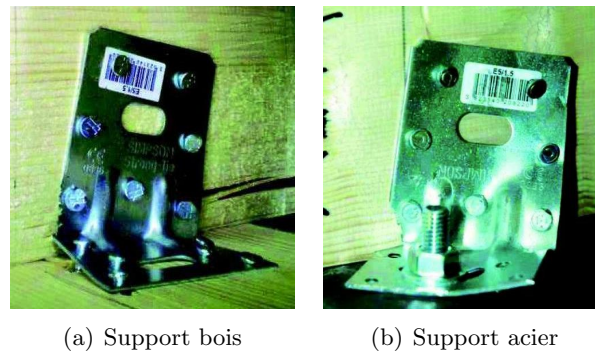


Figure 5.11: Modes de ruine pour les essais en X

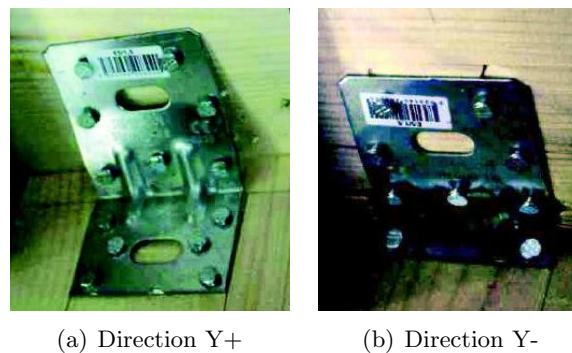


Figure 5.12: Modes de ruine pour les essais en Y

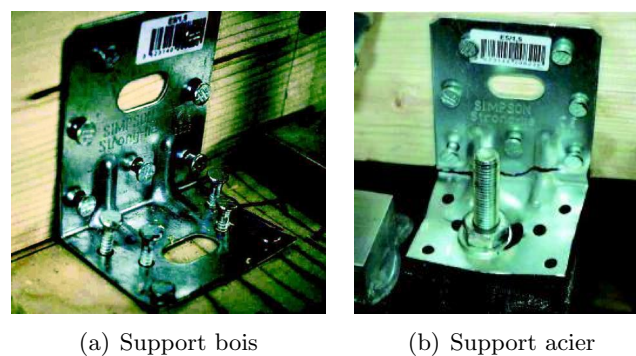


Figure 5.13: Modes de ruine pour les essais en Z

Comme pour les essais pointes, les relations entre les données matériaux et les modes de ruptures ne permettent pas d'identifier une corrélation. On notera tout de même que le comportement et les modes de rupture sont plus constants sur les essais équerres. On peut attribuer cela à une moyennisation due à la multiplicité des pointes et parfois des équerres (les éprouvettes sont réalisées avec 1, 2 ou 4 équerres).

### Analyse des mesures

Pour chaque essai, la force maximale  $F_{max}$ , le déplacement à cette force  $d_m$  et la limite élastique  $d_y$  sont calculés. De plus, les courbes des essais monotones et les courbes enveloppe des essais cyclique sont analysées par la méthode *Equivalent Energy Elasto-Plastic* (cf. §2.3.2, p 43 ou la norme ASTM E 2126 (2007)), qui consiste à déterminer une limite ultime  $\Delta_u$  (normalement noté  $u$ ) et à égaliser l'aire sous la courbe expérimentale à l'aire sous la courbe d'un modèle élasto-plastique parfait. Ce dernier étant défini par une limite élastique  $\Delta_{yield}$  et la force au

niveau du seuil de plasticité  $F_{yield}$ . Le rapport  $\Delta_u$  sur  $\Delta_{yield}$  définit la ductilité statique  $D_S$  (pour les essais monotones) et cyclique  $D_C$  (pour les essais cycliques). Toutes ces grandeurs sont détaillées en annexe (cf. Annexe C.2). Elles permettent d'observer que :

- Dans la direction X :  $F_{max}$  est plus grand sur support bois que sur support acier, alors que la ductilité est plus faible. Cela s'explique par le phénomène de rotation sur support acier (voir paragraphe précédent).
- Dans la direction Y avec 1 équerre : En Y+, les  $F_{max}$  sont équivalents entre les deux supports, alors que la ductilité est plus grande sur support acier. Quel que soit le support, le mode de déformation est le dépliage de l'équerre, ce qui explique l'équivalence des  $F_{max}$ . En revanche, pour de grands déplacements, les pointes sur support bois commencent à s'arracher, ce qui explique la perte de ductilité. En Y-,  $F_{max}$  est plus grand sur support acier et les ductilités sont équivalentes. Dans ce cas de figure, la liaison avec le support est beaucoup plus sollicitée (les niveaux d'efforts sont plus importants qu'en Y+). Le boulon du support acier semble donc être plus résistant que les pointes du support bois.
- Dans la direction Y avec 2 équerres : Cela revient à avoir une équerre sollicitée en Y- et une en Y+. Les  $F_{max}$  sont équivalents entre les deux supports. La ductilité est supérieure sur support acier, sans doute pour la même raison qu'en Y+ avec une seule équerre.
- Dans la direction Z : L'ancrage sur support bois résiste moins bien à l'arrachement que celui sur support acier. On observe ainsi des valeurs de  $F_{max}$  et de ductilité supérieures sur support acier.
- Les  $F_{max}$  des équerres E5 et E14 sont équivalents, quelle que soit l'orientation de la sollicitation. On peut expliquer cela par le fait que la résistance des assemblages est limitée, en premier lieu, par les liaisons entre l'équerre et les éléments assemblés, qui sont dans la plupart des cas les sources de rupture. On observe de plus que les ductilités sont plus faibles pour l'équerre E14, ce qui montre tout de même sa capacité à moins se déformer que l'équerre E5.
- Pour chaque configuration, on observe que  $D_S > D_C$ , ce qui s'explique par l'effet de l'endommagement. De plus, les ductilités statiques dans toutes les directions sont du même ordre de grandeur. Ce n'est pas le cas des ductilités cycliques, pour lesquelles  $D_{Cx} \simeq D_{Cy} < D_{Cz}$ . On attribue cela au fait que le chargement dans la direction Z n'est pas symétrique lors des essais. En effet, afin de ne pas solliciter l'assemblage en compression du bois, les cycles sont limités à des déplacements positifs. Un tel chargement n'est pas aussi exigeant que les chargements symétriques des directions X et Y, ainsi l'endommagement de l'assemblage est plus faible, ce qui améliore la ductilité cyclique du spécimen.

### Caractéristiques mécaniques des bois

Comme pour les essais pointes, les mesures de densité et d'humidité sont réalisés pour chaque élément en bois. Les bois ont une densité moyenne de  $450 \text{ kg/m}^3$  pour un coefficient de variation de 9,6 %. Cette variabilité est faible pour un tel matériau, ce que l'on avait aussi observé pour les essais pointes (page 90). Les raisons déjà évoquées sont aussi valables pour la campagne d'essais sur les équerres. L'humidité moyenne est mesurée par un humidimètre et vaut 11,4 % pour un coefficient de variation de 7,8 %.

## Evolutions force-déplacement

La figure 5.14 présente l'évolution force-déplacement caractéristique des équerres pour une sollicitation dans la direction X en monotone et en cyclique. La configuration présentée ici est composée des équerres E5 sur ancrage en bois. Il s'agit du résultat brut des essais sur l'éprouvette composée de 4 équerres, les niveaux d'efforts sont donc 4 fois plus élevés que pour une équerre unique. On notera que pour les essais sur ancrage en acier, les cycles d'hystérésis sont un peu plus pincés à cause d'un phénomène de rotation de l'équerre autour de son boulon d'ancrage, ce qui dissipe moins d'énergie que le cisaillement des pointes pour l'ancrage en bois. Les mêmes remarques que pour les pointes peuvent être faites concernant le phénomène d'endommagement et l'écart entre la courbe monotone et la courbe enveloppe des cycles. On notera que le protocole de chargement retenu pour les essais sur les équerres (ASTM E 2126 (2007), SPD) engendre bien plus de cycles que celui retenu pour les pointes (NF EN 12512, 2002).

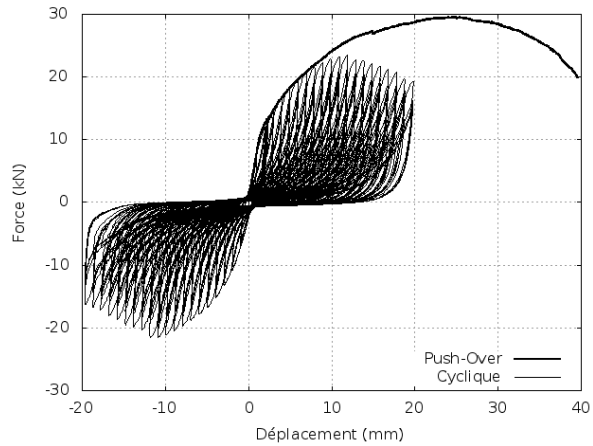


Figure 5.14: Evolution force-déplacement caractéristique des équerres dans la direction X

La figure 5.15 présente l'évolution force-déplacement caractéristique d'une équerre pour une sollicitation dans la direction Y en monotone et en cyclique. La configuration présentée ici est composée d'une équerre E5 sur ancrage en bois. On observe nettement la dissymétrie du comportement entre les déplacements négatifs (Y-) et positifs (Y+). L'assemblage est plus raide et moins ductile en Y- car la déformation est partagée entre la compression du bois et le pliage de l'équerre. *A contrario*, en Y+ la déformation n'est due qu'aux éléments métalliques (équerre et pointes), ce qui entraîne une raideur un peu plus faible et une ductilité plus élevée. On retrouve cette différenciation en terme d'endommagement. En Y+, l'endommagement est dû au travail de l'équerre et des pointes dans le bois, pour un résultat similaire celui dans la direction X. En Y- en revanche, l'écrasement du bois provoque un comportement différent. Pour des déplacements supérieurs à environ la limite élastique  $d_y$ , on observe un palier en effort qui est atteint par chaque premier cycle à chaque amplitude. Pour chacune d'elles, les cycles suivants atteignent tous un deuxième palier plus bas que le premier. On attribue ce phénomène à la dominance de l'écrasement du bois face à l'endommagement de l'équerre et des pointes dans cette direction.

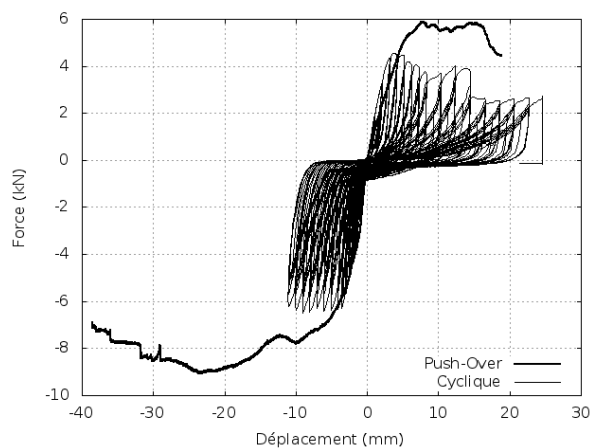


Figure 5.15: Evolution force-déplacement caractéristique des équerres dans la direction Y

La figure 5.16 présente l'évolution force-déplacement caractéristique d'une équerre pour une sollicitation dans la direction Z en monotone et en cyclique. La configuration présentée ici est composée des équerres E5 sur ancrage en bois. On rappelle que cet essai n'est réalisé qu'en soulèvement de l'équerre et que la compression dans le sens opposé n'est pas testée. Contrairement aux autres courbes présentées dans cette partie, les courbes monotones et l'enveloppe des cycles sont du même ordre de grandeur. L'endommagement est donc plus faible que pour les autres types d'essais. On attribue cela au chargement non alterné (seulement à déplacements positifs). L'amplitude totale d'un cycle est donc deux fois plus faible que lors d'un chargement alterné symétrique, ce qui réduit notablement l'endommagement du connecteur. L'allure très pincée des boucles d'hystérésis s'explique par le fait que le comportement de l'assemblage est une combinaison de dépliage de l'équerre et d'arrachement des pointes. Une fois les pointes arrachées sur plusieurs millimètres, la montée en charge à partir d'un déplacement nul consiste d'abord à remettre l'équerre en contact avec les têtes des pointes. Les boucles d'hystérésis sont pincées car cette étape n'offre pas d'efforts résistants.

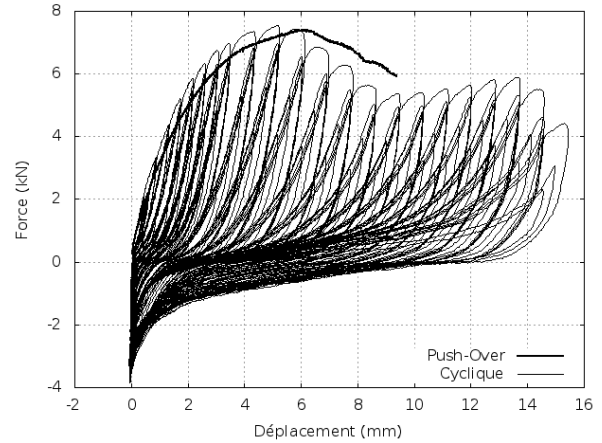


Figure 5.16: Evolution force-déplacement caractéristique des équerres dans la direction Z

### Phénomène de dissymétrie en force

Les phénomènes de dissymétrie en force sont moins marqués sur les essais équerres que sur les essais pointes. La figure 5.14 montre un comportement quasiment symétrique. On ne parle évidemment que des essais dans la direction X, qui est géométriquement symétrique. Bien que l'éprouvette soit symétrique, le banc d'essais ne l'est pas, puisque l'effort est appliqué en un point unique en "tirant" ou "poussant" sur l'élément mobile. Les frottements ne sont alors pas les mêmes selon le sens de chargement, ce qui peut expliquer la dissymétrie en force.

## 5.2 Modélisation des assemblages dissipatifs

La calage de la loi de comportement sur les résultats des essais expérimentaux est la première étape de la modélisation numérique. La loi de comportement de Humbert est utilisée (cf. §3.2.3, p 56). On rappelle que cette loi phénoménologique permet de modéliser le comportement non linéaire, les boucles d'hystérésis et les phénomènes d'endommagement des connecteurs métalliques sous chargement cyclique. On entend par calage le fait de définir les paramètres de la loi, afin que celle-ci reproduise le comportement expérimental. Dans un premier temps, on rappelle les paramètres de la loi et on présente des aspects importants et généraux concernant le calage de loi de comportement. On détaille ensuite la méthode d'obtention des paramètres en distinguant trois niveaux de calage : direct, moyen et probabiliste. Le premier se limite à reproduire un essai en particulier. Le second permet de caler le comportement moyen d'un assemblage à partir de plusieurs essais expérimentaux. Enfin, le troisième permet d'inclure la variabilité expérimentale dans le jeu de paramètres.

### 5.2.1 Paramètres de calage

La loi de comportement s'appuie sur vingt-deux paramètres qui sont classés en trois catégories. Pour rappel, les paramètres monotones sont des déplacements ( $d_y$ ,  $d_1$ ,  $d_2$  et  $d_u$ ), des forces ( $F_1$ ),

des raideurs ( $K_0$ ,  $K_1$ ,  $K_2$  et  $K_u$ ) et des pondérations pour la courbe de Bézier ( $V_1$  et  $W_1$ ) (voir figure 5.17.a). Les paramètres cycliques sont des coefficients ( $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  et  $C_4$ ), qui établissent des relations entre les paramètres internes de la loi, et des pondérations de Bézier pour les branches de chargement et de déchargement ( $V_4$ ,  $W_4$ ,  $V_5$  et  $W_5$ ) (voir figure 5.17.b). Enfin, les paramètres d'endommagement sont l'incrément d'endommagement  $\eta$  et l'un des couples de coefficients ( $AC$ ,  $AR$ ) et ( $BC$ ,  $BR$ ).

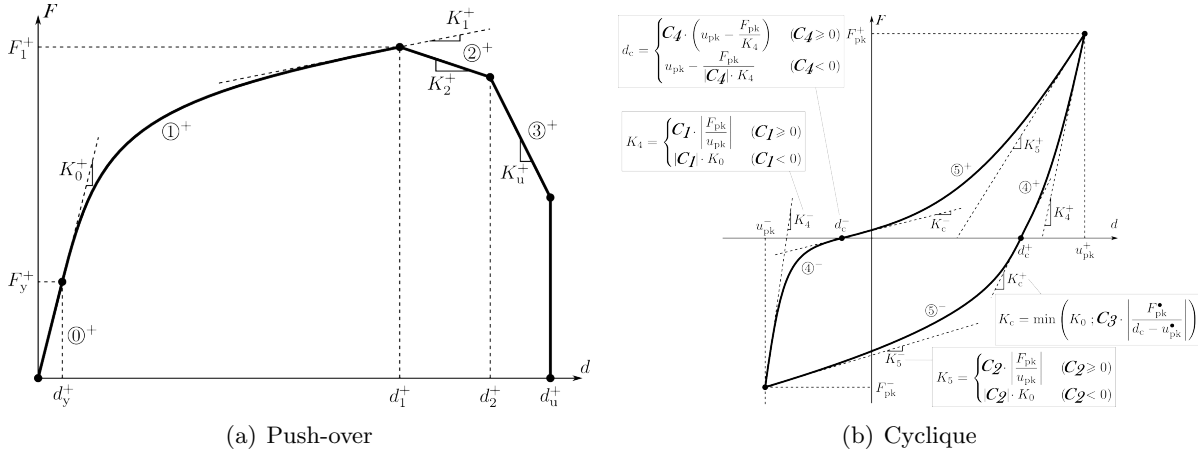


Figure 5.17: Paramètres de la loi de comportement (cf. §3.2.3, p 56)

Avant de présenter les méthodes de calages en détail, il convient de discuter de l'influence de l'historique de chargement et de la prise en compte de la dissymétrie des essais expérimentaux. Le premier point a déjà été abordé (cf. §4.1.1.1, p 64). Le nombre et l'amplitude des cycles influence directement l'endommagement. Le problème est donc de savoir si un jeu de paramètres obtenu pour un essai et un chargement donné est toujours valable pour d'autres historiques de chargement. La loi de Humbert modélise l'endommagement à travers la variable interne  $dmg$ . On utilise le terme endommagement cumulatif car  $dmg$  est mis jour après chaque demi-cycle tel que  $dmg^+ = dmg^- + \Delta dmg$ . Ainsi,  $\Delta dmg$  modélise l'endommagement dû au dernier demi-cycle ce qui fait que la mise à jour de  $dmg$  prend en compte l'historique de chargement. La figure 5.18 illustre la capacité de la loi à modéliser différents chargements. La loi de comportement est calée sur un essai suivant le chargement de la norme NF EN 12512 (2002) (figure 5.18.a). On trace la réponse de la loi avec le même jeu de paramètres et suivant le chargement de la norme ISO 21581 (2010) (figure 5.18.b). Dans le premier cas, les augmentations importantes d'amplitudes engendrent des pertes de résistances brutales. Dans le deuxième cas, l'amplitude des cycles augmente de manière plus progressive, tout comme l'endommagement. On observe qu'avec le même jeu de paramètres la loi de comportement reproduit bien deux historiques de chargement nettement différents. Cela justifie le fait de réaliser le calage de chaque configuration sur des essais suivants un unique historique de chargement.

La loi de Humbert permet de modéliser des comportements dissymétriques, en affectant deux jeux de paramètres différents, l'un dans le sens positif et l'autre en négatif. Cette approche est utilisée pour le calage des équerres dans les directions géométriquement dissymétriques (Y et Z). On n'utilise en revanche qu'un jeu de paramètres pour les pointes et les équerres dans la direction X. Il s'agit des cas pour lesquels la dissymétrie est en force seulement (déplacements symétriques) et n'est pas due à la géométrie du connecteur mais à celle de l'éprouvette, ainsi qu'au principe de fonctionnement du banc d'essais (cf. §5.1.3, p 87). La modélisation de ces assemblages est donc purement symétrique, car on ne saurait identifier les sens de faible et forte résistance dans le modèle éléments finis des sous-structures. Afin de caler une loi symétrique sur un essai dissymétrique en effort, on moyenne les comportements de chaque sens de chargement.

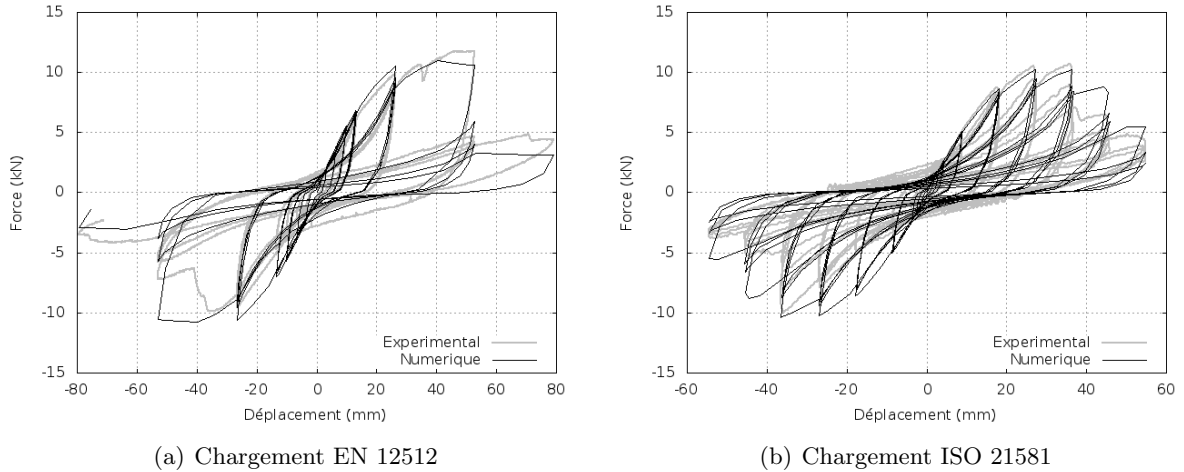


Figure 5.18: Réponse de la loi de comportement pour différents chargements cycliques

Cette procédure n'est réalisable qu'à partir du niveau de calage moyen. Le calage direct se limite donc à reproduire un seul sens de chargement.

### 5.2.2 Calage direct

Le calage direct désigne le calage de la loi de comportement sur un unique résultat expérimental. On illustre cette partie par un calage sur l'essai pointe présenté figure 5.10 (p 90). Pointe P16 correspond aux pointes utilisées dans les murs constitués de panneaux de contreventement en particules de 16 mm d'épaisseur testés expérimentalement (cf. §6, p 109). La première étape est directe car on peut calculer les valeurs des paramètres monotones à partir de la courbe expérimentale monotone (figure 5.19.a). La deuxième étape n'est pas directe, car la détermination des paramètres cycliques et d'endommagement suit une procédure itérative par simulation-comparaison-corréction jusqu'à un calage satisfaisant (figure 5.19.b).

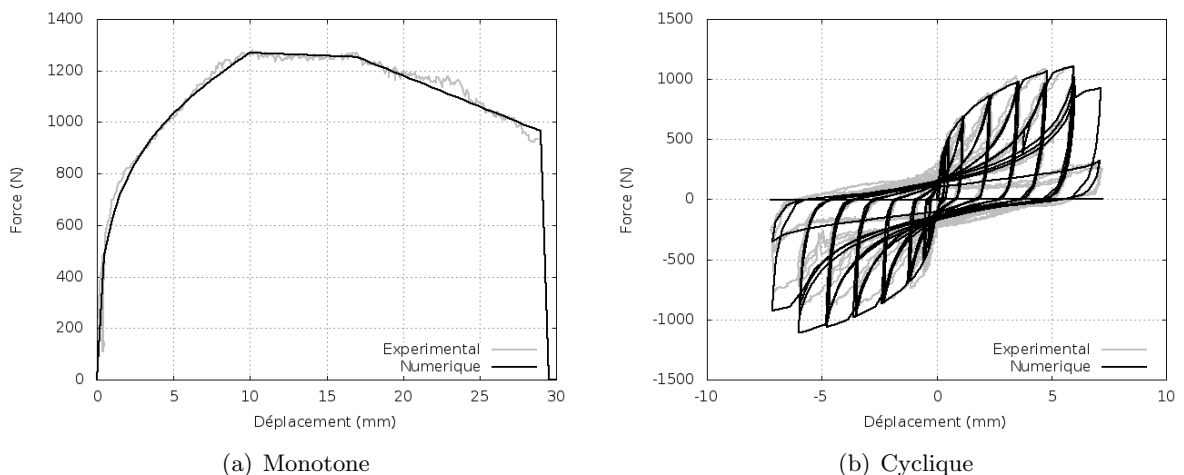


Figure 5.19: calage direct (Pointe P16)

Garantir une méthode de calage robuste signifie que deux opérateurs différents arriveront au même jeu de paramètres en calant un essai identique. On détaille ci-dessous les étapes qui permettent d'assurer l'unicité d'un calage. L'obtention des paramètres monotones est réalisée sur un tableur :

- $d_y$  : Il définit la limite de la zone élastique, pour laquelle il n'y a pas d'endommagement. On cherche donc à réduire cette zone le plus possible afin de ne pas engendrer un saut en effort trop important au moment du dépassement de  $d_y$ . On retient des valeurs comprises entre 1 et 5 % de  $d_1$ .
- $d_1$  : Déplacement à force maximale de la courbe monotone.
- $d_2$  : D'une manière générale, la partie post-pic d'une courbe monotone peut être approchée par un comportement bilinéaire. Le déplacement  $d_2$  correspond au point d'inflexion.
- $d_u$  : Déplacement ultime de la courbe monotone.
- $K_0$  : Raideur initiale de la courbe monotone.
- $F_1$  : Force maximale de la courbe monotone.
- $K_1$  : Raideur tangente au point  $(d_1; F_1)$ .
- $K_2$  : Première raideur post-pic.
- $K_u$  : Seconde raideur post-pic.
- $V_1$  : Premier rapport des pondérations de la courbe de Bézier ( $d_y < d < d_1$ ). Dans la plupart des cas, la valeur de 1 est satisfaisante.
- $W_1$  : Second rapport des pondérations de la courbe de Bézier ( $d_y < d < d_1$ ). Dans la plupart des cas, la valeur de 1 est satisfaisante.

L'obtention des paramètres cycliques et des paramètres d'endommagement est réalisée en trois étapes. D'abord, le comportement pour le chargement cyclique correspondant à l'expérimental est simulé. Ensuite, les réponses cycliques expérimentale et numérique sont comparées. Enfin, les paramètres sont modifiés pour améliorer la correspondance. Cette procédure itérative est répétée autant de fois que nécessaire. Bien que l'on cherche à identifier simultanément les paramètres cycliques et d'endommagement, la priorité va à ces derniers, car il est difficile de comparer l'allure des boucles d'hystérésis si les forces aux extrémités sont trop éloignées de l'expérimental. Les paramètres d'endommagement les plus influant sont  $BC$  et  $BR$  qui décrivent la courbe d'endommagement maximal à partir de la courbe monotone (figure 5.20.a). La relation entre les deux courbes est définie par une loi puissance  $\delta - d$ , qui fait aussi intervenir les paramètres  $d_y$  et  $d_1$  (figure 5.20.b). Comme  $d_y \ll d_1$ , on néglige par la suite  $d_y$ .

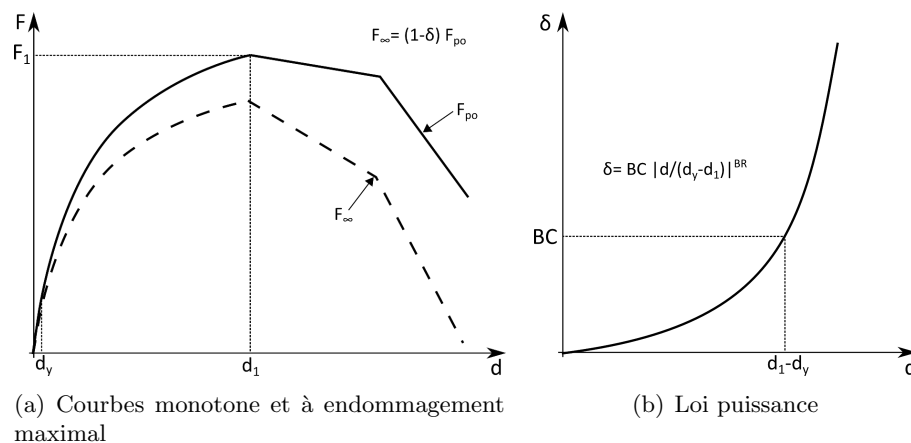


Figure 5.20: Paramètres d'endommagement  $BC$  et  $BR$

La loi puissance permet de modéliser un endommagement faible pour  $d < d_1$  (pré-pic) et de plus en plus important pour  $d > d_1$  (post-pic). On nomme  $d'_1$  le déplacement à force maximale de la courbe enveloppe des cycles. On sait que  $d'_1 < d_1$ . Cette réduction du déplacement à force maximale en cyclique est nommée "cap degradation" par Ayoub (2007) et se retrouve sur tous les essais expérimentaux (cf figures 5.10 à 5.16). Comme  $\delta = BC$  pour  $d = d_1$ , la procédure normale consisterait à identifier  $BC$  à l'abscisse  $d_1$ , mais le phénomène de "cap degradation" rend cette étape difficile. La solution consiste donc à modifier temporairement le jeu de paramètres monotones en substituant  $d'_1$  et  $F'_1$  à  $d_1$  et  $F_1$ . On identifie alors facilement  $BC'$  à l'abscisse  $d'_1$ , puis on trouve  $BR'$  par la procédure itérative. La loi puissance étant surjective, on peut trouver  $BC$  et  $BR$  tels que :

$$BC \left( \frac{d}{d_1} \right)^{BR} = BC' \left( \frac{d'}{d_1} \right)^{BR'} \quad (5.1)$$

En posant  $BR = BR'$ , on trouve :

$$BC = BC' \left( \frac{d'_1}{d_1} \right)^{BR} \quad (5.2)$$

Le paramètre  $\eta$  est obtenu par la procédure itérative, il vaut généralement entre 30 et 70 %. Une fois les paramètres monotones et d'endommagement fixés, on peut identifier définitivement les paramètres cycliques :

- $C_1$  : Définit la raideur de décharge  $K_4$ .  $C_1$  peut être un multiple de la raideur initiale  $K_0$  ( $C_1 < 0$ ) ou de la raideur sécante  $F_{pk}/u_{pk}$  ( $C_1 > 0$ ). Dans le premier cas,  $K_4$  sera toujours constant. Dans le second cas,  $K_4$  diminuera au cours de l'essai proportionnellement à la raideur sécante. Les raideurs de décharge étant généralement élevées,  $C_1 = -5$  permet de modéliser la plupart des assemblages présentés dans cette thèse.
- $C_2$  : Définit la raideur de charge  $K_5$ . La définition est identique à la raideur de décharge. Sauf cas particulier,  $C_2$  est de l'ordre de grandeur de  $-1$ .
- $C_3$  : Définit la raideur à force nulle  $K_c$ . Ce paramètre influence fortement le pincement des boucles d'hystérésis. Le cas  $K_c = K_0$  n'ai jamais rencontré, même pour des boucles d'hystérésis légèrement pincées.  $K_c$  vaut donc  $C_3 |F_{pk}/(d_c - u_{pk})|$  (figure 5.17.b). Les valeurs classiques de  $C_3$  sont entre 0,01 et 0,3.
- $C_4$  : Définit l'abscisse  $d_c$  correspondant à  $F = 0$ .  $d_c$  peut être proportionnel à  $u_0$  ( $C_4 > 0$ ) ou correspondre au déplacement au pic  $u_{pk}$  moins un incrément dépendant de  $K_4$ . Les valeurs classiques de  $C_4$  sont entre 0,6 et 0,9.
- $V_4$  : Premier rapport des pondérations de Bézier pour la branche de déchargement. Dans la plupart des cas, la valeur de 1 est satisfaisante.
- $W_4$  : Second rapport des pondérations de Bézier pour la branche de déchargement. Dans la plupart des cas, la valeur de 1 est satisfaisante.
- $V_5$  : Premier rapport des pondérations de Bézier pour la branche de chargement. Dans la plupart des cas, la valeur de 1 est satisfaisante.
- $W_5$  : Second rapport des pondérations de Bézier pour la branche de chargement. Dans la plupart des cas, la valeur de 1 est satisfaisante.

La méthode de calage décrite ci-dessus permet d'obtenir le jeu de paramètres directs correspondants à un essai particulier. Le tableau 5.4 détaille les paramètres correspondant au calage présenté figure 5.19.



Monotone			Monotone			Cyclique			Cyclique		
$K_0$	2000	kN/m	$d_2$	17	mm	$C_1$	-5,0	-	$\eta$	30	%
$K_1$	40	kN/m	$d_u$	29	mm	$C_2$	-0,5	-	$V_4$	1,0	-
$K_2$	-2,5	kN/m	$F_1$	1320	N	$C_3$	-0,25	-	$W_4$	1,0	-
$K_3$	-24	kN/m	$V_1$	1,0	-	$C_4$	0,8	-	$V_5$	1,0	-
$d_y$	0,1	mm	$W_1$	1,0	-	$B_C$	49	-	$W_5$	0,5	-
$d_1$	10	mm				$B_R$	10	-			

Tableau 5.4: Paramètres du calage direct (Pointe P16)

### 5.2.3 Calage moyen

Le calage moyen est l'étape suivant le calage direct. On cherche à modéliser le comportement moyen d'un assemblage à partir des différents essais expérimentaux disponibles pour celui-ci. L'approche la plus simple consisterait à caler de manière directe chacun des essais disponibles et à calculer la moyenne de chaque paramètre. Cette approche est malheureusement trop chronophage pour être adaptée à notre problème. L'idée est donc de se baser sur le jeu de paramètres directs et de le modifier afin de tendre vers le comportement expérimental moyen. En observant l'ensemble des essais disponibles pour chaque assemblage, on identifie des tendances récurrentes qui sont illustrées par la figure 5.21.

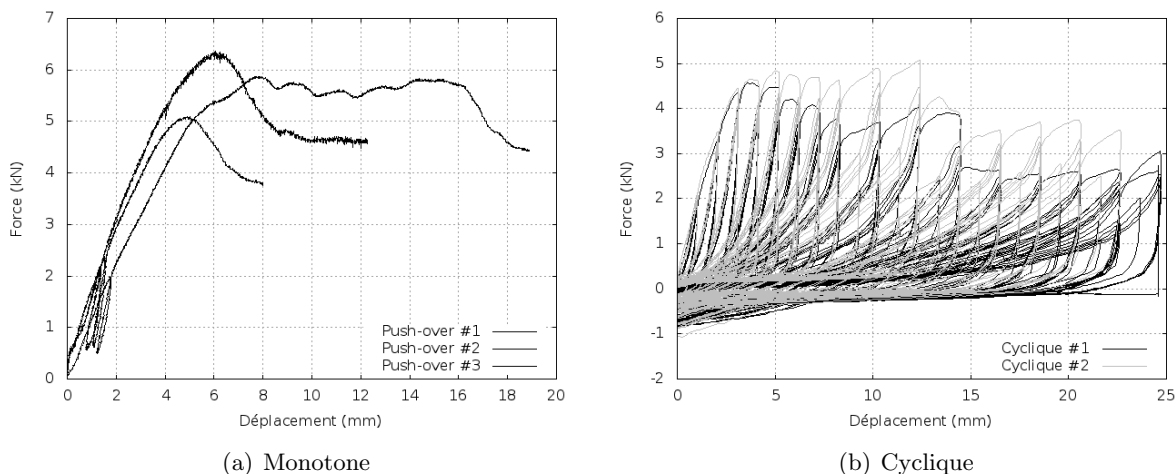


Figure 5.21: Variabilité expérimentale en monotone et en cyclique (Equerre YSBE5)

- La variabilité expérimentale des essais monotones est grande (figure 5.21.a). On observe notamment des variations importantes des forces maximales et de la ductilité statique.
- L'allure des boucles d'hystérésis est équivalente. Si l'on fait abstraction des différences d'effort entre les pics, on observe que les raideurs de charge et de décharge, ainsi que les abscisses et les raideurs à force nulle sont semblables (figure 5.21.b).
- Les efforts aux pics des boucles d'hystérésis dépendent, aussi bien expérimentalement que numériquement, de la courbe monotone et de l'endommagement. Les courbes monotones étant fortement variables, il est difficile de juger de la variation du phénomène d'endommagement.

Ces observations permettent de développer une procédure d'identification des paramètres modélisant le comportement moyen de l'assemblage. Le pré-requis est de connaître le jeu de

paramètres directs. La première étape consiste à évaluer le comportement moyen de l'assemblage. On calcule les courbes enveloppes de chaque essai cyclique, qui sont plus nombreux et plus représentatifs du comportement sous chargement sismique que les monotones. Chaque essai expérimental fournit deux courbes enveloppes, l'une dans chaque sens de chargement (positif et négatif). Pour les essais géométriquement symétriques, cela double le nombre de courbes enveloppes disponibles pour l'évaluation de la moyenne. Dans ce cas, on travaille en valeurs absolues des déplacements et des efforts. On déduit de ces courbes une courbe moyenne (figure 5.22.a). Le calcul consiste à moyenner les efforts à chaque déplacement, ce qui est possible car les courbes sont obtenues à partir du même chargement, donc de la même "liste" de déplacements. La courbe moyenne correspond au comportement moyen de l'assemblage pour le chargement cyclique considéré. Il est alors possible de modifier les paramètres monotones du jeu de paramètres directs, qui devient alors le jeu de paramètres moyens, de manière à reproduire un comportement cyclique correspondant à la courbe enveloppe moyenne (figure 5.22.b). On notera qu'on ne modifie en aucun cas les paramètres cycliques, puisque l'allure des cycles est similaire sur les essais. De plus, il n'est en général pas nécessaire de modifier les paramètres d'endommagement, bien que pour certaines configurations, de légères modifications de ces paramètres permettent de mieux reproduire le comportement moyen.

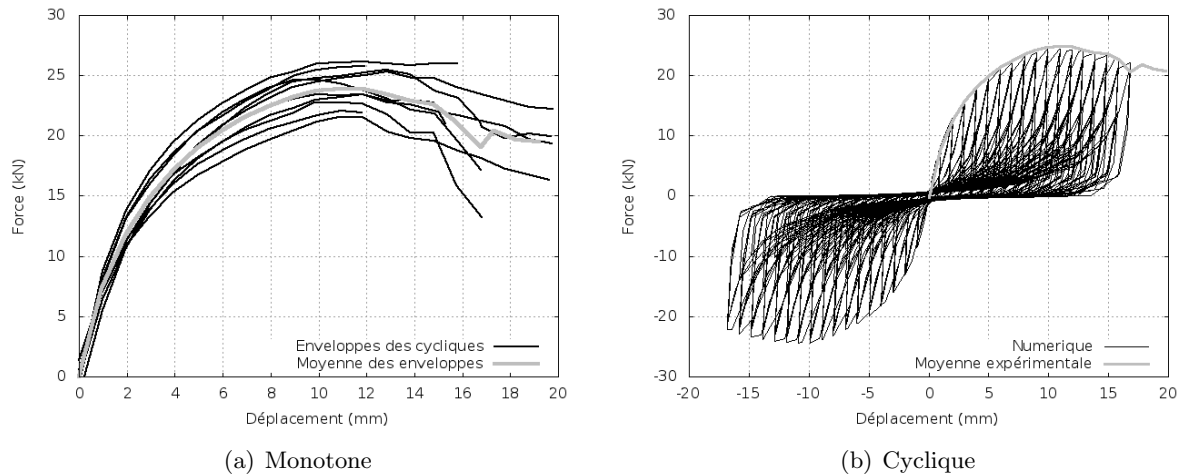


Figure 5.22: Calage moyen (Equerre XDBE5)

#### 5.2.4 Calage probabiliste

Le dernier niveau de calage est probabiliste. Il ne s'agit plus de définir un jeu de variables fixes correspondant à un essai particulier ou à une moyenne d'essais. Il s'agit de proposer pour les paramètres pertinents une loi de probabilité. L'obtention d'un jeu de paramètres consiste alors à réaliser un tirage aléatoire pour chaque paramètre. Le détail de la méthode de calage moyen a mis en avant le fait que les paramètres cycliques et d'endommagement sont très peu variables par rapport aux paramètres monotones. Le développement de cette étape de calage a donc consisté à identifier les paramètres les plus influents, le but étant tout de même de limiter autant que possible le nombre de paramètres variables. Le paramètre identifié est la force maximale  $F_1$ . Ce choix est basé sur une étude de propagation d'incertitudes dans la loi de comportement (Humbert *et al.*, 2009), qui montre l'importance de  $F_1$  sur le modèle. C'est le seul paramètre définissant une force et il se pose comme une référence pour l'ensemble de la courbe monotone et donc des boucles d'hystérésis. On rappelle en effet que  $F_1$  est un paramètre de la courbe de Bézier qui décrit la partie pré-pic de la courbe monotone et que la partie post-pic est définie par des raideurs et des déplacements (figure 5.17, page 96), ainsi toute modification de la valeur de  $F_1$  modifie d'autant l'ensemble de la partie post-pic. On calcule la force maximale  $F_{max}$  de cha-

cune des courbes enveloppes moyennes et on en déduit l'écart type et le coefficient de variation, comme le schématise la figure 5.23.a. On rappelle que  $F_1$  est le maximum de la courbe monotone, les valeurs de  $F_{max}$  et  $F_1$  ne sont donc pas directement comparables. Néanmoins, le jeu de paramètres moyens précise la valeur moyenne de  $F_1$  et on fait l'hypothèse que son coefficient de variation est le même que pour  $F_{max}$ . On connaît ainsi la moyenne et l'écart type pour  $F_1$ . L'ultime étape permettant d'obtenir le jeu de paramètres probabilistes consiste à affecter une loi de probabilité au paramètre  $F_1$ . On sélectionne d'abord la loi normale (ce choix est discuté plus loin dans cette partie). On possède alors un jeu de paramètres pour lequel  $F_1$  est défini par une moyenne, un écart type et une loi de probabilité. La validation du calage consiste à calculer les bornes d'un intervalle de confiance sur  $F_1$ . On calcule par exemple  $F_1^{5\%}$  et  $F_1^{95\%}$ , respectivement les fractiles à 5 et 95 % de  $F_1$  (figure 5.23.b). Pour la densité de probabilité de la loi normale, le calcul est simple puisque les fractiles à 5 et 95 % de la loi normale centrée réduite sont connus.

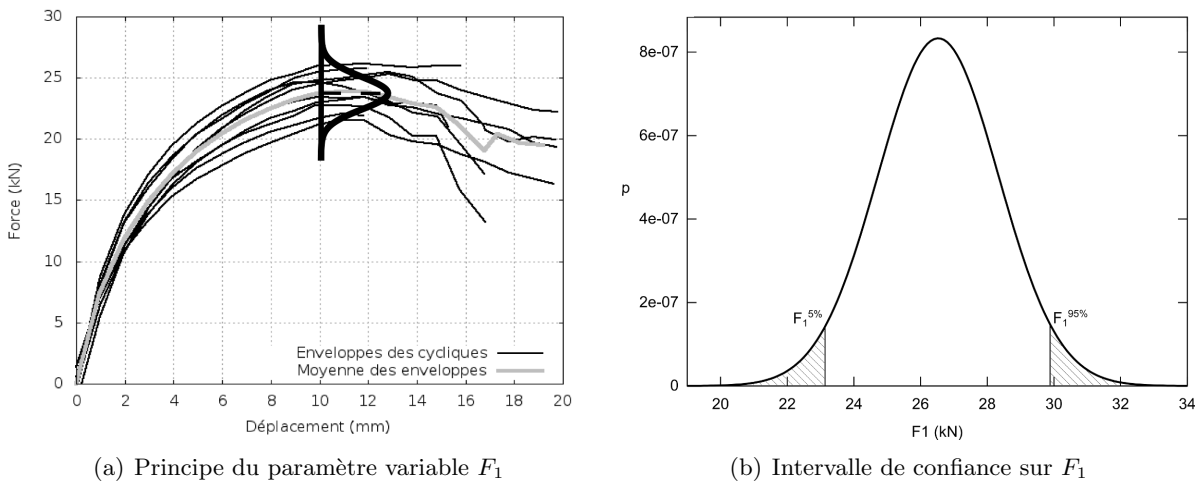


Figure 5.23: Loi de probabilité et intervalle de confiance sur le paramètre  $F_1$

On simule le comportement de la loi pour  $F_1 = F_1^{5\%}$  et  $F_1 = F_1^{95\%}$  et on vérifie qu'ils encadrent l'ensemble des essais expérimentaux. C'est-à-dire qu'aucun essai expérimental n'est inférieur à la simulation pour  $F_1^{5\%}$  (figure 5.24.a) et qu'aucun n'est supérieur à celle pour  $F_1^{95\%}$  (figure 5.24.b). On note que pour  $F_1^{5\%}$  un essai est légèrement inférieur à la simulation. On considère néanmoins les comparaisons présentées figure 5.24 comme satisfaisantes, et on précise les attentes relatives à cette méthode ci-dessous.

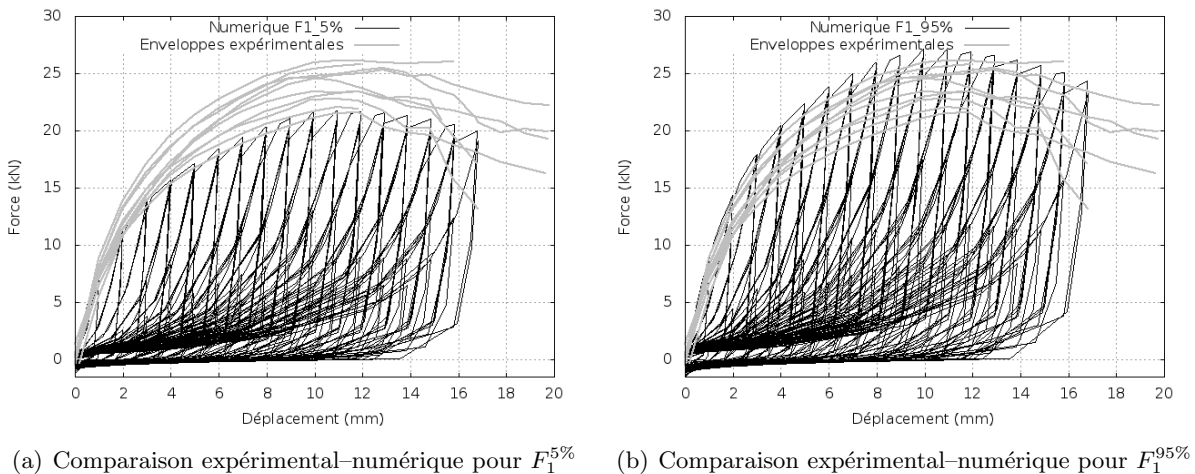
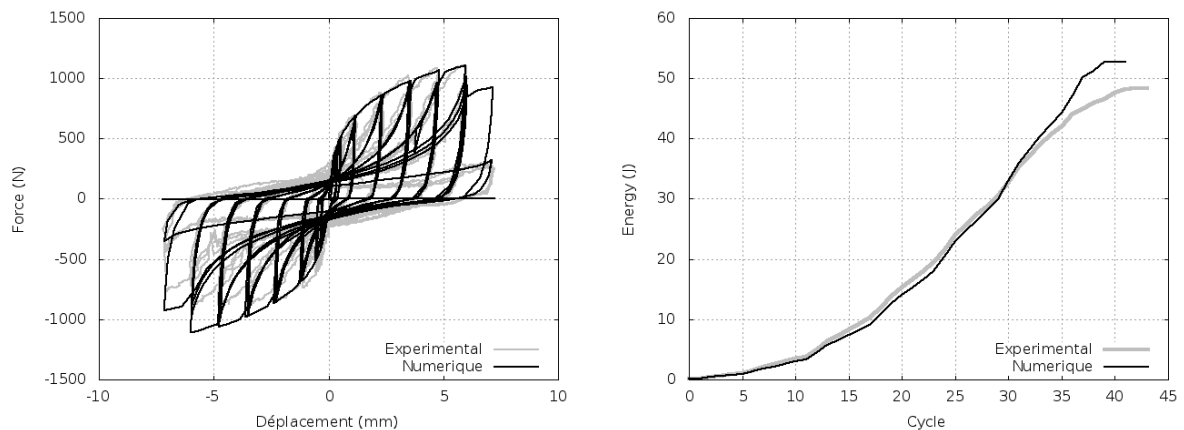


Figure 5.24: Validation du calage probabiliste (Equerre XDBE5)

La volonté d'aller vers un calage probabiliste, modélisant l'incertitude du comportement des assemblages, est un des moteurs du programme de recherche ANR SISBAT (2009-2013). La démarche de calage probabiliste présentée ci-dessus doit donc être vue comme une étude de faisabilité, dont le but est de valider le principe de modéliser l'incertitude sur un unique paramètre. Ce sont désormais des partenaires du programme SISBAT, spécialistes en probabilité et fiabilité, qui sont chargés de proposer une loi de probabilité adaptée au problème et un moyen de déterminer ses paramètres. Il est en effet difficilement justifiable de travailler avec une loi normale basée sur un échantillon aussi limité que les 5 ou 10 valeurs disponibles. Cette loi n'est donc utilisée que comme exemple dans le détail de la démarche présenté ci-dessus.

### 5.2.5 Validation des calages

Pour clôturer cette partie sur les calages de la loi de comportement sur les essais expérimentaux, il convient d'aborder les critères de validation d'un calage. Nous présentons trois niveaux de calage, le premier modélisant un essai expérimental particulier. La validation de ce calage se fait par comparaison visuelle (graphique) des courbes force-déplacement expérimentale et numérique. La qualité du calage n'est donc pas quantifiable, puisque l'on fait appel au jugement personnel. De plus, on introduit ainsi dans le processus de calage une variabilité "humaine", dans le sens où des opérateurs différents n'iront pas chercher le même niveau de précision, et donc le même jeu de paramètres. Pour comparer deux courbes force-déplacement expérimentale et numérique, on cherche à évaluer l'écart en effort à chaque déplacement. On rappelle en effet que ces courbes sont obtenues par essai expérimental ou simulation numérique à déplacement imposé avec le même chargement. L'erreur en force à chaque déplacement fournit des données difficiles à interpréter car l'importance d'une erreur de 20 % (par exemple) n'est pas la même à un pic d'effort qu'au milieu d'une boucle d'hystérésis. Le calcul d'un indice de corrélation n'est donc pas évident. On peut simplifier le problème en ne comparant que les erreurs aux pics des boucles d'hystérésis, mais là encore le problème de pondération se pose. De plus, on perd ainsi l'information sur l'allure des boucles. Pour y remédier, on peut calculer l'énergie dissipée en intégrant les courbes force-déplacement. La figure 5.25 présente les comparaisons en force et en énergie pour une même configuration. Néanmoins, en plus de compenser des erreurs de signe opposés, la comparaison en énergie perd l'information sur les erreurs aux pics d'efforts.



(a) Comparaison expérimental-numérique en force-déplacement

(b) Comparaison expérimental-numérique en énergie cumulée

Figure 5.25: Comparaison expérimental-numérique en force et en énergie (P16 C1)

On peut combiner les deux approches pour évaluer la corrélation expérimentale-numérique. Pour chaque demi-cycle, on identifie la force au pic et on calcule l'énergie dissipée. Une faible erreur en force et en énergie signifie que la corrélation est bonne pour le demi-cycle considéré, ce

qui n'est pas le cas si une seule des deux erreurs est faible. La figure 5.26 présente cette approche. Il faut noter que la définition d'une "erreur faible" est liée à la variabilité expérimentale, et au fait de s'appuyer sur un essai particulier ou une moyenne d'essais. Dans le premier cas, les erreurs sont généralement de l'ordre de 10 à 20 %. Dans le second cas, les erreurs sont plus proches 1 %.

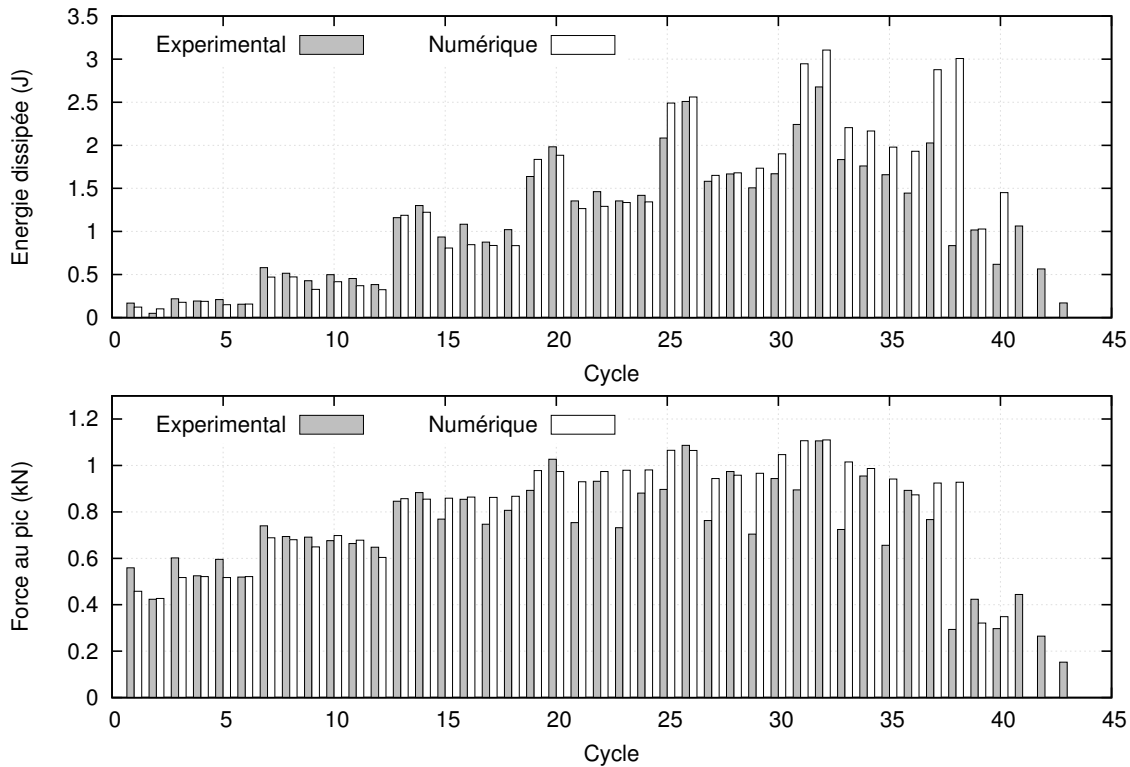


Figure 5.26: Energie dissipée et force au pic pour chaque demi cycle (P16 C1)

Cette méthode revient en fait à discrétiser les erreurs entre l'expérimental et le numérique à chaque demi-cycle. Néanmoins, le problème de pondération des cycles plus importants que les autres se pose toujours. La figure 5.26 montre par exemple que les erreurs en énergie et en force sont faibles jusqu'au trentième cycle environ et beaucoup plus importantes au delà. L'idée de pondérer les erreurs pour obtenir un indice de corrélation du calage est limitée par le fait qu'aucun indice ne rendra compte du bon calage de l'ensemble de la partie pré-pic et du moins bon de la partie post-pic. De plus, ces remarques, basées sur la figure 5.26, peuvent être aussi bien faites à partir de la figure 5.25.a. Dans le cadre de cette thèse, on considère donc qu'il n'est pas pertinent de chercher à quantifier la corrélation d'un calage. D'abord, du fait de la difficulté d'une telle tâche, et ensuite en raison de l'apport limité que cela amènerait, puisque la validation "visuelle" apporte déjà beaucoup d'informations.

Pour compléter ce point, on notera que de nombreux auteurs proposent des comparaisons expérimental-numérique en terme d'énergie dissipée par cycle ou de cumul d'énergie dissipée, tel que présenté figure 5.25.b. On peut notamment citer Ceccotti et Karacabeyli (2002), Christovasilis et Filiatrault (2010), Collins *et al.* (2005b), Folz et Filiatrault (2001), Li *et al.* (2012a), Richard *et al.* (2002) ou encore Xu et Dolan (2009b). Il est important de retenir que ces comparaisons en énergie sont toujours excellentes, que les modèles soient simples ou complexes, ce qui justifie le fait qu'une quantification de la corrélation d'un calage ne peut se limiter à l'étude en énergie dissipée.

## 5.3 Modélisation des assemblages faiblement dissipatifs

La partie précédente a présenté la modélisation du comportement des assemblages dissipatifs par calage d'une loi de comportement non-linéaire, hystérétique et à endommagement cumulatif. Néanmoins, on a déjà mentionné le fait que les assemblages par connecteurs métalliques n'ont pas tous les mêmes capacités de dissipation d'énergie. On classe ainsi certains assemblages dans la catégorie faiblement dissipatif. On traite dans cette partie la modélisation de ces assemblages. Il s'agit des pointes de connexion de l'ossature et des *hold-down*.

### 5.3.1 Pointes d'ossature

La figure 5.27 schématise un assemblage de deux éléments d'ossature dans un mur de contreventement. Ces assemblages sont réalisés par 3 ou 4 pointes de dimensions  $3,1 \times 90$  mm. La première étape de modélisation consiste à définir le type de loi pertinent pour chaque direction et sens de chargement. On verra que des évolutions linéaires ou bilinéaires suffisent à modéliser avec une précision suffisante les comportements attendus pour la modélisation à l'échelle de l'élément de structure. Les choix de loi de comportement sont donc justifiés au chapitre 6. On ne dispose pas de données expérimentales pour des pointes d'ossature. On les modélise donc à partir de calculs de résistance des matériaux ou en s'inspirant de modèles proposés dans la littérature.

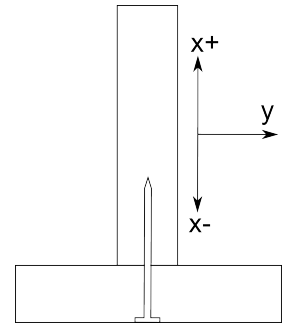


Figure 5.27: Pointe d'ossature

#### Arrachement ( $X+$ )

Richard (2001) présente des essais expérimentaux et une modélisation numérique de l'arrachement des pointes d'ossature. Le modèle retenu est bilinéaire et les paramètres sont donnés. La configuration testée présente aussi des clous de 90 mm de longueur, on reprend donc les paramètres proposés. On notera que le comportement en arrachement est très raide et que la résistance maximale est atteinte pour des déplacements de l'ordre du millimètre (figure 5.28.a).

#### Compression ( $X-$ )

En compression, on considère que le comportement n'est régi que par les bois et que les pointes ne transmettent pas d'efforts. On modélise ce comportement de manière linéaire. On évalue la raideur en considérant que la déformation a lieu dans l'élément sollicité en compression transversale, du fait du rapport 10 qui existe entre les contraintes maximales en compression axiale et perpendiculaire (NF EN 338, 2003). On calcule la déformation ultime  $\varepsilon$  à partir de la contrainte  $f_{c,90,k}$  et du module  $E_{90,mean}$ . On considère que l'élément bois est comprimé sur toute son épaisseur  $e$ . On calcule alors l'allongement  $\Delta e$  correspondant à la déformation  $\varepsilon$ . On calcule aussi la force correspondante  $F$  à partir de  $f_{c,90,k}$  et de l'aire de la surface de contact  $A_c$ . On déduit la raideur de l'assemblage en compression à partir de  $F$  et  $\Delta e$ . Le comportement en compression est donc purement élastique sans qu'aucune limite de résistance ne soit fixée (figure 5.28.a), des précisions concernant ce point sont apportées dans le chapitre 6.

#### Cisaillement ( $Y$ )

On évalue le comportement en cisaillement en se basant sur l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1, 2005). La raideur de l'assemblage  $K_{ser}$  et sa capacité résistante  $F_{v,Rk}$  sont ainsi calculées. On considère que le comportement est élastique de raideur  $K_{ser}$  jusqu'à une force valant  $F_{v,Rk}$ . Un palier plastique modélise la ductilité de ce type d'assemblages en cisaillement et une troisième branche modélise le comportement jusqu'à la rupture (figure 5.28.b).

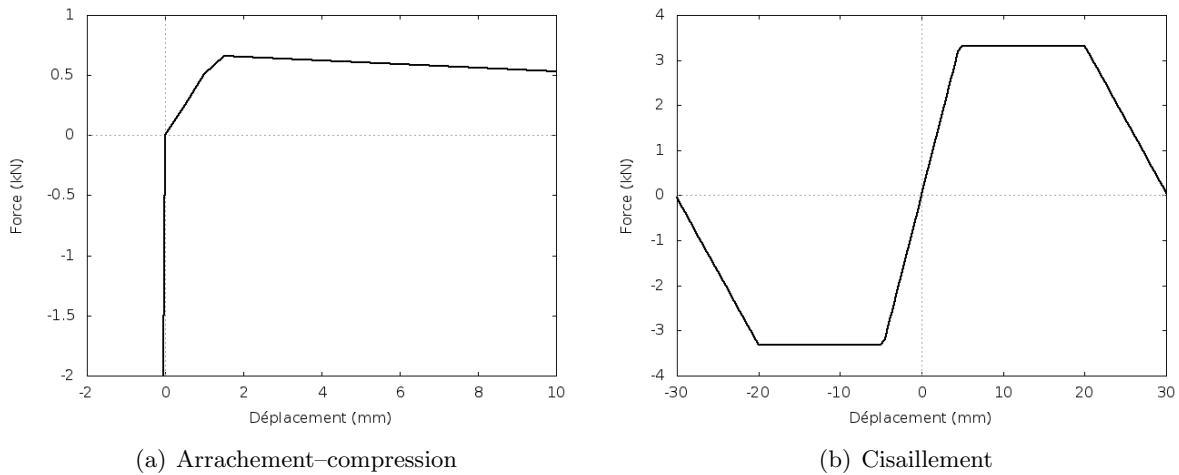


Figure 5.28: Modélisation du comportement des pointes d'ossature

### 5.3.2 Hold-down

Les *hold-down* sont des équerres renforcées, qui permettent de prévenir le soulèvement des montants de mur. Les équerres de type *AH* de Simpson Strong-Tie® sont destinées à ce type d'utilisation. Ces équerres sont composées d'une équerre élancée et d'une rondelle de grande épaisseur (figure 5.29.a). Le comportement en compression ( $X-$ ) est modélisé de la même manière que pour les pointes d'ossature. Le comportement en cisaillement ( $Y$ ) de ces connecteurs n'est pas connu, notamment parce qu'ils sont avant tout prévus pour les reprises de charges en traction. Comme ces équerres sont utilisées pour renforcer des assemblages par pointes d'ossature, on néglige l'effet de l'équerre *AH* sur le comportement en cisaillement. On affecte donc à l'ensemble de la liaison le comportement en cisaillement des pointes d'ossature. La raideur en arrachement est estimée de manière similaire à celle en compression du bois. On fait l'hypothèse que c'est la partie de l'équerre entre la base de celle-ci et les premières pointes de fixations sur le montant qui travaille le plus. On calcule la déformation  $\varepsilon$  à la limite du seuil de plasticité à partir de la contrainte  $\sigma_y$  et du module  $E$ . On en déduit l'allongement  $\Delta l$  de la zone considérée. On obtient finalement la raideur  $K_0$  à partir de la force  $F_y$  correspondant à  $\sigma_y$  et de l'allongement  $\Delta l$ . On considère que le comportement est élastique de raideur  $K_0$  jusqu'à une force valant  $F_y$ . Bien que renforcée, on considère que l'équerre ne produira pas de rupture fragile, on modélise donc la partie post-pic par un comportement légèrement adoucissant.

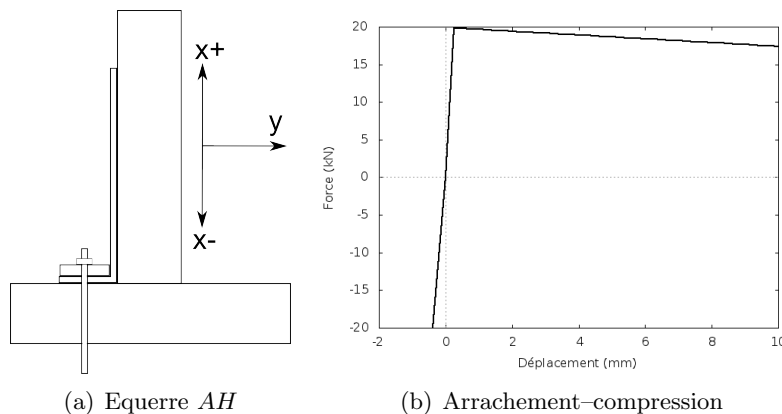


Figure 5.29: Modélisation du comportement des équerres *AH*

## 5.4 Conclusion

Ce chapitre aborde le travail réalisé à l'échelle des connecteurs métalliques utilisés pour assembler les structures à ossature en bois. Leur importance vis-à-vis du comportement sous chargement sismique de la structure a été expliqué et les essais expérimentaux ont été détaillés, de même que les observations et remarques que ces essais ont apporté. La variabilité expérimentale est mise en évidence, mais on note tout de même que l'approvisionnement des matériaux entraîne, *a priori*, une sous-estimation de ce phénomène. Ce point constitue une perspective d'amélioration des travaux à cette échelle. L'aspect numérique a ensuite été abordé afin de présenter la méthode de modélisation du comportement des assemblages par connecteurs métalliques, qui consiste à caler les paramètres d'une loi de comportement phénoménologique pour reproduire le comportement expérimental. La prise en compte de la variabilité expérimentale dans le calage des paramètres est finalement présentée.





---

## Chapitre 6

---

# Murs de contreventement - Echelle 2

---

Dans le cadre de la démarche multi-échelles de modélisation numérique d'une structure à ossature en bois, les éléments de structure sont la deuxième échelle d'étude. On entend par éléments de structure les murs, les planchers et la toiture (figure 6.1). Les éléments sont constitués de poutres et de panneaux et sont assemblés par différents types de connecteurs métalliques.

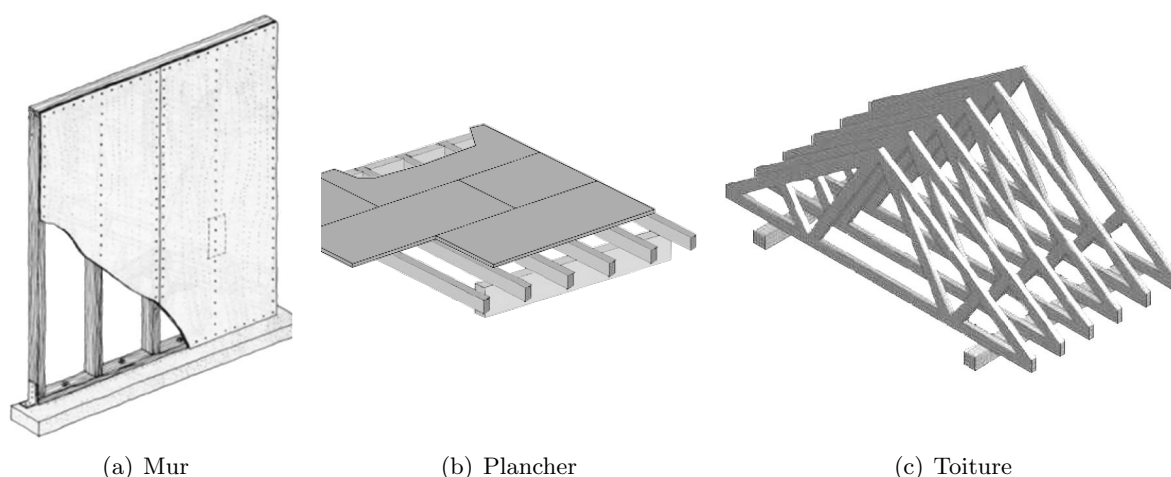


Figure 6.1: Éléments de structure à ossature bois

Dans le cadre de l'étude du comportement parasismique d'un bâtiment à ossature en bois, les connecteurs métalliques procurent aux éléments de structure une ductilité importante et donc une forte capacité à dissiper l'énergie sismique. Dans cette thèse, nous nous sommes principalement intéressés aux murs de contreventement. Les travaux sur les toitures ont été entrepris par Humbert (2010) et sont poursuivis par des partenaires du programme de recherche ANR SIS-BAT (2009-2013), de même que les travaux sur les planchers. Dans le chapitre précédent, la modélisation numérique du comportement des assemblages a été détaillée. Celle-ci se base sur le comportement expérimental des assemblages dissipatifs et sur une estimation de celui des assemblages faiblement dissipatifs. A l'échelle des murs, la relation entre l'expérimental et le numérique est inversée. En effet, le modèle éléments finis (EF) de mur, qui s'appuie sur la modélisation des assemblages, a pour but la prévision du comportement. Les essais expérimentaux sont donc utilisés pour valider le modèle EF.

## 6.1 Essais expérimentaux

Les essais expérimentaux sur les murs de contreventement poursuivent deux objectifs principaux. D'abord, il s'agit d'observer le comportement des murs sous chargements quasi-statique et dynamique. Ensuite, les essais permettent de valider la modélisation numérique. Les essais ont été menés sur des murs de conception classique pour la France métropolitaine. Les essais sous chargement quasi-statique ont été réalisés conjointement par le CSTB et le FCBA entre 2007 et 2009, dans le cadre du programme de recherche Sismob. Les essais sous chargement dynamique ont été réalisés sur la table vibrante de l'Institut Technologique FCBA en 2012.

### 6.1.1 Détails des murs de contreventement

La figure 6.2 présente schématiquement les murs testés et précise les termes retenus pour décrire ces éléments. Les panneaux assurant la stabilité horizontale sont cloués sur une ossature composée de montants et de traverses. Des tiges filetées et des écrous sont utilisés pour assurer l'ancrage du mur sur le banc d'essais. Les ancrages situés à mi-travée sont appelés ancrages courants. Au bas des montants extérieurs, des équerres permettent de relier directement les montants au banc d'essais. On appelle ces liaisons ancrages extérieurs. Le couturage extérieur, noté  $s_{ext}$ , est la distance entre les pointes le long du pourtour des panneaux. Cela correspond donc aux montants extérieurs, au montant central ainsi qu'aux deux traverses. Le couturage intérieur,  $s_{int}$ , est la distance entre les pointes le long des montants intermédiaires.

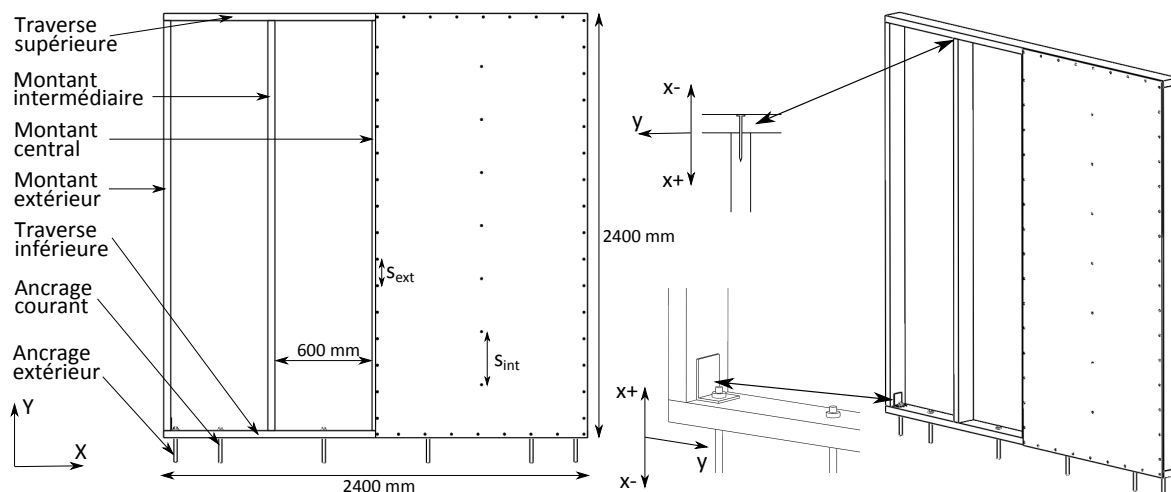


Figure 6.2: Schéma de principe des murs de contreventement

Comme pour les essais sur les connecteurs métalliques (cf. §5.1.1, p 82), la mise en place de la campagne d'essais sur les murs nécessite de préciser les configurations à tester, les chargements à imposer et le nombre d'essais à reproduire par configuration. Un essai mur est beaucoup plus lourd à mettre en place qu'un essai connecteur, les possibilités sont donc plus limitées pour les murs.

- **Configurations** : Les configurations se basent sur différents types de bois d'ossature, de panneaux de contreventement, de pointes, d'ancrages extérieurs et de couturage. La possibilité d'appliquer un chargement vertical simulant les descentes de charge ajoute une variable supplémentaire. Le tableau 6.1 présente les configurations retenues. Deux diamètres de pointes de contreventement (pointes annelées de 2, 1 ou 2,5 mm de diamètre) et d'ancrages extérieurs ont pu être testés (équerres E5 ou AH de Simpson Strong-Tie®). Les notations OSB9, OSB12, P10, P16 et CP10 signifient respectivement panneau en OSB d'épaisseur 9 et 12 mm, panneau en particules d'épaisseur 10 et 16 mm et panneau de

contreplaqués de 10 mm d'épaisseur. Les différences dans les sections d'ossature sont dues à des approvisionnements différents selon les configurations, ce point est néanmoins considéré comme non influent du point de vue de la résistance au contreventement du mur. Les couturages maximaux donnés dans le NF DTU 31.2 P1-1 (2011) sont de 300 mm à l'intérieur 150 mm à l'extérieur.

Panneau	Ancrage	Pointe $\phi \times L$ (mm) <sup>1</sup>	Ossature $b \times h$ (mm) <sup>2</sup>	$s_{ext}$ mm	$s_{int}$ mm	Sollicitation Type (nombre)	Vert <sup>3</sup> kN	
OSB9	E5	2,1 × 45	35 × 120	150	300	Monotone (1)	0	
						Cyclique (2)		
						Monotone (1)	5,5	
						Cyclique (2)		
OSB12	E5	2,1 × 45	35 × 120	150	150	Monotone (1)	0	
						Cyclique (1)		
						Monotone (1)	6	
						Cyclique (1)		
	AH	2,5 × 50	45 × 145	150	300	Monotone (1)	0	
						Cyclique (2)		
						Cyclique (2)	3	
						Dynamique (3)		
P10	E5	2,5 × 55	45 × 120	150	300	Monotone (1)	0	
						Cyclique <sup>4</sup> (4)		
P16	E5	2,5 × 50	45 × 115	300	300	Monotone (2)	6	
						Cyclique <sup>5</sup> (2)		
	AH		150	45 × 145		150	Monotone (1)	0
							Cyclique (2)	
							Cyclique (2)	3
							Dynamique (3)	
CP10	AH	2,5 × 50	45 × 145	150	300	Monotone (1)	0	
						Cyclique (2)		
						Cyclique (2)	3	
						Dynamique (3)		

<sup>1</sup>  $\phi \times L$  : diamètre × longueur

<sup>2</sup>  $b \times h$  : largeur × hauteur de la section transverse

<sup>3</sup> Vert : Chargement vertical

<sup>4</sup> Deux essais selon la norme NF EN 12512 (2002) et deux selon la norme ISO 21581 (2010)

<sup>5</sup> Pour un des essais, le couturage sur le montant central vaut 300 mm au lieu de 150 mm

Tableau 6.1: Plan d'expérience pour les essais murs

- **Chargements** : Les protocoles de chargement pour les essais quasi-statiques ont déjà été discutés (cf. §4.1.1.1 et §5.1.1). Par souci de cohérence avec les essais pointes de contreventement et les prescriptions de l'Eurocode 8 (NF EN 1998-1, 2005), on retient le chargement de la norme NF EN 12512 (2002). Pour l'une des configurations, des essais suivants deux protocoles ont été réalisés dans un but comparatif (NF EN 12512 (2002) et ISO 21581 (2010)). Pour les essais dynamiques sur table vibrante, la sélection d'accélérogrammes est un processus complexe, qui est abordé dans un paragraphe spécifique plus loin dans ce chapitre.
- **Nombre d'essais** : En quasi-statique, le minimum est d'un essai push-over et d'un essai cyclique par configuration. La lourdeur des essais à cette échelle a dicté le nombre d'essais possibles. La problématique est similaire en dynamique, trois essais sont réalisés par configuration, avec trois accélérogrammes différents.

Du fait des différences fondamentales entre les essais quasi-statiques et dynamiques, nous les détaillons dans deux parties distinctes.

## 6.1.2 Essais quasi-statiques

### 6.1.2.1 Banc d'essais

Le banc d'essais doit permettre de faire travailler le mur en contreventement, c'est-à-dire en cisaillement dans son plan. La figure 6.3 montre un mur de contreventement installé sur le banc d'essais. Une lisse de même section que la traverse inférieure est placée entre le mur et le banc d'essais afin de permettre les mouvements des panneaux. Les ancrages courants et extérieurs sont boulonnés au profilé métallique du banc d'essais, qui sert de support au mur, on réalise ainsi la même fixation qu'*in situ* (cf. §6.1.1). Un système de glissière est installé afin de garantir le mouvement du mur dans son plan (figure 6.4.a). Les frottements sont limités grâce à des bandes de glissement en Téflon<sup>®</sup>. Le vérin est installé dans le prolongement de la traverse haute et la charge est appliquée par l'intermédiaire d'une entretoise métallique de surface  $120 \times 300$  mm (figure 6.4.b). Le vérin et l'entretoise sont en contact linéique, de manière à ne transmettre que la composante horizontale de la force au mur. L'une des difficultés des essais cycliques est de prévoir un système de rappel pour assurer le mouvement dans les deux sens. Pour ce faire, une deuxième entretoise est fixée à l'opposé de la première, et reliée au vérin par des tiges filetées (figure 6.4.c). Ainsi, dans le sens de la sortie de la tige du vérin, celui-ci appuie sur la première entretoise. Dans le sens de la rentrée de la tige, l'effort est transféré à la deuxième entretoise par les tiges filetées. Ce système fait apparaître un léger jeu pour des efforts importants. Néanmoins, comme l'on mesure le déplacement en tête de mur par un capteur à fil et non par le capteur de déplacement du vérin, une telle approche est tout à fait justifiée. Enfin, les charges verticales sont appliquées au droit de chaque montant, par l'intermédiaire d'une poutre en acier à laquelle sont fixées des masses.

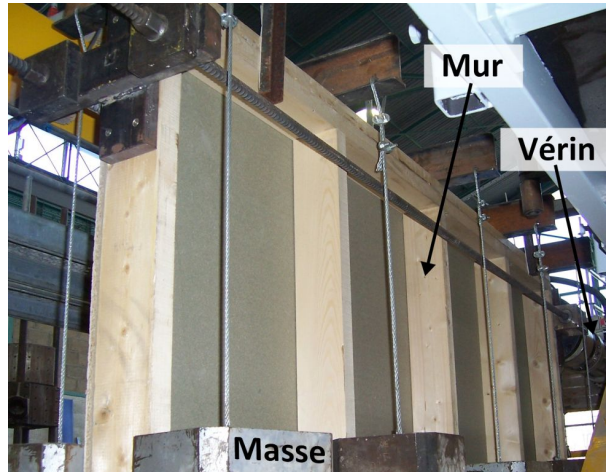


Figure 6.3: Mur de contreventement sur le banc d'essais (CSTB)

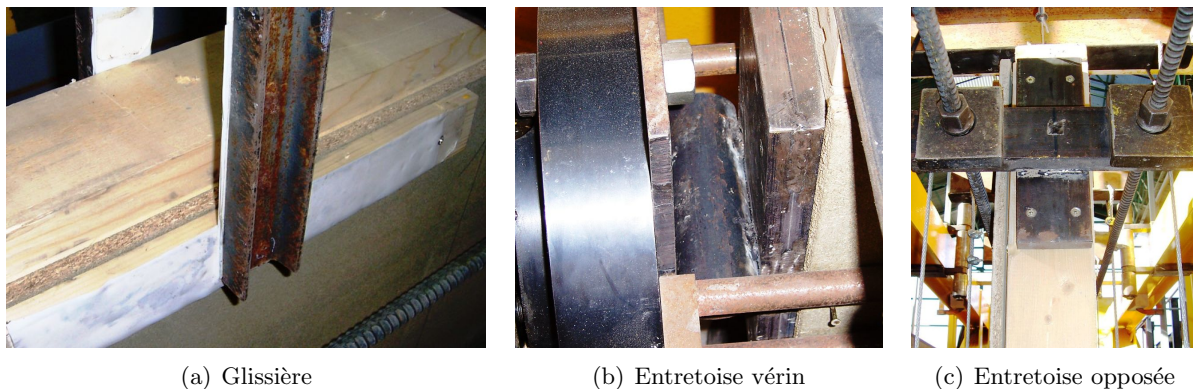


Figure 6.4: Dispositif expérimental pour les murs en quasi-statique

### 6.1.2.2 Mesure des déplacements

Plusieurs capteurs de déplacement sont installés. La figure 6.5 présente leur positionnement. Le déplacement horizontal  $d_p$  de la traverse basse est mesuré. Le déplacement en tête de mur  $d_t$  est mesuré par un capteur à fil, et le soulèvement de chaque montant extérieur par un capteur supplémentaire. On note  $s_c$  le soulèvement du montant en compression (théoriquement négatif) et  $s_t$  le soulèvement du montant en traction. Ce dispositif de mesure permet de calculer le déplacement dû au cisaillement et à la flexion du mur, en retranchant l'effet du mouvement de corps solide, voir la figure 3.2 (p 49) qui présente une décomposition des types de déformation des murs : le cisaillement, la flexion et le mouvement de corps rigide. La comparaison du déplacement en tête de mur  $d_t$  au déplacement corrigé  $d_c$  permet d'estimer l'importance du mouvement de corps solide. Le déplacement corrigé s'exprime alors ainsi :

$$d_c = d_t - d_p - (s_c - s_t) \times \text{hauteur/largeur} \quad (6.1)$$

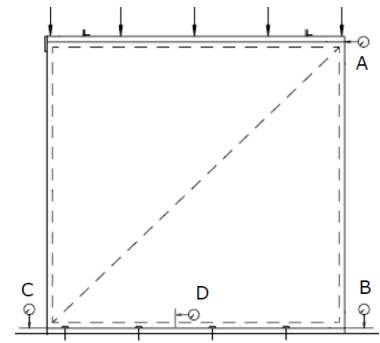


Figure 6.5: Positions des capteurs de déplacement

### 6.1.3 Essais dynamiques

#### 6.1.3.1 Banc d'essais

Une table vibrante est le moyen d'essai expérimental qui reproduit le mieux les sollicitations sismiques sur une structure. Alors que les essais quasi-statiques sont réalisés à déplacements imposés en un point de la structure, une table vibrante permet d'imposer une accélération à la base de celle-ci. Les forces et déplacements sont alors dépendant des masses, de l'amortissement, de la raideur de la structure et évidemment de la sollicitation. La table vibrante de l'Institut Technologique FCBA est unidirectionnelle, on sollicite donc les murs dans leur plan afin de les faire travailler en contreventement. Pour ce faire, ils sont fixés à la table de la même manière que pour les essais quasi-statiques, c'est-à-dire par six boulons (4 ancrages courants et 2 extérieurs). Un système de guides fixé à la table assure le mouvement du mur dans son plan, le jeu entre le mur et les guides est de l'ordre de 5 mm de chaque côté. Une lisse et un caisson sont fixés à la traverse haute par l'intermédiaire de quatre boulons. Le caisson est rempli de sac de sable afin de simuler la masse de la partie supérieure de la structure. Les lisses ajoutées sous et sur le mur permettent avant tout d'empêcher que les panneaux de contreventement entrent en contact avec le banc d'essais lors de grandes déformations.

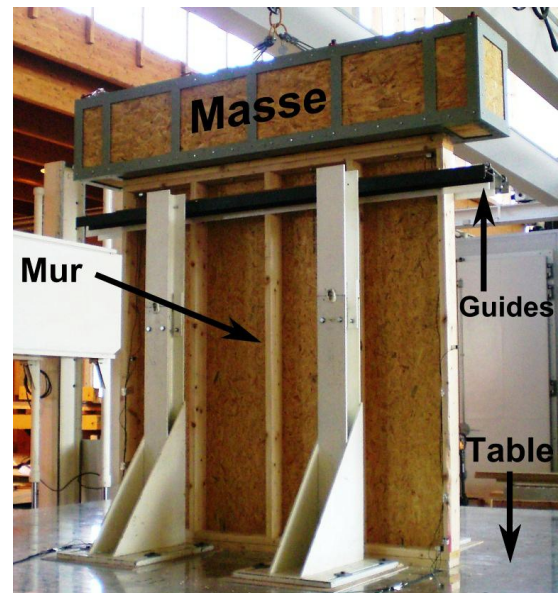


Figure 6.6: Mur de contreventement sur la table vibrante (FCBA)

### 6.1.3.2 Déroulement d'un essai

Chaque essai suit une procédure qui consiste à imposer successivement des bruits blancs et des accélérogrammes. Les bruits blancs permettent de mesurer la période fondamentale du spécimen, car celle-ci évolue avec l'endommagement, du fait de l'affaiblissement de la raideur du mur. Les accélérogrammes sont issus du même signal sismique différemment amplifié. Le premier accélérogramme imposé n'est généralement pas amplifié. Les accélérogrammes suivants sont amplifiés progressivement de manière à atteindre la rupture à la 3<sup>ème</sup> ou 4<sup>ème</sup> sollicitation. Sur certains essais, le facteur d'amplification est réduit, de manière à observer le comportement sous faibles sollicitations d'un mur endommagé.

### 6.1.3.3 Originalité du banc d'essais

Dans l'état de l'art sur les essais expérimentaux (cf. §4.1.2.2, p 69), il a été mis en avant que, à notre connaissance, tous les essais déjà réalisés sur des murs de contreventement en dynamique l'ont été au moyen d'une ossature métallique mobile permettant de guider le mur. Pour les essais à FCBA, les moyens techniques de la halle d'essais permettent d'utiliser le pont roulant pour retenir la masse, au cas où le mur soit trop endommagé pour assurer cette fonction. L'utilisation d'un système d'ossature articulée n'est donc pas nécessaire et permet de fixer la masse directement au mur, ce qui est plus représentatif des conditions réelles. La charge maximale du pont roulant (2000 kg) est le facteur limitant le niveau de masse appliqué sur le mur. De 1500 kg, par sécurité, pour la plupart des essais, cette masse a été portée à 2000 kg pour les derniers essais. En contrepartie, le système de glissière produira des frottements non représentatifs de la réalité.

### 6.1.3.4 Mesure des accélérations et des déplacements

La figure 6.7 montre le positionnement des accéléromètres. Pour chaque accéléromètre, la flèche indique la direction d'enregistrement et le sens de mesure positive. En plus de ces capteurs, un accéléromètre et un LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*, capteur électrique de déplacement linéaire) sont placés sur la table vibrante. Enfin, un capteur à fil mesure le déplacement entre la tête de mur et un point fixe du laboratoire. Le fil de ce capteur est fixé au même endroit que les accéléromètres 3 et 4. La disposition des accéléromètres permet d'étudier le comportement global du mur, mais aussi les comportements locaux, comme le soulèvement des montants extérieurs (capteurs 6 et 8) ainsi que leur flexion (capteurs 5 et 9).

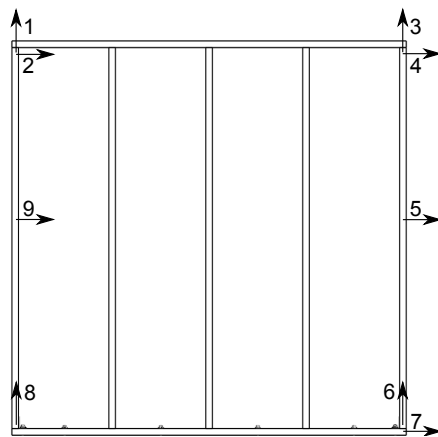


Figure 6.7: Position des accéléromètres

Le capteur à fil et le LVDT fournissent, par différence des deux, une deuxième mesure du déplacement relatif du mur, les accéléromètres 4 et 7 fournissant aussi cette donnée.

### 6.1.3.5 Accélérogrammes

Un essai dynamique permet d'évaluer le comportement d'une structure pour un accélérogramme donné. Pour cette campagne d'essais, trois essais sont réalisés par configuration, on cherche donc à sélectionner trois accélérogrammes. La procédure utilisée par le BRGM consiste à sélectionner des accélérogrammes réels (enregistrés et disponible dans des bases de données, cf. §2.3.1, p 40). La procédure de sélection est synthétisée ci-dessous. Afin de représenter au mieux les mouvements sismiques en France, et par souci de cohérence avec la réglementation, les points suivants ont été définis :

- Les signaux d'entrée sont des accélérogrammes naturels et non pas synthétiques.
- L'aléa sismique de référence repose sur des calculs probabilistes à 475 ans de période de retour. Cela correspond à une probabilité de dépassement de 10 % sur 50 ans, soit la probabilité associée à l'exigence de non effondrement dans l'Eurocode 8 (NF EN 1998-1, 2005).
- Les scénarios de séisme sont des scénarios réalistes dans le contexte de la France et des Antilles Françaises.

L'aléa sismique probabiliste tient compte des fréquences d'occurrence des séismes autour du site considéré. L'accélération du sol en un site est associée à une période de retour  $T$ . Cette période de retour est définie en termes de probabilité de dépassement de l'accélération (ou tout autre paramètre du mouvement du sol). La procédure de sélection des accélérogrammes se déroule en quatre étapes :

- **Étape 1** : Il s'agit tout d'abord de définir des scénarios de séisme, c'est-à-dire les conditions pour lesquelles on va chercher des séismes de référence. Les villes de Moule en Guadeloupe, de Lourdes et de Nice en France métropolitaine ont été choisies comme sites représentatifs des zones d'aléa fort, moyen et modéré.
- **Étape 2** : On définit les méthodes de calcul qui permettent de trouver les séismes de scénario qui sont identifiés sous forme de couple Magnitude-Distance.
- **Étape 3** : On définit les critères de recherche des accélérogrammes réels dans les bases de données de mouvements forts. On s'appuie sur des bases de données mondiales et on sélectionne pour chaque scénario les 20 accélérogrammes répondant le mieux aux critères de recherche.
- **Étape 4** : Pour la réalisation d'essais dynamiques, la dernière étape consiste à modifier pour chaque scénario l'accélérogramme de plus grand PGA pour avoir un contenu fréquentiel uniformisé.

Pour le scénario Guadeloupe, l'activité sismique autour du site est importante sur une large gamme de distance. Il est ainsi difficile de trouver un scénario unique suffisamment représentatif pour le site. Deux distances sont donc différenciées :

- Un séisme proche, correspondant à un spectre riche en hautes fréquences ( $> 3$  Hz) et une durée de signal courte,
- Un séisme lointain, correspondant à un spectre riche en basses fréquences ( $< 3$  Hz) et une durée de signal longue. Les signaux sont naturels modifiés et calés sur un spectre cible pour améliorer la représentativité du spectre.

L'étape 4 permet de prendre en compte l'influence des conditions de sol sur l'atténuation des ondes sismiques entre l'origine du séisme et l'emplacement de la structure. Le calage est réalisé en modifiant le contenu spectral de l'accélérogramme. Il faut pour cela posséder un spectre cible. Ce spectre est calculé à partir de relations d'atténuation qui prennent en compte les effets de sites. On obtient ainsi un accélérogramme pour chaque scénario.

Enfin, il convient de définir un type de sol pour obtenir les accélérogrammes. Un sol de type B, selon le classement de l'Eurocode 8, est choisi. La définition de l'Eurocode 8 pour ce type de sol est la suivante : "Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidés, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur". Ce choix se justifie car ce type de sol est le plus



représenté dans la base de données d'accélérogrammes réels et qu'il est fréquent dans les zones constructibles.

Les résultats de cette procédure de sélection sont quatre accélérogrammes, un pour le scénario de Nice, un pour celui de Lourdes et deux (lointain et proche) pour la ville de Moule. L'idée originale consistait à utiliser ces signaux pour réaliser les essais dynamiques. Il s'est néanmoins avéré, lors d'une pré-campagne d'essai, que seul le séisme lointain ( $PGA = 0,33 \text{ g}$ ) permettait d'entraîner la rupture des murs. Pour cette raison, les trois signaux sismiques retenus pour la campagne d'essai (figure 6.8) sont les suivants :

- **Guadeloupe modifié** : le séisme obtenu par la méthode décrite ci-dessus pour le scénario Guadeloupe lointain ( $PGA = 0,33 \text{ g}$ ).
- **Guadeloupe naturel** : le séisme naturel le plus nocif de ceux sélectionnés pour le scénario Guadeloupe lointain ( $PGA = 0,24 \text{ g}$ ).
- **L'Aquila** : le séisme naturel du tremblement de terre de l'Aquila (2009) enregistré à la station GX066 ( $PGA = 0,56 \text{ g}$ ).

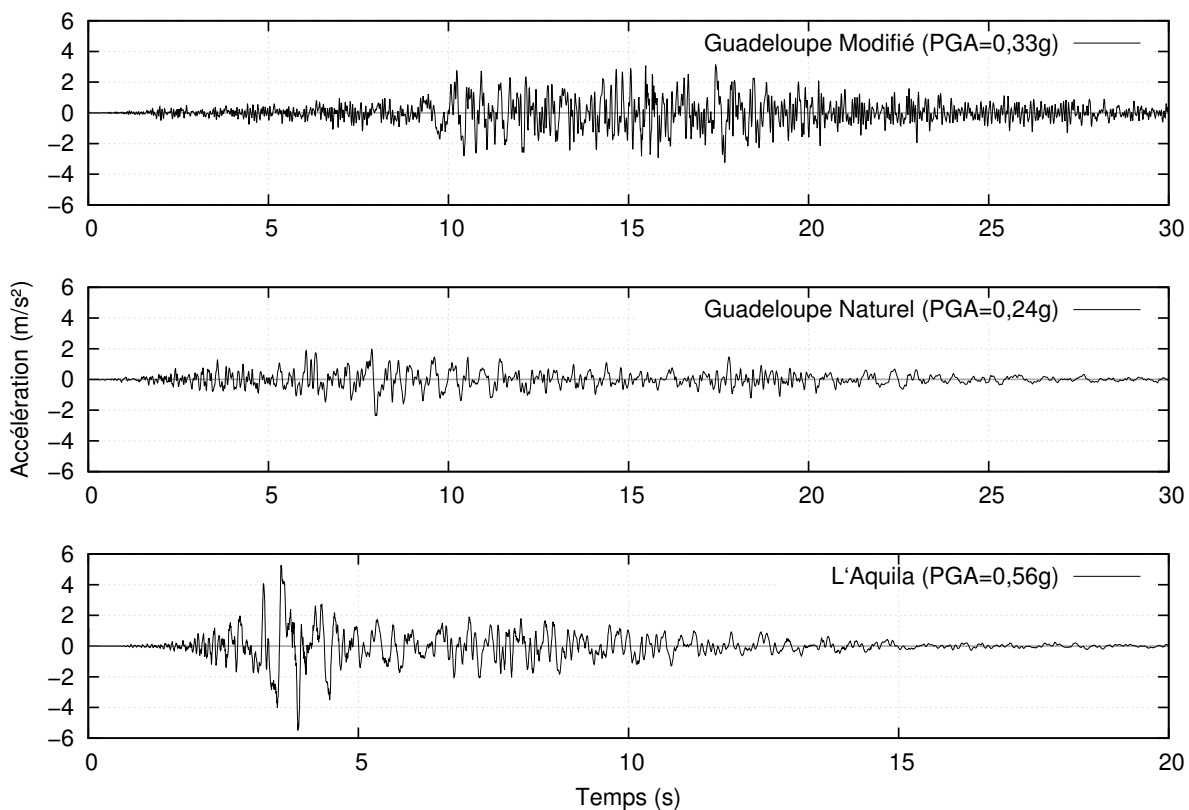


Figure 6.8: Accélérogrammes sélectionnés pour les essais dynamiques

#### 6.1.4 Analyse des résultats

On présente ci-dessous une analyse des résultats expérimentaux sur les murs des contreventements. Les essais quasi-statiques et dynamiques font l'objet de deux parties distinctes. On cherche dans chacune d'elles à transmettre au lecteur les points clés permettant de comprendre le comportement des murs au cours des essais et les modes de ruines qui en découlent.

### 6.1.4.1 Essais quasi-statiques

#### Observations

La figure 6.9 schématise la déformation du mur au cours d'un essai expérimental et présente plusieurs illustrations des comportements locaux. Visuellement, le comportement global de l'ossature est celui d'un cadre rigide articulé en ses coins, ce comportement est généralement appelé déformation en parallélogramme. Néanmoins, si l'on prête attention au comportement local des ancrages extérieurs, on observe que le montant extérieur sollicité en traction peut s'écarter de la traverse basse en déformant l'équerre. Ce phénomène n'est observé que pour les équerres *E5*, pas pour les *AH*. Cela signifie que le comportement global n'est pas purement parallélogramme. Concernant les panneaux de contreventement, on observe qu'ils ne se déforment pas et subissent une rotation autour d'un axe orthogonal à leur plan. Pour de grands déplacements en tête de mur, ce mouvement de corps rigide est très visible. Cela implique que les connecteurs aux coins des panneaux subissent des déformations très importantes et qu'ils sont les premiers à s'endommager. Lorsqu'en plus il y a soulèvement du montant, on peut observer une rupture du coin du panneau coïncidant à l'ancrage extérieur. *A contrario*, les connecteurs placés le long des montants intermédiaires ne semblent pas subir de déformation importante. Cela est cohérent avec l'approche de dimensionnement de la norme NF EN 1995-1-1 (2005), qui considère que ces connecteurs ne participent pas à la résistance en contreventement des murs. Leur utilité consisterait à prévenir la flexion hors plan des panneaux. Enfin, il est possible en fin d'essai d'observer la déformation des pointes de contreventement, on retrouve alors les observations discutées au chapitre précédent (cf. §5.1.3, p 87).

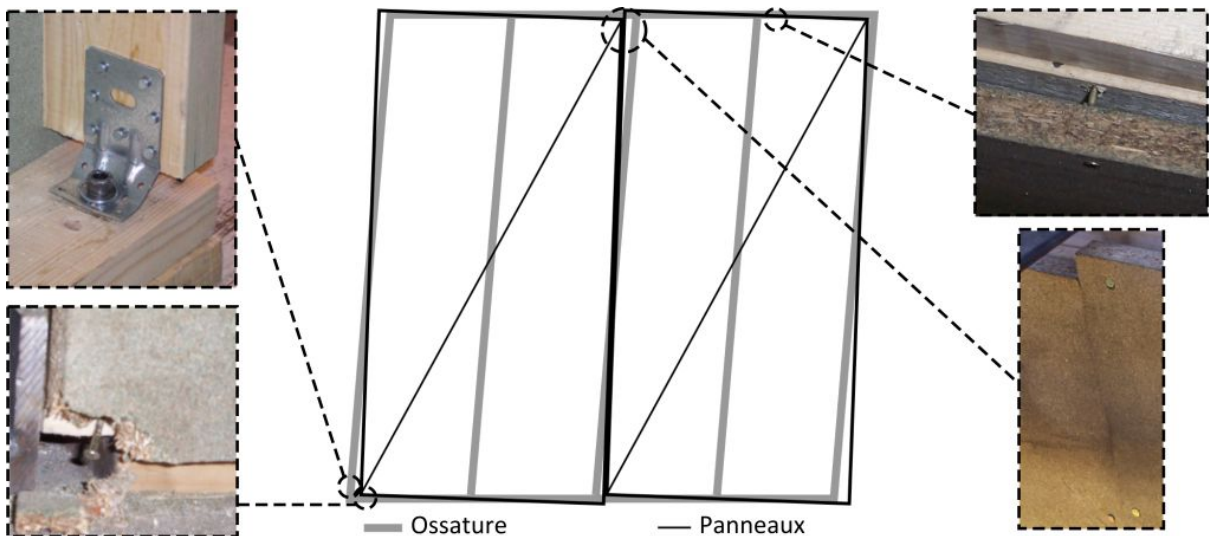


Figure 6.9: Observation du comportement global et local du mur

Les essais quasi-statiques sont réalisés jusqu'à des déplacements importants (de l'ordre de 100 mm). Cela permet d'observer les ruptures d'une grande partie des connecteurs métalliques. Comme expliqué ci-dessus, ce sont les connecteurs dans les coins des panneaux qui sont les plus sollicités du fait du mouvement relatif entre l'ossature et les panneaux. Au cours d'un essai, ces assemblages sont donc les premiers à se rompre par arrachement, perforation ou fatigue des pointes. On observe ensuite que ce sont les assemblages contigus se rompent, le phénomène se propage ainsi à partir des coins des panneaux. Cela s'explique par le fait que chaque rupture d'assemblage entraîne une redistribution des efforts sur les assemblages voisins.

#### Analyse des mesures

Les mesures de la force et des déplacements permettent de calculer la raideur initiale  $K_0$ , la

force maximale  $F_{max}$ , la limite élastique  $d_y$  et la limite ultime  $d_u$ . Pour les essais cycliques, le calcul est réalisé sur la courbe enveloppe des cycles. La ductilité est donnée par le rapport de  $d_u$  sur  $d_y$ , on la nomme ductilité statique  $D_S$  pour les essais monotones et ductilité cyclique  $D_C$  pour les essais cycliques. L'annexe D synthétise les résultats des essais murs, ceux-ci montrent que d'une manière générale :

- Les raideurs initiales sont très variables, même pour des essais identiques. Cela se répercute sur les valeurs de  $d_y$  et de  $D_S$ , qui sont ainsi difficiles à interpréter.
- Les équerres renforcées  $AH$  augmente la raideur initiale, la force maximale et la ductilité par rapport aux équerres classiques  $E5$ . Les équerres  $AH$  limitent le soulèvement des montants extérieurs, ce qui réduit les contraintes sur les pointes de contreventement environnantes.
- Un couturage resserré augmente la raideur initiale, la force maximale et la ductilité (cf. configuration P16 E5). Ce point est néanmoins déjà bien établi et pris en compte, par exemple dans l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1, 2005) pour le calcul des murs de contreventement.
- Plusieurs essais sont répétés deux fois à l'identique. En terme de force maximale, l'écart le plus important entre deux essais identiques est de l'ordre de 12 %.
- A pointe et ancrage équivalents, la configuration OSB12 est moins résistante que le P16 et le CP10, mais les ductilités sont légèrement supérieures.

### Évolution force-déplacement caractéristique

La figure 6.10 présente le comportement caractéristique d'un mur en contreventement sous chargements monotone et cyclique. La similitude avec les résultats des essais expérimentaux à l'échelle des connecteurs métalliques est évidente (cf. §5.1.3, p 87). On retrouve en effet le comportement non linéaire et ductile de l'essai monotone ainsi que les boucles d'hystérésis et l'endommagement progressif de l'essai cyclique. On observe aussi le phénomène de réduction du déplacement au pic d'effort en cyclique (*cap degradation*). Enfin, on peut voir que l'essai cyclique est mené jusqu'à rupture complète du mur, puisque celui-ci n'offre plus aucune résistance sur le dernier cycle.

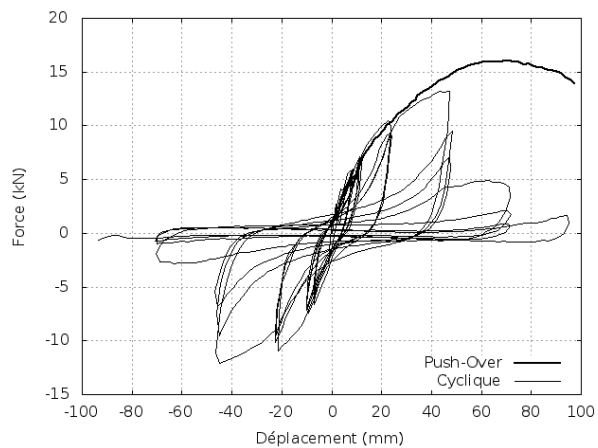


Figure 6.10: Évolution force-déplacement caractéristique des murs en contreventement

### Chargement vertical

Pour environ la moitié des essais (cf. Tableau 6.1, p 111), un chargement vertical est imposé afin de modéliser les descentes de charge qu'un mur subit au sein d'une structure. Il convient d'aborder les aspects globaux et locaux qu'entraîne ce chargement. A l'échelle globale, les essais expérimentaux ne montrent pas de tendance dominante (cf. Annexe D). Pour certaines configurations, le chargement vertical n'a pas d'influence (OSB9 E5, P16 AH (figure 6.11.a)). Sur d'autres, cette influence semble limitée (OSB12 E5, CP10 AH), alors qu'elle semble importante pour la configuration OSB12 AH (figure 6.11.b). De plus, ces résultats contredisent ceux de Dean et Shenton (2005), qui présentent des résultats d'essais assimilables à des monotones pour

trois niveaux de chargement vertical. Leurs résultats montrent que la charge verticale augmente la résistance (entre 20 et 30 %) et la raideur (plus de 100 %) des murs. Le nombre d'essais limité, et le plan d'expérience qui n'a pas pour objectif principal l'étude de l'effet du chargement vertical, ne nous fournissent pas les données suffisantes pour étudier plus en détail ce phénomène.

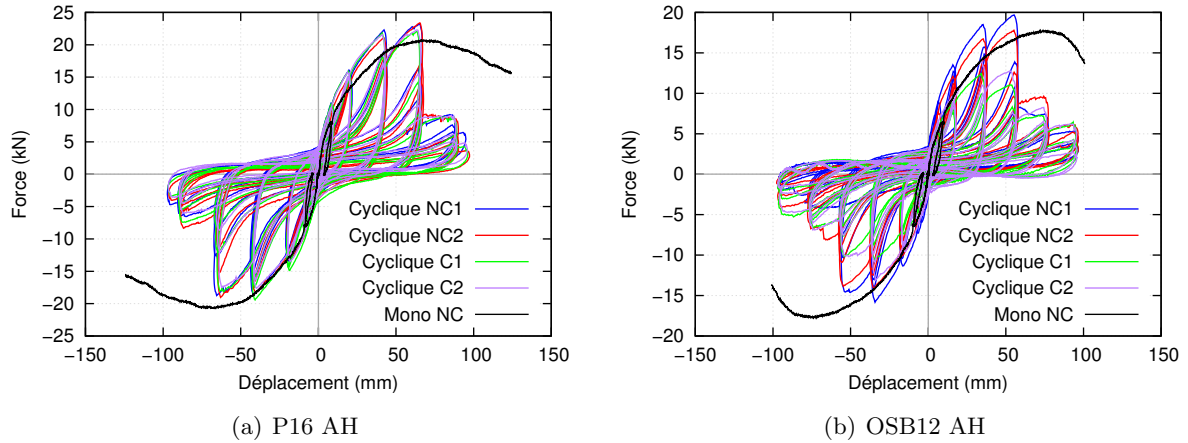


Figure 6.11: Influence du chargement vertical (NC : Non Chargé, C : Chargé)

A l'échelle locale, le chargement vertical a une grande influence sur le comportement des ancrages extérieurs, car il sollicite les montants en compression. Au cours d'un essai, les montants extérieurs sont normalement sollicités en traction ou compression selon le sens du chargement horizontal. Le chargement vertical réduit ou annule le phénomène de traction dans les montants extérieurs. De cette manière, l'ancrage extérieur n'est pas ou peu sollicité en traction. Dans le cas des essais réalisés avec l'équerre E5, le soulèvement moyen des montants extérieurs est de 7,8 mm avec chargement vertical et de 25,2 mm sans. On notera que pour les équerres AH, beaucoup plus rigides, les soulèvements sont négligeables.

### Effet du protocole de chargement

Deux chargements cycliques différents ont été testés sur la configuration P10. Le chargement CEN (NF EN 12512, 2002) et le chargement ISO (ISO 21581, 2010) sont utilisés. Les résultats de ces essais ont déjà été présentés (cf. §4.1.1.1, p 64). On observe que les deux historiques de chargement sont finalement assez proches et qu'ils n'influencent pas véritablement la réponse des murs.

### Phénomène de dissymétrie en force

Un phénomène de dissymétrie en force a été identifié sur les essais pointes (cf. §5.1.3.1, p 91). Pour ceux-ci, ce phénomène est attribué à la non symétrie de l'éprouvette et aux phénomènes de frottement plus importants en compression qu'en traction. Une autre cause de dissymétrie en force, identifiée par Li *et al.* (2012a), est considérée comme négligeable pour ces essais pointes. Il s'agit du fait qu'à chaque amplitude non atteinte préalablement, la pointe subit un endommagement qui l'affaiblit lors du chargement dans le sens opposé. Les essais cycliques sur les murs de contreventement présentent aussi une dissymétrie en force. Les éprouvettes étant symétriques, de même que le système de mise en charge, on attribue cette dissymétrie au phénomène d'endommagement décrit par Li *et al.* (2012a). Des essais supplémentaires seraient nécessaires pour étudier plus en détail ce point, ce qui n'a pas été fait dans le cadre de cette thèse.

### 6.1.4.2 Essais dynamiques

#### Observations

Les essais se déroulent selon la procédure déjà décrite (cf. §6.1.3.2, p 114). Entre chaque accélérogramme, et en plus du bruit blanc, le mur est inspecté visuellement. L'attention se porte essentiellement sur l'état des pointes de contreventement. Néanmoins, les différents ancrages et les panneaux en bois sont aussi observés. Pour ces derniers, il s'agit notamment d'observer les coins, qui sont les zones les plus sollicitées. Généralement, le premier accélérogramme sollicite très peu le mur, dont le déplacement maximal en tête est de l'ordre de 10 mm. Suite à un tel essai, il n'est pas possible de distinguer visuellement de quelconques endommagements, ce que permet en revanche l'analyse des bruits blancs (discutée plus loin dans cette partie). Suite à des sollicitations plus importantes, on commence à observer les endommagements au niveau des pointes de contreventement. On retrouve une localisation des dommages comparables à celle des essais cycliques quasi-statiques, à savoir que les pointes les plus endommagées se trouvent dans les coins des panneaux. De ce fait, les premières ruptures complètes de pointes apparaissent généralement dans les coins, préalablement au dernier test basé sur un accélérogramme très fortement amplifié. Ce dernier test, sous très fortes sollicitations, engendre la rupture d'une grande partie des pointes, et donc une perte de raideur trop importante pour que le mur puisse continuer à reprendre des efforts de contreventement. Malgré ces dommages, on notera que le mur est encore capable de supporter la charge verticale sans s'effondrer. La figure 6.12 présente différentes ruptures de pointes issues du même essai. On observe bien que les pointes subissent des déformations plastiques, particulièrement visibles sur les photos a et b. On retrouve aussi les modes de ruptures observés lors des essais pointes (cf. §5.1.3.1, p 87).

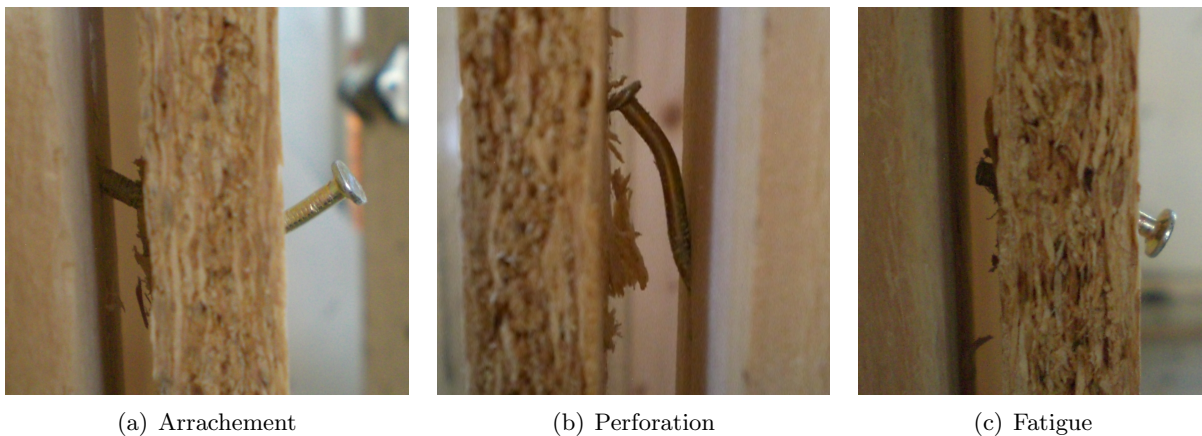


Figure 6.12: Modes de rupture des pointes lors des essais dynamiques

Pour des sollicitations suffisamment importantes, l'observation visuelle de l'essai met en évidence la déformation en cisaillement du mur, alors que le mouvement de corps solide et la flexion ne se distinguent pas (cf. figure 3.2, p 49). D'ailleurs, on ne discerne pas de soulèvement des montants extérieurs au niveau des ancrages extérieurs.

#### Analyse des mesures

Un accéléromètre mesure l'accélération dans une direction spécifique. Une double intégration temporelle de cette mesure doit fournir le déplacement. Néanmoins, même si les accéléromètres utilisés sont continus, il semble qu'il existe une fréquence de coupure en dessous de laquelle la mesure n'est pas effectuée. Cette fréquence serait de l'ordre de 0,3 Hz. Le calcul du déplacement serait ainsi quelque peu faussé. Le déplacement relatif du mur (différence des déplacements en tête et pied de mur) serait ainsi d'autant plus faux qu'il cumule les erreurs de deux capteurs.

C'est principalement pour cette raison que des capteurs de déplacement sont installés en plus des accéléromètres, l'un sur la table et l'autre en tête de mur. Ce sont les mesures de ces capteurs qui sont utilisées pour analyser les résultats en déplacement.

Pour chaque essai, la fréquence fondamentale et l'amortissement sont obtenus à l'état initial. Les valeurs maximales du déplacement relatif du mur sont extraites pour chaque amplification. Ces données permettent d'observer les points suivants :

- Les fréquences fondamentales sont assez variables, allant de 5,8 à 7,2 Hz pour la configuration OSB12 1500 kg. Cela tend à confirmer la variabilité importante de la raideur initiale observée sur les essais quasi-statiques.
- Les coefficients d'amortissement sont très stables, les valeurs s'échelonnant de 12 à 15 Hz.
- De manière tout à fait logique, les déplacements sont nettement plus importants lorsque la masse passe de 1500 à 2000 kg. Pour l'OSB12 par exemple, le déplacement maximal passe de 38 à 58 mm pour le signal Guadeloupe Modifié amplifié à 1,06 g.
- La répétabilité est testée en reproduisant trois fois la même séquence d'essai sur la même configuration de mur. La tableau 6.2 présente les valeurs de la fréquence fondamentale  $f_0$  de chaque mur et des déplacements maximum à différents niveaux de sollicitation. On observe que le mur de l'essai 2 est moins rigide que les deux autres, ce qui entraîne des différences non négligeables en terme de déplacement. Pour les deux murs de fréquence fondamentale similaires (essai 1 et 3), les résultats en déplacement sont très proches. On peut donc conclure à une bonne répétabilité du système expérimental.

Sollicitation g	Déplacement max (mm)			Fréquence $f_0$ (Hz)		
	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 1	Essai 2	Essai 3
0,33	9,0	13	9,6	6,8	5,8	7,2
1,06	39	45	36			
0,33	31	34	29			

Tableau 6.2: Comparaison de trois essais identiques

### Évolution de la fréquence fondamentale

Les fonctions de transfert du mur sont calculées à partir des bruits blancs réalisés à différents moments des essais. La figure 6.13 présente la fonction de transfert du mur à l'état initial, ainsi qu'après chacune des sollicitations pour le spécimen OSB12 avec une masse de 1500 kg et l'accélérogramme Guadeloupe modifié. L'accélérogramme est répété quatre fois, respectivement à des PGA de 0,33 - 1,06 - 0,33 et 1,25 g. Le dernier signal ayant causé la rupture du mur, aucun bruit blanc n'a ensuite été testé. L'évolution des fonctions de transfert montre que la fréquence fondamentale du mur diminue suite aux deux premiers signaux (0,33 et 1,06 g) en passant de 6,25 à 2,25 Hz. En revanche, la fréquence fondamentale n'est pas modifiée suite au troisième signal, ce qui s'explique par une sollicitation plus faible qu'au deuxième signal (0,33 contre 1,06 g) ainsi qu'un endommagement déjà fort au préalable.

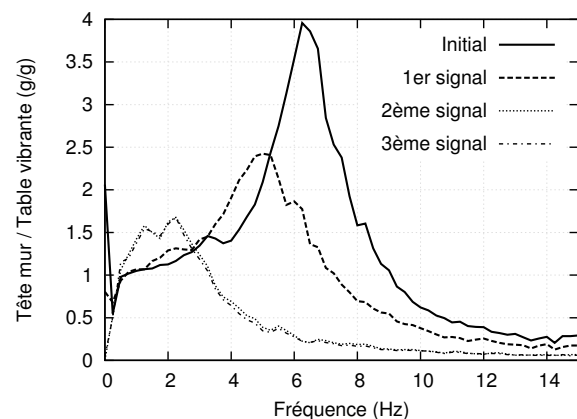


Figure 6.13: Fonction de transfert du mur au fil des sollicitations

## 6.2 Modèle Éléments Finis

On aborde dans cette partie le développement du modèle Éléments Finis (EF) détaillé de mur de contreventement. Ce modèle est basé sur le principe, déjà énoncé, d'une dissipation de l'énergie concentrée dans les assemblages par connecteurs métalliques, notamment les pointes de contreventement dans le cas des murs.

### 6.2.1 Géométrie

Un mur est composé d'une ossature, de panneaux et de connecteurs métalliques. L'ossature est modélisée par des éléments de poutre, selon l'hypothèse d'Euler. Les panneaux sont modélisés par des éléments plaques à 4 nœuds. Les poutres et les plaques ont un comportement élastique linéaire. Chaque connecteur métallique est modélisé par un élément à deux nœuds assimilable à un ressort. Ces nœuds possèdent 3 degrés de liberté (DX, DY et DRZ), définissant l'élément par 2 raideurs en translation, et 1 en rotation (le calcul est 2D seulement, puisque c'est le comportement du mur dans son plan qui est étudié). Le maillage d'un mur est construit de manière à ce que chaque ressort modélisant un assemblage relie deux nœuds confondus, appartenant chacun à un des deux éléments assemblés. C'est pourquoi la figure 6.14 représente, pour une meilleure lisibilité, le modèle de manière éclatée. Les raideurs en rotation (selon DRZ) sont négligés pour tous les assemblages :

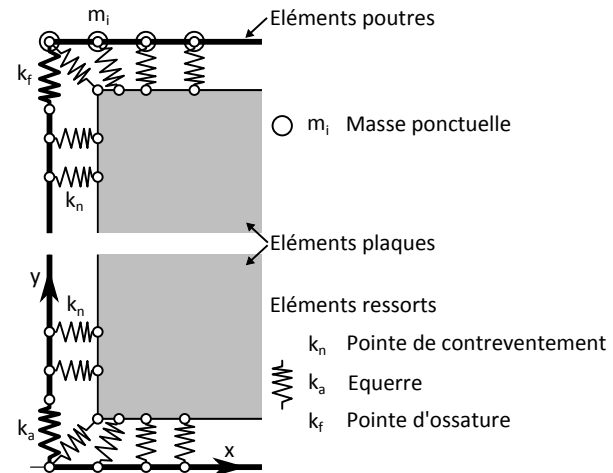


Figure 6.14: Représentation éclatée du modèle EF détaillé

- Pour les pointes de contreventement, DRZ correspond à une rotation autour de l'axe de la pointe. Hormis le frottement entre les deux pièces de bois, aucun effort ne peut être transféré selon DRZ pour ce type d'assemblage.
- Pour les assemblages entre les éléments d'ossature, renforcés ou non par une équerre, DRZ correspond à la rotation présentée figure 6.15. La flexion des pointes engendre un moment résistant, qui est néanmoins négligé du fait des faibles diamètres et longueurs de pénétration de celles-ci (3,1 × 90 mm).

Les raideurs en translation (selon DX et DY) sont déterminées par la loi de comportement hystérétique de Humbert (cf. §3.2.3, p 56). Ces deux degrés de liberté (*ddl*) sont indépendants, la loi de comportement est donc affectée deux fois pour modéliser chaque assemblage. Dans le cas des assemblages entre éléments d'ossature (figure 6.15), la loi selon DX utilise le jeu de paramètres défini en arrachement/compression, et celle selon DY utilise les paramètres définis pour le cisaillement (cf. §5.3, p 105). Le découplage des comportements selon DX et DY implique que pour un déplacement entre les deux nœuds de l'élément de vecteur  $U$  non nul, de composantes  $U_X \neq 0$  et  $U_Y \neq 0$ , les forces selon chaque *ddl* ( $F_X$  et  $F_Y$ ) sont calculées indépendamment selon la loi paramétrée dans chacune des directions. Il en résulte que le vecteur  $F$  de la force dans la liaison est la somme vectorielle de  $F_X$  et  $F_Y$ . Ainsi, lorsque des jeux de paramètres différents sont affectés en DX

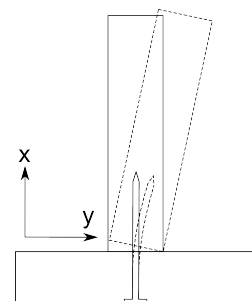


Figure 6.15: Rotation selon DRZ d'un assemblage entre éléments d'ossature

et DY, le comportement effectif de l'élément, qui est donné par  $F = f(U)$ , est une combinaison des deux lois qui ne peut être vérifiée expérimentalement, car seuls des essais selon les directions  $X$  et  $Y$  sont réalisés. Néanmoins, les essais expérimentaux sur les murs n'ont jamais mis en évidence de déplacement important en cisaillement des liaisons entre éléments d'ossature, la méconnaissance du comportement dans des directions particulières n'est donc pas considérée comme préjudiciable.

Le découplage des comportements en DX et DY est plus problématique pour la modélisation des pointes de contreventement, et engendre une surestimation des efforts si la loi unidirectionnelle est affectée à la fois à DX et DY (cf. §4.2, p 72). Pour y remédier, le principe du *oriented spring pair model* est implémenté dans le code (Richard (2001), Judd (2005)). Pour chaque liaison, les *ddl* sont traduits dans un repère local orienté selon la direction de déformation dominante de l'assemblage.

### 6.2.2 Matériaux

Les éléments en bois du modèle (ossature et panneaux) sont modélisés par un comportement élastique linéaire homogène et isotrope. Le tableau 6.3 présente les valeurs de rigidité et de masse volumique utilisées pour la modélisation. Les poutres de l'ossature sont définies par le module d'élasticité moyen et la masse volumique moyenne pour des bois de classe de résistance C24. Pour les panneaux OSB, les valeurs de la rigidité et la masse volumique correspondent à un OSB de type 3 (Panneaux travaillants utilisés en milieu humide). Les panneaux OSB sont pour l'instant considérés comme un matériau isotrope, dont la rigidité est la moyenne des rigidités longitudinale et transversale. Pour les panneaux de particules, c'est le type 5 qui est retenu (même définition que l'OSB/3).

	Ossature	OSB/3	P5 10 mm	P5 16 mm
$E_m$ (MPa)	11000	3400	2000	1900
$\rho_m$ (kg/m <sup>3</sup> )	420	550	650	600

Tableau 6.3: Rigidités et masses volumiques retenues pour la modélisation

### 6.2.3 Conditions limites

Les conditions limites définies pour le modèle correspondent à celles appliquées pour les essais expérimentaux sur les murs. Tous les nœuds de la traverse basse sont bloqués, ce qui se justifie par les déplacements négligeables mesurés lors des essais et permet une prise en compte simple de la fixation du mur sur les fondations. On a déjà mentionné le fait que le calcul est 2D seulement, ce qui expérimentalement correspond aux systèmes de guidage utilisés à la fois pour les essais quasi-statiques et les essais dynamiques. Le chargement vertical est appliqué par l'intermédiaire de masses ponctuelles uniformément réparties le long de la traverse haute du mur (figure 6.14). Pour les essais quasi-statiques, le chargement vertical n'est pas uniformément réparti car il n'est appliqué qu'au droit des montants, soit en cinq endroits différents. Néanmoins, on considère qu'une charge uniformément répartie est une approximation cohérente, car la traverse haute est doublée, ce qui permet une certaine redistribution des efforts. Pour les essais dynamiques, le caisson contenant les masses est en contact avec le mur sur toute la longueur de la traverse haute, ce qui justifie le choix de modélisation.

Pour les essais quasi-statiques, le chargement est un déplacement imposé à chaque nœud de la traverse haute et au nœud supérieur de chaque montant principal. Les déplacements imposés au modèle numérique sont les déplacements mesurés en tête de mur  $d_t$  lors des essais expérimentaux. En première approche, on utilisait le déplacement corrigé  $d_c$  (cf. §6.1.2.2, p 113),



mais du fait des faibles écarts entre  $d_t$  et  $d_c$ , et du manque des données nécessaires pour calculer  $d_c$  sur certains essais, l'ensemble des calculs a été réalisé à partir de  $d_t$ .

Pour les essais dynamiques, le chargement consiste à définir un champ d'accélération horizontale à partir de l'accélérogramme d'entrée. La traverse basse est toujours fixe, et l'ensemble du modèle est soumis au champ d'accélération. Les forces d'inertie apparaissent sous l'effet combiné des masses et du champ d'accélération.

## 6.2.4 Déroutement des calculs

Il est nécessaire d'apporter quelques précisions supplémentaires sur le déroulement des calculs. Il s'agit surtout de préciser les conditions dans lesquelles sont calculées les directions de chargement des assemblages et de détailler les choix de modélisation concernant l'amortissement en dynamique. On rappelle que les calculs sont réalisés avec le logiciel libre Code\_Aster<sup>1</sup>.

### 6.2.4.1 Pré-calculs

Avant le calcul à proprement parler, il convient de suivre deux étapes. La première concerne les directions de chargement de chaque assemblage, qui permettent de définir un repère local pour chacun d'eux. On impose pour cela un faible déplacement en tête de mur, on extrait pour chaque assemblage les déplacements selon les axes X et Y du repère global du maillage, on en déduit l'orientation de la direction de chargement et on définit le repère local correspondant. Les travaux de Richard (2001) montrent qu'au cours d'un calcul la direction de chargement évolue autour de sa valeur initiale. On s'assure d'obtenir la valeur initiale de la direction de chargement en restant dans la zone élastique du modèle. Cette condition est vérifiée en travaillant sur un modèle élastique (modifications temporaires du comportement des ressorts modélisant les assemblages) et en imposant un déplacement de 1 mm, ce qui à l'échelle du mur (2,4 m de côté) est très faible.

La deuxième étape consiste à appliquer la charge verticale. En effet, à l'état initial le mur n'est pas contraint par la masse qu'il supporte. Il s'agit donc de calculer l'état de contrainte dans le mur pour la masse appliquée en tête. Cet état est alors considéré comme le nouvel état initial, à partir duquel sera réalisé le calcul.

### 6.2.4.2 Pré-calculs supplémentaires en dynamique

Les étapes pré-calculatoires décrites ci-dessus valent aussi pour les calculs en dynamique. L'état initial est simplement complété par l'hypothèse selon laquelle les vitesses et accélérations sont nulles. Néanmoins, des étapes supplémentaires doivent être menées avant les calculs en dynamique. En effet, ceux-ci se différencient des calculs en quasi-statiques par la nécessité de modéliser l'amortissement visqueux (cf. §1.2.1, p 28). On utilise la méthode de Rayleigh, méthode qui est majoritairement employée pour l'intégration directe des équations du mouvement (Paultre, 2005) pour des systèmes à plusieurs degrés de liberté. La première étape consiste donc à déterminer les modes propres et les masses modales correspondantes. Les deux premiers modes (de pulsation propre  $\omega_0$  et  $\omega_1$ ,) pour lesquels la masse modale est non négligeable sont les modes retenus pour le calcul de l'amortissement. On affecte le même taux d'amortissement  $\xi$  à chaque mode. La matrice d'amortissement  $\mathbf{C}$  est alors construite à partir de la matrice de masse  $\mathbf{M}$  et de celle de rigidité initiale  $\mathbf{K}$  tel que :

$$\mathbf{C} = \alpha\mathbf{K} + \beta\mathbf{M} \quad (6.2)$$

<sup>1</sup>Toute la documentation est disponible sur [www.code-aster.org](http://www.code-aster.org)

Avec  $\alpha$  et  $\beta$  des paramètres tels que :

$$\alpha = \frac{2\xi}{\omega_0 + \omega_1} \quad \text{et} \quad \beta = \frac{2\xi}{\omega_0 + \omega_1} \omega_0 \cdot \omega_1 \quad (6.3)$$

La matrice d'amortissement est donc calculée à l'état initial et n'est pas modifiée au cours du calcul. Si cela facilite la programmation et réduit les temps de calcul, cela engendre aussi un problème, généralement en fin de calcul. En effet, comme les observations expérimentales l'ont montré, les pointes de contreventement dans les coins des panneaux sont beaucoup plus sollicitées que les autres, ce qui entraîne leur rupture précoce. Numériquement, l'élément à deux nœuds qui modélise un assemblage cassé renvoie une force quasi-nulle (voir §6.2.4.3 ci-dessous), mais la force d'amortissement de l'élément est toujours présente car la matrice  $\mathbf{C}$  n'est pas mise à jour. Hors, puisque la rupture d'une liaison se produit pour de grands déplacements locaux (au niveau de l'assemblage), la vitesse, et donc la force d'amortissement, sont importantes. Pour remédier à ce problème, la mise à jour de la matrice d'amortissement au fur et à mesure du calcul a été programmée, mais les limites techniques des machines disponibles (taille de mémoire vive), n'ont pas permis de mener à terme un calcul. Ce point fait donc parti des perspectives d'évolutions de ces travaux.

#### 6.2.4.3 Fin de calcul

Au cours d'un calcul, les pointes les plus sollicitées rompent les unes après les autres. D'un point de vue numérique, cela se traduit par un indice d'endommagement atteignant 1 pour l'élément concerné. La raideur de l'élément vaut alors 1 N/m (0 N/m poserait des problèmes numériques), ce qui engendre un effort négligeable dans la liaison (l'ordre de grandeur de la raideur initiale pour les pointes de contreventement est de plus de  $10^6$  N/m). Le défaut de cette méthode est de pouvoir assurer la convergence du modèle, même lorsque toutes les pointes sont cassées, et les déplacements calculés deviennent alors fantaisistes (de l'ordre du kilomètre). On se doit donc de fixer un critère de fin de calcul. Le choix se porte sur une limite du nombre d'éléments ayant atteint un indice d'endommagement de 1, ceux-ci sont comptés après chaque pas de temps convergé. Lorsque leur nombre dépasse un seuil prédéfini, le calcul est arrêté. Ce seuil est fixé à 50 % du nombre total de pointes de contreventement. D'après les observations expérimentales, cela doit permettre de simuler jusqu'au bout l'ensemble des essais quasi-statiques.

#### 6.2.4.4 Critère de convergence

Un calcul par éléments finis consiste à résoudre un problème non linéaire de manière incrémentale. On utilise pour cela un algorithme de Newton-Raphson, qui est un outil classique dans ce domaine, et on s'appuie sur la matrice tangente pour le calcul de l'estimation du champ de déplacements. La convergence de la méthode est testée en utilisant le résidu global relatif, qui est le rapport de la norme infinie<sup>2</sup> du résidu et d'une quantité représentative du chargement extérieur. La convergence est atteinte quand le résidu global relatif est inférieur au critère de convergence défini par l'utilisateur. Afin d'optimiser au mieux les temps de calculs, on a cherché la valeur la plus élevée du critère de convergence assurant la stabilité de la réponse (indépendance du comportement calculé par rapport au critère de convergence). En testant plusieurs valeurs de critère de convergence, entre  $10^{-4}$  et  $10^{-8}$ , sur un calcul en dynamique, on observe que les résultats sont stables à partir d'une valeur de  $10^{-6}$ , qui est donc la valeur retenue pour tous les calculs numériques réalisés dans cette thèse.

<sup>2</sup>La norme infinie est la composante maximale de la valeur absolue du vecteur résidu

### 6.2.4.5 Considérations supplémentaires en dynamique

Les calculs dynamiques ne prennent pas en compte l'augmentation de la raideur due à la vitesse de chargement (cf. §4.1.1.1, p 61). Ce choix est guidé par les études numériques présentées dans la littérature (cf. §4.2, p 72), qui n'ont jamais pris en compte ce phénomène. Une autre raison est la difficulté à modéliser l'influence de cette vitesse, notamment du fait du manque de données. En effet, aucune de nos données expérimentales ne nous permet, par exemple, de calibrer un amortisseur qui serait mis en parallèle de l'élément à deux nœuds modélisant un assemblage.

Il convient aussi de préciser la fréquence d'échantillonnage des signaux qui sont utilisés pour les calculs dynamiques. Elle doit être suffisante pour que la perte d'informations due à l'échantillonnage corresponde à de grandes fréquences, n'ayant qu'un effet négligeable sur la structure. Dans les bases de données d'accélérogrammes naturels, les fréquences d'échantillonnage les plus basses sont généralement de l'ordre de 50 Hz. Dans cette thèse, et pour des raisons pratiques liées au logiciel de commande et de mesure de la table vibrante du FCBA, les signaux sont échantillonnés à 64 Hz. Pour vérifier que cette valeur est suffisante, un signal a été échantillonné à 64 et 128 Hz. Les réponses du modèle sont strictement identiques pour ces deux fréquences, justifiant ainsi la valeur de 64 Hz.

## 6.3 Résultats

Le modèle EF de mur de contreventement décrit dans la partie précédente est utilisé pour prévoir le comportement des murs en quasi-statique et en dynamique. Tous les essais expérimentaux détaillés au début de ce chapitre sont reproduits et les résultats expérimentaux et numériques sont comparés. Cette étape permet de valider le modèle EF de mur. Dans un second temps, le modèle est utilisé pour étudier des phénomènes qui sont difficilement observables expérimentalement, que ce soit pour des raisons d'instrumentation ou de nombre d'essais limité.

### 6.3.1 Comparaisons expérimental–numérique

La validation du modèle EF de mur détaillé consiste à comparer la prévision du modèle EF au résultat expérimental correspondant. Il est important de noter que cette prévision déterministe est comparée à un essai à part entière, avec tout ce que cela entraîne de variabilité au niveau du spécimen testé. Les comparaisons du modèle EF en quasi-statique et en dynamique sont distingués pour plus de clarté.

#### 6.3.1.1 Quasi-statique

La figure 6.16 présente des comparaisons expérimental–numérique en cyclique pour deux essais distincts. Comme les essais et les calculs se déroulent à déplacements imposés, il n'y a pas lieu de comparer les déplacements. On s'intéresse donc à la prévision des forces et des raideurs. La figure 6.16.a présente une prévision très proche de l'essai expérimental. Les niveaux d'efforts prévus sont cohérents avec l'expérimental. A chaque amplitude, les 2 et 3<sup>ème</sup> cycles mettent en évidence la bonne modélisation des phénomènes d'endommagement. L'allure des boucles d'hystérésis est globalement cohérente avec l'expérimental, notamment au niveau des raideurs de charge et de décharge. La figure 6.16.b présente une prévision un peu moins proche de l'expérimental, en particulier dans la partie post-pic. Expérimentalement, on observe que la réduction de résistance est assez brutale au niveau des cycles d'amplitude 65 mm. Numériquement, on observe une évolution plus progressive de l'endommagement. On retient donc que les efforts sont prévus avec précision avant (cycles à 40 mm) et après (3 derniers cycles), alors qu'ils sont approchés (d'abord sous-estimés puis sur-estimés) à 65 mm d'amplitude.

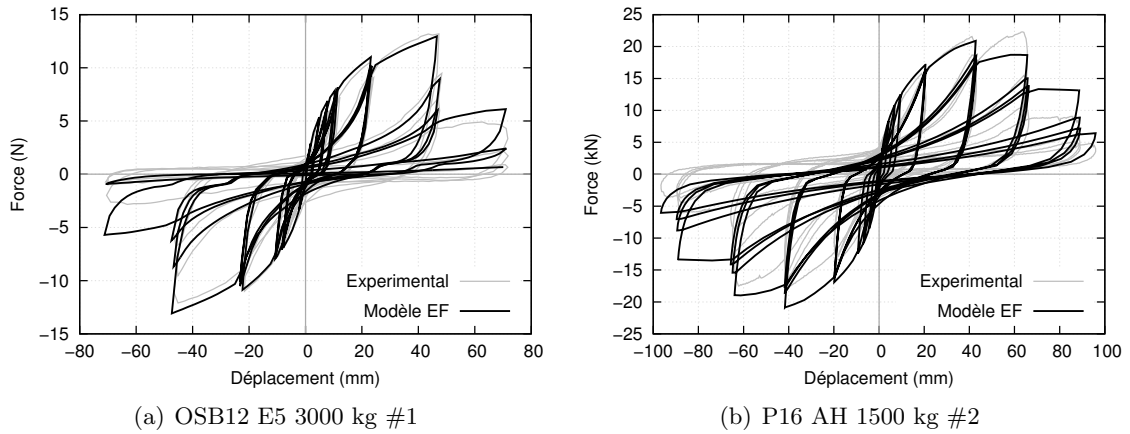


Figure 6.16: Comparaison expérimental–numérique en cyclique quasi–statique

Les deux graphiques présentés figure 6.16 sont représentatifs de l'ensemble des comparaisons expérimental–numérique (l'ensemble des données est présenté en Annexe E.1). Le tableau récapitulatif des grandeurs  $K_0$ ,  $F_{max}$ ,  $d_y$ ,  $d_u$  et  $D_C$  (aussi présenté en Annexe E.1), montre que les forces maximales calculées par le modèle sont proches de l'expérimental, sauf pour la configuration OSB12 AH, pour laquelle l'importante variabilité des résultats expérimentaux n'est pas expliquée. On observe en revanche que les raideurs initiales sont généralement surestimées par le modèle numérique. On pense que les divers jeux qui se créent dans les assemblages par connecteurs métalliques (au cours de la construction, de la manutention ou du transport), peuvent expliquer en bonne partie ces écarts. De plus, il est intéressant de noter que pour la configuration P16 E5, le premier des deux essais cycliques n'a pas été réalisé avec le bon couturage, puisqu'il manquait une pointe sur deux le long du montant central (couturage de 300 au lieu de 150 mm). Le modèle numérique, une fois le maillage adapté en conséquence, prévoit un comportement tout à fait cohérent à l'expérimental. On retient de ce paragraphe que la modélisation du comportement des murs de contreventement sous sollicitations quasi–statiques est satisfaisante.

### 6.3.1.2 Dynamique

Dans le cadre de l'approche couplant l'expérimental et le numérique, les essais dynamiques sont utilisés pour valider le modèle numérique, mais aussi pour étudier le comportement dynamique pour 3 accélérogrammes, différents niveaux de sollicitations (3 à 5 amplifications de l'accélérogramme) et 4 configurations de murs différentes. On dispose ainsi de 12 essais distincts, et chacun d'entre eux est long, puisque la succession des accélérogrammes d'amplifications différentes entraîne des durées d'essais de l'ordre de 100 à 150 secondes. Si ces durées permettent une observation approfondie du comportement expérimental, cela complique en revanche les calculs dynamiques. En effet, la qualité d'un calcul dynamique sur des éléments à la non linéarité prononcée est particulièrement difficile à maintenir sur de telles durées. D'ailleurs, à notre connaissance, les validations de modèles numériques présentées dans la littérature sont réalisées sur des signaux ne dépassant pas 40 secondes (Folz et Filiatrault (2001), Judd (2005), Richard (2001)). De plus, les validations de ces modèles numériques de prévision consistent à reproduire un essai particulier, rarement plus (2 pour Christovasilis et Filiatrault (2010), 6 pour Richard (2001)). Les comparaisons expérimental–numérique sont effectuées en comparant les fréquences fondamentales et les comportements temporels et spectraux des murs. Nous n'avons pas trouvé dans la littérature d'exemples de modèles numériques comparés à l'expérimental autrement qu'en temporel. L'approche spectrale nous paraît néanmoins intéressante pour compléter ces comparaisons et le cas échéant, observer des phénomènes non visibles en temporel (filtrage de certaines fréquences par exemple). Le tableau 6.4 présente les fréquences fondamentales expérimentales (valeurs moyennes) et numériques. A l'exception d'une configuration (P16 1500 kg), le modèle

surestime légèrement les fréquences fondamentales. On retrouve en fait l'observation faite au paragraphe précédent, concernant la surestimation des raideurs initiales.

Configuration		Fréquence fondamentale (Hz)	
Panneau	Masse (kg)	Numérique	Expérimental
OSB12	1500	6,96	6,43
	2000	6,06	5,7
P16	1500	6,53	7,13
	2000	5,82	5,0

Tableau 6.4: Comparaison expérimental–numérique des fréquences fondamentales

La figure 6.17.a montre une comparaison temporelle du déplacement relatif du mur. On observe que la prévision est cohérente avec l'expérimental pour les deux premiers accélérogrammes (de PGA respectifs 0.73 et 0.24 g). Les déplacements sont assez nettement surestimés au bout de 80 sec. Les figures 6.17.b et 6.17.c présentent les mêmes données à une échelle adaptée (30 sec) pour observer les réponses des deux premiers accélérogrammes. On voit que les déplacements expérimentaux et numériques sont en phase, et que les écarts se distinguent au niveau des pics. La figure 6.17.d présente le spectre en fréquence de l'accélération relative du mur. On observe que le modèle numérique coïncide bien avec l'expérimental pour les basses fréquences ( $f < 2$  Hz), puis sous-estime légèrement les accélérations, surtout pour des fréquences supérieures à 9 Hz. Une raison pourrait être l'influence de la vitesse de chargement sur le comportement des assemblages par connecteurs métalliques, qui serait de fait plus marquée à haute fréquence.

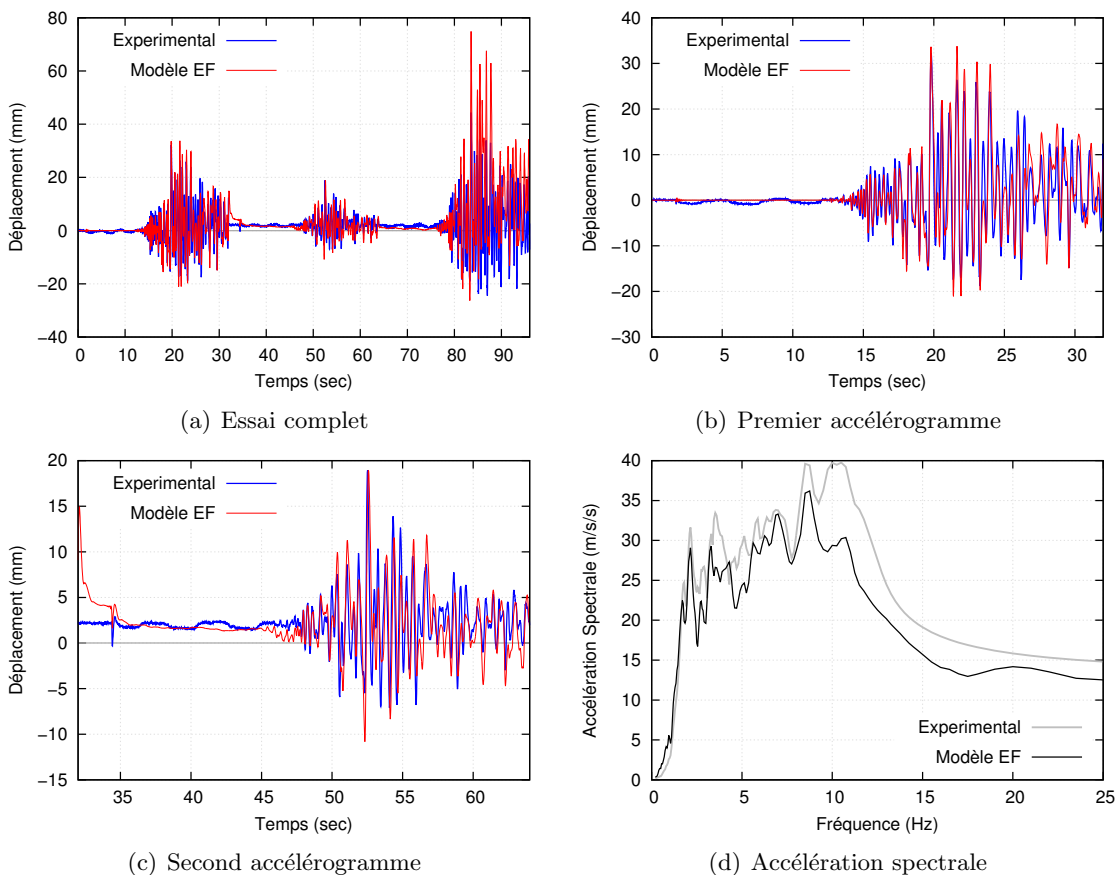


Figure 6.17: Comparaison expérimental–numérique en dynamique (OSB12 1500 kg Guadeloupe Naturel)

L'ensemble des comparaisons expérimental–numérique est présentée en Annexe E.2. D'une manière générale, on observe que le modèle prévoit des déplacements assez cohérents avec l'expérimental, on note tout de même que les écarts entre l'expérimental et le numérique peuvent être conséquents après un temps de sollicitation relativement long (figure 6.18.a), et parfois entraîner des décalages (figure 6.18.b). Le tableau 6.5 présente, pour chaque configuration et chaque sollicitation (le 1<sup>er</sup>, le 2<sup>nd</sup> et le 3<sup>ème</sup> accélérogramme soumis au mur sont dissociés), l'écart moyen au pic de déplacement entre les résultats expérimentaux et les prévisions numériques. On observe que les écarts moyens sont relativement faibles pour les premières sollicitations (moins de 10 %), un peu plus élevés lors des deuxièmes sollicitations (jusqu'à 21 %), et peuvent atteindre des valeurs importantes au-delà (plus de 50 %).

Configuration		Intervalle	Écart Moyen
Panneau	Masse (kg)	Temps (s)	%
OSB12	1500	0 – 32	6,7
		32 – 64	1,8
		64 – 96	-25,8
	2000	0 – 32	-1,1
		32 – 64	-21,0
		64 – 96	-36,2
P16	1500	0 – 32	-8,2
		32 – 64	-18,6
		64 – 96	52,3
	2000	0 – 32	-1,3
		32 – 64	-11,4
		64 – 96	-36,2

Tableau 6.5: Écarts moyens aux pics de déplacement entre les résultats expérimentaux et les prévisions numériques en fonction de l'intervalle de temps considéré

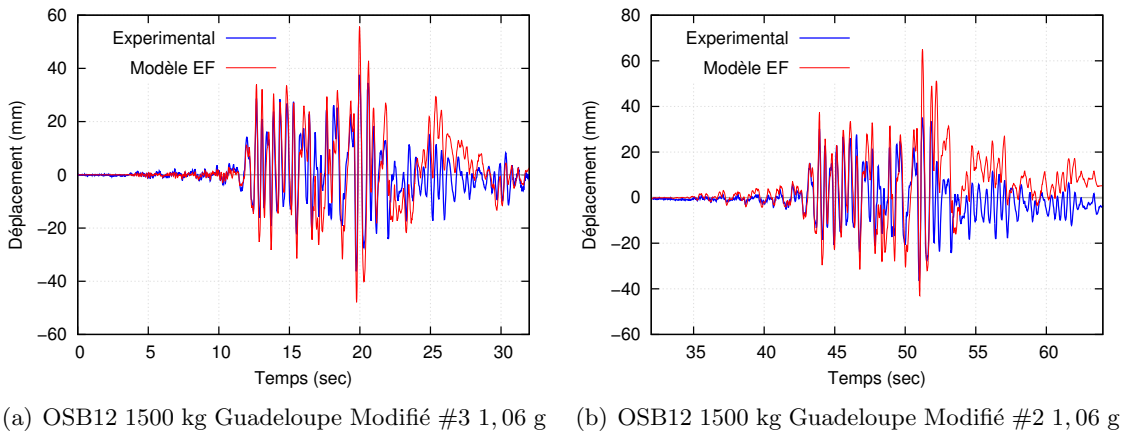


Figure 6.18: Exemples d'écarts entre l'expérimental et le numérique

Le principe de la modélisation attribue aux assemblages panneau/ossature la capacité à dissiper l'énergie. De ce fait, l'amortissement du mur est majoritairement dû à l'amortissement hystérique, qui est modélisé par la loi de comportement à l'échelle des connecteurs. Néanmoins, d'autres phénomènes, que l'on qualifiera de secondaires, sont supposés dissiper de l'énergie. On peut notamment citer les frottements entre les panneaux et l'ossature, le comportement visco-élastique du bois (cf. §4.1.1.1, p 61) ou encore les frottements dans l'air. On peut donc écrire l'équation 6.4, qui montre que l'amortissement global d'un mur ( $\xi_{glob}$ ) inclut à la fois l'amortissement hystérique ( $\xi_{hyst}$ ) et l'amortissement visqueux ( $\xi_{visq}$ ).

$$\xi_{glob} = \xi_{hyst} + \xi_{visq} \quad (6.4)$$

De plus, la valeur de l'amortissement hystérétique dépend des amplitudes et de l'historique du mouvement du mur. Ainsi, à partir de l'état initial et sous très faibles déplacements relatifs du mur, la valeur de  $\xi_{hyst}$  sera faible par rapport à  $\xi_{visq}$ . Il est possible d'estimer expérimentalement la valeur de  $\xi_{glob}$ . En réalisant cela pour de faibles déplacements relatifs (inférieurs à un millimètre), on peut donc estimer une valeur de  $\xi_{visq}$ . Deux méthodes de mesure de l'amortissement ont été utilisées, dont on peut trouver la description dans Paultre (2005) :

- **Méthode d'acuité de résonance** : Des bruits blancs permettent de calculer la Fonction de Réponse en Fréquence (FRF) du mur. La méthode d'acuité de résonance permet d'en déduire une valeur du taux d'amortissement. Menée avant chaque essai, cette méthode fournit des taux d'amortissement compris entre 10 à 17 %.
- **Méthode d'affaiblissement (décrément logarithmique)** : Il s'agit de mettre le mur en oscillations libres, par un choc ou une sollicitation issue de la table vibrante. On peut alors calculer l'amortissement en utilisant la méthode du décrément logarithmique. Avec cette méthode, les taux d'amortissement mesurés varient de 6 à 9 %.

On note que les valeurs diffèrent en fonction de la méthode de mesure. Dutil et Symans (2004) ont observé le même phénomène en travaillant sur des murs de conception nord américaine. Ils ont trouvé des taux d'amortissement de 2 % par la méthode d'affaiblissement et de 6 à 7 % par la méthode d'acuité de résonance. L'explication proposée par les auteurs tient dans l'imprécision de la mesure par acuité de résonance. En effet, cette mesure consiste à évaluer, de chaque côté du pic de la FRF, les bornes correspondant à la moitié de la puissance au pic, ce qui à l'échelle logarithmique correspond à une réduction de 3 dB. Or, pour un mur, le pic de la FRF est très marqué, du fait de la dominance du premier mode de vibration. Cela entraîne une imprécision qui semble relativement importante.

On estime donc que le taux d'amortissement global ( $\xi_{glob}$ ) expérimental est compris entre 6 et 9 %. Cela permet de calibrer la valeur de  $\xi_{visq}$  pour la modélisation numérique. On trouve ainsi, en simulant des oscillations libres grâce au modèle, qu'une valeur de  $\xi_{visq} = 5$  % correspond à  $\xi_{glob} = 6,4$  % pour un déplacement relatif maximal de 0,77 mm. Un taux d'amortissement de 5 % est donc retenu pour l'ensemble des calculs, et il est affecté au modèle par l'intermédiaire de la méthode de Rayleigh (cf. §6.2.4.2, p 124).

Enfin, il convient de noter que le taux d'amortissement visqueux mesuré expérimentalement et utilisé dans le modèle numérique est relativement élevé par rapport à ce que l'on trouve dans la littérature. D'un point de vue expérimental, Dutil et Symans (2004) obtiennent des valeurs de l'ordre de 2 %, à comparer aux 6 à 9 % obtenus dans le cadre de nos essais. Cet écart se retrouve au niveau de la modélisation numérique, puisque des valeurs de 1 ou 2 % sont généralement utilisées (Richard (2001), Filiatrault *et al.* (2002b), Judd (2005), Pang et Rosowsky (2010), Xu et Dolan (2009a)), là où l'on utilise 5 %. Nous n'avons pas encore identifié clairement la ou les cause(s) de ces écarts. Les murs étudiés sont très similaires, et les petites différences d'entraxe, de diamètre de pointe ou de type et d'épaisseur de panneau n'expliquent pas, *a priori*, des écarts aussi importants sur le taux d'amortissement. Au niveau des bancs d'essais, le système utilisé par Dutil et Symans (2004) est assez similaire à celui utilisé sur la table vibrante du FCBA, et les masses en tête de murs sont du même ordre de grandeur. Ce point constitue donc un sujet à approfondir dans le futur.

Pour conclure, la comparaison des prévisions du modèle EF de mur détaillé aux essais expérimentaux est jugée globalement satisfaisante. En quasi-statique, le modèle prévoit des efforts très proches des essais. En dynamique, les écarts entre l'expérimental et le numérique sont ponctuellement importants, mais en moyenne tout à fait acceptable pour quelques accélérogrammes et des durées de chargement cohérentes avec un séisme. En effet, une étude parasismique

ne peut s'appuyer sur un unique calcul à partir d'un unique accélérogramme. Pour une bonne représentativité de l'étude, un nombre important d'accélérogrammes doit être considéré, ce qui limitera l'impact des cas où les écarts du modèle sont importants.

### 6.3.2 Observations

On présente dans cette partie les phénomènes et observations que le modèle détaillé de mur permet de mettre de vérifier ou mettre en évidence.

#### 6.3.2.1 Effet du chargement vertical

Le modèle EF de mur détaillé permet d'étudier la relation entre le niveau de chargement vertical et le soulèvement des montants extérieurs. Le but est de vérifier si le modèle reproduit convenablement les phénomènes déjà décrits (cf. §4.1.2.2, p 69). On travaille sur une configuration de mur où l'on ne fait varier que l'ancrage extérieur, à savoir une équerre standard (E5) ou une équerre renforcée (AH). Dans chacun des cas, on réalise des calculs monotone et cyclique sous différents niveaux de chargement vertical allant de 0 à 40 kN. Dans le cas des équerres AH, on n'observe pas de modification du comportement global du mur en fonction du chargement vertical. Au niveau du soulèvement des montants extérieurs, l'effet est visible mais négligeable (moins de 1 mm). Pour les équerres E5 en revanche, l'influence du chargement vertical est plus important. La figure 6.19.a présente les évolutions force-déplacement du mur en monotone pour différents niveaux de chargement. On observe que l'augmentation de la charge verticale augmente la force maximale  $F_{max}$  et la ductilité du mur. Il faut aussi noter que plus la charge augmente, moins son influence est élevée, ce qui tend à montrer qu'il existe un seuil à partir duquel le chargement vertical ne modifie plus le comportement du mur. La figure 6.19.b présente le soulèvement du montant extérieur à  $F_{max}$ . On observe une évolution linéaire pour des soulèvements inférieurs à 10 mm, ce qui s'explique par la limite élastique de l'équerre E5 qui vaut 10 mm. Cela signifie aussi que pour l'essai sans chargement vertical, l'équerre s'est plastifiée. Ces calculs montrent que le modèle EF de mur détaillé reproduit convenablement la relation entre la déformation des ancrages extérieurs et son influence sur le comportement global du mur.

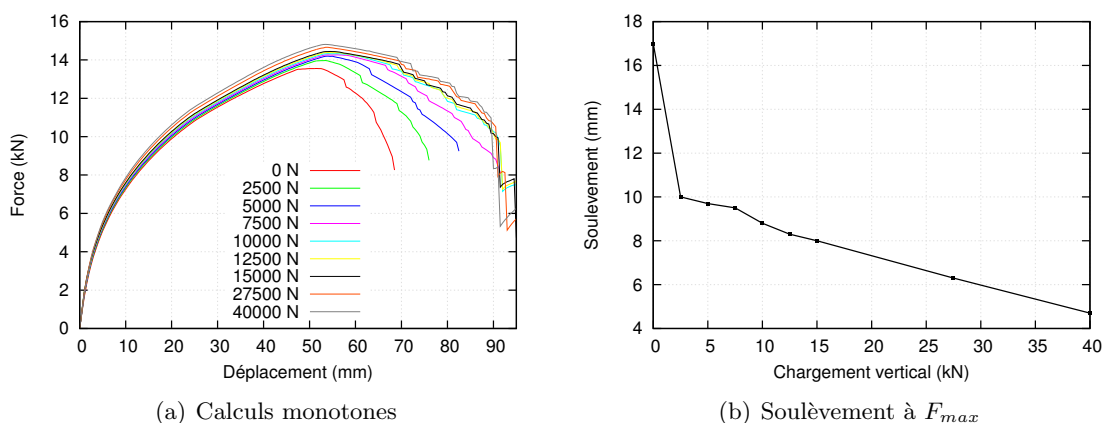


Figure 6.19: Effet du chargement vertical pour des ancrages extérieurs faibles (E5)

#### 6.3.2.2 Relation niveau de sollicitation / réponse maximale

L'une des utilisations possibles de la modélisation numérique développée dans cette thèse est, pour un accélérogramme donné, de chercher le PGA permettant de dépasser un critère de rupture



prédéfini. Si l'on fixe un critère en déplacement, alors on cherche à tracer l'évolution  $d_{max}$ -PGA. C'est ce que présente le figure 6.20 pour deux accélérogrammes différents. Il est intéressant de noter que l'évolution  $d_{max}$ -PGA n'est pas forcément strictement croissante.

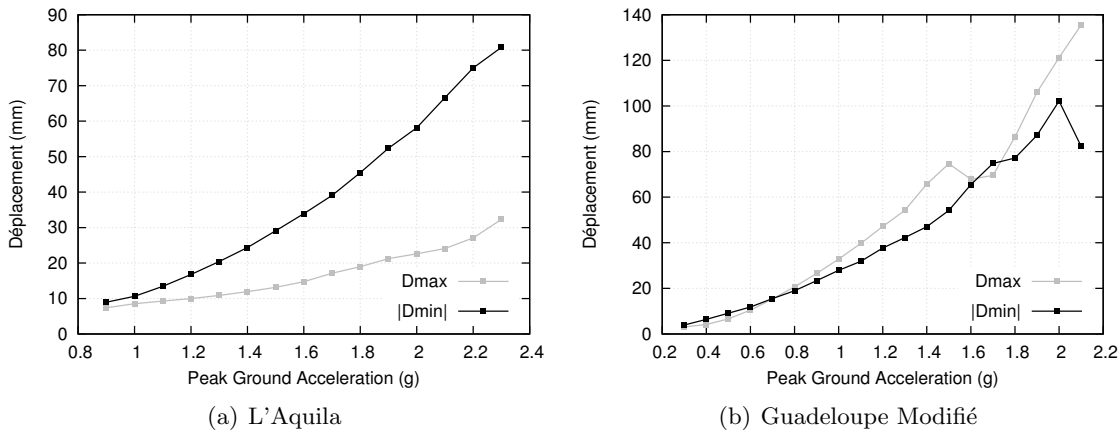


Figure 6.20: Évolution du déplacement maximal en fonction du PGA

L'explication que l'on avance est la suivante : si l'accélérogramme possède deux pics successifs d'amplitude suffisante, l'un en positif l'autre en négatif. Pour de faibles amplifications, le mur devrait "suivre" les deux pics. Pour de plus fortes accélérations, on peut envisager que la déformation due au premier pic sera tellement grande, que l'inertie sera suffisante pour ne pas subir un grand déplacement dans la direction opposée lors du deuxième pic. Ainsi, le déplacement au deuxième pic pourra être plus petit pour une amplification plus importante de l'accélérogramme. Ce point méritera une étude plus détaillée dans le futur, car il peut potentiellement influencer de manière non négligeable le résultat de ce type d'étude.

### 6.3.2.3 Localisation de l'endommagement

La connaissance du comportement de chaque assemblage du modèle permet d'avoir une idée du niveau d'endommagement de chacun d'eux. Il est donc possible d'identifier les assemblages les plus endommagés et de vérifier la cohérence de ces observations avec l'expérimental. On cherche pour cela à quantifier l'endommagement. Une solution consisterait à simplement extraire la valeur du déplacement maximal  $d_{max}$  atteint au cours du chargement. Néanmoins, les phénomènes d'endommagement cyclique ne seraient pas pris en compte, ce qui ne fournirait pas une information complète sur la réserve de résistance de l'assemblage. La figure 6.21 schématise ce que l'on nomme endommagement monotone et endommagement cyclique. L'endommagement monotone est le rapport du déplacement maximal  $d_{max}$  atteint au cours d'un calcul sur le déplacement ultime  $d_u$ . Lorsque ce rapport atteint une valeur de 1, l'assemblage est rompu et ne reprend plus aucun effort. L'endommagement cyclique correspond à la perte de résistance à cycles d'amplitudes constantes. Sa valeur est liée à l'historique de chargement de par son aspect cumulatif. Du point de vue de la loi de comportement, cet endommagement est défini

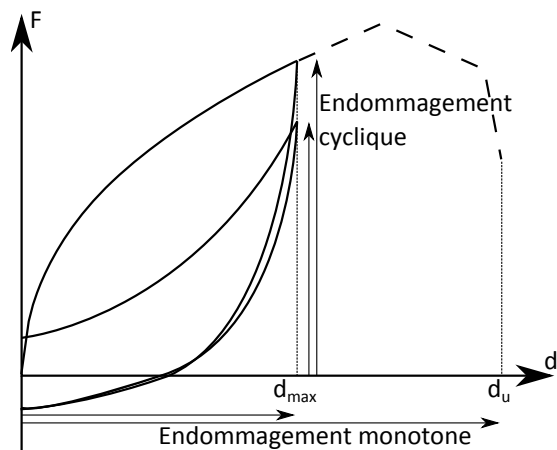
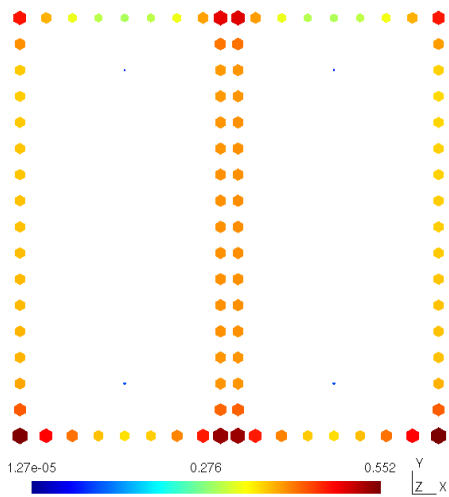


Figure 6.21: Différentiation des types d'endommagement

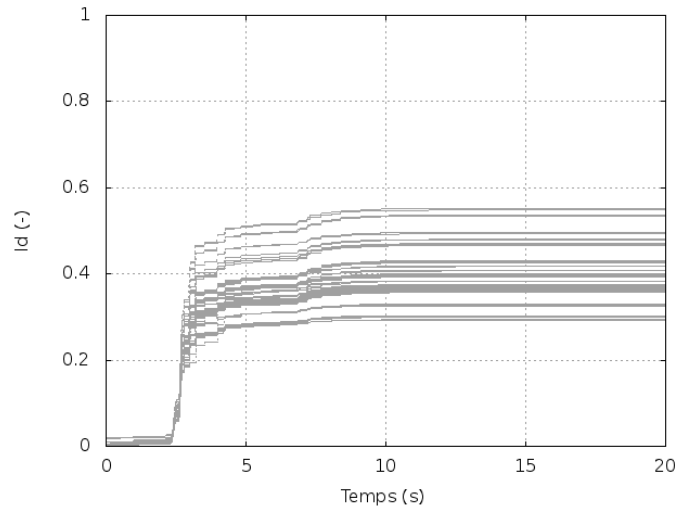
par la variable interne  $dmg$  (cf. §3.2.3, p 56 et §5.2.1, p 95). Cette variable vaut 1 à l'état initial et atteint 0 à la rupture. Le calcul de l'indice d'endommagement  $Id$  se fait à partir du rapport  $d_{max}/d_u$  et de  $dmg$  (eq. 6.5). Il est défini tel que  $Id = 0$  à l'état initial et  $Id = 1$  à la rupture, que celle-ci soit causée par le dépassement de  $d_u$  ou un endommagement cyclique trop important.

$$Id = 1 - dmg \times \left(1 - \frac{d_{max}}{d_u}\right) \quad (6.5)$$

Cet indice permet de comparer l'endommagement de chacun des assemblages du modèle. La figure 6.22.a présente le type de visualisation que l'on obtient en affichant, pour chaque pointe de contreventement, un point dont la taille et la couleur varient avec la valeur de l'indice d'endommagement de la connexion. On retrouve les observations expérimentales, qui mettent en évidence un endommagement des pointes de contreventement très marqué dans les coins des panneaux. On observe de plus que les pointes le long des montants intermédiaires sont à peine endommagées, ce qui montre bien (comme le stipule l'Eurocode 5 (2005)), que la participation au contreventement de ces connexions peut être négligée.



(a) Localisation des endommagements à la fin du calcul



(b) Évolution de  $Id$  au cours du calcul

Figure 6.22: Localisation de l'endommagement dans un mur

La figure 6.22.b présente l'évolution temporelle des indices d'endommagement de chacune des pointes de contreventement. Elle est tracée à partir du même calcul que la figure 6.22.a, on retrouve donc dans les deux cas une valeur maximale de  $Id = 0,552$ . On observe que les allures des évolutions temporelles des indices d'endommagement de chaque connexion sont similaires. Ces figures sont tracées pour un calcul dynamique de faible PGA (0,32 g), ce qui n'entraîne aucune rupture de pointe ( $Id < 1$ ), et pour un accélérogramme dont les pics les plus importants se situent entre 3 et 4 secondes. Ce dernier point explique l'évolution brusque des  $Id$  dans cet intervalle, et leur stabilité par la suite.

### 6.3.2.4 Propagation d'incertitudes

Nous présentons ici une étude de la propagation des incertitudes de l'échelle des connecteurs vers celle du mur de contreventement. Dans le chapitre précédent, nous avons présenté la méthode de calage probabiliste permettant la prise en compte des incertitudes sur le comportement des connecteurs. Pour chacun d'eux, le paramètre définissant la force maximale  $F_1$  est une variable

aléatoire suivant une loi de probabilité prédéfinie. Dans cette étude, la loi retenue est une loi uniforme. Ce choix tient aux trois faits suivants : D'abord, le nombre d'essais expérimentaux sur les clous est limité (deux essais en monotone et cinq en cyclique). Ensuite, la variation des résultats expérimentaux est importante, et cela sur une plage de valeur relativement large. Enfin, dans un premier temps au moins, nous ne cherchons pas à modéliser directement la variabilité d'un connecteur, mais la propagation d'incertitudes d'un ordre de grandeur au moins aussi grand que les incertitudes sur le comportement des clous.

Nous travaillons sur la configuration de mur OSB12 AH 27500 kN. C'est-à-dire des panneaux OSB de 12 mm d'épaisseur, des montants extérieurs ancrés par des équerres AH et une charge verticale de 27500 kN. On retient le jeu de paramètres des clous correspondants (2,1x45 mm annelées) à l'exception du paramètre  $F_1$ . Une valeur de  $F_1$  est calculée de la manière suivante: on engendre une valeur comprise entre 0 et 1 à partir d'un générateur de nombres aléatoires. Par simple interpolation linéaire entre les bornes fixées pour  $F_1$ , on obtient une valeur aléatoire de  $F_1$  selon une loi uniforme. On fixe les bornes suivantes :  $F_1 \in [600; 1000]$  (en Newton), ce qui est nettement supérieur à l'intervalle observé expérimentalement sur 5 essais, qui était plutôt de l'ordre de 200 N. Le modèle EF de mur est composé de 110 pointes. On réalise donc 110 tirages aléatoires pour réaliser un calcul sur le mur. On notera qu'on ne considère aucune corrélation entre les valeurs de  $F_1$ . Le calcul en monotone sur le mur a été répété 500 fois, avec à chaque fois un nouveau tirage aléatoire de valeurs pour  $F_1$ . La figure 6.23.a montre les 500 courbes force-déplacement sur le même graphique. Malgré la très importante variabilité en entrée, on observe que la variabilité en sortie est limitée, de l'ordre de 5 % sur la valeur de  $F_{max}$ .

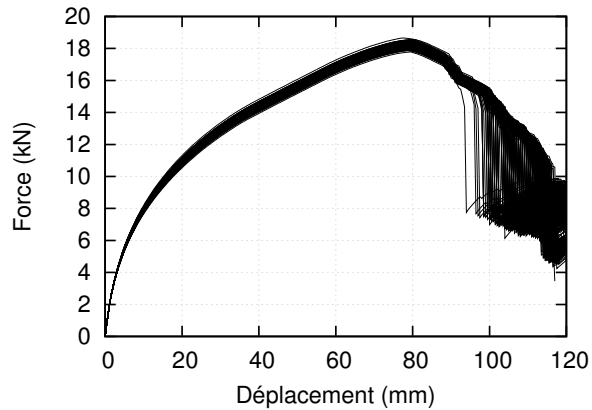


Figure 6.23: Propagation d'incertitudes dans le mur (500 calculs)

## 6.4 Conclusion

Ce chapitre aborde le travail réalisé à l'échelle des murs de contreventement. Les aspects expérimentaux sont présentés dans un premier temps. Les essais sous sollicitations quasi-statiques et dynamiques permettent de rassembler de nombreuses données et d'observer les comportements locaux et globaux des murs. Le modèle numérique de mur est ensuite présenté. Ses prévisions sont confrontés aux nombreux essais expérimentaux, qui sont basés sur plusieurs configurations et plusieurs chargements. Ainsi, 16 essais cycliques et 12 essais dynamiques sont reproduits, ce qui constitue une particularité notable vis-à-vis de la littérature. Le modèle prévoit de manière satisfaisante l'ensemble de ces essais. Pour conclure, le modèle numérique est utilisé comme outil pour étudier certains phénomènes tels que l'effet du chargement vertical, la répartition des endommagements des assemblages, la propagation d'incertitudes ou encore la relation entre le PGA du signal d'entrée et le déplacement maximal du mur. Les résultats de ces études fournissent des éléments de réponse qui pourraient être utiles pour la suite des travaux.

---

## Chapitre 7

---

# Bâtiment - Echelle 3

---

Nous présentons dans ce chapitre les moyens mis en œuvre pour étudier les bâtiments. Dans le cadre de la démarche multi-échelle, il s'agit de la troisième et dernière échelle d'étude. Des essais expérimentaux sur la table vibrante du CEA (Saclay) d'une maison à ossature en bois sont prévus dans le cadre du projet de recherche ANR SISBAT (2009-2013), mais ceux-ci ne seront réalisés qu'après cette thèse. Nous ne disposons donc pas de données expérimentales à cette échelle. Néanmoins, cela n'empêche pas de développer le modèle numérique de structure, celui-ci étant de toute façon destiné à prévoir le comportement, ne serait-ce que pour valider sa faisabilité. La première partie de ce chapitre est consacrée au modèle EF simplifié de mur de contreventement.

### 7.1 Modèle EF simplifié de mur

On présente dans cette partie le développement du modèle simplifié. On distingue le détail de son fonctionnement, le calage de ses paramètres en quasi-statique et la validation de son comportement en dynamique par rapport aux résultats du modèle détaillé.

#### 7.1.1 Détail du modèle

La figure 7.1 schématise le modèle EF simplifié de mur. Il est composé de 4 nœuds ( $JKLM$ ) reliés par 4 barres rigides qui forment un cadre de dimensions identiques au modèle détaillé. Ce système est articulé et se déforme en parallélogramme, ce qui est une idéalisation du comportement réel d'un mur (cf. §3.1, p 47 et §6.1.4.1, p 117). Le modèle possède donc un seul degré de liberté ( $ddl$ ) et son comportement est défini par un élément à deux nœuds assimilable à un ressort. Sa raideur  $k(t)$  est définie par la loi hystérétique de Humbert et ses paramètres sont calibrés sur les résultats du modèle EF de mur détaillé sous chargements quasi-statiques. Le modèle simplifié reproduit ainsi le comportement global du modèle détaillé, qui lui modélise l'ensemble des phénomènes locaux. Pour les calculs en dynamique, il convient d'ajouter deux masses ponctuelles aux nœuds supérieurs afin d'engendrer les forces inertielles. La modélisation de l'amortissement ne peut être similaire à celle utilisée pour le modèle détaillé (méthode de Rayleigh, cf. 6.2.4.2, p 124), car le modèle simplifié ne possède qu'un seul mode propre. On utilise donc la relation

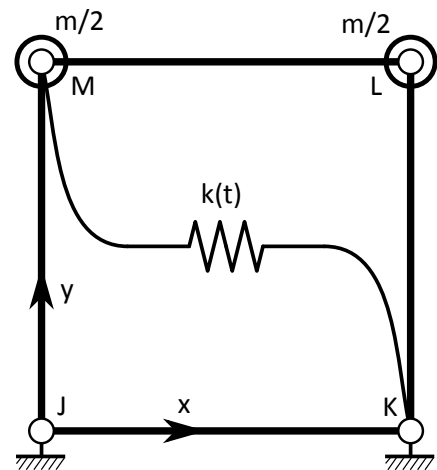


Figure 7.1: Modèle simplifié de mur

suivante, en affectant au taux d'amortissement  $\xi$  la même valeur que pour le modèle détaillé :

$$c = 2\xi\sqrt{km} \quad (7.1)$$

De manière à rester cohérent avec le modèle de mur détaillé, la matrice d'amortissement n'est pas mise à jour au cours du calcul, bien que la légèreté du modèle le permettrait. La cohérence au niveau du critère de fin de calcul n'est pas aussi évidente. En effet, le calcul d'un modèle détaillé est stoppé en fonction de la rupture des assemblages cloués (cf. §6.2.4.3, p 125). Cette donnée n'est pas disponible dans le modèle simplifié, l'arrêt du calcul n'est donc lié qu'à la loi de comportement définissant son comportement. Ce point est rediscuté plus loin dans ce chapitre.

### 7.1.2 Calage

Les paramètres de la loi de comportement du modèle simplifié sont calibrés en suivant la procédure de calage direct (cf. §5.2.2, p 97). Les calages sont effectués sur les résultats du modèle détaillé en quasi-statique (monotone et cyclique). Il n'y a pas lieu de préciser les paramètres par une approche de calage moyen ou probabiliste, car le modèle détaillé est déterministe.

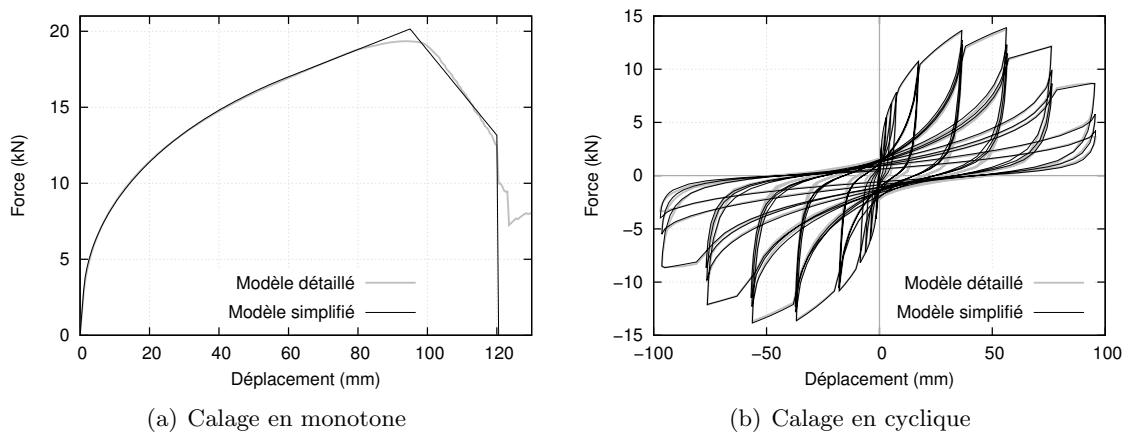


Figure 7.2: Calage du modèle simplifié (OSB12 AH 1500 kg)

La figure 7.2 présente un exemple de calage du modèle simplifié. On observe qu'il peut reproduire de manière très précise le comportement du modèle détaillé en quasi-statique. On a montré au §5.2.1 (p 95), que la loi de comportement, bien que calibrée sur un unique historique de chargement, est capable de reproduire convenablement le comportement pour d'autres historiques de chargement. Cela est possible grâce à la prise en compte de l'aspect cumulatif de l'endommagement. On confirme ce point à l'échelle des murs, en comparant les réponses des modèles détaillé et simplifié, pour un historique de chargement différent de celui utilisé pour le calage du modèle simplifié. La figure 7.3 montre la bonne correspondance des deux réponses pour le chargement de He *et al.* (1998), qui se différencie des chargements classiques par son nombre restreint de cycles.

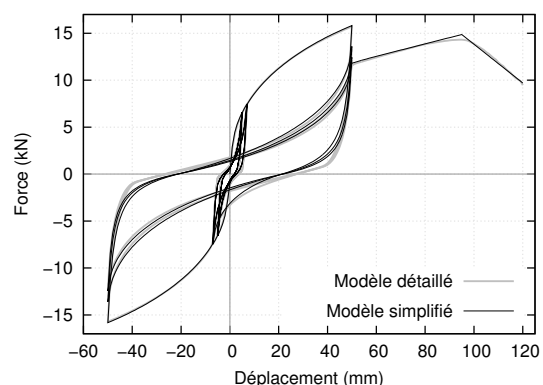


Figure 7.3: Comparaison des 2 modèles de murs pour un autre historique de chargement

### 7.1.3 Validation des calages

Le modèle simplifié est développé dans le but de réaliser des calculs dynamiques. Deux types d'utilisations peuvent être envisagées :

- Le calcul du comportement dynamique d'un mur seul, avec un temps de calcul beaucoup moins important que pour le modèle détaillé, le rapport étant d'environ 10 entre les durées de calcul.
- Le calcul du comportement dynamique d'une structure dont les murs sont modélisés par le modèle simplifié.

La figure 7.4 présente un exemple de comparaisons temporelle et spectrale entre le modèle simplifié et le modèle détaillé (configuration OSB12 1500kg, accélérogramme Guadeloupe Naturel). On observe que malgré la qualité du calage en quasi-statique, les réponses ne sont pas strictement identiques. Selon les signaux d'entrée, le modèle sous-estime ou surestime les déplacements, il n'y a pas de tendance dominante. Il en résulte que pour 8 calculs comparatifs (8 accélérogrammes différents), la moyenne des écarts du pic en déplacement entre les 2 modèles est de 3,3 %. Si l'on considère la valeur absolue des écarts, la moyenne passe à 11,4 %. Des valeurs similaires sont calculées pour 4 configurations différentes de mur. La représentation spectrale montre que les écarts les plus importants (de l'ordre de 15 %), sont concentrés sur une seule bande de fréquence (8 - 11 Hz). D'une manière générale, on observe que les écarts ne se produisent pas pour des fréquences inférieures. L'ensemble de ces écarts entre les modèles est jugé admissible, d'abord parce qu'ils sont raisonnablement faibles, ensuite, parce qu'il faut considérer la simplicité du modèle simplifié par rapport au modèle détaillé.

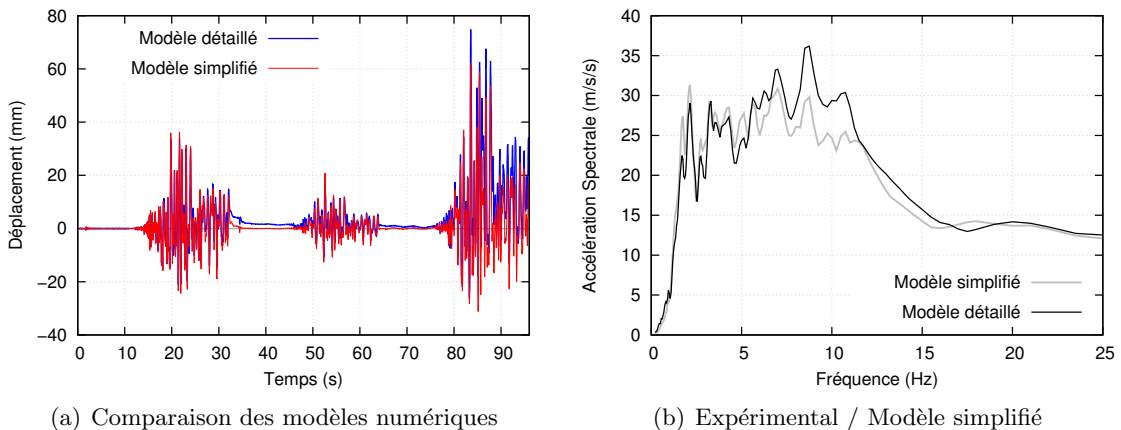


Figure 7.4: Vérification du comportement dynamique du modèle simplifié

### 7.1.4 Critère de fin de calcul

On a mentionné plus haut dans ce chapitre la difficulté à définir un critère de fin de calcul cohérent avec le critère utilisé pour le modèle détaillé. On aborde en fait un aspect plus général du modèle simplifié, que l'on pourrait qualifier de problème de la "boîte noire". Il s'agit du fait que ce modèle ne fournit que le comportement global d'un mur, sans aucune indication sur les comportements locaux. Pour mieux connaître ces comportements, le retour à un modèle détaillé est possible, mais les temps de calculs associés sont conséquents. L'utilisation des indices d'endommagement permet d'envisager une alternative. On a déjà présenté ces indices dans le cadre des résultats que peut fournir le modèle de mur détaillé (cf. §6.3.2.3, p 132),

où l'endommagement dans chaque liaison est quantifié par son indice d'endommagement. On nomme ces indices  $Id_{locaux}$ . Cet indice peut aussi être calculé pour le modèle simplifié. Dans ce cas, il est unique et noté  $Id_{global}$ . La figure 7.5 présente deux exemples de comparaison des indices  $Id_{locaux}$  et  $Id_{global}$  pour des murs sous sollicitations dynamiques.

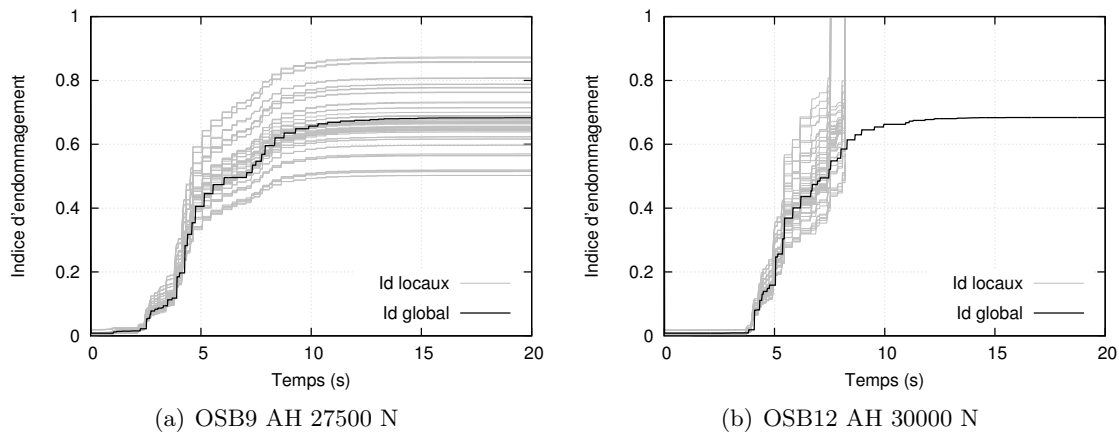


Figure 7.5: Comparaison des indices d'endommagement globaux et locaux

On observe que l'allure de l'indice global du modèle simplifié est similaire à celles des indices locaux du modèle détaillé. De plus, on pourrait penser que la valeur de  $Id_{global}$  est proche de la moyenne des  $Id_{locaux}$ , mais cette observation ne se vérifie pas sur l'ensemble des 19 calculs comparatifs réalisés. L'idée est néanmoins d'utiliser l'indice global, qui est facilement calculable, pour compléter les informations fournies par le modèle simplifié. Par exemple, on observe sur la configuration OSB12 AH que  $0,6 < Id_{global} < 0,65$  correspond à plus de la moitié des  $Id_{locaux}$  égaux à 1, c'est-à-dire le dépassement du critère de fin de calcul du modèle détaillé. Une perspective de ses travaux est donc d'étudier plus détail la relation entre les indices  $Id_{global}$  et  $Id_{locaux}$ . De plus, l'indice  $Id_{global}$  est directement lié à la ruine d'un mur, c'est-à-dire son état limite ultime (ELU). Une autre perspective est de compléter ce point en cherchant une correspondance entre l'indice d'endommagement et un critère de limitation des dommages au sens de son état limite de service (ELS).

## 7.2 Vers une structure 3D

La première partie de ce chapitre a été consacrée au développement et la validation d'un modèle simplifié de mur. Ce modèle constitue un élément macroscopique ("macro") qui peut être reproduit et assemblé pour créer un modèle 3D des murs d'une structure. Pour modéliser une structure complète, il est aussi nécessaire de posséder des modèles pour les planchers et la toiture. Nous ne les possédons pas à l'heure actuelle, mais ils sont actuellement développés dans le cadre du programme de recherche Sisbat, et dans un futur proche, ils permettront d'assembler des modèles numériques de structures complètes. Dans cette partie, on détaille dans un premier temps l'assemblage d'éléments macro pour la modélisation d'un mur avec ces ouvertures. On détaille ensuite un modèle 3D d'une maison de plain-pied, en remplaçant la toiture par des masses et un diaphragme horizontal composé de poutres au vent. En considérant que la maison repose sur un dallage solidarifié, aucun modèle de plancher bois n'est nécessaire.

### 7.2.1 Murs avec ouvertures

Un mur d'une structure à ossature en bois comprend des parties pleines et des ouvertures (porte, fenêtre), et peut facilement mesurer plus de 10 m de long. On peut distinguer deux

types d'approche pour la modélisation d'un tel mur. La première consiste à le modéliser par un unique élément macro. Dans ce cas, la difficulté tient dans le développement du modèle détaillé nécessaire au calibrage du modèle simplifié, à cause de sa lourdeur en temps de développement et de calcul. La seconde consiste à utiliser plusieurs éléments macro pour modéliser la totalité du mur. Plusieurs modèles simplifiés peuvent alors être nécessaires pour caler ces éléments, mais ils ne sont pas aussi coûteux que pour la première méthode. On retient la seconde approche, car le comportement des murs pleins de différentes longueurs peut être obtenu à partir d'un seul modèle détaillé. On détaille ce point ci-dessous, puis on présente le "découpage" d'un mur d'une manière qui respecte les conditions limites des éléments macros.

### 7.2.1.1 Murs pleins

Il existe une relation de proportionnalité entre la résistance d'un mur plein et le nombre de panneaux de contreventement qu'il possède. Ce point n'est pas nouveau, il est par exemple utilisé dans l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1, 2005), pour le dimensionnement des murs de contreventement, à condition que ceux-ci soient bien ancrés au sol. On détaille néanmoins ce phénomène pour mettre en évidence son intérêt pour la modélisation de mur, mais aussi pour présenter des résultats de calcul sur des modèles détaillés, qui montrent certaines limites, ou imprécisions, de cette méthode. La figure 7.6 présente le bilan des efforts subis par l'ossature. Les efforts internes, du panneau sur l'ossature, sont distribués sur tout le pourtour du panneau. Les efforts externes horizontaux sont directement liés aux sollicitations. Les efforts externes verticaux apparaissent du fait de la mise en traction ou compression des montants extérieurs. Ils sont transférés aux fondations *via* les ancrages extérieurs. Un mur composé de  $n$  panneaux se comporte donc comme un système en série de  $n$  murs à un panneau. Cette propriété a un intérêt évident pour modéliser les murs avec des éléments macros, car un seul modèle détaillé suffit pour calculer le comportement des murs pleins, quel que soit le nombre de panneaux. On fait référence à cette méthode sous le terme de méthode de combinaison.

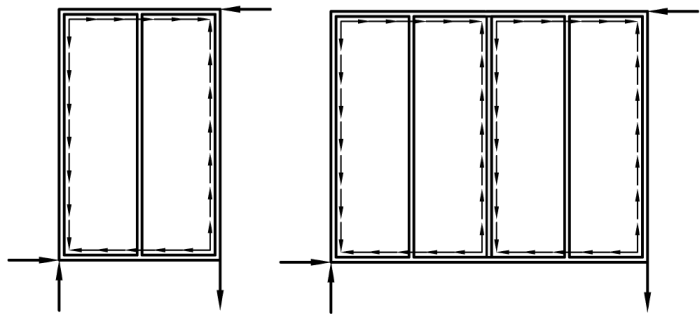


Figure 7.6: Efforts sur l'ossature

Le modèle de mur détaillé est mis à contribution pour estimer l'effet d'un ancrage semi-rigide (équerre E5) et la précision de cette approche. Quatre modèles détaillés sont utilisés, ils modélisent des murs à 1, 2, 3 et 4 panneaux, soit respectivement 1,2 - 2,4 - 3,6 et 4,8 m. La figure 7.7 met en évidence la proportionnalité en présentant un exemple de résultat des modèles détaillés sous chargement monotone. On compare ces résultats à ceux de la méthode de combinaison, en utilisant le mur de 2,4 m de longueur comme référence. On multiplie par exemple sa force par 2 pour obtenir la force d'un mur de 4,8 m. Les écarts entre cette méthode et le modèle numérique ne dépassent pas 5 % pour les murs avec des équerres AH en ancrage extérieur. Les écarts sont un peu plus importants pour des équerres E5, car on observe une relation entre la longueur du mur et le

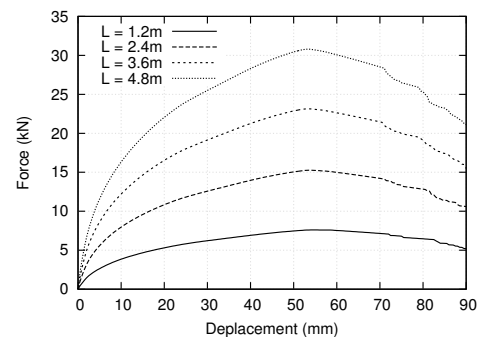


Figure 7.7: Influence du nombre de panneau de contreventement



soulèvement des montants extérieurs. On a expliqué au §6.3.2.1 (p 131), qu'il y a une relation entre la masse appliquée au mur et la déformation des ancrages extérieurs, mais que le comportement global du mur n'est qu'assez peu influencé. L'étude menée sur les 4 modèles détaillés de longueurs différentes montre un phénomène supplémentaire. Pour un mur à un seul panneau (1,2 m), l'utilisation de l'équerre E5 réduit la résistance du mur par rapport à une équerre AH. Pour un mur à quatre panneaux (4,8 m), la réduction de résistance due à l'équerre E5 est moins importante, car le soulèvement qu'elle engendre n'affecte qu'un seul des quatre panneaux (celui qui est cloué sur le montant qui s'est soulevé). Les trois autres reprennent exactement les mêmes niveaux d'effort. En conséquence, la proportionnalité entre les murs de différentes longueurs perd en précision pour des ancrages moins résistants. L'écart entre la méthode de combinaison et les modèles détaillés monte ainsi à 14 % pour un mur à 1 panneau avec des équerres E5. Ces observations permettent d'améliorer la méthode de combinaison. Plutôt que de considérer qu'un mur de 4 panneaux a 2 fois la résistance d'un mur de 2 panneaux, on considère qu'il a la résistance d'un mur à 1 panneau avec soulèvement du montant et de 3 murs à un panneau sans soulèvement. Cette méthode permet de réduire les écarts avec le modèle détaillé à moins de 1 %, que ce soit pour des équerres AH ou E5.

### 7.2.1.2 Modélisation des ouvertures

La méthode de combinaison présentée ci-dessus permet de calibrer facilement chaque élément macro modélisant un mur plein, quel que soit le nombre de panneaux qu'il possède. Pour modéliser un mur complet, on le "découpe" donc en tronçons qui correspondent à des murs pleins ou à une ouverture, mais dans aucun cas à une combinaison des deux (qui serait par exemple un mur de 2,4 m comprenant une ouverture de 1,2 m de large). La figure 7.8 illustre ce principe et montre qu'il correspond à "découper" le mur au niveau de chaque ancrage extérieur. Le terme ancrage extérieur désigne les liaisons par équerre et goujon qui lient les montants au niveau inférieur, il ne s'agit donc pas seulement des liaisons à chaque extrémité du mur, mais aussi de celles au droit de chaque ouverture. Pour compléter le modèle du mur complet, il reste à calibrer les modèles simplifiés modélisant les ouvertures. On modélise pour cela les modèles détaillés qui correspondent, ce qui est relativement rapide puisque, les ouvertures aidant, la taille (et la complexité) des maillages sont réduites.

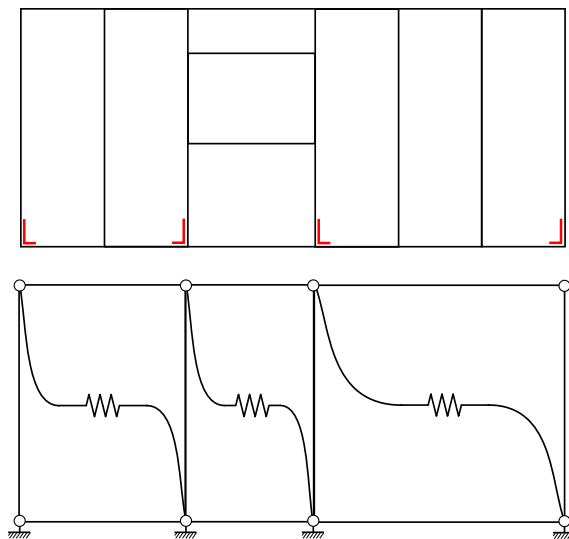


Figure 7.8: Découpage d'un mur en éléments macros

L'utilisation de plusieurs éléments macros pour modéliser un mur complet pose en revanche un problème de continuité au niveau des nœuds supérieurs. En effet, le modèle simplifié est composé d'éléments barres, qui sont articulés à leurs extrémités, car ils ne transfèrent que des efforts en traction-compression. Il n'y a de ce fait aucune continuité en flexion de la traverse haute du mur, que ce soit hors ou dans le plan. On remplace donc les barres horizontales supérieures par des éléments poutres de très grande rigidité.

## 7.2.2 Maison de plain-pied

On présente dans cette partie le développement d'un modèle 3D de maison individuelle. Le but est de montrer la faisabilité d'un tel modèle et de préparer les outils numériques nécessaires à sa réalisation (codes de maillage, de calcul, de post-process).

### 7.2.2.1 Présentation du modèle

La figure 7.9 présente la maison (la toiture et les poutres au vent ne sont pas représentées). Il s'agit d'une des configurations de maison retenue dans le cadre du programme de recherche Sisbat. La maison est de dimensions  $8 \times 12$  m, elle est de plain-pied et repose sur une dalle solidarifiée. Ne disposant pas de modèle de toiture, la première option consiste à modéliser un diaphragme rigide (éléments plaques), et le fixer aux murs par des liaisons modélisant des équerres (connecteurs classiques pour ce type d'assemblage). Une autre option s'est dessinée, lorsque les plans définitifs des maisons à modéliser dans le cadre de Sisbat ont été arrêtés. Celles-ci possèdent des poutres au vent (en treillis) sur tout le périmètre de la maison, de manière à former un diaphragme horizontal. C'est une de ces configurations que nous modélisons, en remplaçant le modèle de toiture par des masses ponctuelles, aux endroits où reposeraient normalement les fermes. On détaille ci-dessous différents points importants concernant le développement du modèle :

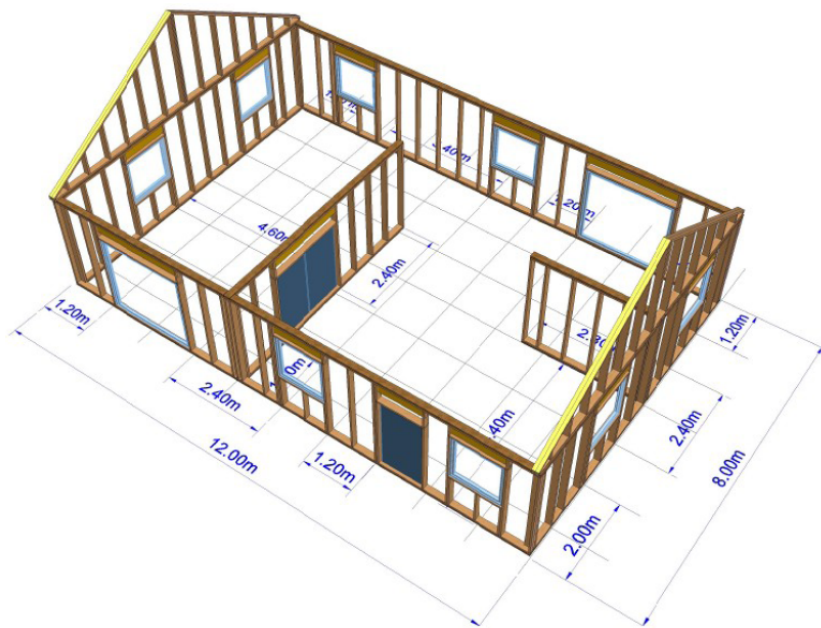


Figure 7.9: Plan de la maison  $8 \times 12$  m (Programme Sisbat)

- Chaque mur plein est modélisé par élément macro (Figure 7.10). Le trait en diagonale représente l'élément ressort du modèle simplifié. Le temps a manqué pour réaliser les modèles détaillés des zones avec des ouvertures. Le modèle n'est donc pas terminé, il manque de toute façon la toiture, mais il est suffisamment avancé pour être présenté ici.
- La connexion de deux murs dans les coins, ou au niveau des murs de refend, est réalisée par des liaisons cinématiques (Figure 7.10, éléments en rose). Dans la réalité, l'assemblage de deux murs est normalement sur-dimensionné (utilisation de montants supplémentaires et de pointes ou boulons), ce qui justifie l'utilisation de telles liaisons dans le modèle.

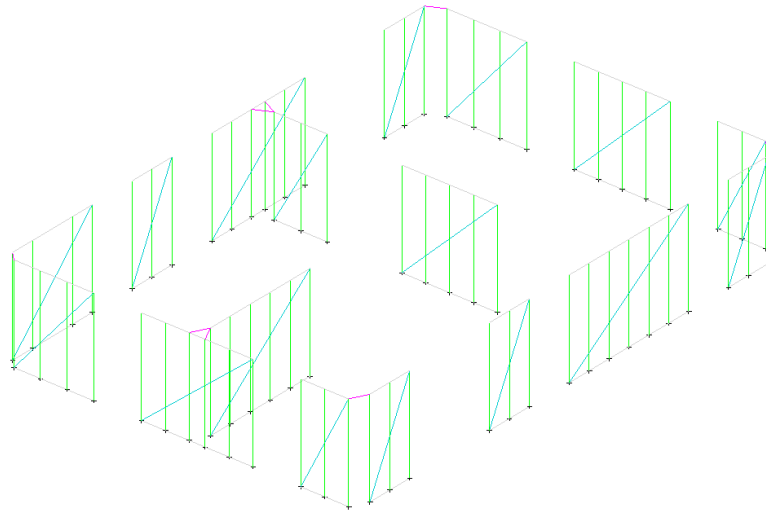


Figure 7.10: Maillage des murs de contreventement

Néanmoins, on peut envisager d'utiliser des ressorts très rigides, afin de mesurer les efforts transmis dans ces liaisons et vérifier qu'ils sont nettement inférieurs à leur capacité résistante.

- Les masses sont appliquées tout les 60 cm, ce qui correspond à l'entraxe des fermes de toiture. Les poutres au vent et les lisses de chaînage sont donc discrétisées selon cet intervalle. Ces charges sont transmises aux barres verticales des éléments macro, dont l'échelle de discrétisation ne correspond pas (les barres verticales sont espacées de 1,2 m au minimum). Cela entraîne dans certaines zones des déformations en flexion des lisses de chaînage et des poutres en vent, qui n'auraient pas lieu d'être en réalité car les montants des murs sont espacés de 60 cm. C'est pour cette raison que des éléments barres sont ajoutés aux éléments macros pour modéliser chaque montant (Figure 7.10).
- Les lisses de chaînage sont des éléments poutres de sections et de caractéristiques mécaniques correspondant à la réalité (Figure 7.11, éléments en rouge). Chaque lisse est fixée aux murs par des éléments à deux nœuds assimilables à des ressorts (éléments en noir). Leur rigidité est définie par la loi de comportement de Humbert, qui est calibrée pour représenter un assemblage cloué entre deux traverses en bois. Les essais expérimentaux utilisés pour le calage de cette loi sont des essais sur assemblages cloués réalisés dans le cadre de l'étude sur les toitures. Ils ne sont donc pas présentés dans cette thèse, mais leur principe est très similaire aux essais sur pointes de contreventement (cf. §5.1, p 82).
- Les poutres au vent (Figure 7.12, éléments en orange) sont modélisées par des éléments poutres. Les liaisons utilisées pour fixer ces poutres sur les lisses de chaînage (éléments en bleu), sont les mêmes que celles utilisées pour fixer les lisses de chaînage aux murs (cf. item précédent).

La figure 7.13 présente le maillage complet de la maison. On retrouve l'ensemble des éléments présentés ci-dessus. On rappelle que les masses ne sont pas visibles car ponctuelles.

### 7.2.2.2 Calculs et résultats

Un calcul test est réalisé sur le modèle présenté ci-dessus. La masse de la toiture est de 7000 kg, ce qui est une approximation qui considère les fermes de toitures, les voliges, une couverture en

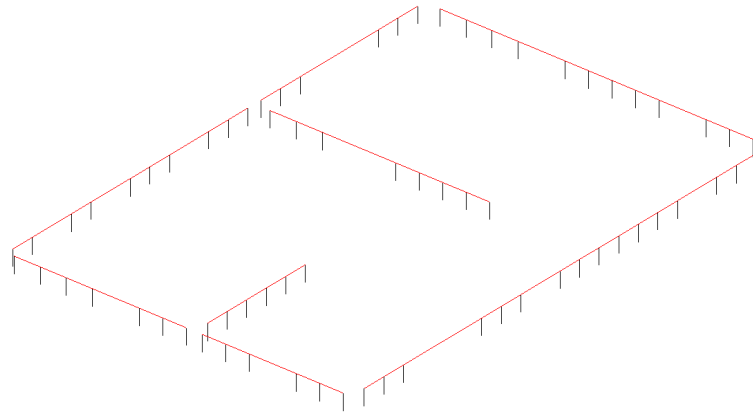


Figure 7.11: Maillage des lisses de chaînage

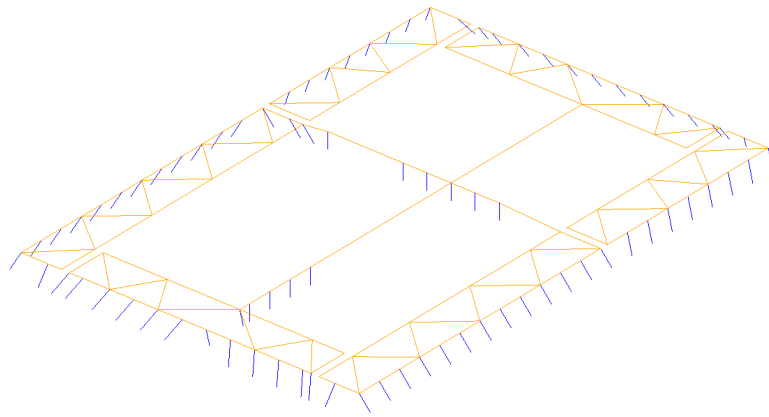


Figure 7.12: Maillage des poutres au vent

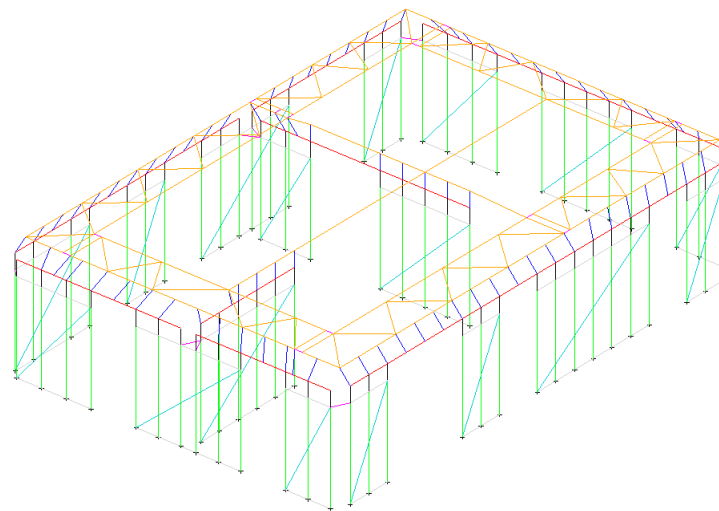


Figure 7.13: Maillage de la maison  $8 \times 12$  m

tuiles et les isolants. Le signal sismique utilisé est celui de Hyogo Nanbu (1995) à un PGA de 0,5 g. Les deux composantes horizontales (nord-sud et est-ouest) sont simultanément utilisées dans les directions X et Y du modèle. La figure 7.14 présente une capture d'écran de l'animation fournie par le post-process. La coloration de la structure déformée est basée sur la valeur de la norme du vecteur de déplacement, on ne distingue donc pas les déplacements dans les directions X ou Y. Les différences de déplacements entre les coins opposés de la structure montrent qu'un phénomène de torsion apparaît dans cette structure. On a aussi observé qu'une sollicitation uni-directionnelle selon l'axe X engendrait tout de même des déplacements dans la direction Y. Pour un déplacement maximum en X de 38,4 mm, il vaut 2,5 mm en Y. Pour une sollicitation uni-directionnelle en Y, ces valeurs passent à 30,9 mm en X et 2,6 mm en Y. Ce phénomène s'explique normalement par l'excentricité de la structure, due aux placements des ouvertures et aux murs de refend. Il est néanmoins prématuré de conclure quoi que ce soit de ce calcul sur un modèle non complet, si ce n'est que les résultats semblent cohérents avec les choix de modélisation.

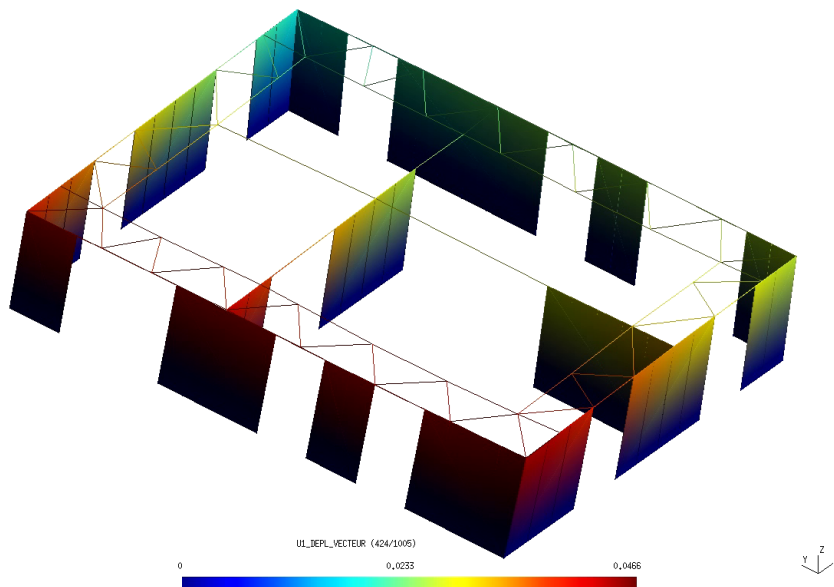


Figure 7.14: Visualisation des déplacements

### 7.3 Conclusion

Ce chapitre aborde les moyens mis en œuvre pour passer de l'échelle des éléments de structure à celle de la structure. Le développement, le calage et la validation d'un modèle simplifié de mur sont présentés. L'étape de validation permet de quantifier les écarts entre ce modèle et sa référence (le modèle détaillé de mur). La quantification de ces écarts est un aspect qui n'est pas abordé, à notre connaissance, dans la littérature. La comparaison des indices d'endommagement locaux du modèle détaillé et de l'indice d'endommagement global du modèle simplifié est présentée. Ces indices ouvrent des perspectives pour que le modèle simplifié fournisse des informations locales sur l'endommagement des assemblages, sans besoin de retourner à un modèle détaillé. Une autre perspective consiste à chercher une correspondance entre l'indice d'endommagement global d'un modèle simplifié et un critère de limitation de dommage, ce qui compléterait le lien entre ces indices et les critères réglementaires. La modélisation d'un mur plein (sans ouvertures) est présentée en détaillant une méthode optimisant le recours au modèle détaillé. La prise en compte des ouvertures dans un mur est ensuite présentée. Enfin,

---

le développement d'un modèle 3D de maison est détaillé. Ce modèle n'est pas complet car la toiture n'est pas modélisée, mais des aspects concernant l'assemblage des éléments macros entre eux sont abordés. Le calcul dynamique sous sollicitations bidirectionnelles du comportement de ce modèle conclut ce chapitre.



---

# Conclusion et perspectives

---

## Conclusion

Le chapitre 1 pose le problème abordé dans cette thèse, en détaillant les particularités des structures à ossature en bois et les aspects généraux des calculs dynamiques de structures. La première partie présente l'état de l'art. Dans un premier temps, le chapitre 2 résume les connaissances sur le comportement dynamique de bâtiments à ossature en bois. Le détail des méthodes de calculs dynamiques montre l'intérêt de posséder des modèles numériques fins et performants, dans le but d'améliorer la compréhension du comportement parasismique de ces bâtiments. Dans un second temps, le chapitre 3 aborde l'approche de modélisation multi-échelles. Cette approche est particulièrement bien adaptée à la modélisation de structures à ossature en bois sous sollicitations sismiques, par sa capacité à prendre en compte les phénomènes locaux pertinents dans un modèle global léger et facile d'utilisation. Pour ces structures, les comportements locaux en question sont ceux des assemblages par connecteurs métalliques, qui par leur ductilité, fournissent une importante capacité à dissiper l'énergie sismique. La modélisation numérique de ces assemblages nécessite une loi de comportement particulière. Une synthèse de ces lois est proposée, et la loi retenue (loi de Humbert (2010)) est détaillée. Les raisons de ce choix concernent la versatilité de cette loi, qui permet de modéliser tous les types d'assemblages, ainsi que le détail de la prise en compte de l'endommagement cumulatif. La partie sur l'état de l'art se conclue sur le chapitre 4, qui résume les études expérimentales et/ou numériques du comportement parasismique d'éléments de structure ou de structures à ossature en bois. Cette partie permet d'aborder les méthodes d'essais expérimentales ainsi que le détail des modèles numériques présentés dans la littérature.

Le seconde partie concerne les travaux menés au cours de cette thèse. D'abord, le chapitre 5 présente le travail réalisé à l'échelle des connecteurs métalliques. L'importance de ces connecteurs vis-à-vis du comportement sous chargement sismique de la structure a été expliqué et les essais expérimentaux sont détaillés, de même que les observations et remarques que ces essais apportent. L'aspect numérique est ensuite abordé afin de présenter la méthode de modélisation du comportement des assemblages par connecteurs métalliques, qui consiste à caler les paramètres d'une loi de comportement hystérétique pour reproduire le comportement expérimental. L'accent est mis sur la variabilité expérimentale et les manières de la prendre en compte d'un point de vue numérique.

Ensuite, le chapitre 6 aborde le travail réalisé à l'échelle des murs de contreventement. Les aspects expérimentaux sont présentés dans un premier temps. Les essais sous sollicitations quasi-statiques et dynamiques permettent de rassembler de nombreuses données et d'observer les comportements locaux et globaux des murs. Le modèle numérique de mur est développé



en utilisant la loi de comportement de Humbert, ce qui permet une modélisation relativement fine du comportement des assemblages. Ses prévisions sont confrontées aux nombreux essais expérimentaux, qui sont basés sur plusieurs configurations et plusieurs chargements. Le modèle prévoit de manière satisfaisante l'ensemble de ces essais (16 essais cycliques et 12 essais dynamiques), à partir des calages effectués à l'échelle des assemblages par connecteurs métalliques. La particularité de la validation du modèle numérique est avant tout d'être basée sur un aussi grand nombre de comparaisons expérimental–numérique. Pour conclure, le modèle numérique est utilisé comme outil pour étudier certains phénomènes tels que l'effet du chargement vertical, la répartition des endommagements des assemblages, la propagation d'incertitudes ou encore la relation entre le PGA du signal d'entrée et le déplacement maximal du mur. Les résultats de ces études fournissent des éléments de réponse qui pourraient être utiles pour la suite des travaux.

Enfin, le chapitre 7 présente les moyens à mettre en œuvre pour passer de l'échelle des murs à celle de la structure. Le développement, le calage et la validation d'un modèle simplifié de mur sont présentés. L'étape de validation permet de quantifier les écarts entre ce modèle et sa référence (le modèle détaillé de mur). Cette étape de validation n'est, à notre connaissance, jamais présentée dans la littérature. La modélisation d'un mur plein (sans ouvertures) est présentée en détaillant une méthode optimisant le recours au modèle détaillé. La prise en compte des ouvertures dans un mur est ensuite présentée. Enfin, le développement d'un modèle 3D de maison est détaillé. Ce modèle n'est pas complet car la toiture n'est pas modélisée, mais les aspects concernant l'assemblage des éléments macros de mur entre eux sont abordés. Les lisses de chaînage et les poutres en treillis formant le diaphragme horizontal sont modélisées de manière détaillée. Le bon fonctionnement de ce modèle est montré sur un exemple de calcul sous sollicitations sismiques.

## Perspectives

La première perspective identifiée est évidemment l'aboutissement de la modélisation de la maison présentée au chapitre 7. Ce travail se déroulera dans le cadre du programme Sisbat. Il sera complété par la modélisation d'une autre maison (de dimensions  $6 \times 6$  m), qui correspond à la maison qui sera testée sur la table vibrante du CEA de Saclay en 2013. Une fois validé, le modèle numérique pourra être utilisé comme outil de calcul pour réaliser différents types d'étude sur le comportement parasismique des structures à ossature en bois. Des études sur la géométrie du bâti (position des murs, des ouvertures, nombre d'étage, etc.), sur les matériaux (type de panneaux de contreventement) et les types de connecteurs (pointes, vis, agrafes, équerres, etc.), et sur les niveaux des sollicitations sismiques sont visées.

L'étude des relations entre les indices d'endommagement locaux  $Id_{locaux}$  d'un modèle détaillé et l'indice d'endommagement global  $Id_{global}$  d'un modèle simplifié doit permettre de préciser, pour chaque élément macro d'une structure 3D, son niveau d'endommagement global mais aussi local. L'obtention de ces informations sans réutiliser le modèle détaillé constituerait un gain de temps conséquent. De plus, l'indice global est directement lié au critère de ruine, donc à l'état limite ultime (ELU) défini dans la réglementation. Il sera intéressant de compléter ce point en cherchant une correspondance entre cet indice et un critère de limitation de dommages, lié à l'état limite de service (ELS).

Il faut aussi considérer les perspectives liées au dimensionnement des structures et à la réglementation parasismique. Un modèle de structure robuste et performant permettra d'évaluer des dispositifs constructifs adaptés aux zones sismiques. Les méthodes de calculs simplifiées utilisées dans la réglementation sont présentées au chapitre 2. Ces méthodes sont généralement

basées sur des modèles très simplifiés de structure, notamment des modèles linéaires. La prise en compte de la non linéarité s'effectue alors par le coefficient de comportement  $q$ . La valeur de ce coefficient est particulièrement critique pour le dimensionnement de l'ouvrage. Le modèle numérique, puisqu'il est capable de calculer aussi bien en linéaire qu'en non linéaire, pourra fournir des valeurs à confronter à celles de la réglementation. Plusieurs définitions du coefficient de comportement sont présentées dans la littérature (cf. Annexe A.2, p 165). Le modèle numérique pourra déterminer  $q$  selon plusieurs de ces méthodes.

Le modèle numérique développé dans cette thèse est déterministe. La prise en compte de la variabilité du comportement des assemblages a néanmoins été présentée au chapitre 5, de même qu'une étude de propagation d'incertitudes sur le modèle détaillé de mur. Le modèle numérique pourra donc fournir un outil d'étude probabiliste, voir fiabiliste, à l'échelle de la structure.

L'ensemble des travaux présentés dans cette thèse s'est concentré sur la structure porteuse des maisons à ossature en bois. L'effet des éléments de second œuvre (cloisons, plafonds, fenêtres, portes, etc.) devra cependant être envisagé. En effet, leur influence sur la raideur ou la masse de la structure pourrait être marquée, notamment du fait de la relative légèreté des structures. Cette influence devra être étudiée aussi bien globalement que localement.



---

# Références Bibliographiques

---

- K. Andreason et J. Tissel (1994). Effects of overdriven nails in shear walls. *APA Report T94 9, The Engineered Wood Association, Technical Services Division, Tacoma, Washington.*
- ANR SISBAT (2009-2013). Analyse fiabiliste de la vulnérabilité sismique de l'habitat avec toiture en charpentes industrialisées en bois - Couplage modélisation probabiliste / expérimentation (in French). ANR RiskNat 2008, project ref ANR-08-RISK-008.
- APA (2007). *Diaphragms and shear walls - Design and construction guide.*
- ASTM E 2126 (2007). *Standard Test Method for Cyclic (Reversed) Load for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings.* American Society for Testing and Materials (ASTM).
- ASTM E 564 (2006). *Standard Practice for Static Load Test for Shear Resistance of Framed Walls for Buildings.* American Society for Testing and Materials (ASTM).
- A. Ayoub (2007). Seismic analysis of wood building structures. *Engineering Structures*, 29(2), 213-223.
- T. Baber et M. Noori (1985). Random vibration of hysteretic degrading, pinching systems. *J. Engrg. Mech.*, 111(8), 1010-1026.
- T. Baber et Y. Wen (1981). Random vibration of hysteretic degrading systems. *J. Engrg. Mech.*, 107, 1096-1087.
- J. Betbeder-Matibet (2003). *Génie parasismique - Prévention parasismique, vol 3.* Hermès-Lavoisier.
- R. Bouc (1967). Force vibration of mechanical systems with hysteresis. *Proc. 4th Conference on Nonlinear Oscillation, Prague, Czechoslovakia.*
- V. Camelo, J. Beck, et J. Hall (2002). *Dynamic characteristics of woodframe structures.* Caltech woodframe project.
- A. Ceccotti et E. Karacabeyli (2002). Validation of seismic design parameters for wood-frame shear wall systems. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 29, 484-498.
- A. Ceccotti et C. Sandhaas (2010). A proposal for a standard procedure to establish the seismic behaviour factor  $q$  of timber buildings. *Proc. World Conference on Timber Engineering.*
- A. Ceccotti et A. Vignoli (1989). A hysteretic behavioural model for semi-rigid joints. *European Earthquake Engineering*, 3, 3-9.

- CEN (1995). *Timber structure - Test methods - Cyclic testing of joints made with mechanical fasteners EN TC 124.117*.
- A. Chopra (1995). *Dynamic of structures - Theory and application to earthquake engineering*. Prentice-Hall.
- I. Christovasilis (2010). *Numerical and experimental investigations of the seismic response of light frame-wood structures*. Ph.D. thesis, University of Buffalo, State University of New York.
- I. Christovasilis et A. Filiatrault (2010). Two-dimensional numerical framework for the nonlinear static and dynamic analysis of light-frame wood structures. *Proc. World Conference on Timber Engineering*.
- I. Christovasilis, A. Filiatrault, et A. Wanitkorkul (2008). Seismic testing of a full-scale wood structure on two shake tables. *Proc. 14th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Y. Chui, C. Ni, et L. Jiang (1997). Finite-element model for nailed wood joints under reversed cyclic load. *Journal of Structural Engineering*, 124(1), 96-103.
- R. Chung (1996). The January 17, 1995, Hyogoken Nanbu (Kobe) earthquake: Performance of structures, lifelines, and fire protection systems. *Gaitherbrug, MD: The Institute*.
- R. Clough (1966). Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements. *Technical Report No. SESM 66-16, University of California, Berkeley*.
- M. Collins, B. Kasal, P. Paevere, et G. Foliente (2005a). Three-dimensional model of light frame wood building. I: Model description. *Journal of Structural Engineering*, 131(4), 676-683.
- M. Collins, B. Kasal, P. Paevere, et G. Foliente (2005b). Three-dimensional model of light frame wood building. II: Experimental investigation and validation of analytical model. *Journal of Structural Engineering*, 131(4), 684-692.
- C. Cremer (2001). *Modélisation du comportement non linéaire des fondations superficielles sous séismes: Macro-élément d'interaction sol-structure*. Ph.D. thesis, Ecole Nationale Supérieure, Cachan.
- CSIRO (1996). *Timber evaluation of mechanical joint systems, Part 3: Earthquake Loading*.
- CSTB (2009). Rapport d'essais N°EEM 09 26019348/A. Département Sécurité, Structure et Feu - Division Études et Essais Mécaniques.
- L. Davenne (1998). Analysis of the seismic response of reinforced concrete frames with macroelements. *Proc. 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris*.
- L. Davenne, J. Humbert, C. Faye, C. Boudaud, J. Baroth, P. Garcia, J. Duccini, M. Yasumura, L. Daudeville, G. de Zwitter, et P. Rivillon (2011). Comportement dynamique des toitures en charpentes industrialisées en bois - Couplage modélisation-expérimentation. *Colloque National AFPS*.
- J. V. de Lindt (2004). Evolution of Wood Shear Wall Testing, Modeling, and Reliability Analysis: Bibliography. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 9-1, 44-53.
- J. V. de Lindt, S. Pei, H. Liu, et A. Filiatrault (2010a). Three-dimensional seismic response of a full-scale light-frame wood building: Numerical study. *Journal of Structural Engineering*, 136(1), 56-65.

- J. V. de Lindt, S. Pei, S. Pryor, D. Rammer, H. Shimizu, K. Tachibana, H. Isoda, et I. Nakamura (2010b). Experimental seismic response of a full-scale six-story wood apartment building. *Proc. World Conference on Timber Engineering*.
- P. Dean et H. Shenton (2005). Experimental investigation of the effect of vertical load on the capacity of wood shear walls. *Journal of Structural Engineering*, 131(7), 1104-1113.
- J. Despeyroux (2005). Synthèse générale sur le parasismique (in French). Cour.
- D. Dinehart et H. Shenton (1998). Comparison of static and dynamic response of timber shear walls. *Journal of Structural Engineering*, 124(6), 686-695.
- J. Dolan (1989). *The dynamic response of timber shear walls*. Ph.D. thesis, University of British Columbia, Vancouver, BC, Canada.
- J. Dolan (1991). A numerical model to predict the dynamic response of timber shear walls. *Proc. International Timber Engineering Conference*, 4, 267-274.
- D. Dorey et W. Schriever (1957). Structural test of a house under simulated wind and snow loads. *ASTM Special Technical Report 210*.
- DTU PS 92 (1995). *Règles parasismiques applicables aux bâtiments - DTU P 06-013*.
- B. Dujic, T. Kocetov-Misulic, K. Gramatikov, et R. Zarnic (2004). Hysteretic responses of different sheathing to framing joints. *Proc. World Conference on Timber Engineering*.
- B. Dujic et R. Zarnic (2004). Method for modeling dynamic response of timber frame building. *Proc. World Conference on Timber Engineering*.
- J. Durham, F. Lam, et H. Prion (2001). Seismic resistance of wood shear walls with large OSB panels. *Journal of Structural Engineering*, 127(12), 1460-1466.
- D. Dutil et M. Symans (2004). Experimental investigation of seismic behavior of light-frame wood shear walls with supplemental energy dissipation. *Proc. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 3421*.
- A. Filiatrault, D. Fischer, B. Folz, et C. Uang (2002a). Experimental parametric study on the in-plane stiffness of wood diaphragms. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 29, 554-566.
- A. Filiatrault, H. Isoda, et B. Folz (2002b). Hysteretic damping of wood framed buildings. *Engineering Structures*, 25(2003), 461-471.
- D. Fischer, A. Filiatrault, B. Folz, C. Uang, et F. Seible (2001). Shake table tests of a two-story house. *CUREE publication No. W-06, Richmond, Calif.*
- J. Fléjou (1993). *Comportement mécanique des structures de génie civil avec liaisons semi-rigides*. Ph.D. thesis, Université de Paris 6.
- G. Foliente (1995). Hysteresis modeling of wood joints and structural systems. *Journal of Structural Engineering*, 121, 1013-1022.
- G. Foliente, P. Paevere, L. Macindoe, R. Banks, et B. Kasal (2000). System effects and load-sharing in an L-shaped woodframe house. *World Conference on Timber Engineering Proc.*
- G. Foliente, M. Singh, et J. Dolan (1996). Response analysis of wood structures under natural hazard dynamic loads. *Wood and Fiber Science*, 28(1), pp 110-127.
- B. Folz et A. Filiatrault (2001). Cyclic analysis of wood shear walls. *Journal of Structural Engineering*, 127(4), pp 433-441.

- B. Folz et A. Filiatrault (2004a). Seismic analysis of woodframe structures. I: Model formulation. *Journal of Structural Engineering*, 130(9), pp 1353-1360.
- B. Folz et A. Filiatrault (2004b). Seismic analysis of woodframe structures. II: Model implementation and verification. *Journal of Structural Engineering*, 130(9), pp 1361-1370.
- F. Fonseca, S. Rose, et S. Campbell (2002). *Nail, wood screw, and staple fastener connections*, chap. Testing setup. Caltech wooframe project.
- R. Foschi (1977). Analysis of wood diaphragms and trusses, Part 1: Diaphragms. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 4(3), 345-362.
- R. Foschi (2000). Modeling the hysteretic response of mechanical connections for wood structures. *Proc. World Conference on Timber Engineering, Whistler, British Columbia, Canada*.
- S. Fuentes, E. Fournely, et A. Bouchaïr (2011). Rigidité et distribution des efforts dans un plancher diaphragme en bois. 8<sup>ième</sup> Colloque National de l'Association Française du Génie Parasismique.
- L. Fulop, A. Ruff, S. Balint-Major, et D. Dubina (2006). Seismic performance of timber shear walls sheathed with OSB panels. *International Workshop on Earthquake Engineering on Timber Structures, Coimbra, Portugal*.
- K. Gatto et C. Uang (2003). Effects of loading protocol on the cyclic response of woodframe shearwalls. *Journal of Structural Engineering*, 129(10), 1384-1393.
- U. Girhammar et H. Anderson (1988). Effect of loading rate on nailed timber joint capacity. *Journal of Structural Engineering*, 114(11), 2439-2456.
- S. Grange (2008). *Modélisation simplifiée 3D de l'interaction sol-structure: application au génie parasismique*. Ph.D. thesis, Institut Polytechnique de Grenoble.
- A. Gupta et G. Kuo (1985). Behavior Wood-framed shear walls. *Journal of Structural Engineering*, 111(8), 1722-1733.
- M. He, F. Lam, et R. Foschi (2001). Modeling three-dimensional timber light-frame buildings. *Journal of Structural Engineering*, 127(8), 901-913.
- M. He, F. Lam, et H. Prion (1998). Influence of the cyclic test protocols on performance of wood-based shear walls. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 25, 539-550.
- T. Hirai, T. Uemastu, Y. Sasaki, M. Toda, O. Gordon, et K. Sawata (2012). Dynamic reponsive characteristics of nailed plywood-timber joints under harmonic vibrations. *Journal of Wood Science, Online First*.
- J. Humbert (2010). *Characterization of the behavior of timber structures with metal fasteners undergoing seismic loadings*. Ph.D. thesis, Grenoble University.
- J. Humbert, J. Baroth, L. Daudeville, C. Faye, M. Yasumura, et L. Davenne (2009). SFE analysis of a timber frame undergoing a seismic load - Sensitivity analysis of a nail plate joint. *Proc. 10th International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR)*.
- ISO 16670 (2003). *Timber structures - Joints made with mechanical fasteners - Quasi-static reversed-cyclic test method*.
- ISO 21581 (2010). *Timber structures - Static and cyclic lateral load test methods for shear walls*.

- K. Johansen (1949). Theory of timber connections. *International Association of Build and Structural Engineering*, 249-262.
- S. Jones et F. Fonseca (2001). Capacity of oriented strand board shear walls with overdriven sheathing nails. *Journal of Structural Engineering*, 128(7), 898-907.
- J. Judd (2005). *Analytical modeling of wood-frame shear walls and diaphragms*. Master's thesis, Brigham Young University.
- E. Karacabeyli et A. Ceccotti (1996). Quasi-static reversed-cyclic testing of nailed joints. *Proc. Int. Council for Build. Res. Studies and Documentation, Working Commission W18-Timber Structure, Meetings 29, Karlsruhe*.
- B. Kasal et R. Leichti (1992). Nonlinear finite-element model for light-frame stud walls. *Journal of Structural Engineering*, 118(11), 3122-3135.
- B. Kasal et H. Xu (1997). A mathematical model of connections with nonlinear nonconservative hysteretic behavior. *Earthquake performance and safety of timber structures, Foliente, ed., Forest and Products Society*, 105-107.
- N. Kawai (1998). Pseudo-dynamic test on shear walls. *Proceedings of World Conference on Timber Engineering*.
- M. Li, R. Foschi, et F. Lam (2012a). Modeling hysteretic behavior of wood shear walls with a protocol-independent nail connection algorithm. *Journal of Structural Engineering*, 138(1), 99-108.
- M. Li, F. Lam, R. Foschi, S. Nakajima, et T. Nakagawa (2012b). Seismic performance of post and beam timber buildings I: model development and verification. *Journal of Wood Science*, 58, 20-30.
- E. Miranda et V. Bertero (1994). Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design. *Earthquake Spectra*, Vol 10, No.2.
- K. Mosalam, C. Mochado, K. Gliniorz, C. Naito, E. Kurkel, et S. Mahin (2003). *Seismic evaluation of an asymmetric three-story woodframe building*. Caltech wooframe project.
- W. Munoz, M. Mohammad, A. Salenikovitch, et P. Quenneville (2008). Determination of Yield Point and Ductility of Timber Assemblies: In search for a Harmonised Approach. *Engineered Wood Products Association*.
- J. Natterer, J. Sandoz, et M. Rey (2004). *Construction en bois - Matériau, technologie et dimensionnement*. Traité de Génie Civil de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne.
- N. Newmark et W. Hall (1982). *Earthquake spectra and design*. Earthquake Engineering Institute.
- NF DTU 31.2 P1-1 (2011). *Construction de maisons et bâtiments à ossature en bois - Partie 1 : CCT*.
- NF EN 12512 (2002). *Timber structures - Test methods - Cyclic testing of joints made with mechanical fasteners*.
- NF EN 13183-1 (2002). *Moisture content of a piece of sawn timber - Part 1: Determination by oven dry method*. Comité Européen de Normalisation (CEN).
- NF EN 13183-2 (2002). *Moisture content of a piece of sawn timber - Part 2: Estimation by electrical resistance method*. Comité Européen de Normalisation (CEN).



- NF EN 1995-1-1 (2005). *Design of timber structures, Part 1-1 : General - Common rules and rules for buildings.*
- NF EN 1998-1 (2005). *Design of structures for earthquake resistance - General rules, seismic actions and rules for buildings.*
- NF EN 26891 (1991). *Timber structures - Joints made with mechanical fasteners - General principles for the determination of strength and deformation characteristics.*
- NF EN 300 (2006). *Oriented Strand Boards (OSB) – Definitions, classification and specifications.* Comité Européen de Normalisation (CEN).
- NF EN 312 (2010). *Particleboards - Specifications.* Comité Européen de Normalisation (CEN).
- NF EN 338 (2003). *Structural timber - Strength classes.*
- NF EN 594 (1996). *Timber structures - Test methods - Racking strength and stiffness of timber frame wall panels.*
- P. Paevere, G. Foliente, et B. Kasal (2003). Load-sharing and redistribution in a one-story woodframe building. *Journal of Structural Engineering*, 129(9), 1275-1284.
- W. Pang et D. Rosowsky (2010). Beam-spring model for timber diaphragm and shear walls. *Structures and Buildings*, 163(SB4), 227-244.
- W. Pang, D. Rosowsky, S. Pei, et J. V. D. Lindt (2007). Evolutionary Parameter Hysteretic Model. *Journal of Structural Engineering*, 133(8), 1118-1129.
- P. Paultre (2005). *Dynamique des structures - Application aux ouvrages de génie civil.* Hermes - Collection Génie Civil.
- G. Pousse, L. Bonilla, F. Cotton, et L. Margerin (2006). Nonstationary stochastic simulation of strong ground motion time histories including natural variability: Application to the K-Net Japanese database. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(6), 2103-2117.
- M. Premov et M. Kuhta (2009). Influence of fasteners disposition on behaviour of timber-framed walls with single fibre-plastic sheathing boards. *Construction and Building Materials*, 23, 2688-2693.
- N. Richard (2001). *Approche multi-échelles pour la modélisation de structures en bois sous sollicitations sismiques.* Ph.D. thesis, Ecole Normale Supérieure de Cachan, Laboratoire de Mécanique et Technologie.
- N. Richard, L. Daudeville, H. Prion, et F. Lam (2002). Timber shear walls with large openings: experimental and numerical prediction of the structural behaviour. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 29:713-724.
- N. Richard, M. Yasumura, et L. Davenne (2003). Prediction of seismic behavior of wood-framed shear walls with openings by pseudodynamic test and FE model. *Journal of Wood Science*, 49:145-151.
- M. Saiidi et M. Sozen (1979). Simple and complex models for nonlinear seismic response of reinforced concrete structures. *Structural research series No. 466, Civil Engineering Studies, University of Illinois et Urbana-Champaign.*
- P. Schädle et H. Blass (2010). Earthquake behaviour of modern timber construction systems. *Proc. World Conference on Timber Engineering.*

- G. Schierle (2002). *Northridge Earthquake Field Investigations: Statistical Analysis of Wood-frame damage*. Caltech wooframe project.
- L. Soltis et P. Mtenga (1985). Strength of Nailed Wood Joints Subjected to Dynamic Load. *Forest Products Journal Vol. 35 No. 11/12*.
- W. Stewart (1987). *The seismic design of plywood-sheathed shear walls*. Ph.D. thesis, Univ. of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- T. Takeda, M. Sozen, et N. Nielsen (1970). Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 96, ST12, 2557-2573*.
- A. Tarabia et R. Itani (1994). Seismic analysis of light-frame wood structures. *Proc. International workshop on full-scale behavior of low-rise building, Townsville*.
- A. Tarabia et R. Itani (1997). Static and dynamic modeling of light-frame wood buildings. *Computers and Structures, 63(2), 319-334*.
- J. Vessby, B. Kallsner, et U. Girhammar (2010). Influence of contact stress between sheets on strength and stiffness of timber frame shear walls. *Proc. World Conference on Timber Engineering*.
- E. Viallet et N. Humbert (2007). Considerations on the use of natural and artificial time histories for seismic transient non-linear analyses of structures and variability assessment. *Proc. International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT19)*.
- Y. Wen (1976). Method for random vibration of hysteretic systems. *J. Engrg. Mech, 102(EM2), 249-263*.
- Y. Wen (1980). Equivalent linearization for hysteretic systems under random excitation. *J. Appl. Mech., 47, 150-154*.
- J. Xu et J. Dolan (2009a). Development of a wood-frame shear wall model in Abaqus. *Journal of structural engineering, 135(8), 977-984*.
- J. Xu et J. Dolan (2009b). Development of nailed wood joint element in Abaqus. *Journal of structural engineering, 135(8), 968-976*.
- N. Yamaguchi, E. Karacabeyli, C. Minowa, N. Kawai, K. Watanabe, et I. Nakamura (2000). Seismic performance of nailed wood-frame shear walls. *Proc. World Conference on Timber Engineering, paper 8.1.1*.
- M. Yasumura (2001). Evaluation of the damping capacity of timber structures for seismic design. *Proc. 34th CIB-W18, Venice, Italy, paper 34-15-3, pp1-9*.
- M. Yasumura, T. Kamada, Y. Imura, M. Uesugi, et L. Daudeville (2006). Pseudodynamic tests and earthquake response analysis of timber structures II: two-level conventional wooden structures with plywood sheathed shear walls. *Journal of Wood Science, 52, 69-74*.
- M. Yasumura et N. Kawai (1997). Evaluation of Wood Framed Shear Walls subjected to Lateral Load. *Proc. 30th CIB-W18, paper 30-15-4, pp 1-10*.
- M. Yasumura et H. Sugiyama (1984). Shear Properties of Plywood-sheathed Wall Panels with Opening. *Transcript of the Architectural Institute of Japan, No. 338, April 1984*.
- M. Yasumura, M. Uesugi, et L. Davenne (2004). Estimating 3D behaviour of conventional timber structures shear walls by pseudo-dynamic tests. *Proc. 37th CIB-W18*.

- E. Zacher et R. Gray (1989). Lessons learned from dynamic tests of shear panels. *Proc. Structural Congress 1989: Structural design, analysis and testing, American Society of Civil Engineers, New York, 134-142.*

## Partie III

---

# Annexes

---

L'annexe A présente une synthèse des méthodes de calculs des anciennes règles de dimensionnement parasismique en France. Une synthèse des définitions des coefficients de comportement est aussi présentée.

L'annexe B reprend les graphiques issus des publications qui présentent les lois de comportement mentionnées au chapitre 3.

L'annexe C présente le détail des résultats d'essais à l'échelle des connecteurs métalliques (pointes et équerres).

L'annexe D présente le détail des résultats des essais quasi-statiques et des essais dynamiques sur les murs de contreventement.

L'annexe E présente les comparaisons entre les résultats expérimentaux et le modèle numérique détaillé de mur de contreventement.



---

## Appendix A

---

# Règles PS 92

---

Cette annexe est issue d'une note de travail qui mettait en évidence les évolutions réglementaires lors du passage aux Eurocodes. Les méthodes de calculs de l'Eurocode 8 sont présentées au chapitre 2. Le lecteur trouvera dans cette annexe une synthèse des méthodes des anciennes règles de calculs, les PS 92, ainsi qu'une synthèse bibliographique concernant les définitions du coefficient de comportement.

### A.1 Méthodes de dimensionnement

Les méthodes simplifiées développées dans les codes de calcul réglementaire sont basées sur une approche commune. Il s'agit de réaliser des calculs linéaires, donc relativement simples, et de prendre en compte le comportement non linéaire de la structure en réduisant les efforts auxquels celle-ci est soumise. La figure A.1 décrit la réponse d'une structure dans les cas où elle est modélisée de manière linéaire ou non linéaire. On observe que la sollicitation sur la structure est moins importante dans le cas non linéaire. Des coefficients sont utilisés pour passer de la sollicitation calculée en linéaire à la sollicitation "réelle" du comportement non linéaire. On retiendra de manière générique le terme de coefficient de comportement. Dans les textes réglementaires, les valeurs de ces coefficients de comportement ne sont données que dans un but directement applicatif. On trouve en revanche différentes définitions dans la littérature, celles-ci sont décrites au §A.2 (p 165).

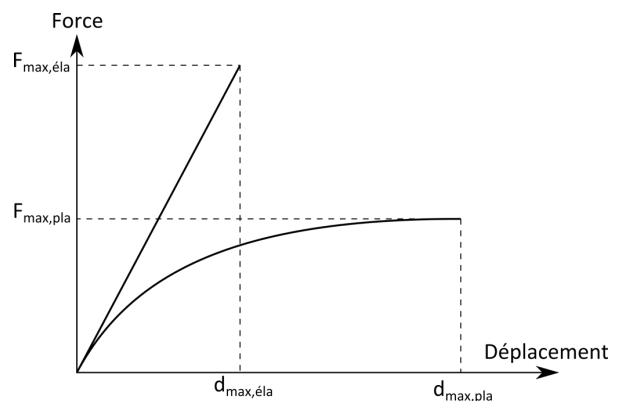


Figure A.1: Approches linéaire et non linéaire

Les règles DTU PS 92 (1995) proposent trois méthodes de dimensionnement différentes. Il ne s'agit que de méthodes simplifiées, mais le projecteur a tout de même la possibilité d'utiliser une analyse dynamique sous couvert de "justifications particulières". Les trois méthodes présentées ci-dessous utilisent un coefficient de comportement dont la valeur est précisée dans la partie spécifique à la structure d'étude (béton, acier, bois, etc.). Les deux premières méthodes ont en commun des parties sur la prise en compte de la torsion, des effets du second ordre et de la composante verticale. Ces aspects ne sont pas détaillés ci-dessous.

### Méthode simplifiée pour bâtiments réguliers

Cette méthode est souvent appelée méthode d'analyse par force latérale. Un ensemble de règles et de critères permet de déterminer la régularité de la structure. Les bâtiments les plus réguliers, à la fois en plan et en élévation, peuvent être calculés à partir d'une déformée forfaitaire. Celle-ci est donnée par l'expression analytique  $u = z^\alpha$  où  $z$  est la cote adimensionnelle du plancher ( $z = 0$  au niveau du sol et  $z = 1$  en haut),  $u$  le déplacement du plancher considéré et  $\alpha$  vaut 1 pour une structure en portique et 1,5 pour des voiles de contreventement. La période  $T$  du mode fondamental est donnée par différentes formules analytiques en fonction des structures. Ces formules donnent la période en fonction de la hauteur du bâtiment et de sa longueur dans la direction considérée. Les forces statiques équivalentes au séisme à chaque plancher sont données par la relation ci-dessous. Ces forces sont calculées pour le mode fondamental, les autres modes sont pris en compte par l'utilisation d'un coefficient majorateur  $\rho_0$ . Ce coefficient est donné par des formules en fonction du rapport  $T/T_c$ , où  $T_c$  est la période correspondant à la fin du plateau sur le spectre de dimensionnement  $S_D$ . Lorsque  $T < T_c$  on a  $\rho_0 = 1,1$  pour les voiles et  $\rho_0 = 1,05$  pour les portiques. Pour  $T > T_c$ , les valeurs de  $\rho_0$  augmentent.

$$f_r = \rho_0 m_r z_r^\alpha \frac{\sum m_i z_i^\alpha}{\sum m_i z_i^{2\alpha}} \frac{S_D(T)}{q} \quad (\text{A.1})$$

$f_r$  : force statique équivalente au niveau du plancher  $r$ ,  
 $\rho_0$  : coefficient majorateur prenant en compte les modes de vibrations négligés,  
 $m_r$  : masse du plancher  $r$ ,  
 $z_r^\alpha$  : expression de la déformée forfaitaire,  
 $S_D(T)$  : accélération spectrale de dimensionnement pour la période  $T$ ,  
 $q$  : coefficient de comportement.

Une seconde formule permet de calculer les déplacements  $d_r$  au niveau de chaque plancher. On peut remarquer que le coefficient de comportement n'intervient pas ici, ce qui signifie que les déplacements sont calculés de manière linéaire.

$$d_r = \rho_0 z_r^\alpha \frac{\sum m_i z_i^\alpha}{\sum m_i z_i^{2\alpha}} \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 S_D(T) \quad (\text{A.2})$$

### Méthode simplifiée pour bâtiments moyennement réguliers

Cette approche est aussi appelée méthode de Rayleigh. Lorsqu'une structure ne vérifie pas tous les critères de régularité et que certains ne sont vérifiés que pour des tolérances élargies, le bâtiment est jugé moyennement régulier. La déformée modale est approchée en plaçant la structure dans un champ d'accélération horizontale unitaire. La structure est modélisée linéairement. Le facteur  $\Delta$  de participation du mode fondamental est donné par la relation suivante, avec  $m_i$  la masse et  $u_i$  le déplacement du plancher indicé  $i$  :

$$\Delta = \frac{\sum m_i u_i}{\sum m_i u_i^2} \quad (\text{A.3})$$

La période fondamentale est obtenue grâce à la formule de Rayleigh, qui en fournit une bonne approximation :

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{\Delta}} \quad (\text{A.4})$$

Les forces statiques équivalentes peuvent être calculées de deux manières différentes. La première consiste à calculer les forces statiques équivalentes pour le mode fondamental  $f_r$  et un

mode complémentaire  $f_r^*$ . Les deux efforts sont alors combinés pour vérifier la résistance de l'ouvrage. Les relations sont les suivantes :

$$f_r = m_r u_r \Delta \frac{S_D(T)}{q} \quad \text{et} \quad f_r^* = m_r (1 - u_r \Delta) a_N \tau \quad (\text{A.5})$$

La deuxième approche consiste à calculer les forces statiques équivalentes pour le mode fondamental de la même manière que précédemment. Un coefficient majorateur est utilisé pour rendre compte de l'effet des autres modes. Le coefficient majorateur  $\rho_0$  est encore utilisé mais sa définition est légèrement différente. Dans ce cas, ses valeurs sont inférieures à celles utilisées dans l'approche simplifiée pour des bâtiments réguliers, donc moins pénalisantes. De la même manière que précédemment, les déplacements peuvent être exprimés :

$$d_r = \rho_0 u_r \Delta \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 S_D(T) \quad (\text{A.6})$$

Enfin, on notera que pour des bâtiments de petite hauteur (moins de 10 m ou trois niveaux), la méthode simplifiée pour les bâtiments réguliers est applicable mais en prenant en compte toute la masse de la structure et le coefficient de comportement associé :

$$f_r = \frac{m_r Z_r}{\sum m_r Z_r} M \frac{S_D(T)}{q} \quad (\text{A.7})$$

### Méthode générale par analyse modale-spectrale

La méthode consiste à estimer l'effet de l'action sismique pour chaque mode de la structure. Ces effets sont alors combinés en soumettant chaque mode à une accélération déduite du spectre de dimensionnement  $S_D$ . Le spectre de dimensionnement est issu du spectre de réponse élastique  $S_E$  en le modifiant pour prendre en considération les effets des comportements élasto-plastiques dans la structure. Le palier du spectre est ainsi prolongé jusqu'à  $T = 0$  s et on a  $S_D > S_E$  dans la partie post-palier. La structure est modélisée linéairement et de manière tridimensionnelle. On notera que si le modèle avait été non linéaire, c'est le spectre de réponse élastique qui aurait fourni les accélérations spectrales pour chaque mode. Tous les modes (trois au minimum et 33 Hz au maximum) doivent être recherchés jusqu'à ce que le cumul des masses modales  $\sum M_i$  représente 90 % de la masse totale  $M$  dans la direction considérée. On calcule les variables d'intérêt qui sont linéairement liées à l'amplitude de l'excitation sismique en combinant quadratiquement les valeurs maximales de chaque mode. On vérifie au préalable la dépendance entre chaque mode. En effet, si les fréquences sont trop proches, il se produit un couplage dans les réponses entre les modes voisins et le cumul quadratique simple n'est plus valable. Le critère d'indépendance est donné par la formule suivante :

$$\frac{T_j}{T_i} \leq \frac{10}{10 \sqrt{\xi_i \xi_j}} \quad \text{avec} \quad T_j \leq T_i \quad (\text{A.8})$$

$T_i$  : période du mode  $i$ ,

$\xi_i$  : amortissement du mode  $i$ .

Si ce critère est vérifié, la variable d'intérêt  $S$  est calculée par combinaison quadratique des valeurs maximales  $S_i$  à chaque mode. Il est généralement fait référence à cette méthode par l'acronyme SRSS (*Square Root of the Sum of the Squares*).

$$S = \pm \sqrt{\sum S_i^2} \quad (\text{A.9})$$



Si le critère d'indépendance n'est pas vérifié, la variable d'intérêt est calculée par combinaison quadratique complète (CQC). Celle-ci inclut un coefficient de corrélation  $\beta_{ij}$  entre les modes non indépendants. On note  $\rho$  le rapport  $T_j/T_i$ .

$$S = \pm \sqrt{\sum_{i,j} \beta_{ij} S_i S_j} \quad \text{avec} \quad \beta_{ij} = \frac{8 \sqrt{\xi_i \xi_j} (\xi_i + \rho \xi_j) \rho^{\frac{3}{2}}}{10^4 (1 - \rho^2)^2 + 4 \xi_i \xi_j \rho (1 + \rho^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) \rho^2} \quad (\text{A.10})$$

La méthode d'analyse modale spectrale permet de calculer les sollicitations de manière linéaire pour une structure dont le comportement est dépendant de plusieurs modes de vibrations. Afin de prendre en compte le comportement non linéaire de la structure, les règles DTU PS 92 (1995) précisent que les sollicitations calculées par cette analyse sont diminuées par l'intermédiaire du coefficient de comportement. Les valeurs d'efforts ainsi obtenus peuvent être comparées à la capacité résistante de la structure sous chargement statique.

### Valeurs du coefficient de comportement

Les règles DTU PS 92 (1995) fixent forfaitairement les coefficients de comportement. Le tableau A.1 reprend ces valeurs dans le cas des structures bois. Celles-ci sont données pour des structures régulières. Dans le cas de structures moyennement régulières, il faut retenir 85% des valeurs affichées et 70% pour des structures irrégulières. On note la mention des classes de ductilité. Il s'agit de la ductilité statique  $\mu_s$ , qui s'établit à partir d'une courbe force-déplacement sous sollicitation quasi-statique monotone croissante (*push-over*). Cette ductilité est le rapport entre le déplacement à force maximale  $\delta_u$  et la limite élastique  $\delta_y$ . Pour  $\mu_s$  valant de 1 à 3, la classe de ductilité est faible (ductilité I). Pour  $\mu_s$  compris entre 3 et 6, la classe de ductilité est moyenne (ductilité II). Pour de plus grandes valeurs de  $\mu_s$ , la classe de ductilité est forte (ductilité III). Enfin, on notera que les règles DTU PS 92 (1995) stipulent qu'il est possible d'utiliser d'autres valeurs de coefficient de comportement. Dans ce cas, le coefficient de comportement est déduit d'essais expérimentaux sous chargement cyclique alterné ou dynamique, mais la méthode de détermination est laissée à l'appréciation du projecteur.

Coefficient q	Type de structure
1	Consoles Poutres à joints cantilever
1,5	Poutres Arcs à 2 ou 3 articulations Charpente assemblée par connecteurs ou anneaux Panneaux d'ossature bois à voiles collés
2	Charpente assemblée par boulons (ductilité II)
2,5	Portiques assemblés par boulons (ductilité II)
3	Charpente assemblée par boulons (ductilité III) Charpente assemblée par pointes (ductilité III)
4	Portiques (ductilité III)
5	Panneaux d'ossature bois (ductilité III)

Tableau A.1: Coefficients de comportement des règles PS 92 pour les structures bois

## A.2 Définition du coefficient de comportement

L'objectif d'un coefficient de comportement est de prendre en compte les effets non linéaires dissipatifs dans un unique coefficient de réduction d'effort ou d'accélération. Ces coefficients sont appelés Behaviour Factor en Europe, Reduction Factor en Amérique et Structural Characteristic Factor au Japon. En complément des aspects déjà abordés, les différentes définitions théoriques de ce type de coefficient sont ici détaillées.

### Behaviour factor

On peut identifier deux définitions différentes du "Behaviour Factor" (ou coefficient de comportement  $q$ ) utilisé en Europe. La première se base sur une approche dynamique et un rapport d'accélération représentatives de la structure. La deuxième se base sur une approche statique et un rapport de forces représentatives de la structure.

**Définition dynamique** L'approche dynamique définit le coefficient  $q$  comme étant un rapport entre deux accélérations. La structure est étudiée expérimentalement ou numériquement. La structure est soumise à un accélérogramme, pour lequel l'amplitude est modifiable par l'intermédiaire d'un facteur d'amplitude. La première étape consiste à chercher l'accélération  $A_y$  pour laquelle le système atteint la limite de la zone élastique. Il est nécessaire de définir un critère de rupture, qui peut être local ou global. La deuxième étape consiste alors à chercher l'accélération  $A_u$  menant à la limite du critère de rupture. Le coefficient de comportement est alors donné par la relation A.11.

$$q = \frac{A_u}{A_y} \quad (\text{A.11})$$

Chaque valeur de  $q$  obtenue selon cette méthode ne vaut que pour l'accélérogramme particulier qui a servi à son calcul. En plus des valeurs de  $A_y$  et  $A_u$ , le coefficient  $q$  est aussi dépendant de la forme et du contenu fréquentiel de l'accélérogramme. Il est donc nécessaire de répéter la procédure avec un ensemble d'accélérogrammes représentatifs de la zone sismique considérée. Ceccotti et Vignoli (1989), qui présentent cette méthode, concluent en détaillant un exemple sur deux modèles de portique en utilisant 6 accélérogrammes. Pour le premier portique, on a  $8,4 < q < 16$ , pour une moyenne à 11,4. Pour le second,  $4,8 < q < 10,0$  pour une moyenne de 7,5. Cela montre les écarts de comportement important liés à la sollicitation. On notera de plus que le nombre d'accélérogrammes à considérer sera moins important dans le cas d'une structure à un seul mode dominant. Dans le cas contraire, il faut en effet s'assurer que tous les modes soient bien activés. Enfin, on notera que cette méthode de détermination du coefficient de comportement  $q$  ne peut pas se limiter à une approche expérimentale du fait du trop grand nombre d'essais nécessaires. Dans cette optique, les essais expérimentaux ne peuvent envisagés que dans le cadre d'une validation d'un modèle de calcul.

**Définition statique** La définition statique du coefficient de comportement est celle que l'on retrouve dans la méthode push-over (cf p 43). La démarche a consisté à comparer le comportement dynamique d'oscillateurs linéaires et non linéaires (Newmark et Hall (1982)). La figure A.2 présente le comportement des oscillateurs pour une sollicitation identiques. Les efforts maximaux que subissent l'oscillateur purement élastique  $F_{el}$  et l'oscillateur élasto-plastique parfait  $F_{pl}$  sont différents ( $F_{el} > F_{pl}$ ). Les déplacements correspondants,  $d_{el}$  et  $d_{pl}$ , sont identiques pour des périodes moyennes et longues et différents pour des périodes courtes ( $d_{el} < d_{pl}$ ). La période de référence est celle correspondant à la fin du palier d'accélération constante sur le spectre de réponse élastique ( $T_C$  en notation Eurocode). Pour  $T > T_C$ , le principe d'équivalence

des déplacements est donc appliqué. Dans ce cas, le rapport entre les forces  $F_{el}$  et  $F_{pl}$  est égal à la ductilité statique  $\mu$  (eq. A.15 et A.13). Pour  $T < T_C$ , c'est le principe d'équivalence en énergie entre les deux systèmes (élastique et élasto-plastique) qui s'applique. Dans ce cas, il est aussi possible d'exprimer le coefficient de comportement  $q$  en fonction de la ductilité statique du système élasto-plastique (eq A.14).

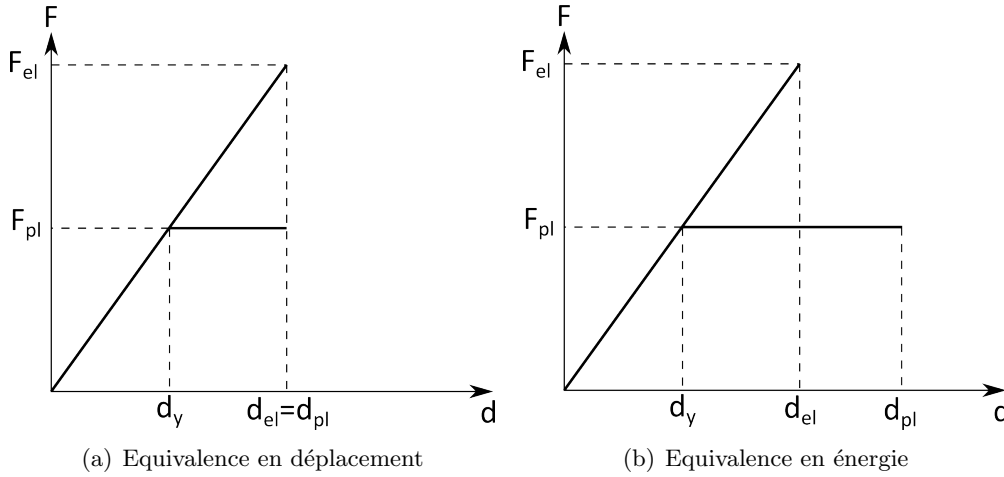


Figure A.2: Définitions statiques du coefficient de comportement

$$\mu = \frac{d_{pl}}{d_y} \quad (\text{A.12})$$

$$\text{Equivalence en déplacement : } F_{pl} = \frac{F_{el}}{\mu} \quad \text{et} \quad q = \mu \quad (\text{A.13})$$

$$\text{Equivalence en énergie : } F_{pl} = \frac{F_{el}}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad \text{et} \quad q = \sqrt{2\mu - 1} \quad (\text{A.14})$$

L'expression du coefficient de comportement à partir de la ductilité présente l'avantage de la simplicité. En effet, la ductilité statique d'une structure peut être obtenue à partir d'un simple essai quasi-statique sous chargement monotone croissant.

## Reduction factor

Le *reduction factor* (noté  $R_\mu$ ) est un coefficient utilisé en Amérique du Nord qui permet une estimation des efforts plastiques non linéaires à partir de l'évaluation des efforts élastiques. Une synthèse d'un bon nombre de travaux dédiés au "reduction factor" a été publiée par Miranda et Bertero (1994). La théorie se base sur le comportement d'un oscillateur non linéaire de type Single Degree Of Freedom (SDOF) sollicité dynamiquement. Le niveau de déformation plastique atteint par le système lors d'une sollicitation dynamique de durée  $t_D$  est donné par le rapport de ductilité en déplacement  $\mu$  (eq A.15). Ce rapport est donné par le maximum du déplacement absolu atteint sur le déplacement à la limite d'élasticité  $U_y$ . La ductilité maximale de l'oscillateur est noté  $\mu_i$ .

$$\mu = \frac{\max|U(t)|}{U_y} \quad \text{avec} \quad t \in [0, t_D] \quad (\text{A.15})$$

La réponse temporelle d'un SDOF est donnée par la solution à l'équation A.16. Le comportement non linéaire de l'oscillateur est pris en compte par la force  $F(t)$ , sur la durée  $t_D$  :

$$m\ddot{U}(t) + c\dot{U}(t) + F(t) = -m\ddot{X}(t) \quad \text{avec} \quad t \in [0, t_D] \quad (\text{A.16})$$

- $m$  : masse (kg),
- $c$  : coefficient d'amortissement visqueux,
- $F(t)$  : force de rappel du ressort à comportement non linéaire (N),
- $U(t)$  : déplacement de l'oscillateur (m),
- $X(t)$  : déplacement du sol (m).

On note  $F_y(\mu = 1)$  la force nécessaire pour empêcher l'entrée du système dans le domaine plastique et  $F_y(\mu = \mu_i)$  la force nécessaire pour limiter le déplacement du système, de manière à ce que la ductilité  $\mu$  ne dépasse pas  $\mu_i$ .

La résolution de l'équation A.16 permet de calculer le déplacement  $U(t)$ , la force de rappel  $F(t)$  et la période propre  $T_k$  du système. La courbe de l'évolution force-déplacement  $F(U)$  peut alors être tracée, ce qui permet de connaître  $F_y(\mu = 1)$ . La raideur élastique du système permet de calculer la force élastique théorique au déplacement maximal. Ce déplacement maximal permet aussi de calculer  $\mu$  (eq A.15). Le calcul devient alors itératif jusqu'à ce que  $\mu$  soit égal à  $\mu_i$ . Lorsque c'est le cas, la force  $F_y(\mu = \mu_i)$  vaut la force de réponse du système à  $\max|U(t)|$ . Le principe de calcul exposé ici doit être répété pour un grand nombre de périodes propres différentes. On peut ainsi obtenir une représentation spectrale des forces  $F_y(\mu = 1)$  et  $F_y(\mu = \mu_i)$ , voir figure A.3. Le coefficient *reduction factor* vaut alors le rapport de ces deux forces pour la période fondamentale de la structure considérée (eq A.17).

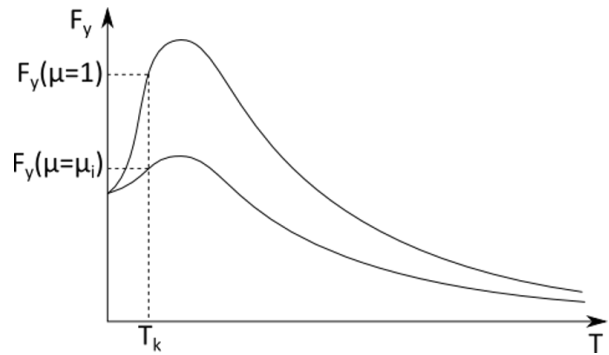


Figure A.3: *Reduction factor*

$$R_\mu(T, \mu_i) = \frac{F_y(\mu = 1)}{F_y(\mu = \mu_i)} \quad (\text{A.17})$$

### Structural characteristic factor

Le coefficient *structural characteristic factor* est utilisé au Japon, il est noté  $D_s$ . La démarche de calcul consiste à déterminer la force élastique pure équivalente à une accélération de  $1g$  au sommet de la structure. On calcule ensuite  $D_s$  par équivalence d'énergie entre le modèle élastique pur ainsi obtenu, et un modèle élasto-plastique, voir figure A.4 où  $m$  est la masse de la structure et  $g$  l'accélération de la pesanteur. Les valeurs de  $D_s$  sont en général entre 0,25 et 0,55.  $D_s$  correspond en fait à l'inverse d'un behaviour factor ou d'un reduction factor. La définition du  $D_s$  est très proche de la définition dite statique du coefficient de comportement, si ce n'est que la force élastique n'est pas calculée de la même manière. Le critère japonais, qui est de calculer la force résultante à une accélération de  $1g$  au sommet de la structure, est un choix historique issu des premières mesures du comportement de bâtis sous séismes réels.

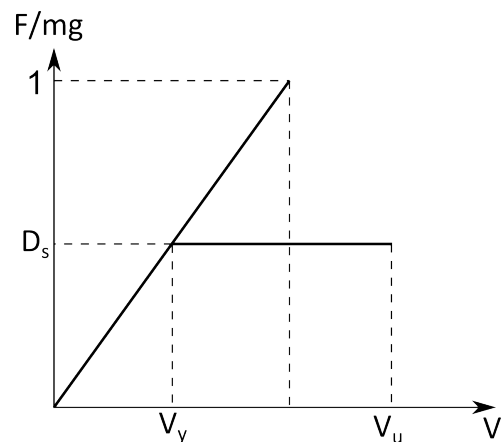


Figure A.4: *Structural factor*



---

## Appendix B

---

# Lois de comportement hystérétiques

---

Le chapitre 3 aborde les lois de comportement hystérétiques utilisées dans la littérature. Les schémas présentés dans cette annexe sont issus des publications détaillant ces lois.

### B.1 Loi mécanique

#### Modèle de Foschi (2000)

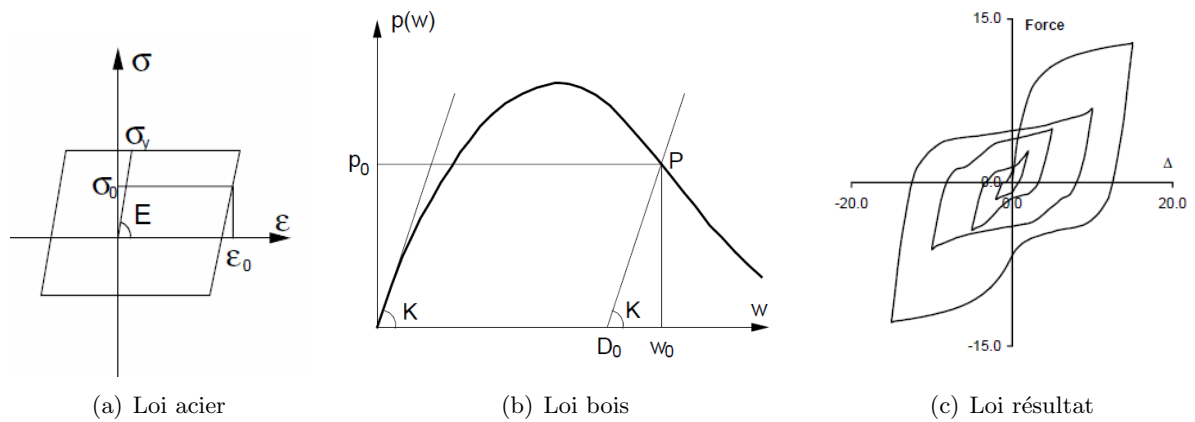
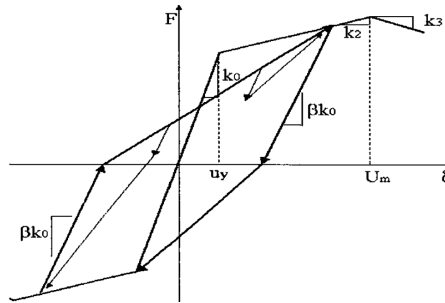


Figure B.1: Modèle de Foschi

## B.2 Lois phénoménologiques

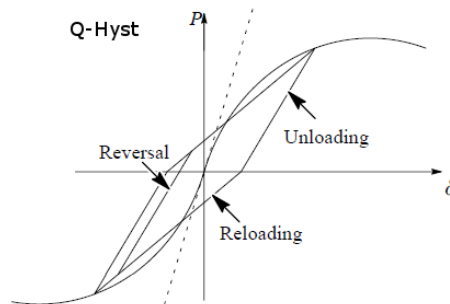
### Modèle de Clough (1966)



Les déplacements  $\delta$ ,  $U_y$  et  $U_m$  sont respectivement notés  $d$ ,  $d_y$  et  $d_m$  dans ce document

Figure B.2: Modèle de Clough

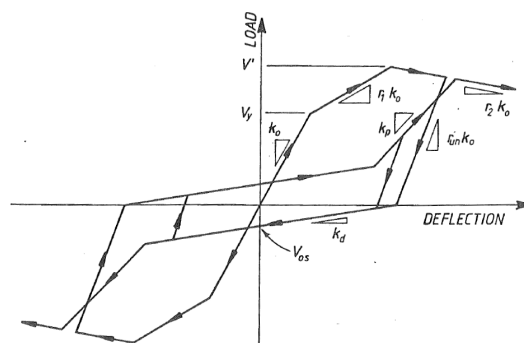
### Modèle Q-Hyst (1979)



Les déplacements  $\delta$  sont notés  $d$  dans ce document. Les forces  $P$  sont notées  $F$

Figure B.3: Modèle Q-Hyst

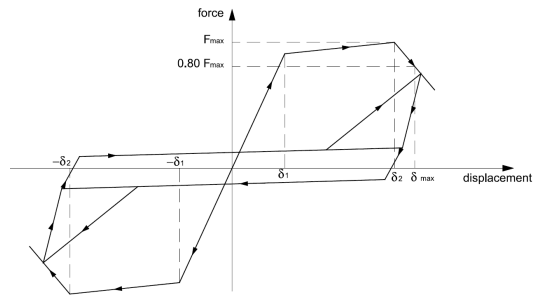
### Modèle Stewart (1987)



Les forces  $V$  sont notées  $F$  dans ce document

Figure B.4: Modèle de Stewart

**Modèle de Ceccotti (1989)**



*Les déplacements  $\delta$  sont notés  $d$  dans ce document*

Figure B.5: Modèle de Ceccotti

**Modèle de Dolan (1991)**

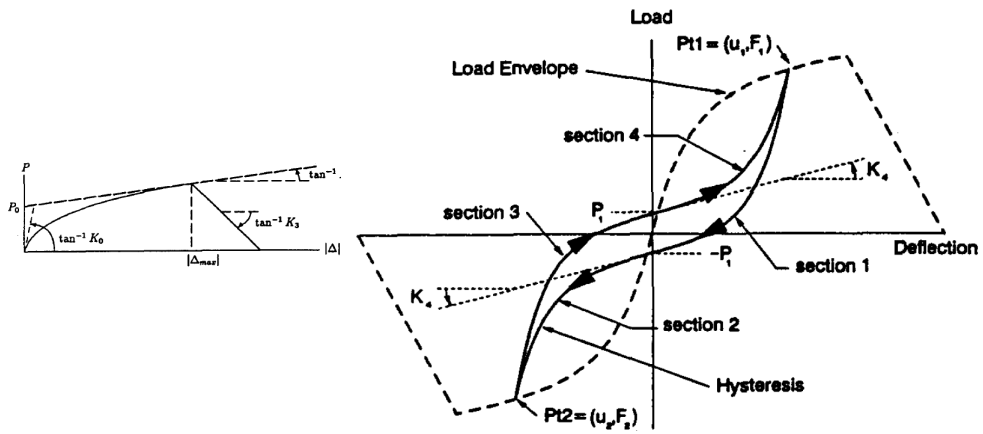


Figure B.6: Modèle de Dolan

**Modèle de Kasal (1997)**

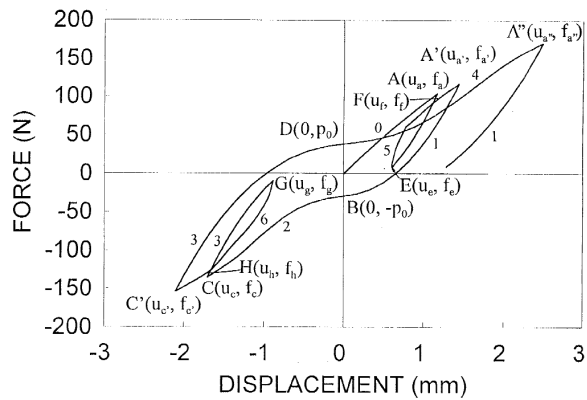
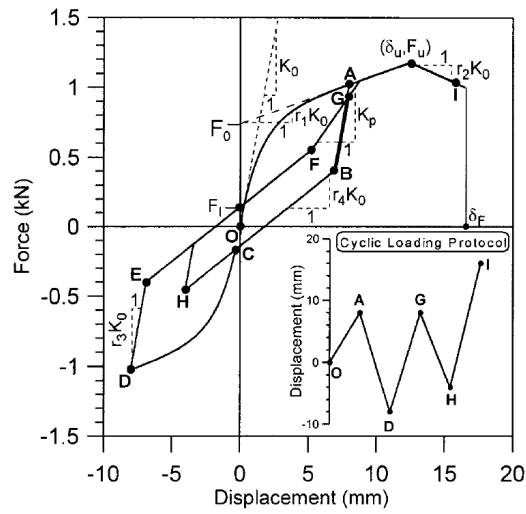


Figure B.7: Modèle de Kasal



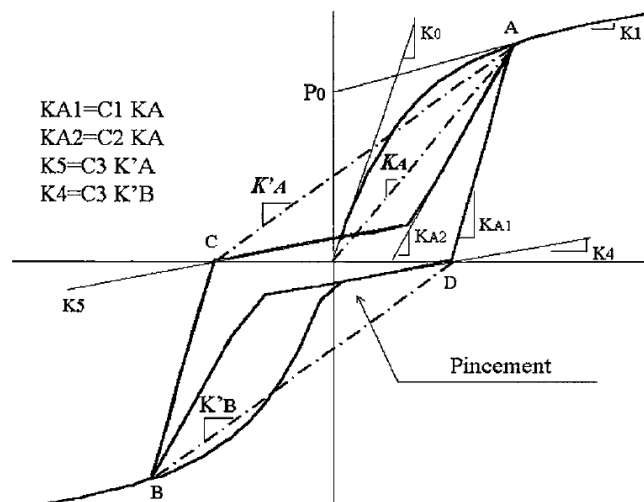
## Modèle Folz (2001)



Les déplacements  $\delta$  sont notés  $d$  dans ce document et  $\delta_u$  est noté  $d_m$

Figure B.8: Modèle de Folz

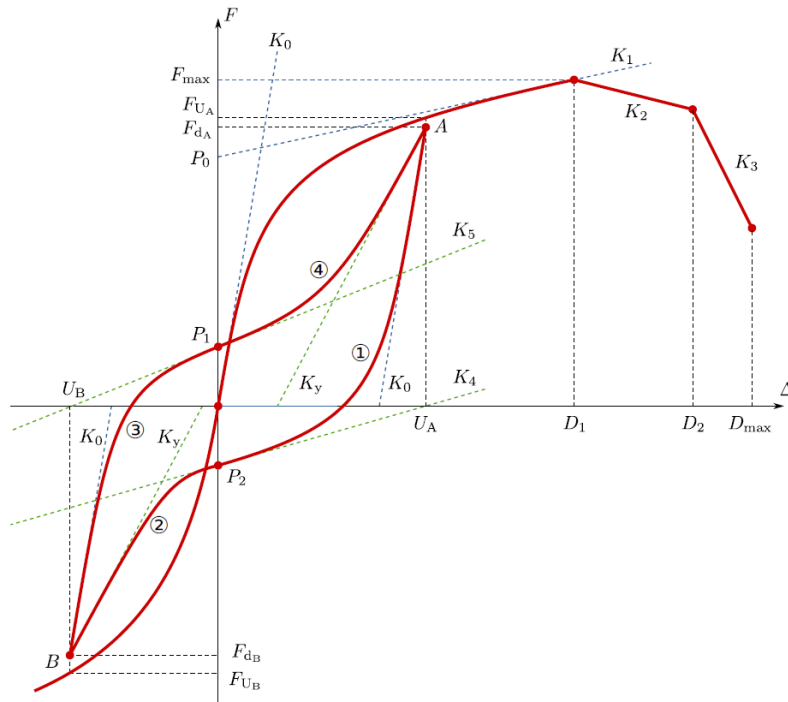
## Modèle de Yasumura (2001)



Dans ce document,  $KA1$  est noté  $K4$ ,  $KA2$  est noté  $K5$  et  $K4$  et  $K5$  sont notés  $K_c$

Figure B.9: Modèle de Yasumura

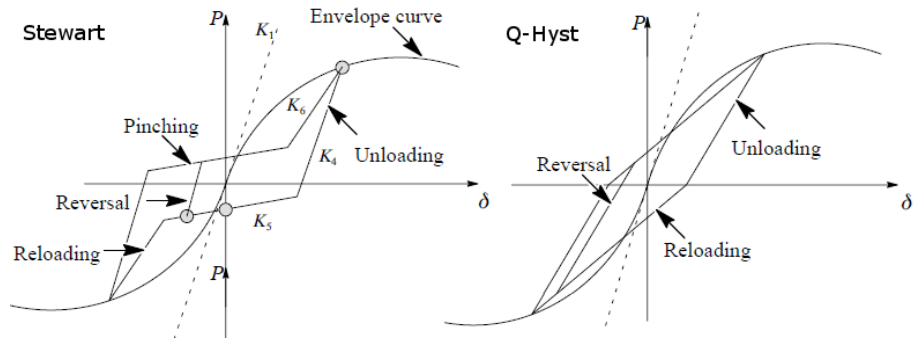
**Modèle de Richard (2001)**



*Les déplacements  $\Delta$ ,  $U$  et  $D$  sont notés  $d$  dans ce document*

Figure B.10: Modèle de Richard

**Modèle Q-Pinch (2005)**



(a) Modèle de Stewart amélioré

(b) Modèle Q-Hyst

*Les déplacements  $\delta$  sont notés  $d$  dans ce document. Les forces  $P$  sont notées  $F$ .  $K_5$  est noté  $K_c$  et  $K_6$  est noté  $K_5$*

Figure B.11: Modèle Q-Pinch

Modèle de Collins (2005)

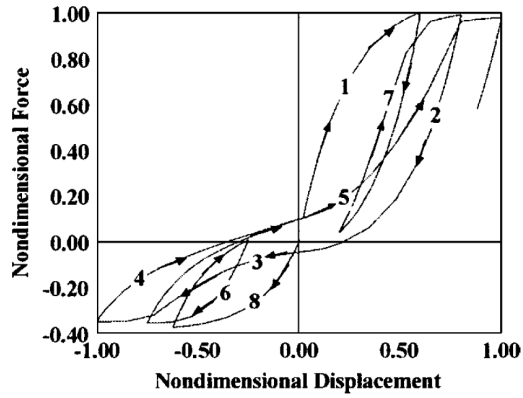
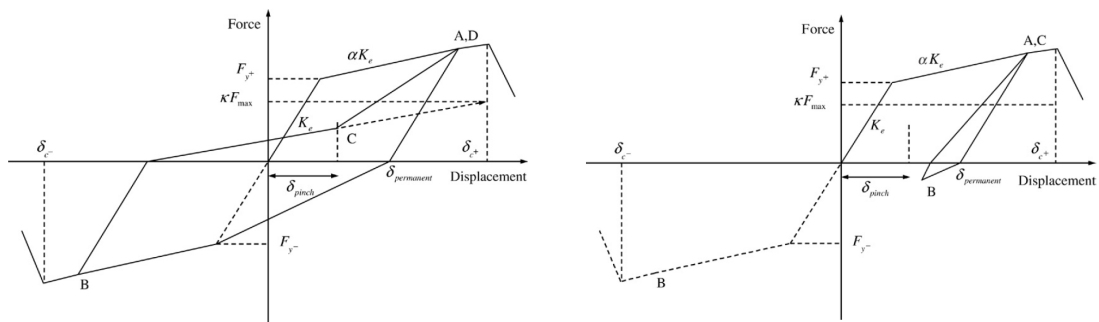


Figure B.12: Modèle de Collins

Modèle de Ayoub (2007)

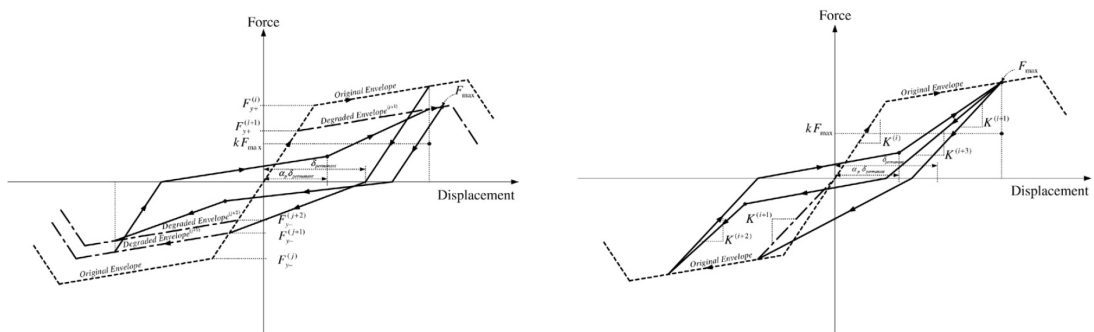


(a) Cycle complet

(b) Cycle partiel

Les déplacements  $\delta$  sont notés  $d$  dans ce document.  $K_e$  est noté  $K_0$

Figure B.13: Modèle de Clough amélioré

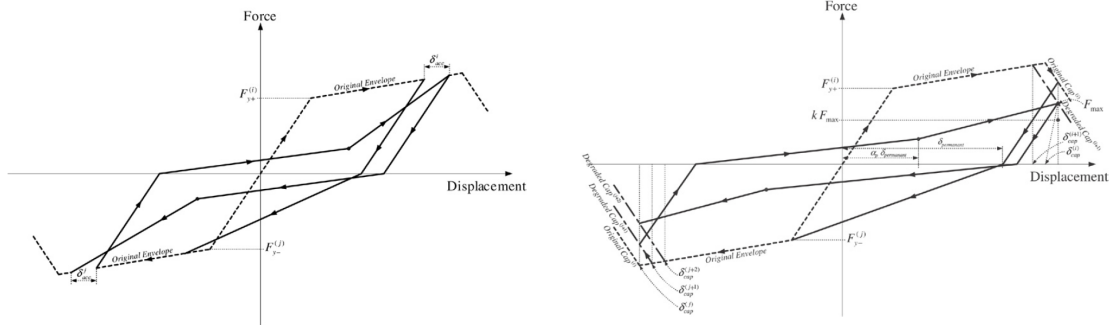


(a) Dégradation de la force

(b) Dégradation de la raideur de décharge

Les déplacements  $\delta$  sont notés  $d$  dans ce document

Figure B.14: Modèle de Ayoub (1ère partie)



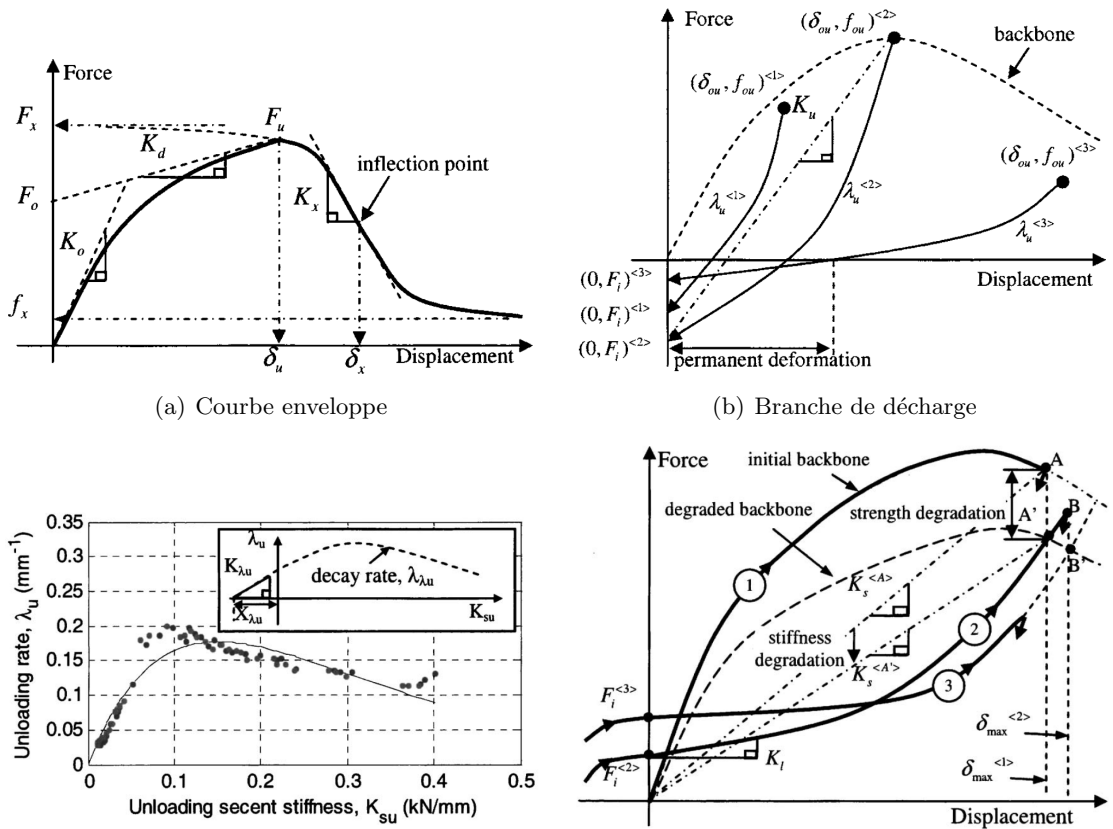
(a) Dégradation de la raideur de charge

(b) cap degradation

Les déplacements  $\delta$  sont notés  $d$  dans ce document

Figure B.15: Modèle de Ayoub (2ème partie)

Modèle EPHM (2007)



(a) Courbe enveloppe

(b) Branche de décharge

(c) Paramètres évolutifs

(d) Branche de charge

Les déplacements  $\delta$  sont notés  $d$  dans ce document

Figure B.16: Modèle EPHM

## Modèle BWBN

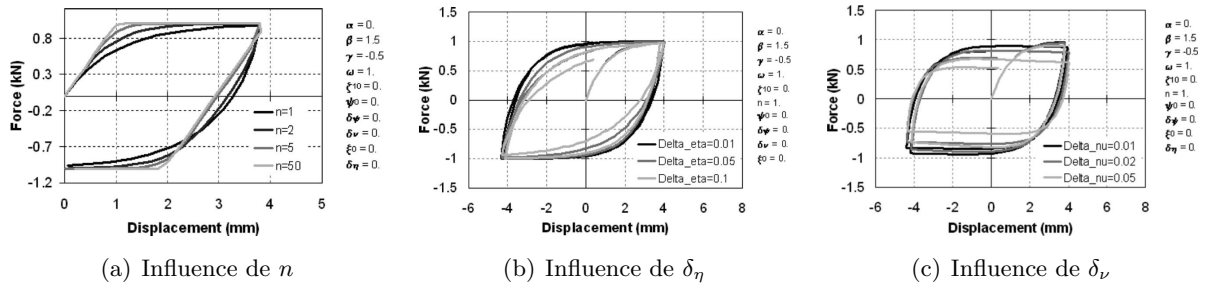


Figure B.17: Modèle BWBN

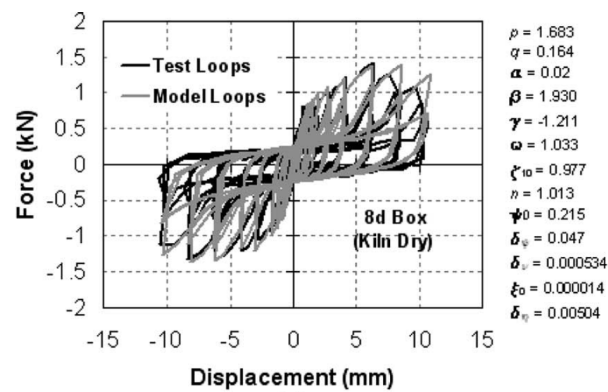


Figure B.18: Calage du modèle BWBN sur un essai clou

## Appendix C

# Résultats des essais sur assemblages

Le chapitre 5 présente de nombreux essais expérimentaux sur les assemblages par connecteurs métalliques. On présente plus en détail les données de ces essais dans cette annexe.

## C.1 Essais sur pointes

### C.1.1 Synthèse par configuration

Pour chaque configuration, le tableau C.1 présente les valeurs de la limite élastique  $d_y$ , de la limite à la rupture  $d_u$ , de la ductilité statique  $D_s$ , de la force maximale  $F_m$  et les densités moyennes des montants et des panneaux.

N°	Configuration				Mesures capteurs				Densité (kg/m3)	
	$\Phi \times L$	Forme	Mat.	Panneau	$d_y$ (mm)	$d_u$ (mm)	$D_s$	$F_m$ (N)	Montant	Panneau
1	2,1x38	An	In	OSB9	0,4	21,1	52,7	962	472	703
2	2,1x38	An	In	OSB12	0,7	21,0	31,9	934	465	701
3	2,1x38	An	In	OSB15	0,4	14,9	38,8	736	430	611
4	2,5x60	An	In	OSB9	2,1	17,5	8,6	1553	445	682
5	2,5x60	An	In	OSB12	1,5	20,9	14,4	1470	458	695
6	2,5x60	An	In	OSB15	1,3	20,3	17,5	1191	416	616
7	3,1x85	An	In	OSB9	2,2	18,2	9,4	2000	464	676
8	3,1x85	An	In	OSB12	2,7	22,4	8,6	1948	474	681
9	3,1x85	An	In	OSB15	1,9	23,3	12,4	1293	439	582
10	2,1x45	An	Zn	OSB9	1,1	13,6	17,5	855	441	661
11	2,1x45	An	Zn	OSB12	1,5	20,8	14,4	1010	438	644
12	2,5x50	An	Zn	P10	2,2	24,1	11,6	1577	463	747
13	2,5x50	An	Zn	P16	0,8	23,1	31,2	1276	470	750
14	2,1x55	An	Zn	OSB9	1,5	14,4	9,9	1016	459	665
15	2,1x55	An	Zn	OSB15	0,5	17,5	40,6	1024	478	580
16	2,8x80	An	Zn	OSB9	1,5	15,7	11,1	1525	458	669
17	2,8x80	An	Zn	OSB15	0,9	21,6	24,9	1962	465	640
18	2,3x60	An	Ga	OSB9	0,8	13,9	18,0	1153	464	650
19	2,3x60	An	Ga	OSB15	2,2	24,1	11,3	1247	479	625
20	3,1x90	An	Ga	OSB9	1,2	14,4	12,4	1244	441	657
21	3,1x90	An	Ga	OSB15	1,2	18,1	14,7	1871	461	633
22	2,3x60	Ca	In	OSB9	0,4	23,5	78,3	1053	461	660
23	2,3x60	Ca	In	OSB15	0,6	28,8	60,6	965	464	641
24	3,1x85	Ca	In	OSB9	0,5	14,7	27,8	1797	451	657
25	3,1x85	Ca	In	OSB15	0,6	27,4	46,9	1329	413	573
26	2,3x60	Ca	Ga	OSB9	0,9	13,8	16,1	1279	448	681
27	2,3x60	Ca	Ga	OSB15	0,5	24,7	46,8	1775	461	653
28	3,1x75	Ca	Ga	OSB9	1,0	16,3	15,9	2390	454	702
29	3,1x75	Ca	Ga	OSB15	0,7	18,2	28,0	1864	438	618
30	2,3x60	An	Ga	P10	0,9	24,0	29,6	2208	462	748
31	2,3x60	An	Ga	P16	0,8	35,3	88,4	1568	426	763
32	3,1x90	An	Ga	P10	1,1	20,0	20,7	2074	445	743
33	3,1x90	An	Ga	P16	1,5	23,4	15,7	2023	434	749

Tableau C.1: Synthèse des essais pointes pour les 33 configurations

### C.1.2 Synthèse par essai

Le tableau C.2 présente plus en détail les résultats des essais pointes. Pour chaque configuration, les résultats et observations des essais monotones et cycliques sont détaillés. Pour chaque essai les informations suivantes sont données : le type de rupture (arrachement (A), perforation (P) ou fatigue (F)), le nombre de rotules plastiques apparaissant dans la pointe et la (leur) localisation (distance entre la tête de pointe et la rotule plastique), la densité du montant et du panneau. De plus, pour les essais monotones la limite élastique  $d_y$ , de la limite à la rupture  $d_u$ , de la ductilité statique  $D_s$ , de la force maximale  $F_m$  sont précisées. Pour les essais cycliques, seule la valeur moyenne de  $F_m$  est disponible. On note aussi *An* pour annelée, *Ca* pour cannelée, *In* pour acier inoxydable, *Zn* pour électro-zingué et *Ga* pour galvanisé. Enfin, *M1* et *C1* désignent respectivement l'essai numéro 1 en monotone et en cyclique.

Ref	Configuration			Observations			Mesures capteurs				Densité (kg/m <sup>3</sup> )			
				Rupture	Rotules(s)		$d_y$ (mm)	$d_u$ (mm)	$F_m$ (N)	DS	Montant	Panneau		
	Localisation	Nombre												
248	P3,1x75	Ca-Ga	OSB9	M1	P		1	1,1	16,1	2579	15,3	475	755	
249				M2	P		1	-	-	-	-	-	470	700
250				M3	P		1	1,0	16,6	2200	16,6		460	720
254				C1	F	17	1						475	715
255				C2	F	18	1						420	710
256				C3	F	16	1						460	685
257				C4	F	15	1						455	665
258				C5	F	17	1						415	665
251				P3,1x75	Ca-Ga	OSB15	M1	P		1	0,6	20,7	1983	35,0
252	M2	P					1	0,6	16,4	1789	28,3	455	520	
253	M3	P					1	0,8	17,4	1819	20,6	465	565	
259	C1	F	27				1						430	625
260	C2	F	10 28				2						425	685
261	C3	F	24				1						415	585
262	C4	F	24				1						425	630
263	C5	F	25				1						420	675
176	P2,3x60	An-Ga	P10				M1	P		1	0,6	23,4	2359	39,9
177				M2	P		1	1,3	20,1	2075	15,6	455	745	
178				M3	A		1	0,9	28,6	2190	33,3	470	750	
182				C1	F	9	2						470	740
183				C2	F	8	2						460	755
184				C3	F	9 22	2						460	745
185				C4	F	9 22	2						470	750
186				C5	F	9	2						445	750
179				P2,3x60	An-Ga	P16	M1	-		2	-	-	-	-
180	M2	A					2	0,5	-	1477	-	435	765	
181	M3	A					2	0,4	35,3	1596	88,4	450	765	
187	M4	A					2	1,6	-	1632	-	455	770	
188	C1	F	12 23				2						415	755
189	C2	F	13 27				2						415	760
190	C3	F	12 24				2						405	770
191	C4	F	12 24				2						410	755
195	P3,1x90	An-Ga	P10				M1	P		1	0,7	18,8	1965	26,7
196				M2	P		1	1,0	22,3	2065	22,7	410	750	
197				M3	P		1	1,5	19,0	2193	12,7	460	740	
198				C1	F	23	1						450	755
199				C2	F	22	1						455	740
200				C3	F	23	1						450	730
201				C4	F	22	1						460	750
202				C5	F	22	1						465	735
192				P3,1x90	An-Ga	P16	M1	P		1	1,6	23,7	1695	14,8
193	M2	P					1	1,4	22,7	2243	15,7	450	745	
194	M3	P					1	1,5	23,9	2130	16,5	425	760	
203	C1	F	10 30				2						410	760
204	C2	F	9 30				2						415	740
205	C3	F	10 27				2						420	755
206	C4	F	12 29				2						450	730
207	C5	F	10 28				2						440	740





Ref	Configuration			Observations				Mesures capteurs				Densité (kg/m <sup>3</sup> )	
				Rupture	Rotules(s)		d <sub>v</sub> (mm)	d <sub>u</sub> (mm)	F <sub>m</sub> (N)	DS	Montant	Panneau	
	Pointe	Panneau	Type		Localisation	Nombre							
168	P2,1x45	An-Zn	OSB9	M1	P		1	1,9	10,7	968	5,7	450	640
169				M2	P		1	0,8	14,3	680	17,3	460	665
170				M3	P		1	0,5	15,8	916	29,5	475	610
171				C1	P+F	14	1			706		450	650
172				C2	A+F	13	1					445	645
173				C3	A+F	13	1					435	645
174				C4	A+F	22	2					410	700
175				C5	A+F	22	2					405	730
214				P2,1x45	An-Zn	OSB12	M1	P		1	1,6	18,2	999
215	M2	A					2	1,3	24,3	1033	18,8	450	660
216	M3	P					1	1,5	19,8	997	13,2	460	630
227	C1	F	21				1			804		465	625
228	C2	F	20				1					410	625
229	C3	F	9 21				2					415	660
230	C4	F	9 21				2					420	675
231	C5	F	8 21				2					430	665
1	P2,5x50	An-Zn	P12				M1	A			2,8	29,5	1524
2				M2	P			2,3	16,5	1760	7,0	475	750
3				M3	A			1,5	26,3	1447	17,2	460	745
12				C1	F					1331		455	740
13				C2	F							465	750
14				C3	F							465	745
15				C4	F							470	750
16				C5	F							465	760
4				P2,5x50	An-Zn	P16	M1	A			0,6	21,0	1175
5	M2	A						0,8	22,3	1373	26,5	450	755
6	M3	A						0,8	26,0	1281	31,5	475	740
7	C1	F								1039		470	750
8	C2	F										450	775
9	C3	F										445	740
10	C4	F										455	755
11	C5	F										530	740
88	P2,1x55	An-Zn	OSB9				M1	P		1	1,8	14,8	912
89				M2	P		1	1,4	14,7	925	10,4	480	715
90				M3	P		1	1,2	13,6	1210	11,0	485	730
100				C1	P+F	6	2			797		445	615
101				C2	P+F	14	1					440	640
102				C3	F	15	1					445	625
103				C4	F	15	1					450	655
104				C5	P+F	14	1					440	635
94				P2,1x55	An-Zn	OSB15	M1	A+P		2	0,4	16,2	1067
95	M2	A					2	0,6	14,4	1084	23,9	475	515
96	M3	A+P					2	0,4	22,0	921	59,4	470	545
110	C1	F	11 22				2			789		475	645
111	C2	F	21				1					480	580
112	C3	F	8 21				2					460	630
113	C4	F	17				1					485	530
114	C5	F	23				1					505	545
91	P2,8x80	An-Zn	OSB9				M1	P		1	1,7	12,9	1396
92				M2	P		1	1,1	16,7	1912	15,5	445	685
93				M3	P		1	1,8	17,6	1268	9,9	445	685
105				C1	F	15	1			1288		485	645
106				C2	F	15	1					455	704
107				C3	F	15	1					470	675
108				C4	F	15	1					470	645
109				C5	F	17	1					445	675
97				P2,8x80	An-Zn	OSB15	M1	A+P		1	0,8	19,3	2190
98	M2	A+P					1	0,9	18,3	1859	21,0	480	605
99	M3	A+P					1	0,9	27,1	1838	31,0	472	685
115	C1	F	22				1			1414		455	550
116	C2	F	10 25				2					455	710
117	C3	F	24				1					455	675
118	C4	F	10				2					450	690
119	C5	F	22				1					460	550
120	P2,3x60	An-Ga	OSB9				M1	P		1	0,9	12,7	1352
121				M2	P		1	1,1	14,3	951	13,1	445	630
122				M3	P		1	0,5	14,7	1155	27,1	445	660
131				C1	F	17	1			1086		450	645
132				C2	F	15	1					470	635
133				C3	F	15	1					470	655
134				C4	F	15	1					455	650
135				C5	F	15	1					485	670

Ref	Configuration			Observations			Mesures capteurs				Densité (kg/m <sup>3</sup> )	
				Rupture	Rotules(s)		d <sub>v</sub> (mm)	d <sub>u</sub> (mm)	F <sub>m</sub> (N)	DS	Montant	Panneau
	Pointe	Panneau	Type		Localisation	Nombre						
123	P2,3x60	An-Ga	OSB15	M1	A+P	2	2,1	38,9	1501	18,9	470	685
124				M2	A+P	1	2,3	15,9	926	7,0	470	555
125				M3	A	1	2,2	17,5	1314	8,0	475	555
126				C1	F	10 21	2				480	715
127				C2	F	11 22	2				460	685
128				C3	F	10 23	2			1122	485	560
129				C4	F	10 20	2				505	580
130				C5	F	9 21	2				490	665
211	P3,1x90	An-Ga	OSB9	M1	P	1	1,1	15,1	1280	14,2	410	680
212				M2	P	1	1,6	13,3	1240	8,2	460	670
213				M3	P	1	1,0	14,8	1212	14,8	450	670
217				C1	F	20	1				465	640
218				C2	F	16	1				450	600
219				C3	F	17	1			1495	425	640
220				C4	F	18	1				450	655
221				C5	F	22	1				420	700
208	P3,1x90	An-Ga	OSB15	M1	P	1	1,2	21,6	1766	18,5	445	620
209				M2	P	1	1,2	19,7	1865	16,1	455	635
210				M3	P	1	1,3	12,9	1981	9,6	465	590
222				C1	F	10 27	2				470	725
223				C2	F	23	1				460	665
224				C3	F	26	1			1710	460	645
225				C4	F	22	1				470	570
226				C5	F	25	1				465	615
136	P2,3x60	Ca-In	OSB9	M1	P	1	0,2	18,6	1126	112,1	480	690
137				M2	A	2	0,3	33,3	1251	100,1	470	630
138				M3	P	2	0,8	18,4	781	22,6	455	670
158				C1	F	20	1				455	625
159				C2	F	18	1				455	665
160				C3	F	20	1			772	450	640
161				C4	F	24	2				465	720
162				C5	F	17	1				455	640
139	P2,3x60	Ca-In	OSB15	M1	A	2	0,8	29,7	1042	37,3	450	670
140				M2	A	2	0,5	24,8	863	46,2	460	680
141				M3	A	2	0,3	31,9	991	98,2	475	700
163				C1	A+F	27	1				470	550
164				C2	A+F	10	3				470	585
165				C3	F	12	2			783	460	705
166				C4	A	1	1				460	595
167				C5	F	12	2				470	640
142	P3,1x85	Ca-In	OSB9	M1	P	1	0,4	12,6	1462	31,0	450	630
143				M2	P	1	0,6	15,6	2014	26,0	455	675
144				M3	P	1	0,6	15,9	1915	26,5	445	690
148				C1	F	15	1				445	615
149				C2	F	18	1				455	655
150				C3	F	15	1			1374	455	620
151				C4	F	16	1				450	650
152				C5	F	15	1				455	720
145	P3,1x85	Ca-In	OSB15	M1	P	1	0,8	22,3	1440	27,9	435	490
146				M2	A+P	1	0,4	27,8	1169	66,9	410	525
147				M3	A	1	0,7	32,1	1379	45,9	405	650
153				C1	P	1	1				415	600
154				C2	A+P	1	1				415	520
155				C3	A+P	1	1			1380	405	555
156				C4	A+P	1	1				410	640
157				C5	A	1	1				410	600
232	P2,3x60	Ca-Ga	OSB9	M1	P	1	0,8	16,2	1252	20,3	430	700
233				M2	P	1	0,9	12,3	1321	13,8	440	635
234				M3	P	1	0,9	13,0	1263	14,4	445	655
238				C1	F	17	1				455	660
239				C2	F	16	1				465	650
240				C3	F	5	2			1207	420	760
241				C4	F	12	1				470	710
242				C5	F	15	1				460	675
235	P2,3x60	Ca-Ga	OSB15	M1	A	2	0,5	35,8	2069	71,7	460	700
236				M2	P	2	0,5	18,4	1357	35,4	470	685
237				M3	P	2	0,6	20,0	1900	33,3	465	695
243				C1	F	11	2				465	660
244				C2	F	21	1				465	550
245				C3	F	22	1			1092	455	565
246				C4	F	22	1				455	690
247				C5	F	9	2				455	680

Tableau C.2: Synthèse des 263 essais pointes par essai

## C.2 Essais sur équerres

Les tableaux présentés dans cette annexe sont directement issus du rapport du laboratoire d'essais mécaniques (CSTB, 2009).

### C.2.1 Equerre E5

Pour chaque essai monotone, le tableau C.3 présente la force maximale  $F_{max}$ , le déplacement à cette force  $D_{Fmax}$ , la limite élastique  $V_y$  selon la méthode de la norme NF EN 12512 (2002) et la force ultime  $F_u$ . Les essais sont aussi traités selon la méthode EEEP (*Equivalent Energy Elasto-Plastic*, cf. ASTM E 2126 (2007)), la force au seuil de plasticité  $F_{yield}$ , la limite élastique  $\Delta_{yield}$  et la limite ultime  $\Delta_u$  sont donc aussi données. Enfin, la ductilité statique  $D_s$  est calculée comme étant le rapport de  $\Delta_u$  et  $\Delta_{yield}$ .

			Essais statiques - Equerres E5							
Solicitation	Support	Nb d'équerres	$F_{max}$	$D_{(Fmax)}$	$V_y$	$F_u$	$\Delta_u$	$F_{yield}$	$\Delta_{yield}$	$D_s$
			(kN)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)	(kN)	(mm)	
X	Bois	4	32,9	24,5	3,7	24,5	35,9	26,9	4,5	8,1
	Acier	4	19,4	20,8	2,4	15,5	31,7	17,0	3,1	10,1
Y	Bois	1	-9,8	-32,4	-2,0	-8,1	-41,4	-8,5	-2,8	14,9
		2	5,8	6,3	4,1	4,6	10,9	5,2	3,8	2,7
	Acier	1	14,7	21,9	2,7	11,4	26,5	12,8	3,7	7,5
			-14,2	-24,2	-2,3	-12,2	-28,0	-10,6	-3,2	8,7
		2	4,5	3,4	1,0	3,8	10,6	4,1	1,3	9,0
			-15,1	-21,1	-1,4	-11,6	-28,5	-13,3	-2,1	13,9
Z	Bois	2	7,3	5,7	1,7	5,9	9,0	6,5	1,8	5,0
	Acier	2	18,9	16,6	2,4	15,1	19,4	15,4	3,2	6,3
XY	Bois	1	-11,6	-45,7	-10,4	-9,9	-50,4	--	--	4,1
			5,5	14,5	6,2	4,4	23,0	--	--	4,2
	Acier	1	-12,3	-49,9	-6,7	-11,6	-49,8	--	--	4,4
			9,2	15,6	6,0	7,8	23,3	--	--	3,9
		2	-18,4	-37,7	-11,1	-17,4	-42,1	--	--	4,5

Tableau C.3: Synthèse des 15 essais monotones sur l'équerre E5

Pour chaque essai cyclique, la courbe enveloppe est analysée de la même manière que pour un essai monotone. Le tableau C.4 présente les résultats.

			Essais cycliques - Equerres E5								
Solicitation	Support	Nb d'équerres	$F_{max}$ (kN)		$D_{(Fmax)}$ (mm)		$F_u$ (kN)		$\Delta_u$ (mm)		$D_c$
			-	+	-	+	-	+	-	+	
X	Bois	4	-23,0	25,1	-11,3	11,7	-19,3	22,5	-15,5	16,2	4,9
	Acier	4	-17,2	16,4	-8,8	5,5	-14,5	13,4	-6,9	7,8	4,7
Y	Bois	1	-8,5	5,3	-7,4	10,0	-7,2	4,0	-10,3	14,2	3,5
		2	-11,0	11,3	-8,1	8,0	-8,8	9,2	-13,4	14,7	5,0
	Acier	1	-6,7	3,7	-3,7	3,4	-5,3	3,0	-7,3	6,5	5,4
		2	-11,7	11,1	-4,4	5,0	-9,4	9,1	-9,3	9,9	6,2
Z	Bois	2	-4,7	8,3	-0,1	6,3	--	6,8	--	10,2	6,1
	Acier	2	-9,6	15,2	-0,1	11,5	--	11,9	--	14,0	8,4

		Essais cycliques - Equerres E5										
		Support	Nb d'équerres	F <sub>max</sub> (kN)		D <sub>(Fmax)</sub> (mm)		F <sub>yield</sub> (kN)		Δ <sub>yield</sub> (mm)		D <sub>c</sub>
				-	+	-	+	-	+	-	+	
Solicitation	X	Bois	4	-23,0	25,1	-11,3	11,7	-20,4	22,3	-3,3	3,3	4,9
		Acier	4	-17,2	16,4	-8,8	5,5	-15,2	14,6	-1,6	2,0	4,7
	Y	Bois	1	-8,5	5,3	-7,4	10,0	-7,7	4,7	-2,9	2,9	3,5
			2	-11,0	11,3	-8,1	8,0	-10,1	10,3	-2,6	3,0	5,1
		Acier	1	-6,7	3,7	-3,7	3,4	-6,1	3,2	-1,3	1,1	5,4
			2	-11,7	11,1	-4,4	5,0	-10,5	10,0	-1,4	1,8	6,2
	Z	Bois	2	-4,7	8,3	-0,1	6,3	--	7,4	--	1,7	6,1
		Acier	2	-9,6	15,2	-0,1	11,5	--	12,8	--	1,7	8,4

Tableau C.4: Synthèse des 8 essais cycliques sur l'équerre E5

### C.2.2 Equerre E14

Le tableau C.5 présente les résultats des essais monotones pour les équerres E14.

		Essais statiques - Equerres E14									
		Support	Nb d'équerres	F <sub>max</sub> (kN)	D <sub>(Fmax)</sub> (mm)	V <sub>v</sub> (mm)	F <sub>u</sub> (kN)	Δ <sub>u</sub> (mm)	F <sub>yield</sub> (kN)	Δ <sub>yield</sub> (mm)	D <sub>s</sub>
Solicitation	X	Bois	4	29,0	24,8	5,5	25,2	32,6	24,9	6,1	5,3
		Acier	2	17,2	28,1	3,6	14,1	42,0	15,1	5,1	8,3
	Y	Bois	1	-10,8	-15,9	-3,8	-8,6	-26,0	-9,6	-4,6	5,7
			4,9	8,7	3,3	3,9	13,5	4,5	3,2	4,2	
		Acier	1	-16,3	-20,2	-2,4	-12,7	-22,4	-13,8	-7,2	5,4
			6,4	6,7	1,0	5,0	15,5	5,6	1,4	11,0	
	Z	Bois	2	6,5	4,1	1,3	6,2	5,7	5,9	1,3	4,3
		Acier	1	18,8	19,6	2,8	15,1	23,6	16,0	3,6	6,6
	XY	Bois	1	-9,2	-30,9	-10,0	-7,1	-38,6	--	--	3,4
			4,9	11,9	6,2	3,9	19,1	--	--	3,4	
		Acier	1	-16,5	-49,9	-24,0	-16,4	-50,0	--	--	2,5
			9,9	17,3	6,9	8,6	24,3	--	--	3,6	
			2	-26,6	-36,3	-25,4	-22,1	-38,7	--	--	1,8

Tableau C.5: Synthèse des 13 essais monotones sur l'équerre E14

Le tableau C.5 présente les résultats des essais cycliques pour les équerres E14.

		Essais cycliques - Equerres E14										
		Support	Nb d'équerres	F <sub>max</sub> (kN)		D <sub>(Fmax)</sub> (mm)		F <sub>u</sub> (kN)		Δ <sub>u</sub> (mm)		D <sub>c</sub>
				-	+	-	+	-	+	-	+	
Solicitation	X	Bois	4	-24,1	20,6	-13,2	12,1	-20,2	17,1	-17,4	16,3	3,9
		Acier	2	-14,2	15,6	-14,8	15,9	-12,3	13,1	-22,4	23,1	5,0
	Y	Bois	1	-11,5	4,6	-15,3	9,0	-9,5	3,7	-20,0	13,7	4,0
			4,2									
		Acier	1	-12,9	4,7	-16,8	2,9	-12,9	3,8	-16,8	4,1	5,2
			4,6									
	Z	Bois	2	-2,1	6,7	-0,1	3,4	--	5,7	--	4,8	3,5
		Acier	1	-13,1	15,6	-0,1	16,4	--	12,1	--	18,8	7,2

		Essais cycliques - Equerres E14										
		Support	Nb d'équerres	F <sub>max</sub> (kN)		D <sub>(Fmax)</sub> (mm)		F <sub>yield</sub> (kN)		Δ <sub>yield</sub> (mm)		D <sub>c</sub>
				-	+	-	+	-	+	-	+	
Sollicitation	X	Bois	4	-24,1	20,6	-13,2	12,1	-21,5	18,4	-4,4	4,5	3,9
		Acier	2	-14,2	15,6	-14,8	15,9	-13,0	14,1	-5,7	3,9	5,0
	Y	Bois	1	-11,5	4,6	-15,3	9,0	-10,1	4,2	-5,3	3,2	4,0
		Acier	1	-12,9	4,7	-16,8	2,9	-10,7	4,1	-3,3	1,0	4,2
	Z	Bois	2	-2,1	6,7	-0,1	3,4	--	6,1	--	1,4	5,2
		Acier	1	-13,1	15,6	-0,1	16,4	--	13,2	--	3,0	4,6

Tableau C.6: Synthèse des 6 essais cycliques sur l'équerre E14

## Appendix D

# Résultats des essais murs

Le chapitre 6 présente de nombreux les essais expérimentaux réalisés sur les murs de contreventement. On présente plus en détail les données de ces essais dans cette annexe.

### D.1 Essais monotones quasi-statiques

Pour chaque essai monotone, le tableau D.1 présente la raideur initiale  $K_0$ , la force maximale  $F_{max}$ , la limite élastique  $d_y$ , la limite ultime  $d_u$  et la ductilité statique  $DS$ .

Configuration				Résultats				
Panneau	Ancrage	Pointe	Chargement	$K_0$	$F_{max}$	$d_y$	$d_u$	DS
		$\varnothing \times L$		N/mm	N	mm	mm	-
OSB9	E5	2,1x45	NC	695	13925	7,5	47,8	6,4
OSB12	E5	2,1x45	NC	451	16005	14,4	96	6,6
			C	656	12800	8,6	100	11,6
	AH	2,5x50	NC	617	17728	12,5	100	8
P10	E5	2,5x55	NC	-	-	-	-	-
P16	E5	2,5x50	C1	805	18430	925	117	12,3
			C2	1083	17460	7,3	93	12,7
	AH	2,5x50	NC	1553	20702	11,2	117	10,4
CP10	AH	2,5x50	NC	713	17115	15,8	125	7,9

Tableau D.1: Synthèse des 9 essais monotones sur les murs

## D.2 Essais cycliques quasi-statiques

Pour chaque essai cyclique, le tableau D.2 présente la raideur initiale  $K_0$ , la force maximale  $F_{max}$ , la limite élastique  $d_y$ , la limite ultime  $d_u$  et la ductilité statique  $D_S$ . Ces valeurs sont calculées sur la base de la courbe enveloppe des cycles.

Configuration				Résultats				
Panneau	Ancrage	Pointe øxL	Chargement	$K_0$	$F_{max}$	$d_y$	$d_u$	$D_C$
				N/mm	N	mm	mm	-
OSB9	E5	2,1x45	NC1	716	11954	6,5	60	9,2
			NC2	674	12164	7,0	53	7,6
			C1	574	11896	7,8	80	10,3
			C2	593	12663	8,5	50	5,8
OSB12	E5	2,1x45	NC1	807	12115	5,6	80	14,2
			C1	879	13190	5,6	57	10,1
	AH	2,5x50	NC1	1215	19686	5,9	65	11,1
			NC2	958	17795	6,6	67	10,2
			C1	946	12446	4,6	60	13,1
			C2	988	13957	5,0	65	12,9
P10	E5	2,5x55	NC1	514	11779	10,4	60	5,8
			NC2	1059	13004	5,0	62	12,4
			NC3	445	10715	9,4	40	4,2
			NC4	919	11931	5,4	45	8,3
P16	E5	2,5x50	C1*	789	14246	7,7	65	8,5
			C2	1603	18713	4,4	57	13,0
	AH		NC1	1103	23220	7,5	70	9,3
			NC2	931	23372	9,1	75	8,2
			C1	1305	22032	6,1	70	11,6
			C2	1127	22890	6,9	70	10,1
CP10	AH	2,5x50	NC1	938	26982	10,8	80	7,4
			NC2	940	22669	9,1	75	8,3
			C1	731	20835	10,1	70	6,9
			C2	1017	22963	8,1	65	8,0

\* Couturage réduit par rapport à P16 E5 C2

Tableau D.2: Synthèse 24 des essais cycliques sur les murs

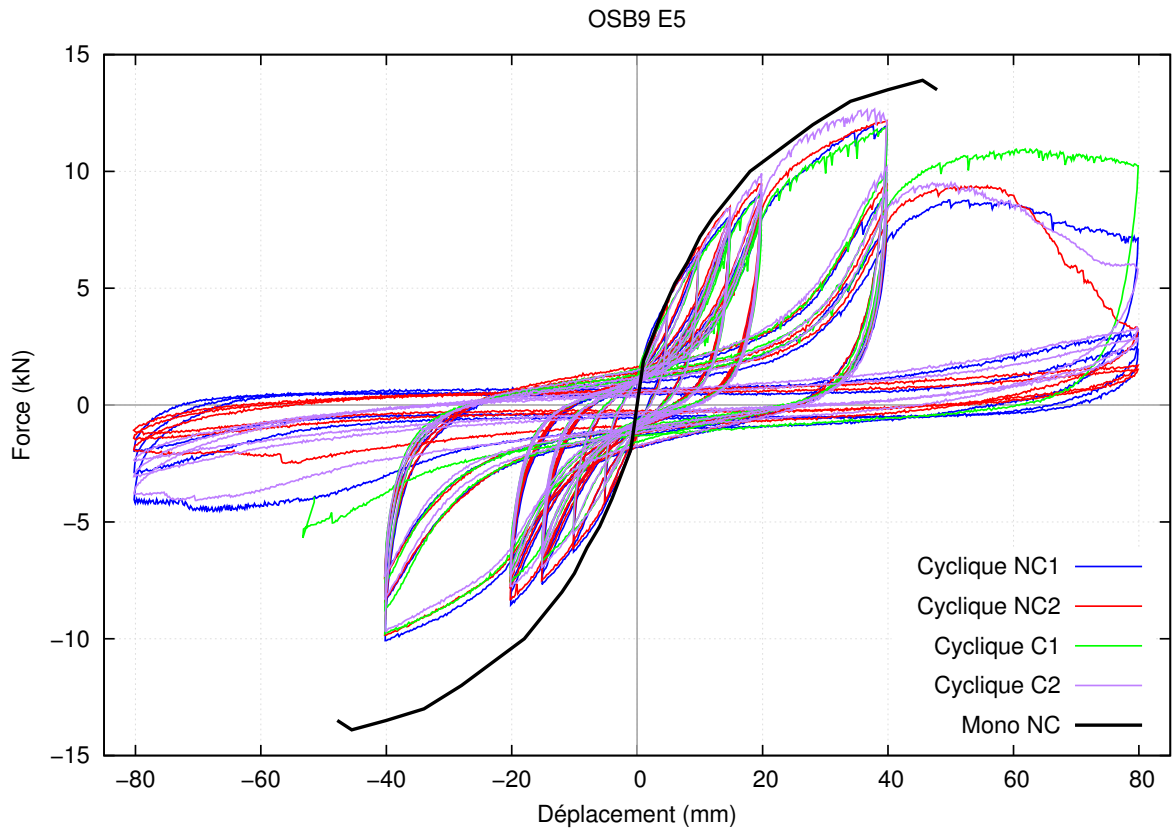


Figure D.1: Résultats en monotone et cyclique pour la configuration OSB9\_E5

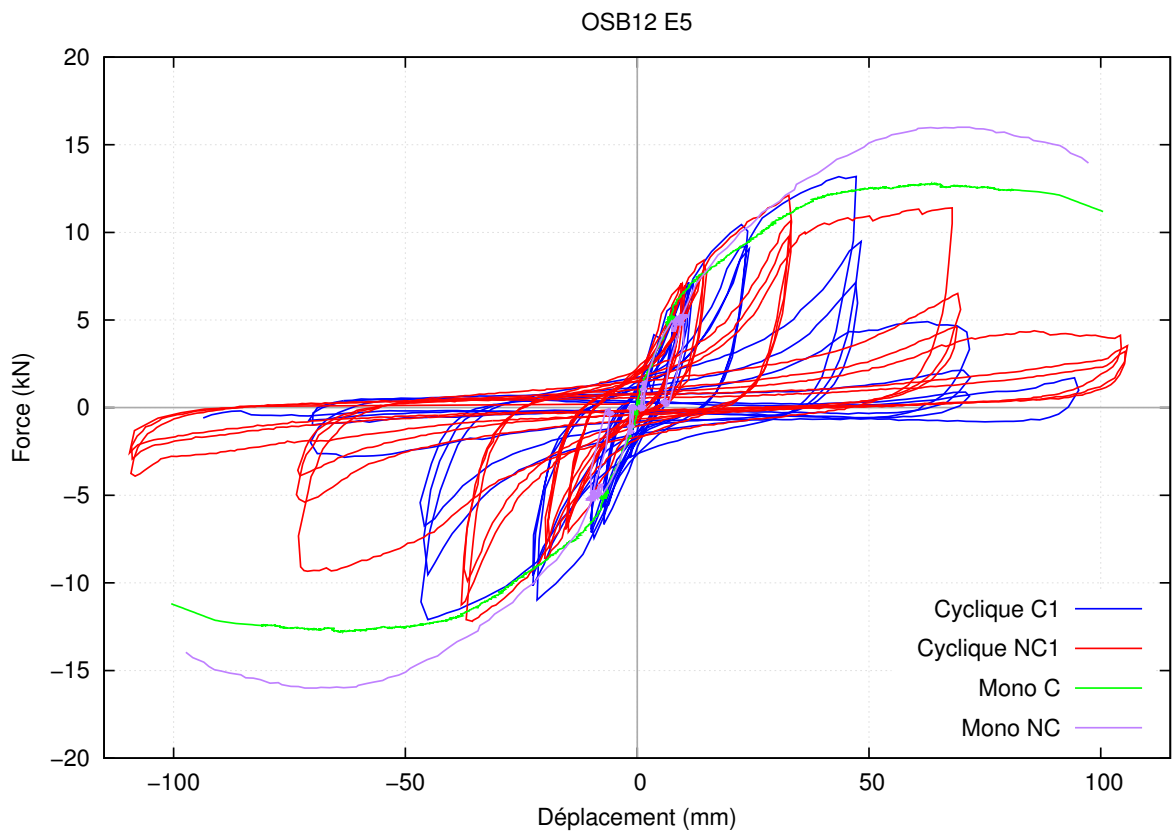


Figure D.2: Résultats en monotone et cyclique pour la configuration OSB12\_E5



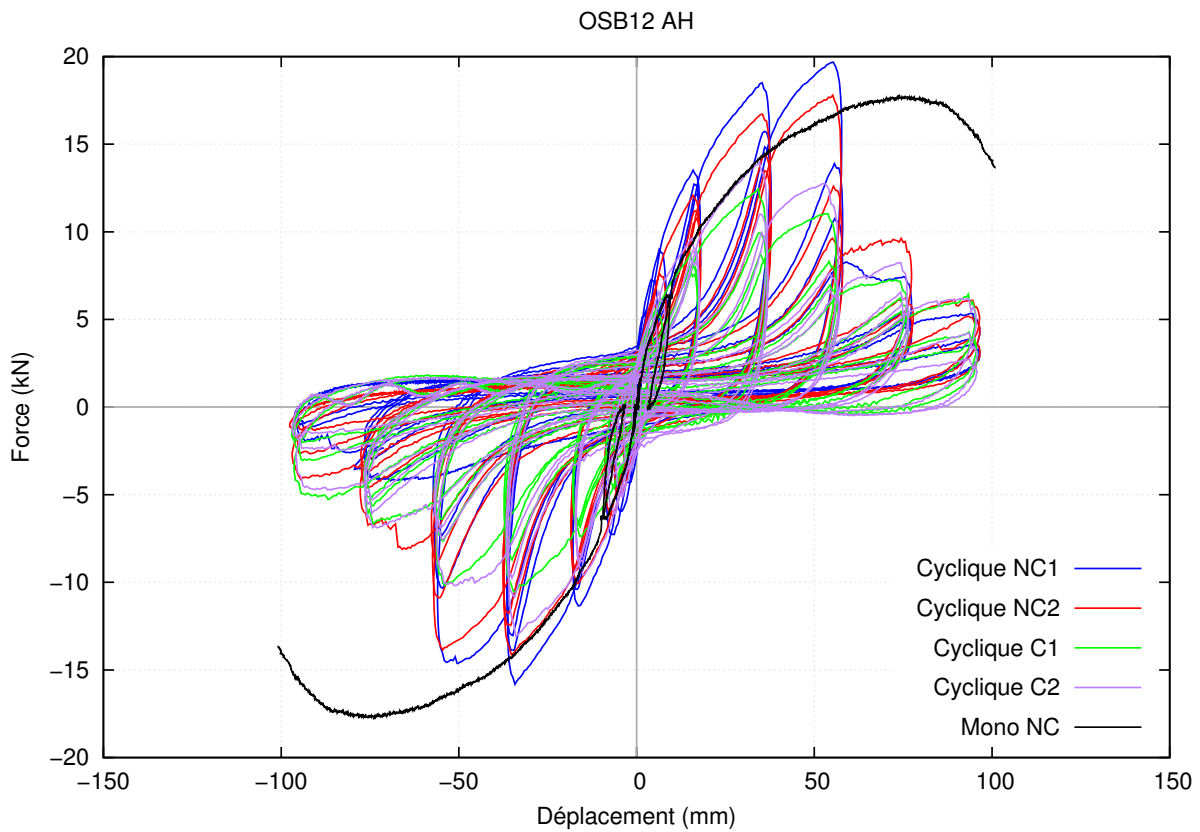


Figure D.3: Résultats en monotone et cyclique pour la configuration OSB12\_AH

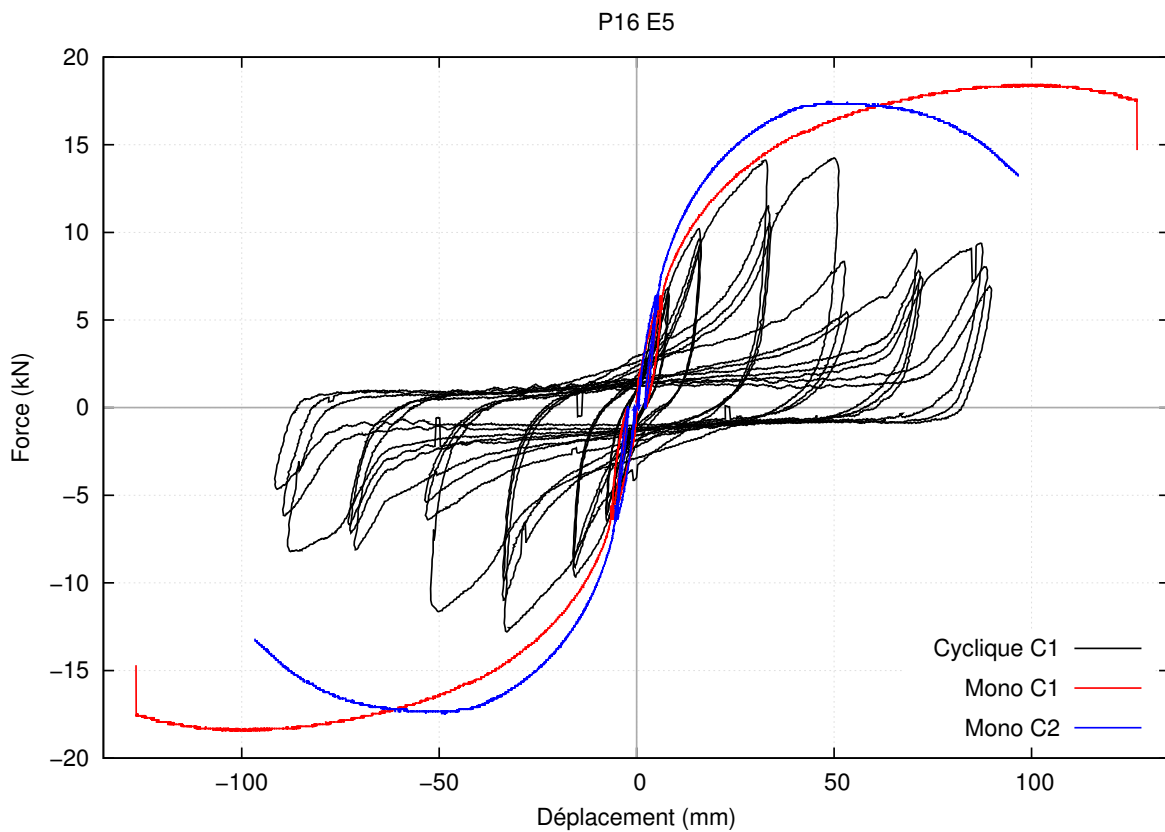


Figure D.4: Résultats en monotone et cyclique pour la configuration P16\_E5

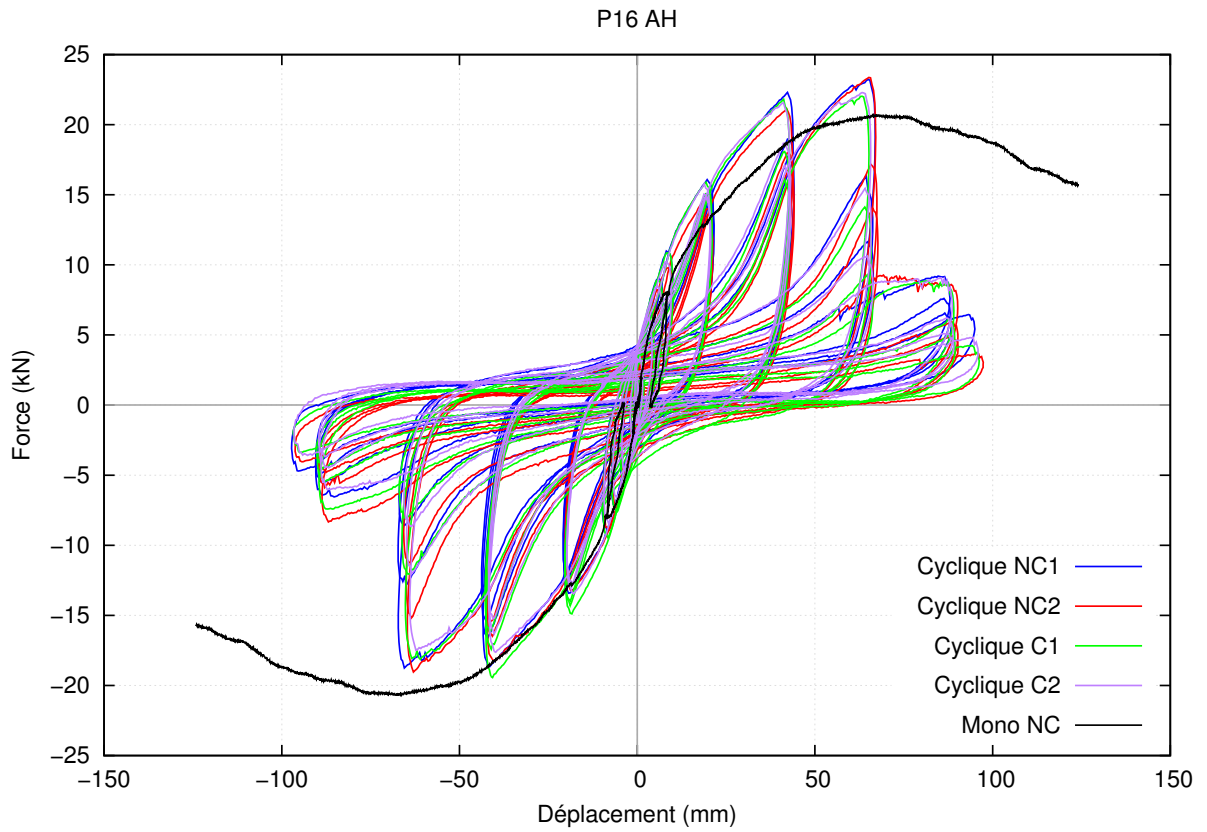


Figure D.5: Résultats en monotone et cyclique pour la configuration P16\_AH

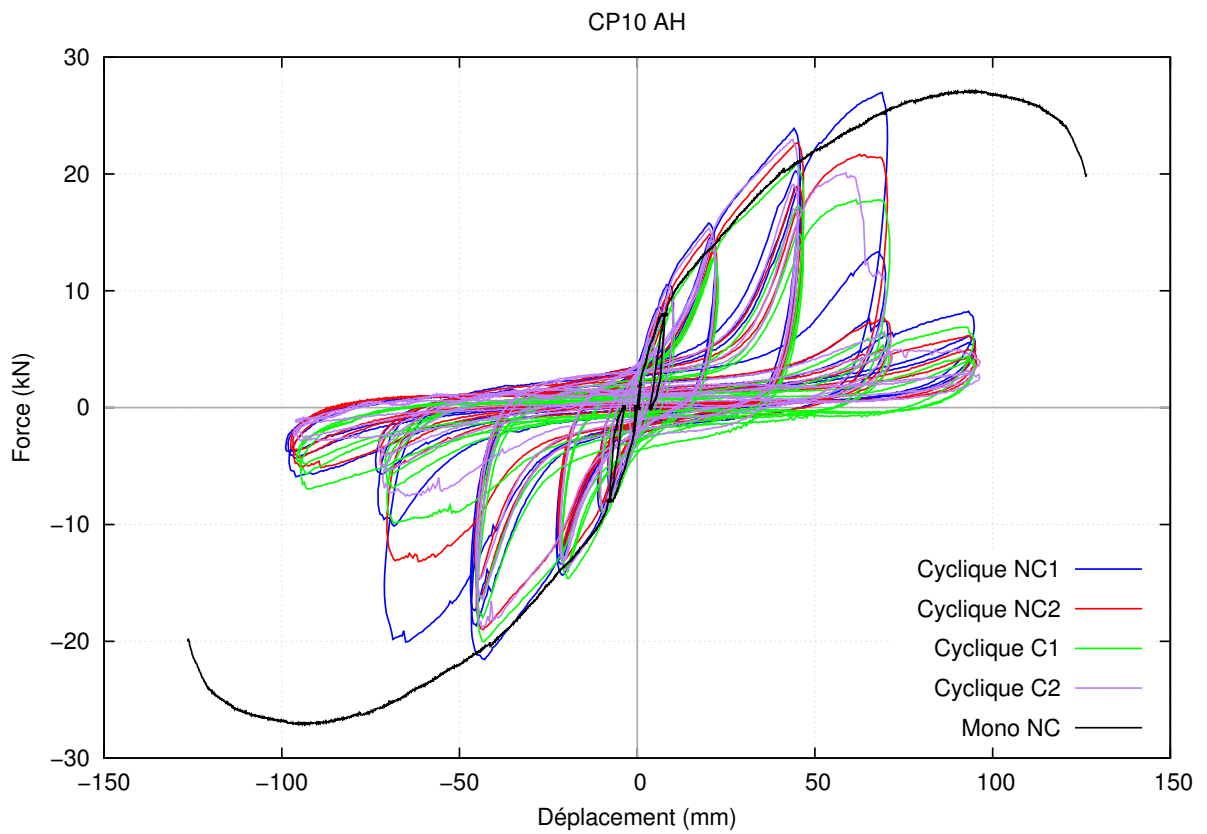


Figure D.6: Résultats en monotone et cyclique pour la configuration CP10\_AH

### D.3 Essais dynamiques

Pour chaque essai dynamique, les tableaux ci-dessous rappellent les masses en tête, le signal et la séquence retenus. Les signaux sont le Guadeloupe Modifié (GM), le Guadeloupe Naturel (GN) et le séisme de l'Aquila (Aq). Les résultats présentés sont la fréquence fondamentale initiale, l'amortissement mesuré et le déplacement maximal pour chaque amplification du signal d'entrée.

Configuration					Résultats		
Panneau	Ancrage	Masse	Chargement		f <sub>0</sub>	c	d <sub>max</sub>
		kg	Signal	Ampli (g)	Hz	%	mm
OSB12	AH	1500	GM	0,33	6,8	14	9
				1,06			39
				0,33			31
				1,25			-
			GM	0,33	5,8	15	13
				1,06			45
				0,33			34
				1,25			-
			GM	0,33	7,2	13	9,6
				1,06			36
				0,33			29
				1,25			-
		GM	1,06	7,0	12	38	
			0,33			28	
			1,25			-	
		2000	GM	1,06	5,7	15	58
				0,33			47
				1,25			-
		1500	GN	0,73	6,5	14	32
				0,24			17
				0,88			42
			Aq	1,3	6,0	13	40
				0,56			31
				1,8			-
2000	GN	0,73	5,5	15	46		
		0,24			32		
		0,88			-		

Tableau D.3: Résultats des 8 essais dynamiques pour l'OSB 12 mm

		Configuration			Résultats		
Panneau	Ancrage	Masse	Chargement		f <sub>0</sub>	c	d <sub>max</sub>
		kg	Signal	Ampli (g)	Hz	%	mm
P16	AH	1500	GM	0,33	7,4	14	5,1
				0,66			16
				1,25			39
				0,33			26
				1,25			-
		2000	GM	0,33	6,2	13	11
				1,25			54
				0,33			39
				1,25			-
		1500	Aq	1,8	7,0	12	41
				0,56			28
				1,8			54
		2000	Aq	0,56	5,0	13	15
				1,8			51
				0,56			40
				1,8			-

Tableau D.4: Résultats des 4 essais dynamiques pour les panneaux de particules 16 mm



## Appendix E

# Comparaisons expérimental–numérique

Le chapitre 6 présente des comparaisons entre les essais expérimentaux et les calculs numériques. L'ensemble des données et graphiques de ces comparaisons est présenté dans cette annexe.

### E.1 Sollicitations quasi–statiques

Pour chaque configuration, le tableau E.1 présente la raideur initiale  $K_0$ , la force maximale  $F_{max}$ , la limite élastique  $d_y$ , la limite ultime  $d_u$  et la ductilité statique  $DS$  des essais expérimentaux (EXP) et des simulations numériques (NUM).

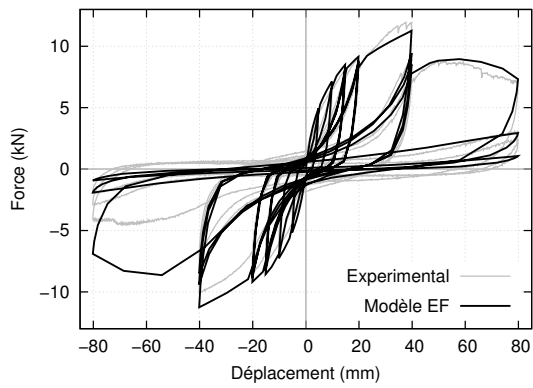
Panneau	Configuration				Résultats				
	Ancrage	Pointe øxL	Chargement	Type de données	$K_0$	$F_{max}$	$d_y$	$d_u$	$D_C$
					N/mm	N	mm	mm	-
OSB9	E5	2,1x45	NC1	EXP	716	11954	6,5	60	9,2
			NC2	EXP	674	12164	7,0	53	7,6
			<b>NC</b>	<b>NUM</b>	<b>1162</b>	<b>11662</b>	<b>4,0</b>	<b>60</b>	<b>14,9</b>
			C1	EXP	574	11896	7,8	80	10,3
			C2	EXP	593	12663	8,5	50	5,8
			<b>C</b>	<b>NUM</b>	<b>1131</b>	<b>11261</b>	<b>4,5</b>	<b>55</b>	<b>12,3</b>
OSB12	E5	2,1x45	NC1	EXP	807	12115	5,6	80	14,2
			<b>NC</b>	<b>NUM</b>	<b>789</b>	<b>11843</b>	<b>5,6</b>	<b>70</b>	<b>12,4</b>
			C1	EXP	879	13190	5,6	57	10,1
			<b>C</b>	<b>NUM</b>	<b>1340</b>	<b>12960</b>	<b>3,6</b>	<b>70</b>	<b>19,3</b>
	AH	2,5x50	NC1	EXP	1215	19686	5,9	65	11,1
			NC2	EXP	958	17795	6,6	67	10,2
			<b>NC</b>	<b>NUM</b>	<b>943</b>	<b>13338</b>	<b>6,5</b>	<b>80</b>	<b>12,4</b>
			C1	EXP	946	12446	4,6	60	13,1
C2	EXP	988	13957	5,0	65	12,9			
<b>C</b>	<b>NUM</b>	<b>1463</b>	<b>13742</b>	<b>4,0</b>	<b>85</b>	<b>21,3</b>			
P16	E5	2,5x50	C1*	EXP	789	14246	7,7	65	8,5
			<b>C*</b>	<b>NUM</b>	<b>1325</b>	<b>14778</b>	<b>4,2</b>	<b>52</b>	<b>12,4</b>
			C2	EXP	1603	18713	4,4	57	13,0
	<b>C</b>		<b>NUM</b>	<b>1963</b>	<b>18784</b>	<b>4,0</b>	<b>55</b>	<b>13,8</b>	
	AH		NC1	EXP	1103	23220	7,5	70	9,3
			NC2	EXP	931	23372	9,1	75	8,2
			<b>NC</b>	<b>NUM</b>	<b>1940</b>	<b>20889</b>	<b>4,9</b>	<b>80</b>	<b>16,4</b>
			C1	EXP	1305	22032	6,1	70	11,6
			C2	EXP	1127	22890	6,9	70	10,1
			<b>C</b>	<b>NUM</b>	<b>1947</b>	<b>20849</b>	<b>4,9</b>	<b>80</b>	<b>16,4</b>

\* Couturage réduit par rapport à P16 E5 C2

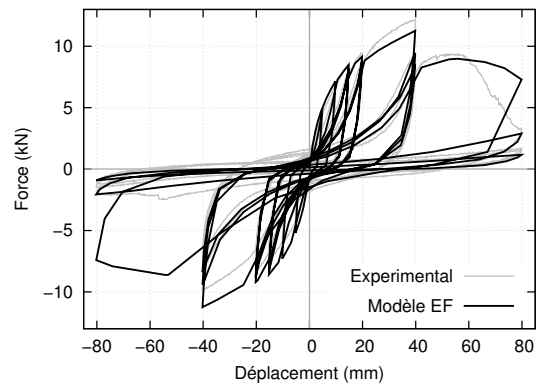
Tableau E.1: Comparaison des essais expérimentaux et des simulations numériques

Les figures E.1 à E.3 présentent l'ensemble des évolutions force–déplacement comparant les

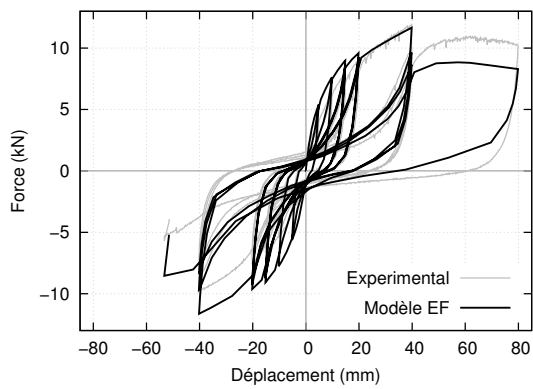
essais expérimentaux aux calculs numériques.



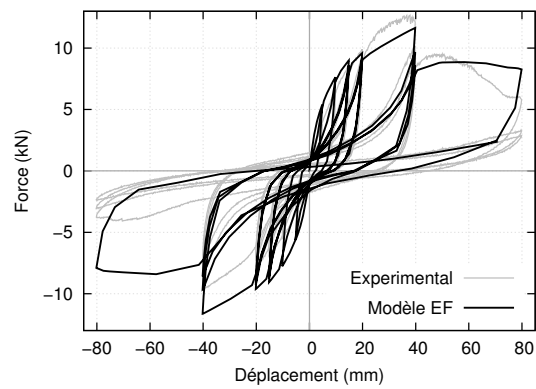
(a) OSB9 E5 NC1



(b) OSB9 E5 NC2



(c) OSB9 E5 C1



(d) OSB9 E5 C2

Figure E.1: Comparaisons expérimental–numérique pour la configuration OSB9

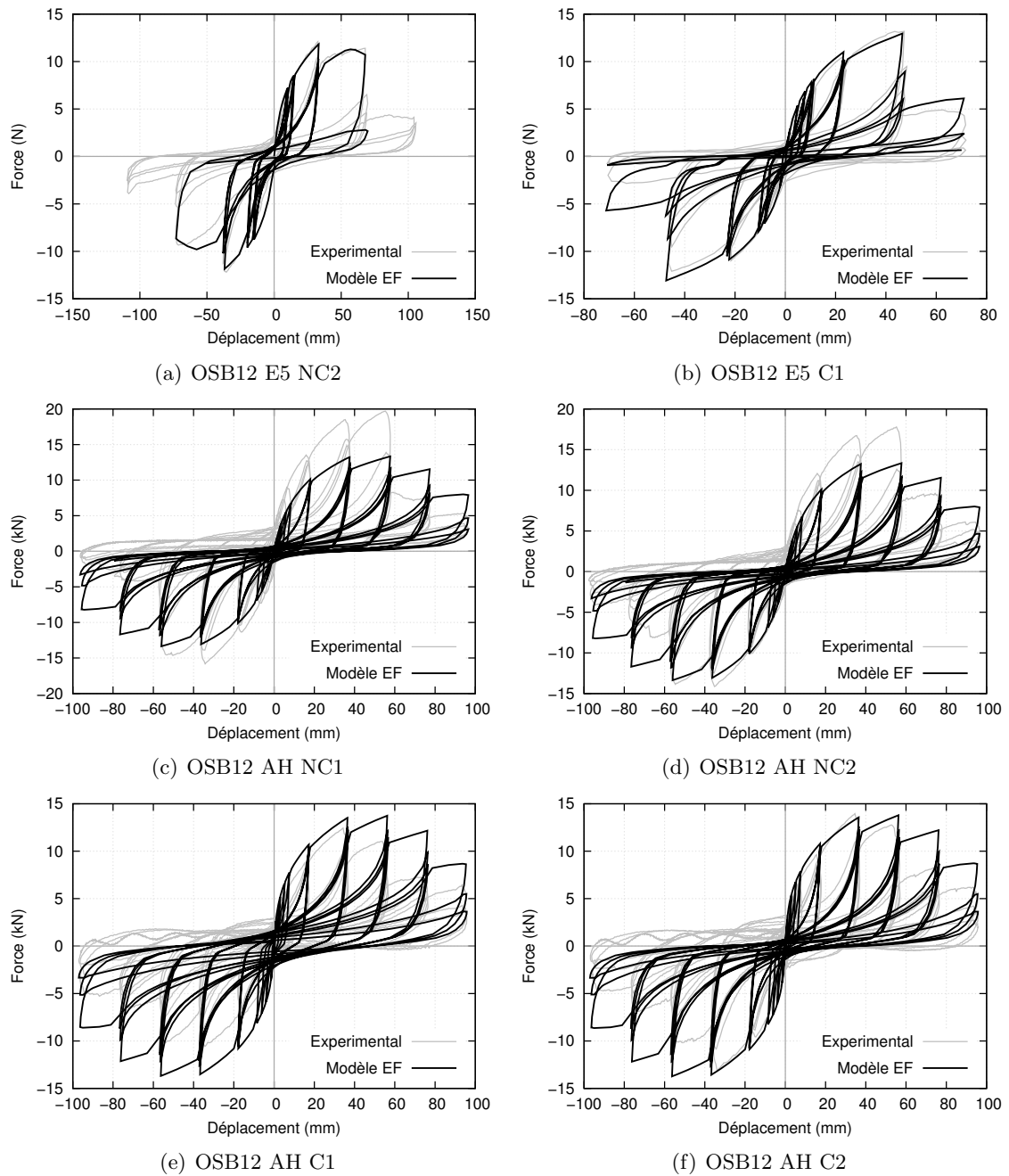


Figure E.2: Comparaisons expérimental–numérique pour la configuration OSB12



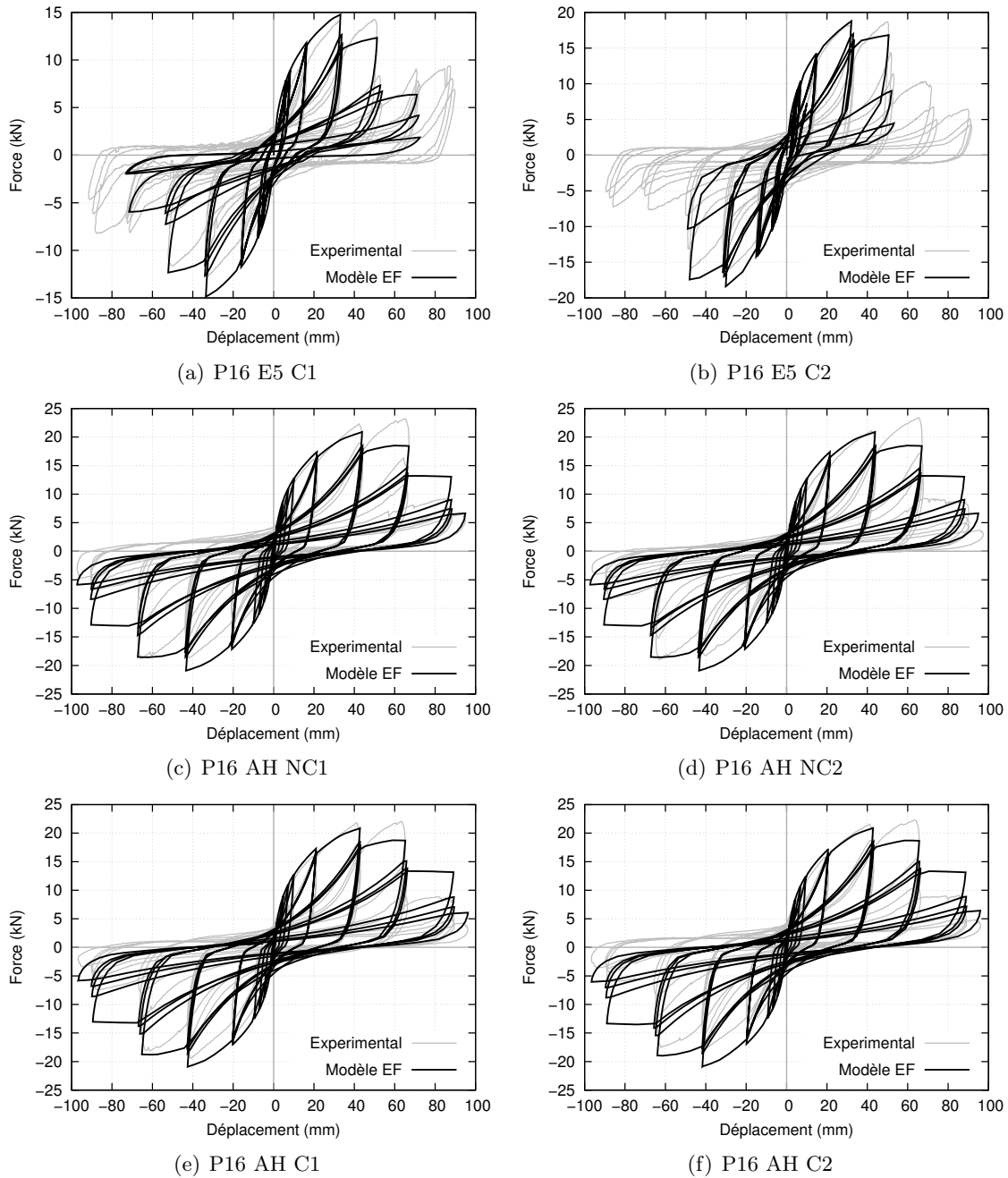
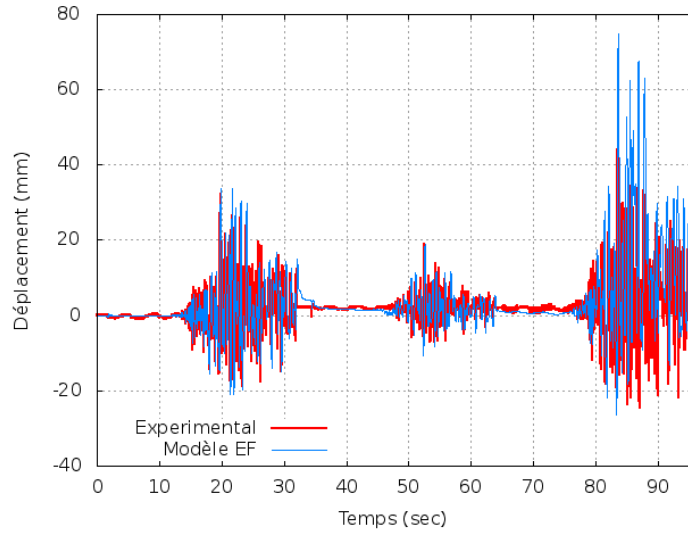


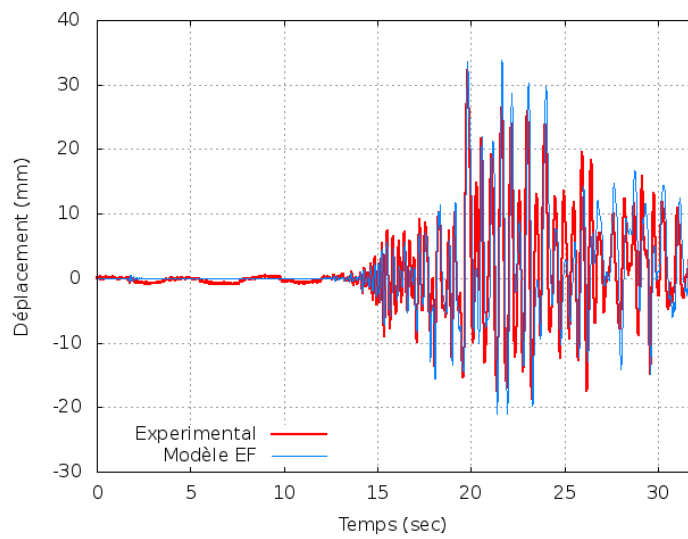
Figure E.3: Comparaisons expérimental–numérique pour la configuration P16

## E.2 Sollicitations dynamiques

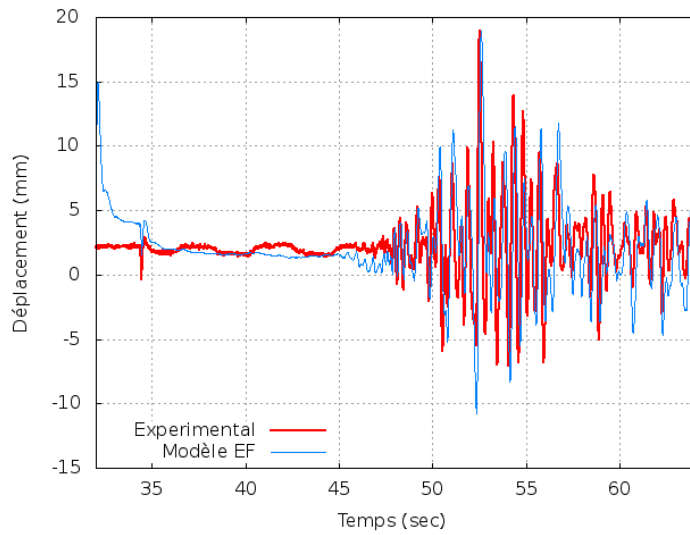
Pour chaque essai expérimental, la comparaison des évolutions déplacement–temps expérimentales et numériques sont présentées. D’abord pour la totalité de l’essai, et ensuite en distinguant les accélérogrammes pour plus de lisibilité.



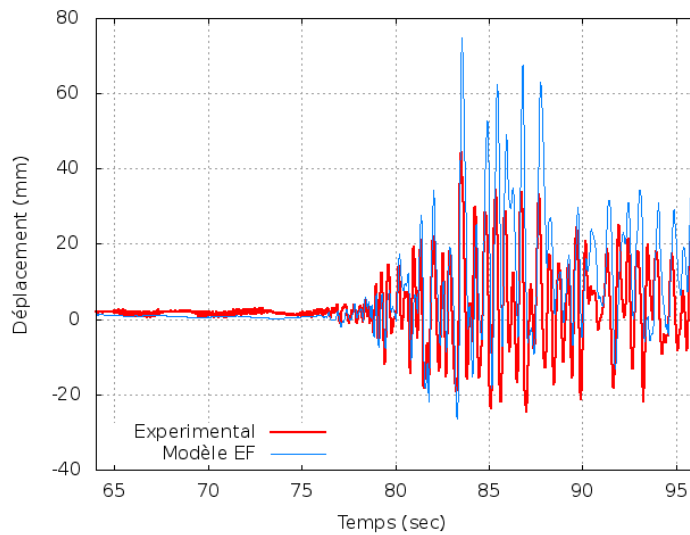
OSB12 AH 1500kg Guadeloupe Naturel



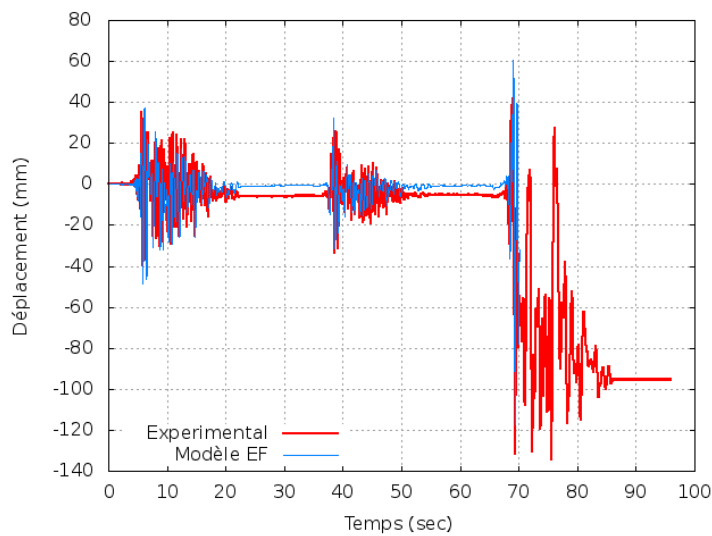
OSB12 AH 1500kg Guadeloupe Naturel 0,73 g



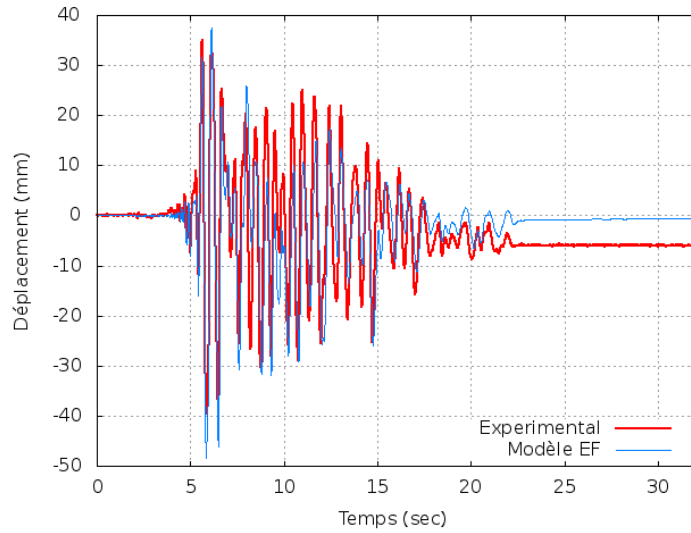
OSB12 AH 1500kg Guadeloupe Naturel 0,24 g



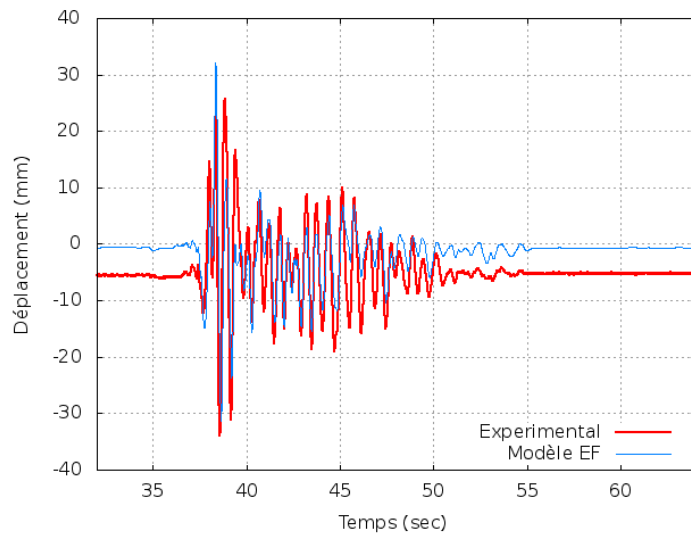
OSB12 AH 1500kg Guadeloupe Naturel 0,88 g



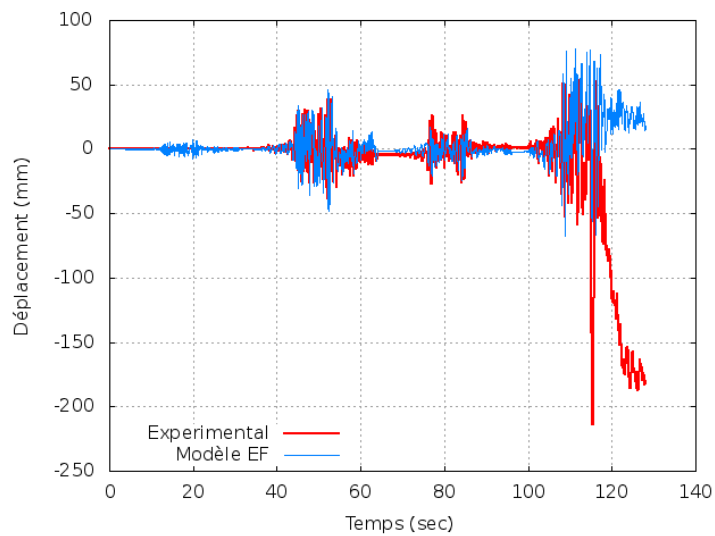
OSB12 AH 1500kg l'Aquila



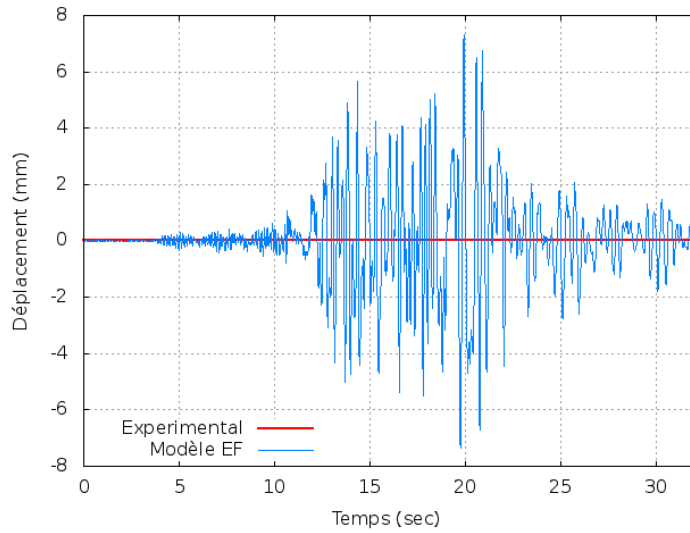
OSB12 AH 1500kg l'Aquila 1,3 g



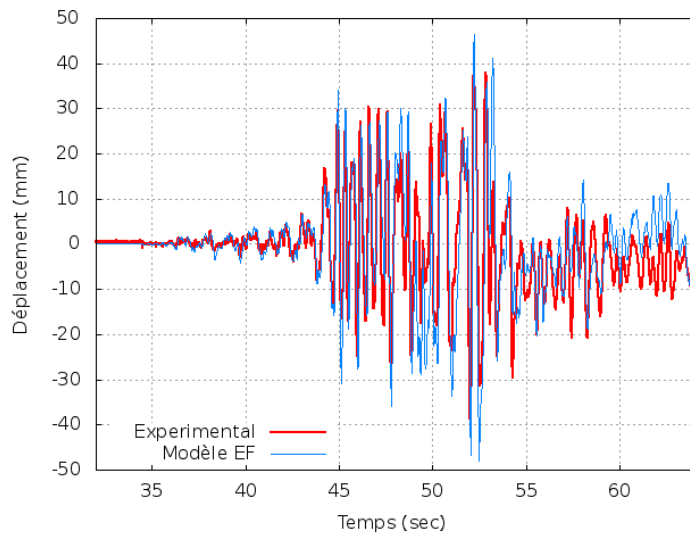
OSB12 AH 1500kg l'Aquila 0,56 g



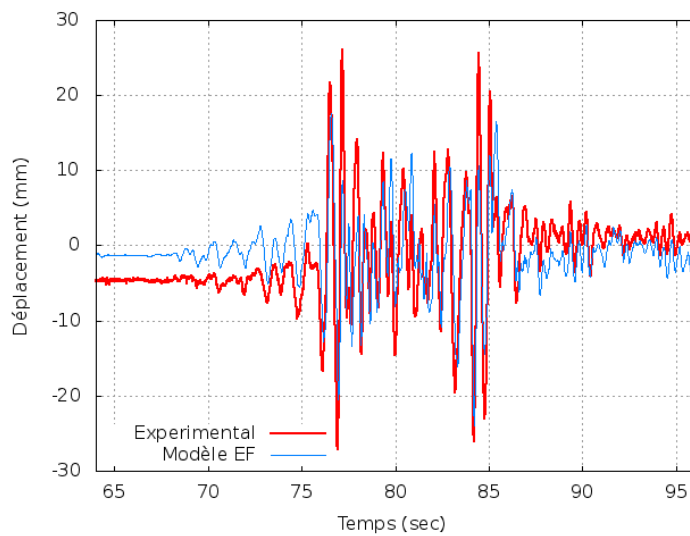
OSB12 AH 1500kg Guadeloupe Modifié #1



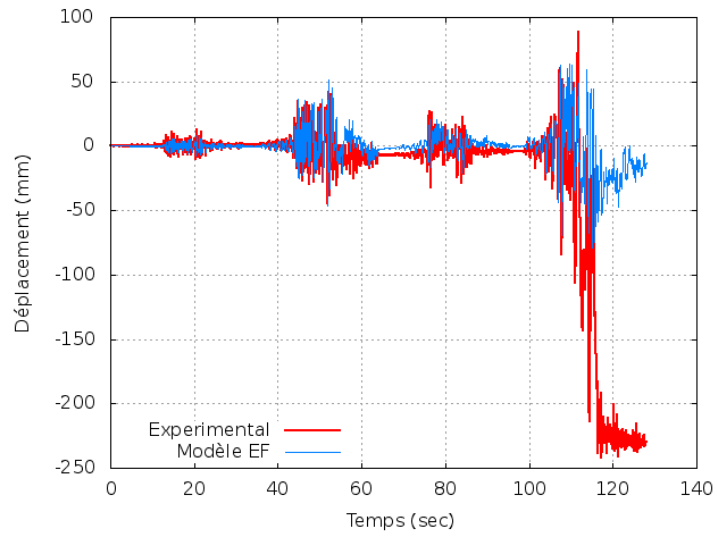
OSB12 AH 1500kg Guadeloupe Modifié #1 0,33 g



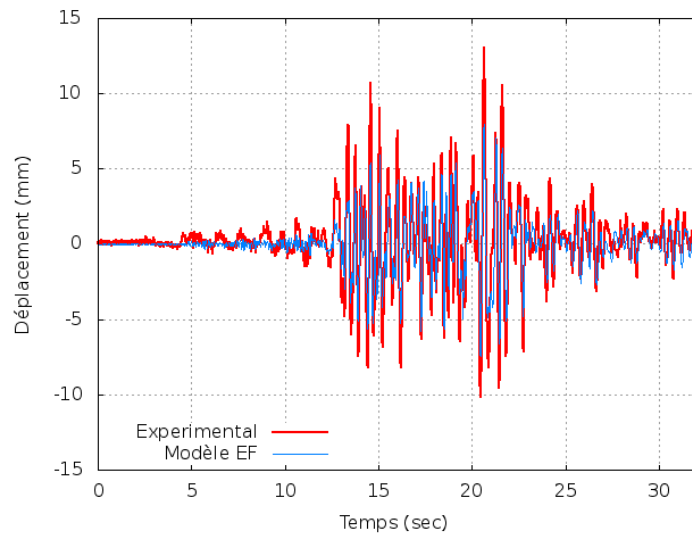
OSB12 AH 1500kg Guadeloupe Modifié #1 1,06 g



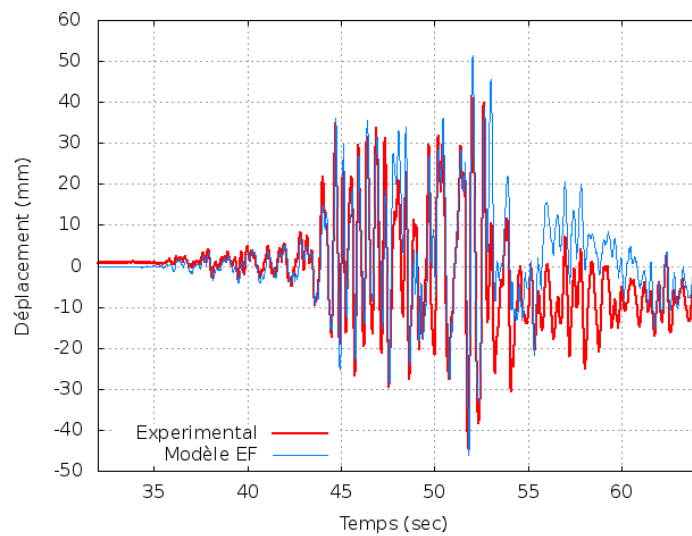
OSB12 AH 1500kg Guadeloupe Modifié #1 0,33 g



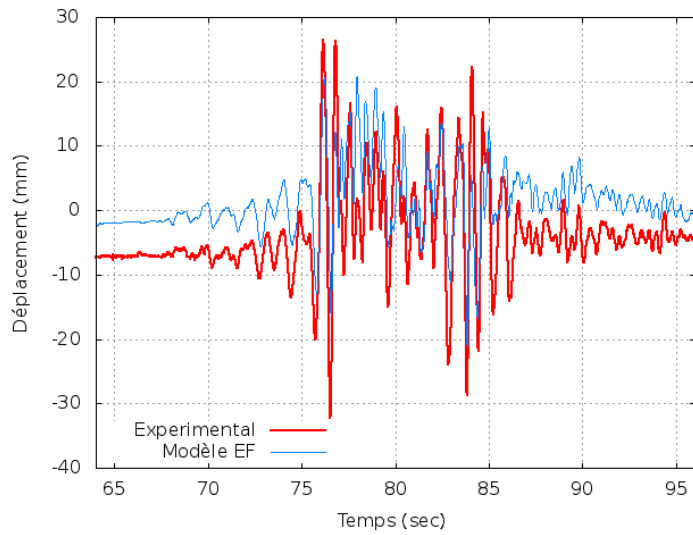
OSB12 AH 1500kg Guadeloupe Modifié #2



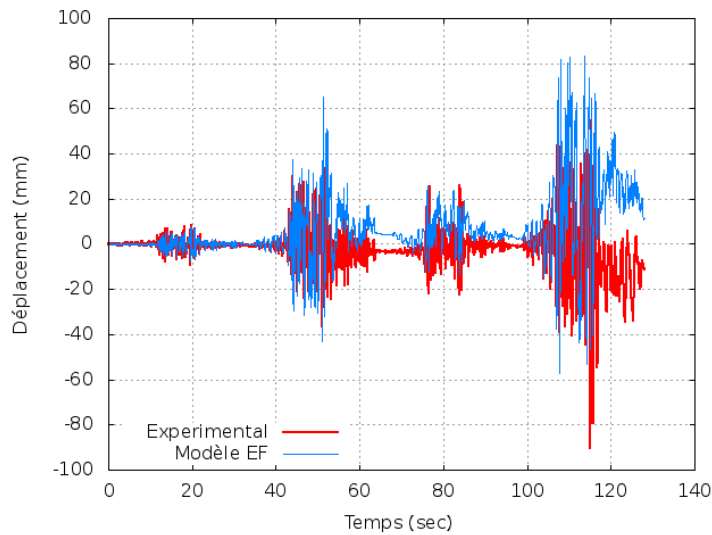
OSB12 AH 1500kg Guadeloupe Modifié #2 0,33 g



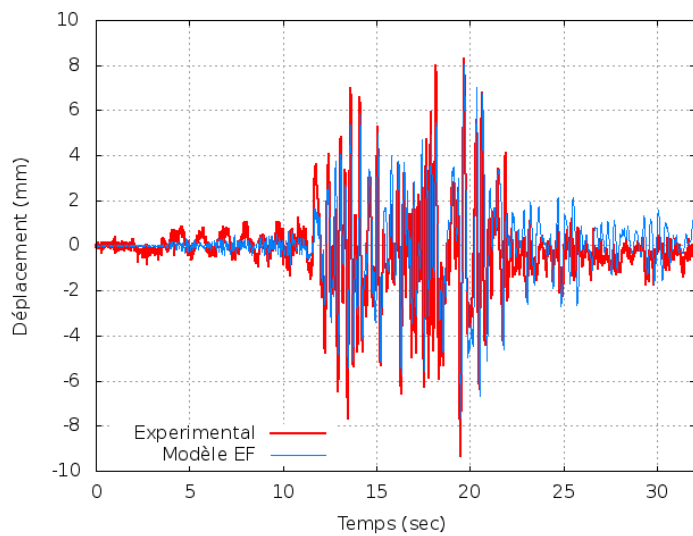
OSB12 AH 1500kg Guadeloupe Modifié #2 1,06 g



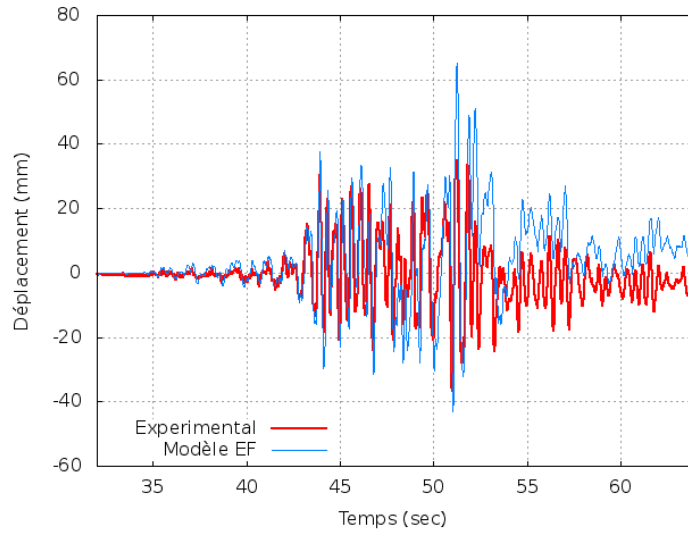
OSB12 AH 1500kg Guadeloupe Modifié #2 0,33 g



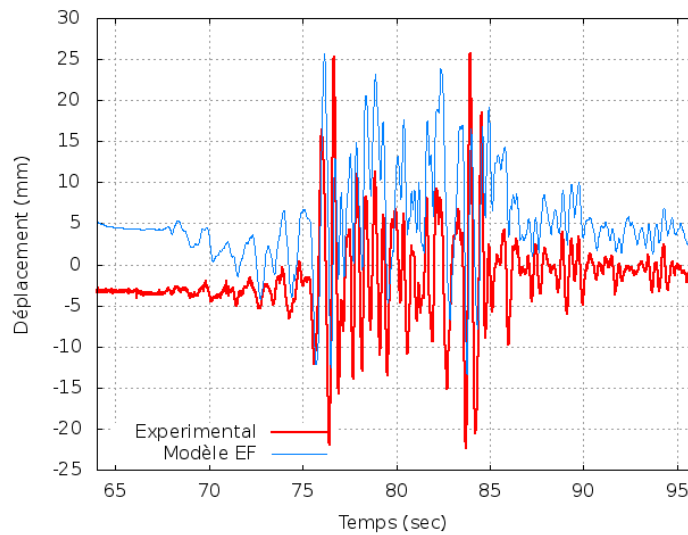
OSB12 AH 1500kg Guadeloupe Modifié #3



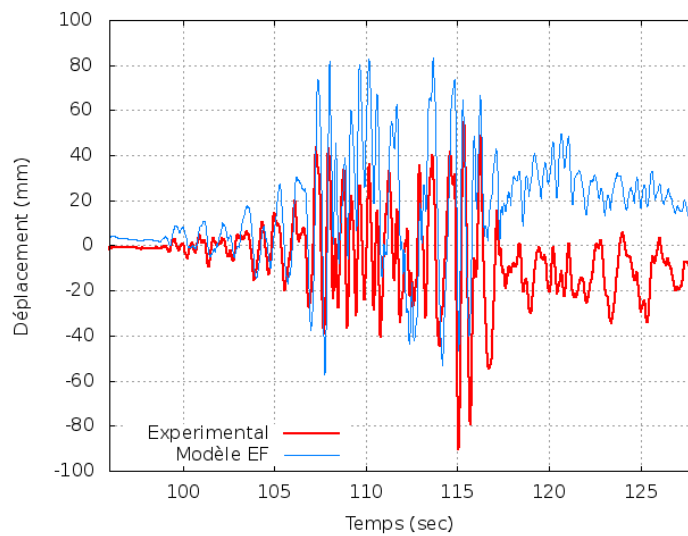
OSB12 AH 1500kg Guadeloupe Modifié #3 0,33 g



OSB12 AH 1500kg Guadeloupe Modifié #3 1,06 g

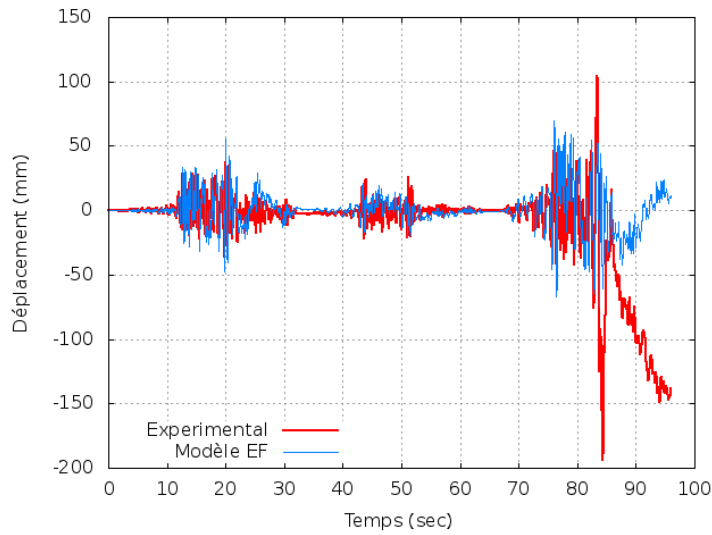


OSB12 AH 1500kg Guadeloupe Modifié #3 0,33 g

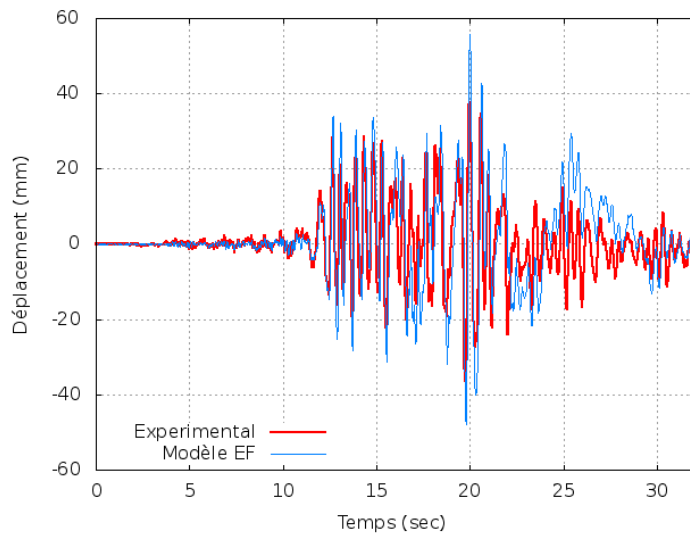


OSB12 AH 1500kg Guadeloupe Modifié #3 1,25 g

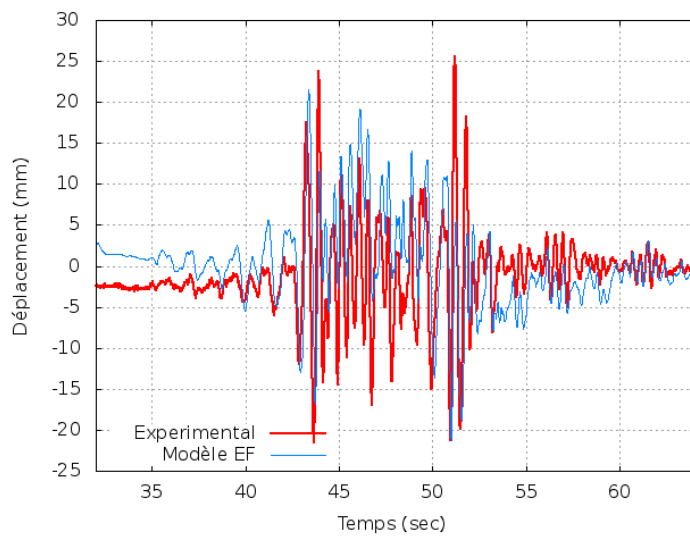




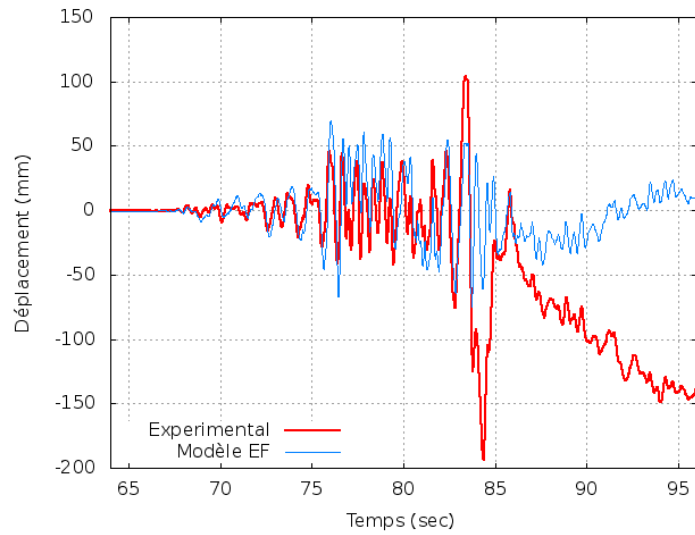
OSB12 AH 1500kg Guadeloupe Modifié #4



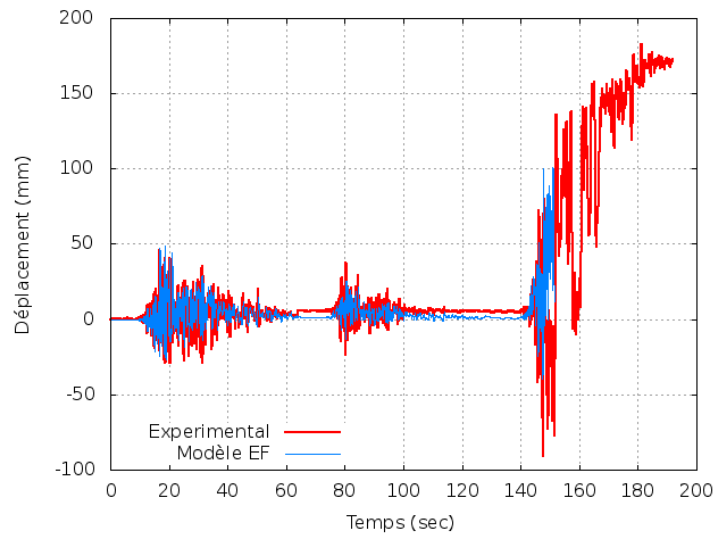
OSB12 AH 1500kg Guadeloupe Modifié #4 1,06 g



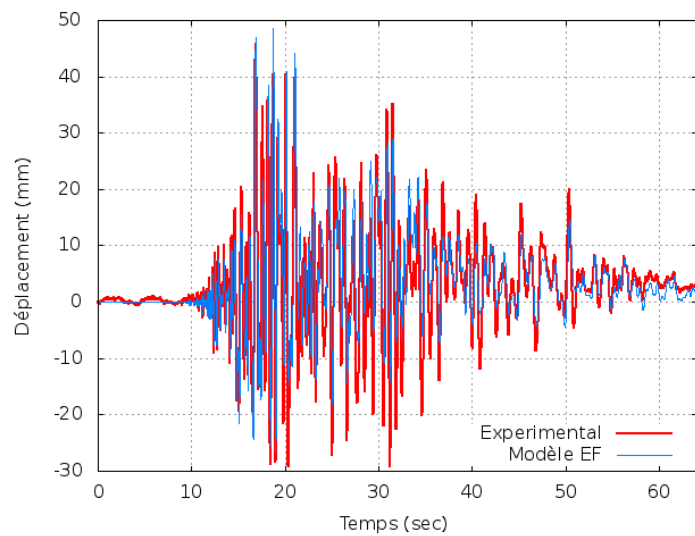
OSB12 AH 1500kg Guadeloupe Modifié #4 0,33 g



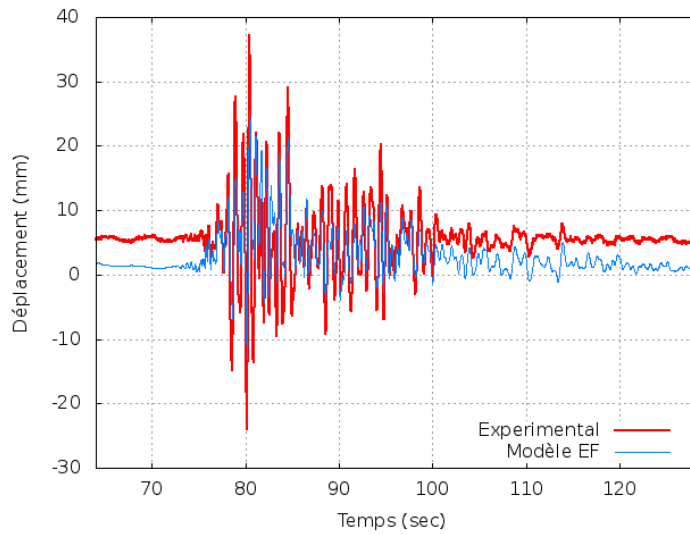
OSB12 AH 1500kg Guadeloupe Modifié #4 1,25 g



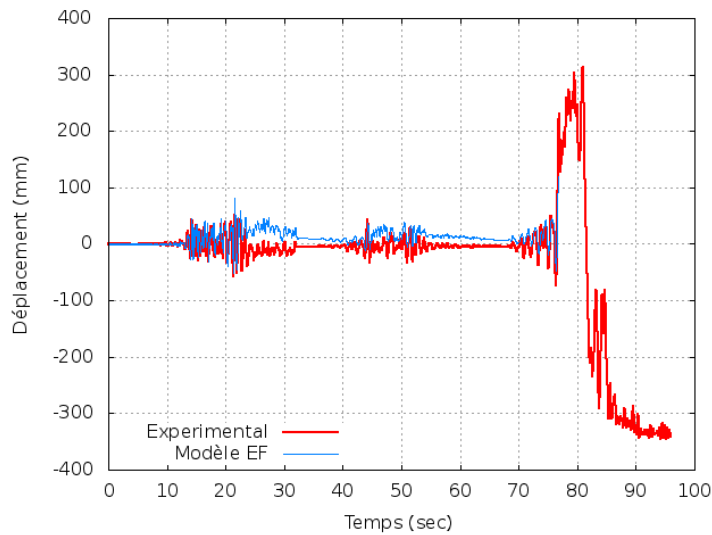
OSB12 AH 2000kg Guadeloupe Naturel



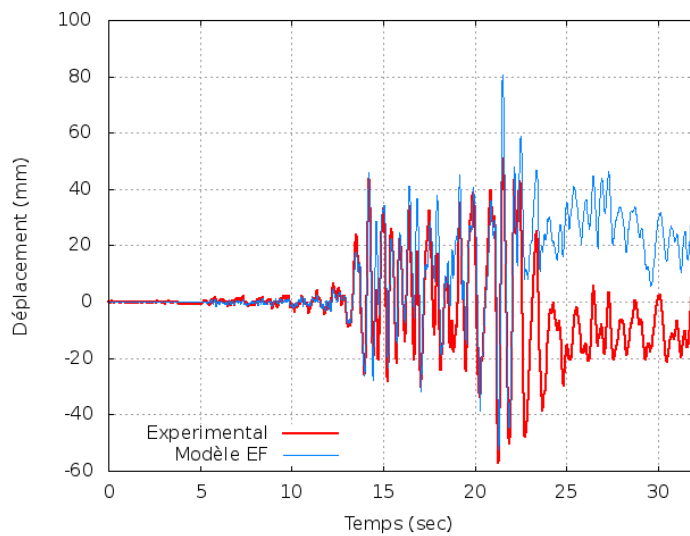
OSB12 AH 2000kg Guadeloupe Naturel 0,73 g



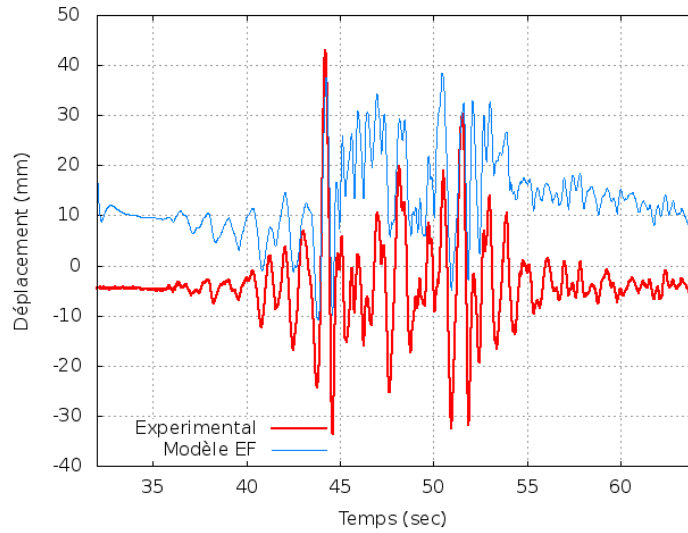
OSB12 AH 2000kg Guadeloupe Naturel 0,24 g



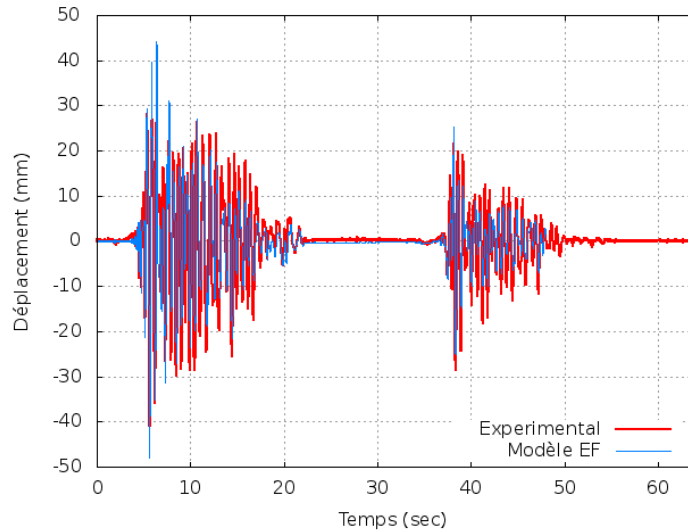
OSB12 AH 2000kg Guadeloupe Modifié



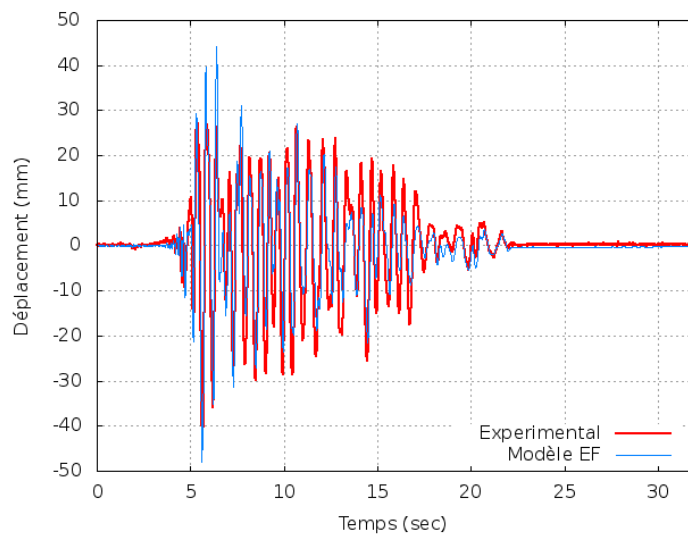
OSB12 AH 2000kg Guadeloupe Modifié 1,06 g



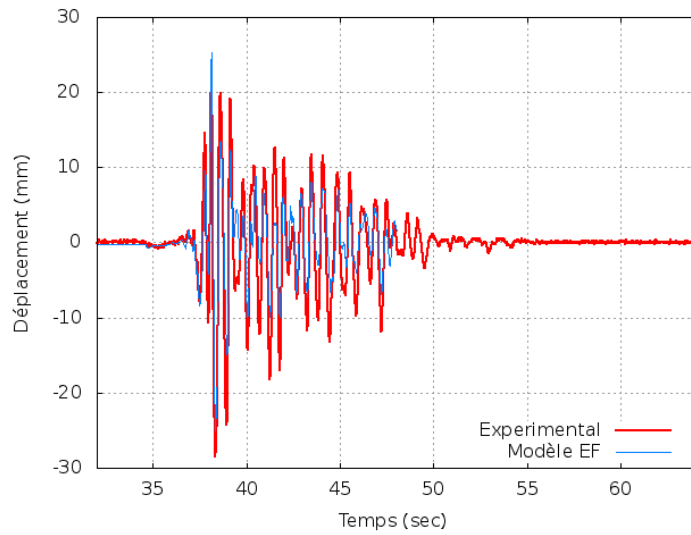
OSB12 AH 2000kg Guadeloupe Modifié 0,33 g



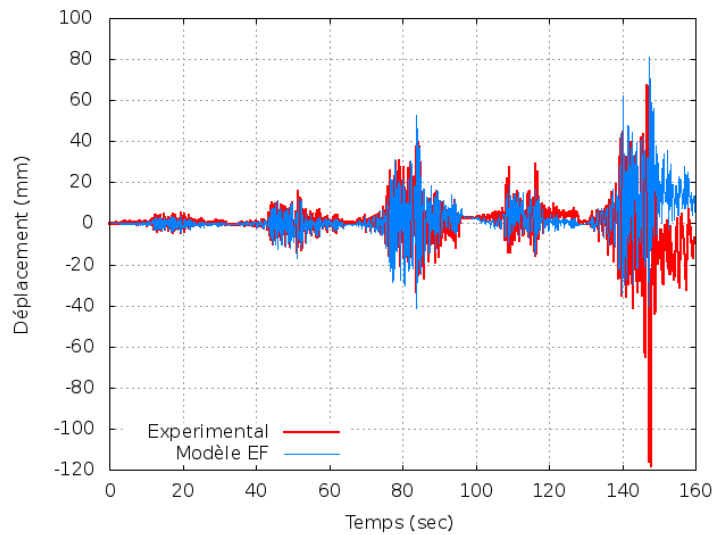
P16 AH 1500kg l'Aquila



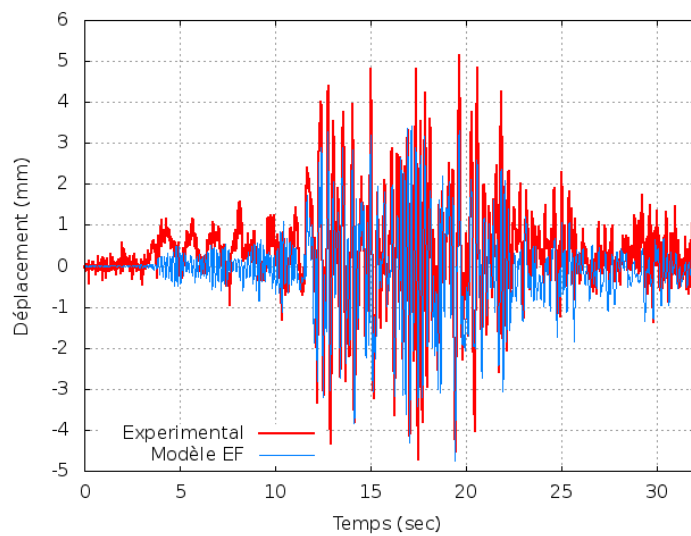
P16 AH 1500kg l'Aquila 1,8 g



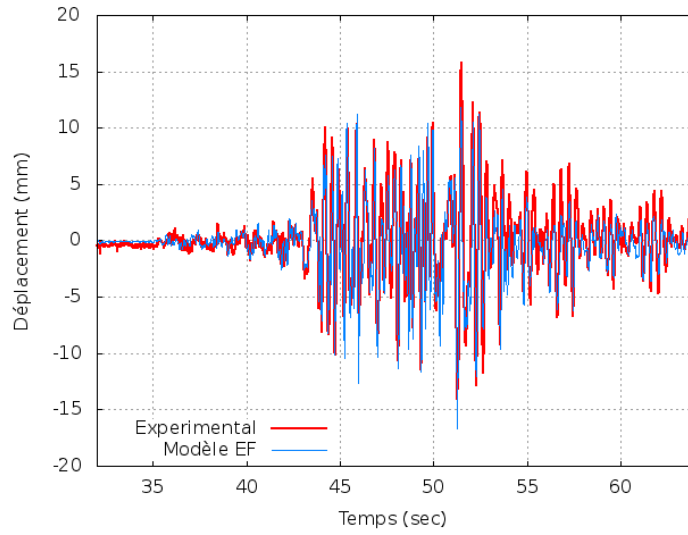
P16 AH 1500kg l'Aquila 0,56 g



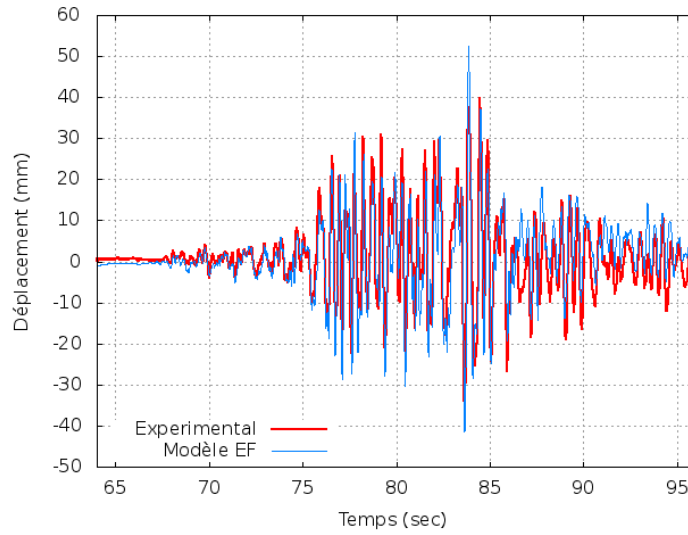
P16 AH 1500kg Guadeloupe Modifié



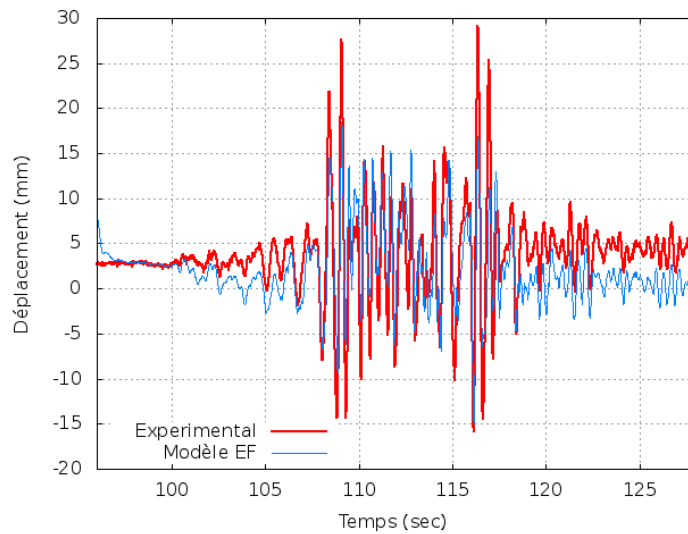
P16 AH 1500kg Guadeloupe Modifié 0,33 g



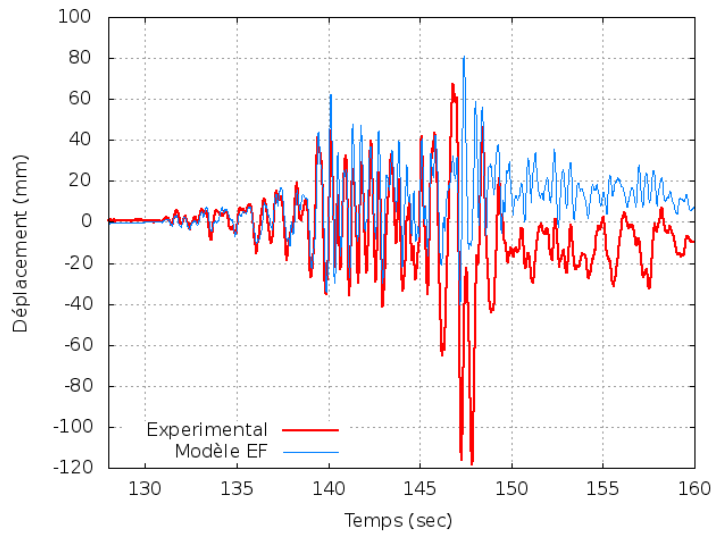
P16 AH 1500kg Guadeloupe Modifié 0,66 g



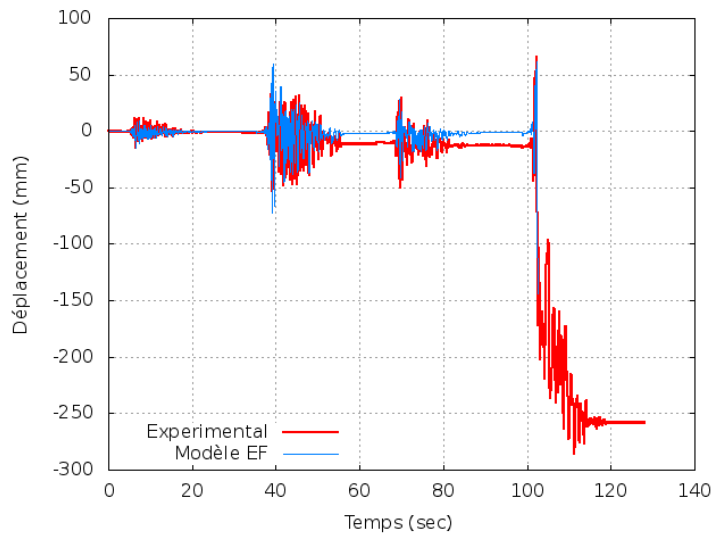
P16 AH 1500kg Guadeloupe Modifié 1,25 g



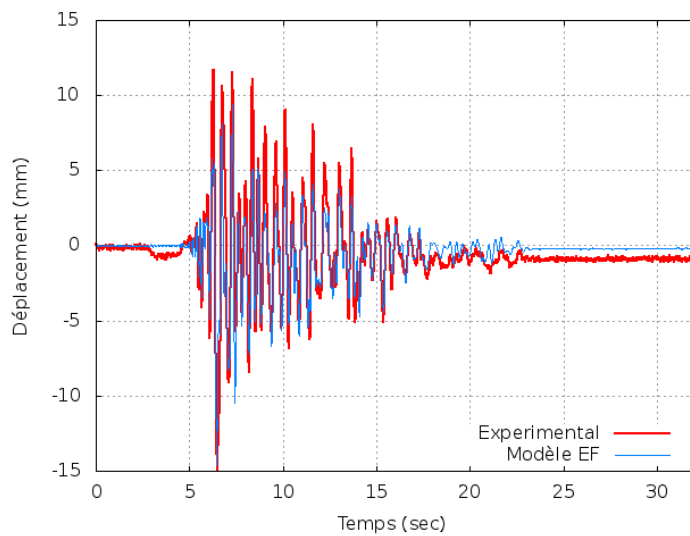
P16 AH 1500kg Guadeloupe Modifié 0,33 g



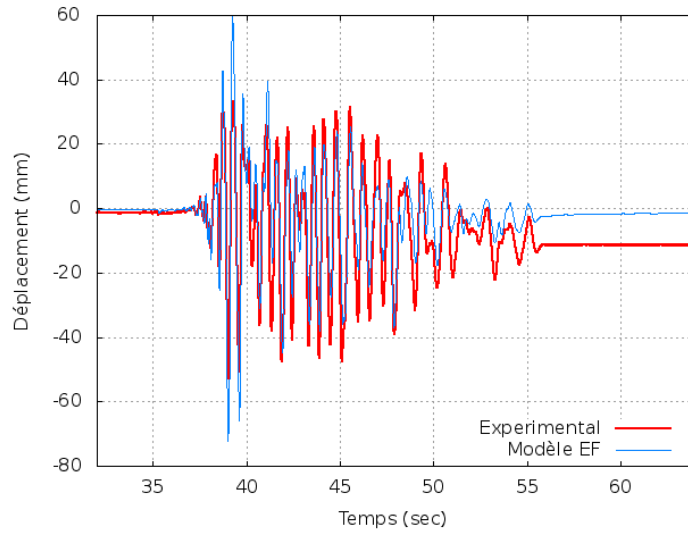
P16 AH 1500kg Guadeloupe Modifié 1, 25 g



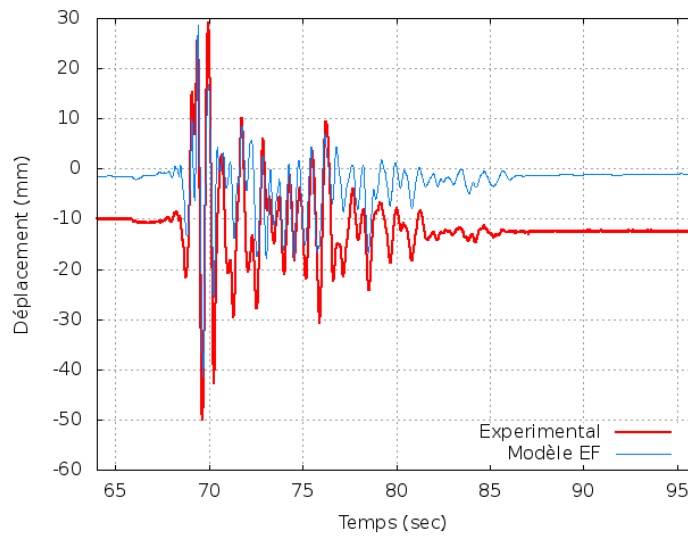
P16 AH 2000kg l'Aquila



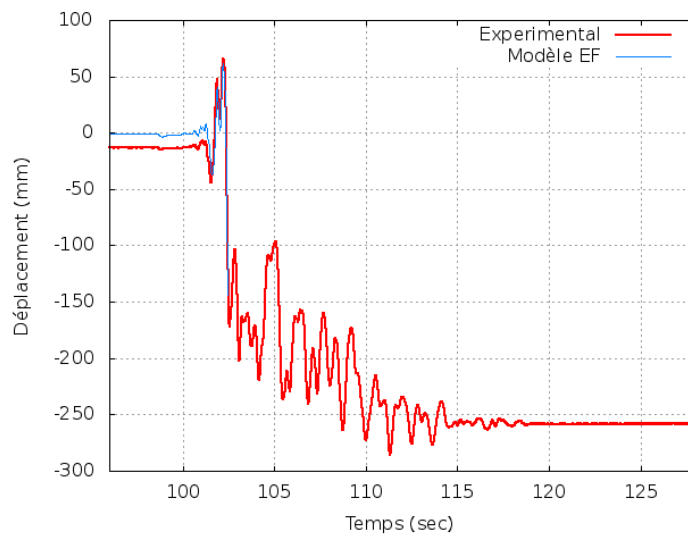
P16 AH 2000kg l'Aquila 0, 56 g



P16 AH 2000kg l'Aquila 1,8 g

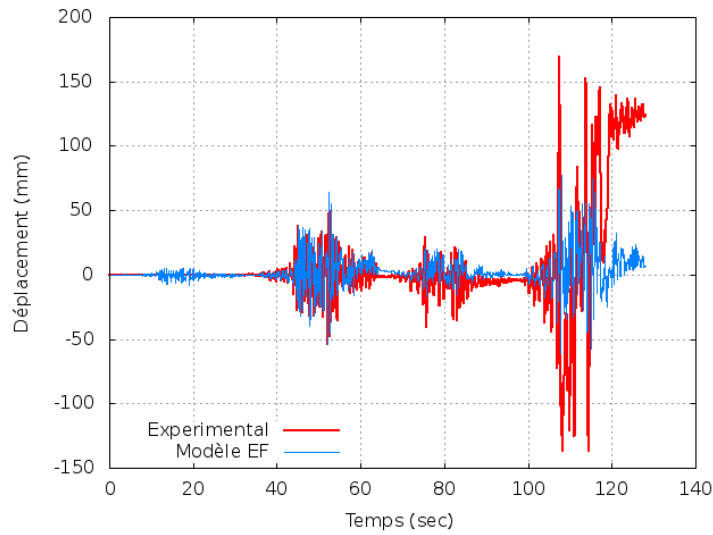


P16 AH 2000kg l'Aquila 0,56 g

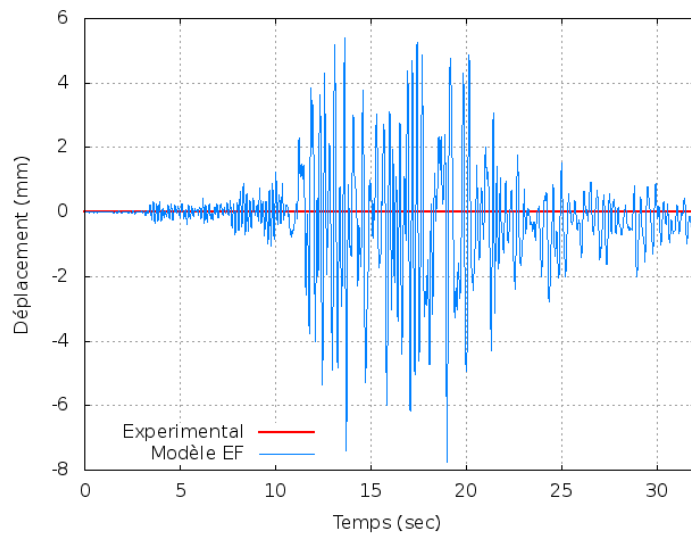


P16 AH 2000kg l'Aquila 1,8 g

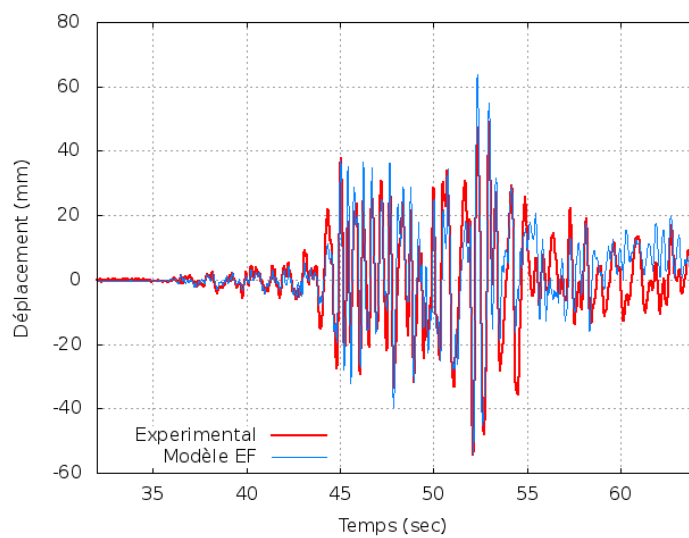




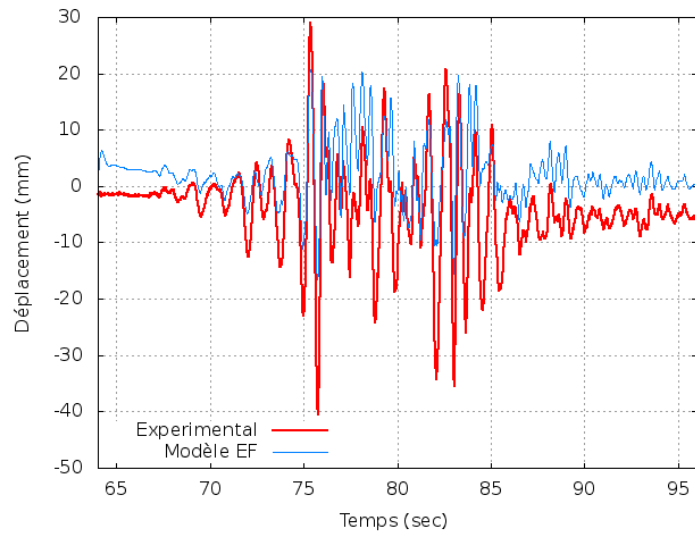
P16 AH 2000kg Guadeloupe Modifié



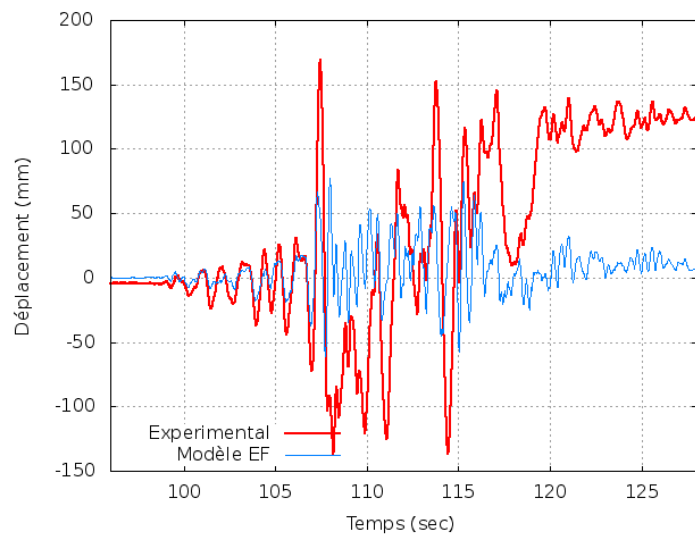
P16 AH 2000kg Guadeloupe Modifié 0,33 g



P16 AH 2000kg Guadeloupe Modifié 1,25 g



P16 AH 2000kg Guadeloupe Modifié 0,33 g



P16 AH 2000kg Guadeloupe Modifié 1,25 g