



HAL
open science

Analyse du comportement parasismique des murs à ossature bois : approches expérimentales et méthodes basées sur la performance sismique

Yassine Verdret

► **To cite this version:**

Yassine Verdret. Analyse du comportement parasismique des murs à ossature bois : approches expérimentales et méthodes basées sur la performance sismique. Mécanique [physics]. Université de Bordeaux, 2016. Français. NNT : 2016BORD0010 . tel-01529746

HAL Id: tel-01529746

<https://theses.hal.science/tel-01529746>

Submitted on 31 May 2017

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 PRÉSENTÉE
POUR OBTENIR LE GRADE DE
DOCTEUR DE
L'UNIVERSITÉ DE BORDEAUX

ÉCOLE DOCTORALE SCIENCES PHYSIQUES ET DE L'INGENIEUR

SPECIALITE : MECANIQUE

Par Yassine VERDRET

**Analyse du comportement parasismique des murs à
ossature bois : approches expérimentales et méthodes
basées sur la performance sismique**

Sous la direction de : Sidi Mohammed ELACHACHI
(co-directeur : Denys BREYSSE – Co-encadrante : Carole FAYE)

Soutenue le 1er Février 2016

Membres du jury :

M. DAVENNE, Luc	Maître de conférences	Université Paris Ouest	Rapporteur
M. YASUMURA, Motoi	Professeur	Université de Shizuoka	Rapporteur
M. CHATEAUNEUF, Alaa	Professeur	Université Blaise Pascal	Examineur
M. LE MAGOROU, Laurent (Dr.)	Ingénieur construction	Institut Technologique FCBA	Examineur
M. SEIM, Werner	Professeur	Université de Kassel	Examineur
M. ELACHACHI, Sidi Mohammed	Maître de conférences	Université de Bordeaux	Directeur de thèse
M. BREYSSE, Denys	Professeur	Université de Bordeaux	Co-directeur
Mme FAYE, Carole (Dr.)	Ingénieure de recherche	Institut Technologique FCBA	Co-encadrante
Mme CHAPLAIN, Myriam	Maître de conférences	Université de Bordeaux	Invitée

Titre : Analyse du comportement parasismique des murs à ossature bois : approches expérimentales et méthodes capacitives

Résumé : Ce mémoire présente les travaux de thèse visant à étudier le comportement parasismique des éléments de murs à ossature en bois aux travers d'approches expérimentales et du développement d'une méthodologie d'application de méthodes basées sur la performance sismique. Les approches expérimentales sont constituées de trois campagnes d'essais : (1) une série d'essais monotones et cycliques à l'échelle d'assemblages agrafés et pointés, (2) une série d'essais monotones et cycliques à l'échelle de l'élément de mur à ossature en bois et (3) une série d'essais dynamiques sur table vibrante. La base de données constituée par les résultats d'essais permet alors l'examen des propriétés de résistance et de raideur des éléments de murs suivant les conditions de sollicitation (vitesse d'essai, chargement vertical). Le développement d'une modélisation à l'échelle macro du comportement cyclique et dynamique de tels éléments est également proposé à l'aide de modèles de loi de comportement hystérétiques. Une méthodologie d'application aux structures à ossature bois de méthodes basées sur la performance sismique (méthode N2 et MPA) ainsi qu'une analyse de vulnérabilité - construction de courbes de fragilité - à l'aide de la méthode N2 sont proposées.

Mots clés : Structures à ossature bois, assemblages agrafés et pointés, comportement parasismique, essais statiques, essais dynamiques sur table vibrante, modélisation à l'échelle macro, méthodes basées sur la performance sismique, classes d'endommagement, analyse de vulnérabilité

Title: Seismic behavior analysis of light timber frame walls: experimental approaches and seismic performance-based methods

Abstract : This thesis presents a study of the seismic behavior of light timber frame walls with stapled and nailed sheathings through experimental approaches and the development of a methodology for the application of seismic performance-based methods. The experimental approaches consist of three test campaigns: (1) a series of static tests on stapled and nailed connections, (2) a series of static tests performed on light timber frame walls and (3) a series of dynamic tests performed on light timber frame walls on a vibrating table. The database consists of these test results then allows the examination of strength and stiffness properties of the wall elements according to the stress conditions (strain rate, vertical load). The development of a macro-scale modeling of the cyclic and dynamic behavior of such elements is also proposed using constitutive law models. A framework of the application to light timber frame structures of seismic performance-based methods based (N2 method and MPA method) and a vulnerability analysis - fragility curves - using the N2 method are proposed.

Keywords: light timber frame walls, stapled and nailed connections, seismic behavior, static tests, dynamic tests on a vibrating table, seismic performance-based methods damages classes, vulnerability analysis

Sommaire

Liste des figures.....	VII
Liste des tableaux	XIV
Liste des notations.....	XVIII
Chapitre I : Introduction	1
I. Introduction	1
Chapitre II : Fonctionnement et dimensionnement des structures à ossatures bois	9
II. Fonctionnement et dimensionnement des structures à ossature bois.....	9
II.1 Mode de fonctionnement des structures à ossature bois.....	10
II.2 Méthodes de dimensionnement parasismique	12
II.2.1 Conception d'un bâtiment : deux approches, une même finalité.....	12
II.2.2 Action sismique et spectres de réponse élastiques	13
II.2.3 Méthode de dimensionnement selon l'approche réglementaire – Eurocode 8	16
II.2.4 Méthode basée sur le concept de performance sismique de la structure	22
II.2.5 Spectres de réponse inélastiques et coefficient de réduction.....	26
II.3 Synthèse.....	33
Chapitre III : Caractérisation statique des assemblages agrafés et des éléments de mur à ossature en bois	35
III. Caractérisation statique et dynamique des assemblages agrafés et des éléments de mur à ossature en bois	35
III.1 Caractérisation expérimentale – Revue bibliographique.....	37
III.1.1 Les essais monotones	37
III.1.2 Les essais cycliques.....	40
III.1.3 Les essais dynamiques.....	43
III.1.4 Conclusion.....	45
III.2 Influence du chargement vertical sur la résistance latérale des MOB – Revue bibliographique.....	46
III.2.1 Etude de Källsner & Girhammar	46
III.2.2 Essais de Dujic & Zarnic.....	47
III.2.3 Essais de Payeur <i>et al.</i>	49
III.2.4 Essais du projet SISMOB	49
III.2.5 Conclusion.....	52
III.3 Essais Statiques – Travaux de thèse	53
III.3.1 Essais à l'échelle de l'assemblage	53
III.3.2 Essais à l'échelle du MOB	68
III.4 Essais Dynamiques.....	82
III.4.1 Moyen d'essais.....	83
III.4.2 Sélection d'un accélérogramme en vue des essais dynamiques	85

III.4.3	Résultats des essais dynamiques	89
III.4.4	Coefficient de comportement	93
III.4.5	Conclusion.....	95
III.5	Synthèse.....	96
Chapitre IV	: Modélisation et méthodes statiques non-linéaires	98
IV.	Modélisation et méthodes statiques non-linéaires	98
IV.1	Modélisation - approche multi-échelles	99
IV.1.1	Modèles macros de MOB	99
IV.1.2	Lois de comportement	100
IV.1.3	Identification des paramètres.....	107
IV.2	Courbes de poussée progressive.....	110
IV.3	Raideur des éléments de MOB	111
IV.3.1	Estimation de la raideur par analyse modale expérimentale	112
IV.3.2	Estimation de la raideur à partir d'essais monotones ou cycliques	113
IV.3.3	Estimation analytique de la raideur	114
IV.4	Synthèse.....	118
Chapitre V	: Comportement dynamique des éléments de mur à ossature en bois	120
V.	Comportement dynamique des éléments de murs à ossature en bois	120
V.1	Analyse dynamique temporelle	122
V.2	Méthodes capacitives	127
V.2.1	Méthode de dimensionnement par déplacement direct (DDD)	128
V.2.2	Procédure par analyse de poussée progressive modale (MPA).....	129
V.2.3	Méthode N2.....	132
V.2.4	Méthodes statiques non-linéaires - Cas d'étude	136
V.2.5	Application des méthodes capacitives aux éléments de MOB	140
V.2.6	Conclusion.....	149
V.3	Analyse de vulnérabilité et prise en compte de l'incertitude.....	149
V.3.1	Incertitudes et variabilité	149
V.3.2	Variabilités du comportement des murs à ossature bois et génération probabiliste	150
V.4	Etats limites	156
V.5	Courbes de fragilité à l'échelle du MOB.....	157
V.5.1	Analyse de vulnérabilité par la méthode capacitive	158
V.5.2	Comparaison entre les courbes de fragilité issues de la méthode capacitive et de l'analyse dynamique non-linéaire.....	161
V.6	Synthèse.....	163
VI.	Conclusion générale et perspectives	165
	Bibliographie	171
	Annexes	183

I. Annexe I : Essais à l'échelle de l'assemblage	184
1. Homogénéité des éprouvettes	184
2. Test de Student pour les essais à l'échelle de l'assemblage	185
3. Essais Monotones	186
4. Essais cycliques à l'échelle de l'assemblage	187
II. Annexe II : Essais à l'échelle du MOB	189
1. Test de vibration pour les MOB	189
2. Essais cycliques à l'échelle des MOB	190
3. Test de Student	191
III. Annexe III : Essais dynamiques	195
III.1 Caractéristique de la table vibrante (Institut Technologique FCBA)	195
III.2 Fréquence propre et amortissement relevés durant les essais dynamiques	196
III.3 Résultats des essais dynamiques	199
IV. Annexe IV : Indicateurs d'intensité sismique	206
1. Indicateurs directs (PGA, PGV)	206
2. Intensité d'Arias	206
3. Le cumul absolu de la vitesse (CAV)	206
4. La durée de phase forte	206
V. Annexe V : Calcul analytique du $PGA_{EC8,q=1}$	208
1. Mur OSB12 chargé verticalement à 15 kN	208
2. Mur OSB12 chargé verticalement à 20 kN	208
3. Mur OSB12 chargé verticalement à 30 kN	208
VI. Annexe VI : Modélisation	210
1. Loi de Foshi (2000)	210
2. Modèle de Ayoub	210
3. Modèle EPHM (Evolutionary Parameter Hysteretic Model Development)	211
4. Modèle BWBN (Bouc, Wen, Baber and Noori)	212
VII. Annexe VII : Raideur des éléments participant au contreventement des ouvrages en ossature bois	215
1. Déplacement en tête de l'ossature d'un panneau de mur (p)	215
2. Raideur de cisaillement d'un élément de mur	218
VIII. Annexe VIII : Analyse de vulnérabilité	219
VIII.1 Méthode LHS	219
VIII.2 Analyse paramétrique	220

Liste des figures

Figure I-1 : Evolution du zonage de l'aléa sismique en France	1
Figure I-2 : Exemple de maison individuelle en ossature bois (CBH - construction bois, 2015)	2
Figure I-3 : Détail d'une paroi d'une structure à ossature bois (IRABOIS, 2009).....	2
Figure I-4 : Représentation schématique des travaux de thèse	5
Figure I-5 : Détail constructif d'un mur à ossature bois avec diaphragme agrafé en OSB/3 de 12 mm d'épaisseur.....	6
Figure II-1 : Représentation schématique de la répartition par chapitre des travaux de thèse.....	9
Figure II-2 : Détail constructif de la liaison lisse basse - fondation.....	10
Figure II-3 : Exemple de structure à ossature bois selon la technique dite de plate-forme pour une construction à deux niveaux avec comble habitable et comble perdu (IRABOIS, 2009)	11
Figure II-4 : Carte des zones de sismicité sur le territoire français.....	13
Figure II-5 : Construction d'un spectre élastique d'accélération pour un amortissement de 5%	14
Figure II-6 : Spectre de réponses élastiques horizontal de type 1 suivant l'Eurocode 8 pour les zones de sismicité de 1 à 4	15
Figure II-7 : Spectre de réponses élastiques horizontal de type 1 suivant l'Eurocode 8 pour la zone de sismicité 5.....	16
Figure II-8 : Méthodes de dimensionnement admises par l'Eurocode 8.....	16
Figure II-9 : Définition du déplacement ultime selon l'Eurocode 8	21
Figure II-10 : Définition du déplacement ultime correspondant à la charge à rupture à 80% de la charge maximale.....	21
Figure II-11 : Déroulement d'une analyse du dimensionnement basée sur la performance	23
Figure II-12 : Configuration des éléments de MOB retenus pour l'étude de Rosowsky (2002)	24
Figure II-13 : Représentation du coefficient de réduction en fonction de la période selon Newmark et Hall (1982)	27
Figure II-14 : Représentation du coefficient de réduction en fonction de la période selon Riddel et al. (1989)	28
Figure II-15 : Représentation du coefficient de comportement en fonction de la période selon Nassar & Krawinkler (1991)	28
Figure II-16 : Représentation du coefficient de réduction en fonction de la période proposée par Miranda (1993).....	29
Figure II-17 : Représentation du coefficient de comportement en fonction de la période selon Vidic et al. (1994)	30
Figure II-18 : Représentation du coefficient de comportement en fonction de la période selon Borzi et Elnashai (2000).....	31
Figure II-19 : Comparaison des expressions du coefficient de réduction pour des valeurs de ductilité, μ , de 2, 4, 6 et 8.....	32
Figure III-1 : Représentation schématique des travaux de thèse	35
Figure III-2 : Exemple de conditions aux limites d'un essai statique réalisé sur MOB	37
Figure III-3 : a) Chargement d'un essai monotone sur assemblage, b) essai en terme de courbe force – déplacement.....	38
Figure III-4 : Méthode de détermination du glissement limite, U_y , (a) méthode K&C, (b) méthode de la NF EN 12512, (c) méthode du CSIRO, (d) méthode de l'ASTM E 2126, (e) méthode de Y&K	40
Figure III-5 : Protocole de chargement d'un essai cyclique selon les normes ISO 16670, ISO 21581, ASTM E2126	41
Figure III-6 : Protocole de chargement d'un essai cyclique selon la norme NF EN 12512	42

Figure III-7 : Mode de rupture généralement observé durant un séisme (a) formation d'une double rotule plastique, (b) sortie du connecteur après formation d'une rotule plastique	42
Figure III-8 : Table d'essai sismique de l'Institut Technologique FCBA	43
Figure III-9 : Spectres de réponse des signaux cibles (en noir) et réalisés (en orange) dans le cas d'un essai sur table vibrante d'un mur à ossature bois de fréquence propre ~ 7 Hz (Duccini et al., 2012)....	45
Figure III-10 : Condition aux limites des essais réalisés à l'institut technologique FCBA (Faye et al., 2013).....	50
Figure III-11 : Courbes force-déplacement pour les MOB avec panneau OSB12 (en bleu), courbes enveloppes (rouges), courbes EEEP, (en noir) – a) essai à vide, b) essai chargé à 6,15 kN/ml.....	50
Figure III-12 : Courbes force-déplacement pour les MOB avec panneau P16 (en bleu), courbes enveloppes (rouges), courbes EEEP, (en noir) – a) essai à vide, b) essai chargé à 6,15 kN/ml.....	51
Figure III-13 : Courbes force-déplacement pour les MOB avec panneau CP10 (en bleu), courbes enveloppes (rouges), courbes EEEP, (en noir) – a) essai à vide, b) essai chargé à 6,15 kN/ml.....	51
Figure III-14 : Influence du chargement vertical, V , sur l'effort maximal atteint durant l'essai cyclique (F_{max} axe principal) et sur le déplacement correspondant (U_{max} , axe secondaire et courbes en pointillé)	51
Figure III-15 : Dimensions de l'éprouvette d'essais en mm.....	54
Figure III-16 : a) Vue en perspective de l'éprouvette d'essai, b) Photo du montage d'essai	54
Figure III-17 : Courbes d'essais monotones pour les essais AM00.....	57
Figure III-18 : Courbes d'essais monotones pour les essais AM90.....	57
Figure III-19 : Courbes d'essais monotones pour les essais PM	57
Figure III-20 : Courbe d'essai cyclique, enveloppe et EEEP pour l'essai AC00R-2 / essai rapide	58
Figure III-21 : Courbe d'essai cyclique, enveloppe et EEEP pour l'essai AC90R-1 / essai rapide	58
Figure III-22 : Courbe d'essai cyclique, enveloppe et EEEP pour l'essai PC _R -4 / essai rapide	59
Figure III-23 : Comparaison des courbes enveloppes pour les configurations pointées et agrafées à 90° par rapport au fil du bois.....	60
Figure III-24 : Comparaison des courbes enveloppes pour les configurations agrafées à 0° par rapport au fil du bois et agrafées à 90° par rapport au fil du bois	60
Figure III-25 : Courbes cyclique, enveloppe et EEEP pour l'essai AC90 _L -4	62
Figure III-26 : Courbes cyclique, enveloppe et EEEP pour l'essai PC _L -7.....	62
Figure III-27 : Comparaison des configurations pointées et agrafées pour les essais cycliques lents.	63
Figure III-28 : Comparaison des courbes enveloppes pour les essais lents et rapides - configuration PC	64
Figure III-29 : Comparaison du coefficient d'amortissement visqueux équivalent pour les configurations pointées dans le cas des essais cycliques lents et rapides.....	65
Figure III-30 : Comparaison des courbes enveloppes pour les essais lents et rapides - configuration AC90	66
Figure III-31 : Comparaison du taux d'amortissement visqueux équivalent pour les configurations agrafées à 90° par rapport au fil du bois dans le cas des essais cycliques lents et rapides	66
Figure III-32 : Moyenne des résultats des essais de vibration pour chacune des éprouvettes.....	69
Figure III-33 : Courbes d'essai monotone.....	70
Figure III-34 : Courbes d'essai cyclique, enveloppe et EEEP pour l'essai mur 5 (à vide – essai rapide)	71
Figure III-35 : Courbes d'essai cyclique, enveloppe et EEEP pour l'essai mur 12 (chargement vertical de 12,5 kN/ml – essai rapide).....	71
Figure III-36 : Courbes d'essai cyclique, enveloppe et EEEP pour l'essai mur 15 (chargement vertical de 6,25 kN/ml – essai rapide).....	72

Figure III-37 : Coefficients d’amortissement visqueux équivalents moyens par configurations calculés sur la partie positive.....	75
Figure III-38 : Coefficients d’amortissement visqueux équivalents moyens par configuration calculés sur la partie négative.....	75
Figure III-39 : Exemple de zone de pincement pour un essai à l’échelle d’un MOB (essai n° 15).....	75
Figure III-40 : Exemple de zone de pincement pour un essai à l’échelle de l’assemblage	76
Figure III-41 : Courbes d’essai cyclique, enveloppe et EEEP pour l’essai mur 19.....	76
Figure III-42 : Coefficient d’amortissement visqueux équivalent moyen pour les essais cycliques lents	77
Figure III-43 : Détermination de la ductilité suivant la définition du point de plastification de la norme NF EN 12512 et la définition du déplacement « ultime » de l’Eurocode 8	77
Figure III-44 : Courbes issues des essais monotones (SISBOIS & SISMOB) réalisés à vide	78
Figure III-45 : Courbes enveloppes des essais cycliques (SISBOIS & SISMOB) réalisés à vide	79
Figure III-46 : Courbes enveloppes des essais cycliques SISBOIS réalisés pour un chargement vertical de 15 kN	80
Figure III-47 : Courbes enveloppes des essais cycliques SISBOIS et SISMOB réalisés pour un chargement vertical de 6,25 kN/ml	81
Figure III-48 : Fixation de l’élément de mur sur la table vibrante.....	83
Figure III-49 : (a) Elément de mur à ossature en bois fixé sur la table vibrante et chargé verticalement, (b) fixation de la charge verticale	84
Figure III-50 : (a) Positionnement des accéléromètres sur un élément de mur à ossature bois lors d’une partie des essais dynamiques, (b) mesure du déplacement en tête de mur par capteur à fil (Duccini J.-C. , 2015)	84
Figure III-51 : Gros plan des accéléromètres mis en place sur la lisse d’un élément de murs à ossature bois	84
Figure III-52 : Accélérogramme du signal Lointain.....	85
Figure III-53 : Accélérogramme du signal 4653ya.....	86
Figure III-54 : Comparaison entre le spectre moyen (en jaune) issu de 100 séismes synthétiques (en bleu) et le spectre réglementaire de l’Eurocode 8 (en rouge) pour une classe de sol B et l’aléa fort....	86
Figure III-55 : Répartition des PGD en fonction du PGA pour les 400 séismes synthétiques générés selon leur classe de sol et le niveau d’aléa	87
Figure III-56 : Répartition de l’IA en fonction du CAV pour les 400 séismes synthétiques générés selon leur classe de sol et le niveau d’aléa	87
Figure III-57 : Répartition de l’intensité d’Arias pour les séismes amplifiés à 1 g en fonction du PGA « naturel »	88
Figure III-58 : Répartition de la DPF en fonction du PGA « naturel »	88
Figure III-59 : Répartition des coefficients d’amplification permettant d’atteindre les limites de la table en déplacement en fonction du PGA amplifié de ce coefficient.....	88
Figure III-60 : Exemple de fonction de réponse en fréquence (FRF) entre la réponse au faitage et à la table consécutive à un bruit blanc (mur n° 26 – signal Lointain), (Duccini, 2015).....	91
Figure III-61 : Rupture par traversée de la tête d’agrafe du panneau	92
Figure III-62 : Rupture par arrachement de l’agrafe.....	92
Figure III-63 : Rupture par fatigue de l’agrafe	92
Figure III-64 : Etat d’endommagement d’un mur à ossature en bois à la fin du déroulement d’un essai dynamique	93
Figure III-65 : Valeurs du coefficient de comportement pour un chargement vertical de 6,25 kN/ml accompagnées de la moyenne (droite) amplifiée et diminuée de l’écart-type (droite en pointillé).....	94

Figure III-66 : Valeurs du coefficient de comportement pour un chargement vertical de 8,33 kN/ml accompagnées de la moyenne (droite) amplifiée et diminuée de l'écart-type (droite en pointillés).....	95
Figure III-67 : Déplacements au critère de non-effondrement accompagnés du critère de non-effondrement déterminé par essais statiques (droite rouge), de la moyenne (droite noire) amplifiée et diminuée de l'écart-type (droite en pointillés)	95
Figure IV-1 : Représentation schématique des travaux de thèse	98
Figure IV-2 : Exemple de modèles simplifiés d'élément de MOB (Boudaud, 2012).....	99
Figure IV-3 : Modèle simplifié d'un élément de mur à ossature bois couplant modèle EF et modèle analytique (Cassagrande et al., 2015).....	100
Figure IV-4 : (a) Modèle de Suzuki & Yasumura, (b) Modèle de Richard (2001), (Humbert, 2010)	103
Figure IV-5 : Loi puissance d'endommagement de la loi d'Humbert	103
Figure IV-6 : Modèle de loi de comportement d'Humbert (Humbert, 2010)	104
Figure IV-7 : paramètres de description du modèle de Lowes et al. (2004)	104
Figure IV-8 : Superposition du modèle de Lowes et al. (2003) et d'une courbe d'essai cyclique réalisée sur un élément de MOB	106
Figure IV-9 : Courbe force – déplacement sous chargement monotone provenant du modèle CASHEW	106
Figure IV-10 : Définition des cycles pour le modèle CASHEW	107
Figure IV-11 : Modèles de loi de comportement (a) d'Humbert, (b) LMA et (c) CASHEW.....	108
Figure IV-12 : Identification des paramètres du modèle de loi de comportement d'Humbert à partir de l'essai cyclique n°15.....	109
Figure IV-13 : Identification des paramètres du modèle de loi de comportement LMA à partir de l'essai cyclique n°15.....	109
Figure IV-14 : Identification des paramètres du modèle de loi de comportement CASHEW à partir de l'essai cyclique n°15.....	109
Figure IV-15 : Distribution d'effort (en violet : uniforme – en rouge : triangulaire – en vert : proportionnelle au premier mode propre).....	110
Figure IV-16 : Changement des distributions d'effort le long de la hauteur de la structure (béton armé) (Elnashai & Di Sarno, 2008).....	111
Figure IV-17 : Représentation des systèmes élastiques de raideurs normatives mis en regard avec la courbe enveloppe de l'essai cyclique n° 18 et la droite de raideur de référence	114
Figure IV-18 : Répartition des raideurs contribuant à la raideur totale selon l'approche 1 (Cassagrande <i>et al.</i>).....	118
Figure IV-19 : Répartition des raideurs contribuant à la raideur totale selon l'approche 2 (Seim <i>et al.</i>)	118
Figure IV-20 : Répartition des raideurs contribuant à la raideur totale selon l'approche 3 (MOB-R)	118
Figure V-1 : Représentation schématique des travaux de thèse	120
Figure V-2 : Procédure de construction d'un mur moyen à partir du modèle d'Humbert	123
Figure V-3 : Mur moyen construit à partir du modèle d'Humbert.....	123
Figure V-4 : Mur moyen construit à partir du modèle LMA	124
Figure V-5 : Mur moyen construit à partir du modèle d'Humbert.....	124
Figure V-6 : Comparaison entre les résultats d'essais dynamiques (en rouge – séisme Lointain, PGA = 0,33 g) et les résultats de l'analyse dynamique (en noir) – (a) modèle d'Humbert, (b) modèle LMA et (c) modèle CASHEW	125
Figure V-7 : Comparaison entre les résultats d'essais dynamiques (en rouge – séisme Lointain, PGA = 1,06 g) et les résultats de l'analyse dynamique (en noir) – (a) modèle d'Humbert, (b) modèle LMA et (c) modèle CASHEW	126

Figure V-8 : Détermination de la période propre du premier étage de la structure et des déplacements inter-étages suivant l'objectif de performance (Pang & Rosowsky, 2007)	129
Figure V-9 : Exemple de distribution des efforts, sn , déduite de l'analyse modale d'une structure à 9 étages et utilisée pour l'établissement des courbes de poussée progressive (Chopra & Goel, 2001) .	129
Figure V-10 : Propriétés du système SDOF équivalent pour le nième mode propre	130
Figure V-11 : Passage d'une structure MDOF à un système SDOF équivalent.....	131
Figure V-12 : Spectre réglementaire pour $\xi = 5\%$ dans le plan traditionnel (à gauche) et dans le plan Accélération-Déplacement (à droite), (Fajfar, 2000)	132
Figure V-13 : Spectre de réponse au format $Sa = fSd$ à ductilité μ fixée (Fajfar, 2000).....	133
Figure V-14 : Passage d'un système à N degré de liberté à un système à un degré de liberté équivalent.	133
Figure V-15 : Courbe de poussée progressive transformée pour correspondre au système SDOF équivalent et son idéalisation bilinéaire	134
Figure V-16 : Spectres de réponses élastiques et inélastiques superposés avec le diagramme de capacité, (Fajfar, 2000).....	134
Figure V-17 : Spectres de réponses élastiques et inélastiques superposés au diagramme de capacité dans le cas où $T^* < T_c$ (à gauche) et $T^* \geq T_c$ (à droite), (Fajfar, 2000).....	135
Figure V-18 : Accélérogramme du séisme de Northridge (1994 – enregistrement de Canoga Park) et son spectre de réponse élastique.....	136
Figure V-19 : Photo de la structure à deux niveaux testée à l'Université de San Diego (Camelo, 2003)	137
Figure V-20 : Plan des façades de la structure (Filiatrault et al., 2003)	137
Figure V-21 : Plan des niveaux de la structure (Filiatrault et al., 2003)	137
Figure V-22 : Propriétés modales de la structure (a) déformées modales et (b) facteur de participation modale massique	138
Figure V-23 : Courbes de poussée progressive établies pour les modes propres 1 et 2 accompagnées de leurs idéalizations bilinéaires respectives	139
Figure V-24 : Diagramme synthétisant les étapes de la méthode N2 dans le cas d'une sollicitation gardant la structure dans son domaine élastique	141
Figure V-25 : Courbe enveloppe issue de l'essai cyclique n°15 et les courbes bilinéaires associées	143
Figure V-26 : Courbe enveloppe issue de l'essai cyclique n°17 et les courbes bilinéaires associées	143
Figure V-27 : Courbe enveloppe issue de l'essai cyclique n°18 et les courbes bilinéaires associées	143
Figure V-28 : Diagrammes de capacité construits pour les éléments de MOB ayant subi un essai rapide chargé à 6,25 kN/ml	144
Figure V-29 : Paramètres descriptifs de la courbe enveloppe des essais cycliques	151
Figure V-30 : Echantillon d'une famille de courbes enveloppes issues d'essais cycliques générés aléatoirement	154
Figure V-31 : Paramètres probabilistes de définition des idéalizations bilinéaires des courbes enveloppes issues des essais cycliques.....	154
Figure V-32 : Echantillons de courbes idéalises provenant d'une génération probabiliste à l'aide des méthodes de K&C et du CSIRO.....	155
Figure V-33 : Représentation des états limites définis pour l'analyse de vulnérabilité	157
Figure V-34 : Méthodes existantes de construction des courbes de fragilité basées sur l'hypothèse de la loi log-normale	157
Figure V-35 : Courbes de fragilité dans le plan accélération spectrales (Sa) – probabilité d'appartenance à une classe d'endommagement (P) – classe de sol B, aléa fort	159
Figure V-36 : Courbes de fragilité dans le plan PGA – probabilité d'appartenance à une classe d'endommagement (P) – classe de sol B, aléa fort.....	159

Figure V-37 : Superposition des courbes de fragilité issues de l'analyse par la méthode capacitive (traits pleins) et de l'analyse dynamique (pointillé)	162
Figure V-38 : Superposition des courbes de fragilité issues de l'analyse par la méthode capacitive (traits pleins) et de l'analyse dynamique (pointillé)	162
Figure AI-1 : Récapitulatif des courbes d'essais monotones à l'échelle de l'assemblage	186
Figure AI-2 : Essais cycliques rapides pour les configurations agrafées à 0°	187
Figure AI-3 : Essais cycliques rapides pour les configurations agrafées à 90°	187
Figure AI-4 : Essais cycliques rapides pour les configurations pointées	187
Figure AI-5 : Essais cycliques lents pour les configurations agrafées à 90°	188
Figure AI-6 : Essais cycliques lents pour les configurations pointées	188
Figure AI-7 : Essais cycliques lents pour les configurations pointées	188
Figure AII-1 : Essais cycliques rapides à vide	190
Figure AII-2 : Essais cycliques rapides chargé verticalement à 6,25 kN/ml	190
Figure AII-3 : Essais cycliques rapides chargés verticalement à 12,5 kN/ml	190
Figure AII-4 : Essais cycliques lents chargés verticalement à 12,5 kN/ml	191
Figure AIII-1 : Mesure de la fréquence propre sur la base d'un bruit en fonction de l'endommagement consécutif à l'amplification du signal d'entrée (Lointain) pour les murs n°28 et n°29	197
Figure AIII-2 : Fonctions de réponse en fréquence (FRF) entre la réponse au faitage et à la table consécutive à un bruit blanc	199
Figure AIII-3 : Mur 25 (4653ya – PGA = 10,4 m.s ⁻²)	199
Figure AIII-4 : Mur 25 (4653ya – PGA = 2,90 m.s ⁻²)	199
Figure AIII-5 : Mur 26 (Lointain – PGA = 3,10 m.s ⁻²)	200
Figure AIII-6 : Mur 26 (Lointain – PGA = 12,4 m.s ⁻²)	200
Figure AIII-7 : Mur 27 (Lointain – PGA = 3,10 m.s ⁻²)	200
Figure AIII-8 : Mur 27 (Lointain – PGA = 9,30 m.s ⁻²)	201
Figure AIII-9 : Mur 28 (Lointain – PGA = 3,10 m.s ⁻²)	201
Figure AIII-10 : Mur 28 (Lointain – PGA = 12,2 m.s ⁻²)	201
Figure AIII-11 : Mur 29 (Lointain – PGA = 3,10 m.s ⁻²)	202
Figure AIII-12 : Mur 29 (Lointain – PGA = 11,5 m.s ⁻²)	202
Figure AIII-13 : Mur 30 (4653ya – PGA = 9,30 m.s ⁻²)	202
Figure AIII-14 : Mur 30 (4653ya – PGA = 2,60 m.s ⁻²)	203
Figure AIII-15 : Mur 31 (Synthétique – PGA = 1,20 m.s ⁻²)	203
Figure AIII-16 : Mur 31 (Synthétique – PGA = 9,30 m.s ⁻²)	203
Figure AIII-17 : Mur 32 (Lointain – PGA = 3,10 m.s ⁻²)	204
Figure AIII-18 : Mur 32 (Lointain – PGA = 10,8 m.s ⁻²)	204
Figure AIII-19 : Mur 33 (Lointain – PGA = 10,7 m.s ⁻²)	204
Figure AIII-20 : Mur 33 (Lointain – PGA = 3,10 m.s ⁻²)	205
Figure AVI-1 : Loi de Foshi (2000)	210
Figure AVI-2 : Modèle de Ayoub	211
Figure AVI-3 : Modèle de Ayoub, a) Dégradation de la force et b) dégradation de la raideur de décharge	211
Figure AVI-4 : Modèle de Ayoub, a) Dégradation de la raideur de charge b) Cap dégradation	211
Figure AVI-5 : Courbe enveloppe (à gauche) cycle de décharge de la boucle hystérétique (à droite)	212
Figure AVI-6 : Détails d'un cycle complet en fonction de l'historique de chargement	212
Figure AVI-7 : Exemple d'application du modèle de Bouc-Wen	213

Figure AVII-1 : Déplacement en tête dû au glissement du panneau sur les montants (IRABOIS, 2009)	215
Figure AVII-2 : équilibre de basculement du panneau de mur	216
Figure AVII-3 : équilibre de la traverse supérieure du panneau de mur	216
Figure AVII-4 : équilibre du montant du panneau de mur	217
Figure AVIII-1 : Exemple d'application de la méthode LHS afin de générer un échantillon de $N = 5$ valeurs à partir de $x = [U, V]$ avec $U \sim U(0,10)$ et $V \sim T(0,10)$ de mode 6 – a) CDF de la loi uniforme, b) CDF de la loi triangulaire, c) quadrillage formé par les sous-intervalles et placement des couples de points tirés aléatoirement dans chaque sous-intervalle	220
Figure AVIII-2 : Etude paramétrique pour la classe d'endommagement CLD et la méthode capacitive (approche ISO)	220
Figure AVIII-3 : Etude paramétrique pour la classe d'endommagement CDS et la méthode capacitive (approche ISO)	221
Figure AVIII-4 : Etude paramétrique pour la classe d'endommagement CLD et la méthode capacitive (approche ISO)	221
Figure AVIII-5 : Etude paramétrique pour la classe d'endommagement CLD et l'analyse dynamique temporelle (modèle CASHEW)	222
Figure AVIII-6 : Etude paramétrique pour la classe d'endommagement CDS et l'analyse dynamique temporelle (modèle CASHEW)	222
Figure AVIII-7 : Etude paramétrique pour la classe d'endommagement CQE et l'analyse dynamique temporelle (modèle CASHEW)	223

Liste des tableaux

Tableau III-1 : Cadre d'application des normes d'essais monotones et cycliques	41
Tableau III-2 : Résultats des essais cycliques réalisés par Dujic & Zarnic (2007)	48
Tableau III-3 : Programme d'essais réalisés au FCBA sur MOB	50
Tableau III-4 : Récapitulatif des phénomènes induits par l'augmentation du chargement vertical	53
Tableau III-5 : Détails de la campagne d'essais	55
Tableau III-6 : Récapitulatif des propriétés des éprouvettes déterminées par les essais monotones...	56
Tableau III-7 : Coefficients d'amortissement visqueux équivalents moyens pour les configurations dites rapides	61
Tableau III-8 : Caractéristiques des essais cycliques rapides	61
Tableau III-9 : Récapitulatif des essais cycliques lents	63
Tableau III-10 : Coefficients d'amortissement visqueux équivalents moyens pour les configurations dites rapides	64
Tableau III-11 : Comparaison de l'énergie dissipée pour les configurations dites lentes et rapides...	65
Tableau III-12 : Comparaison de l'énergie dissipée durant les essais cycliques pour la configuration AC90	66
Tableau III-13 : Echantillonnage et programme d'essais	69
Tableau III-14 : Récapitulatif des propriétés des éprouvettes déterminées par les essais monotones.	70
Tableau III-15 (partie 1) : Caractéristiques des essais cycliques rapides	73
Tableau III-16 : Récapitulatif des essais cycliques lents chargés verticalement à 6,25 kN/ml	76
Tableau III-17 : Valeurs de la ductilité cyclique au sens de l'Eurocode 8 en vue de l'affectation d'une classe de ductilité.....	78
Tableau III-18 : Caractéristiques des essais issus du projet SISMOB et SISBOIS (à vide)	79
Tableau III-19 : Exemple représentatif de l'énergie dissipée par incrément de déplacement (cycle n° 1).....	80
Tableau III-20 : Caractéristiques des essais issus du projet SISMOB et SISBOIS (6,25 kN/ml)	81
Tableau III-21 : Indicateurs d'intensité pour les 10 signaux synthétiques retenus.....	89
Tableau III-22 : détails de la campagne d'essais dynamiques.....	90
Tableau III-23 : Résultats des essais dynamiques	91
Tableau III-24 : Coefficient de comportement au sens de l'Eurocode 8 à partir des résultats d'essais dynamiques.....	93
Tableau IV-1 : Comparatif des lois de comportement.....	101
Tableau IV-2 : Raideur initiale moyenne déterminée par analyse modale pour les éléments de murs à ossature bois pour un essai dynamique	112
Tableau IV-3 : Valeurs de raideurs initiales des éléments de mur à ossature bois calculées normativement.....	113
Tableau V-1 : Comparaison entre les déplacements maximaux et accélérations maximales issus du modèle et issus des données expérimentales	126
Tableau V-2 : Données relevées durant les essais dynamiques (Camelo, 2003)	138
Tableau V-3 : Récapitulatif des caractéristiques des idéalizations bilinéaires associées aux courbes de poussée progressive	139
Tableau V-4 : Récapitulatif des résultats de l'application de la méthode N2 et de la méthode MPA sur la structure à deux niveaux	140
Tableau V-5 : Moyenne des points de performance par méthode d'établissement de la raideur initiale (essais cycliques rapides), séisme Lointain – PGA = 0,33 g.....	145
Tableau V-6 : Moyenne des points de performance par méthode d'établissement de la raideur initiale (essais cycliques lents), séisme Lointain – PGA = 0,33 g	145

Tableau V-7 : Examen de la précision de la méthode capacitive en utilisant les courbes enveloppes des essais cycliques rapides chargés à 6,25 kN/ml.....	146
Tableau V-8 : Examen de la précision de la méthode capacitive en utilisant les courbes enveloppes des essais cycliques lents chargés à 6,25 kN/ml.....	146
Tableau V-9 : Point de performance moyen par méthode d'établissement de la raideur initiale (essais cycliques rapides chargés à 6,25 kN/ml), séisme Lointain – PGA = 1,06 g	147
Tableau V-10 : Point de performance moyen par méthode d'établissement de la raideur initiale (essais cycliques lents chargés à 6,25 kN/ml), séisme Lointain – PGA = 1,06 g	147
Tableau V-11 : Examen de la précision de la méthode capacitive en utilisant les courbes enveloppes des essais cycliques rapides chargés 6,25 kN/ml	148
Tableau V-12 : Examen de la précision de la méthode capacitive en utilisant les courbes enveloppes des essais cycliques lents chargés à 6,25 kN/ml.....	148
Tableau V-13 : Valeur des paramètres de construction des courbes enveloppes pour les essais rapides chargés à 6,25 kN/ml (côté positif)	151
Tableau V-14 : Valeur des paramètres de construction des courbes enveloppes pour les essais lents chargés à 6,25 kN/ml (côté négatif)	152
Tableau V-15 : Matrice de la structure de corrélation déterminée sur la base des essais cycliques rapides chargés à 6,25 kN/ml	152
Tableau V-16 : Paramètres statistiques associés aux lois de probabilité supposées des paramètres descriptifs de la courbe enveloppe pour les essais rapides chargés à 6,25 kN/ml (côté positif)	153
Tableau V-17 : Paramètres statistiques associés aux lois de probabilité supposées des paramètres descriptifs de la courbe enveloppe pour les essais rapides chargés à 6,25 kN/ml (côté négatif)	153
Tableau V-18 : Paramètres de construction des idéalizations bilinéaires des courbes enveloppes positives des essais rapides chargés à 6,25 kN/ml.....	155
Tableau V-19 : Paramètres associés aux courbes de fragilité suivant la grandeur observée (Sa ou PGA) et aux méthodes d'établissement de la raideur initiale – classe de sol B, aléa fort.....	161
Tableau V-20 : Paramètres associés aux courbes de fragilité suivant la grandeur observée (Sa ou PGA) et aux méthodes d'idéalisation bilinéaire – classe de sol B, aléa fort	163
Tableau AI-1 : Dimensions, masses et masses volumiques des panneaux	184
Tableau AI-2 : Dimensions, masses et masses volumiques des montants	184
Tableau AI-3 : Test de Student réalisé sur les efforts maximaux des essais monotones à l'échelle de l'assemblage	185
Tableau AI-4 : Test de Student réalisé sur les efforts maximaux des essais monotones à l'échelle de l'assemblage	185
Tableau AI-5 : Test de Student réalisé sur les efforts maximaux des essais cycliques à l'échelle de l'assemblage	185
Tableau AI-6 : Test de Student réalisé sur les déplacements correspondant aux efforts maximaux des essais cycliques à l'échelle de l'assemblage	186
Tableau AI-7 : Test de Student réalisé sur les déplacements correspondant aux efforts maximaux des essais cycliques à l'échelle de l'assemblage	186
Tableau AII-1 : Résultats d'essais de vibration libre.....	189
Tableau AII-2 : Récapitulatif des résultats de la comparaison de l'effort maximum moyen par la méthode de Student dans le cas des essais rapides.....	191
Tableau AII-3 : Récapitulatif des résultats de la comparaison des déplacements ultimes moyens par la méthode de Student dans le cas des essais rapides.....	192
Tableau AII-4 : Récapitulatif des résultats de la comparaison des déplacements au palier de plastification moyen par la méthode de Student dans le cas des essais rapides	192

Tableau AII-5 : Récapitulatif des résultats de la comparaison des déplacements au palier de plastification moyen par la méthode de Student dans le cas des essais rapides et lents.....	193
Tableau AIII-1 : Caractéristiques et performances de la table vibrante à l'institut technologique FCBA	195
Tableau AIII-2 : Détails de la campagne d'essais dynamiques et relevés de la fréquence propre	196
Tableau AVIII-1 : Logarithme du maximum de vraisemblance pour les distributions identifiées dans le cas de l'analyse par méthode capacitive (approche ISO 21581)	221
Tableau AVIII-2 : Logarithme du maximum de vraisemblance pour les distributions identifiées dans le cas de l'analyse dynamique temporelle	223

Liste des notations

[A]

AC00	éprouvettes agrafées (0° par rapport au fil du bois du montant) ayant subi un essai cyclique ;
AC90	éprouvettes agrafées (90° par rapport au fil du bois du montant) ayant subi un essai cyclique ;
(AC, AR)	coefficients d'endommagement en effort pour la loi d'Humbert ;
A_{exp}	accélération maximale expérimentale en valeur absolue ;
AM00	éprouvettes agrafées (0° par rapport au fil du bois du montant) ayant subi un essai monotone ;
AM90	éprouvettes agrafées (90° par rapport au fil du bois du montant) ayant subi un essai monotone ;
$A_{modèle}$	accélération maximale en valeur absolue du modèle ;
ASNL	Analyse Statique Non-Linéaire ;
(a, b)	constante de régression ;
a_{gR}	accélération maximale de référence au niveau du rocher ;

[B]

(BC, BR)	coefficient d'endommagement en déplacement pour la loi d'Humbert ;
b_p	largeur de l'élément de MOB ;

[C]

[C]	matrice d'amortissement visqueux du système MDOF ;
CAV	cumul absolu de la vitesse ;
CMIF	Complex Mode Indicator Function ;
C_t	facteur de correction pour le calcul de la période propre donné par l'Eurocode 8 ;
C.O.V	coefficient de variation ;
CP10	panneau de ContrePlaqué de 10 mm d'épaisseur ;
CQC	Combinaison Quadratique Complète ;
CSIRO	Commonwealth Scientific and Industrial Research Organisation ;

[D]

D	endommagement structurel ;
D(T)	déplacement spectral à la période propre de la structure ;
D_{CASTM}	ductilité cyclique selon la norme ASTM E 2126 ;
D_{EC8}	ductilité cyclique selon l'Eurocode 8 ;
DPF :	durée de phase forte ;
D_y^*	déplacement seuil du système SDOF ;
d	déplacement élastique horizontal du sommet du bâtiment ;
d_{max}	déplacement maximum atteint durant l'historique de chargement (modèle LMA) ;
dE	incrément d'énergie hystérétique dissipée sur un intervalle de temps ;
d_e	déplacement d'un point du système structural ;
d_s	déplacement d'un point du système structural dû à l'action sismique de calcul ;

[E]

E	énergie hystérétique (modèle LMA) ;
EA	raideur de traction du panneau ;
E_d	valeur de calcul de l'effet de l'action, dû à la situation sismique de calcul ;
E_d	énergie dissipée par demi-cycle ;
EEEP	idéalisations bilinéaires basées sur une équivalence énergétique (<i>Equivalent Energy elastic-plastic curve</i>) ;
EF	éléments finis ;
E_{monotone}	énergie requise pour atteindre le déplacement ultime sous chargement monotone (modèle LMA) ;
EPP	modèle élasto-plastique parfait ;
E_p	énergie potentielle disponible ;
$E_{U_{u,80}}$	énergie totale dissipée une fois le déplacement ultime atteint ;
e	estimateur de l'erreur entre expérimental et modélisation ;
e_A	estimateur de l'erreur entre l'accélération expérimentale et l'accélération relevée par modélisation ;
$[eN_{d_i} ; eN_{f_i}]_{1 \leq i \leq 4}$	points permettant de décrire la courbe enveloppe en négatif (modèle LMA) ;
$[eP_{d_i} ; eP_{f_i}]_{1 \leq i \leq 4}$	points permettant de décrire la courbe enveloppe en positif (modèle LMA) ;
e_U	estimateur de l'erreur entre le déplacement expérimental et le déplacement relevé par modélisation ;

[F]

F_A	vecteur des forces d'amortissement visqueux ;
F_d	efforts dégradés déduits de la valeur pic atteinte sur la courbe enveloppe ;
F_I	vecteur des forces d'inertie qui s'opposent à l'accélération ;
F_{est}	charge maximale présumée ;
$(F_{\text{max}}, U_{\text{max}})$	résistance latérale et déplacement correspondant relevé durant les essais ;
F_p	valeur pic atteinte sur la courbe enveloppe ;
F_{pk}	valeur de l'effort pic ;
F_R	vecteur des forces de rappel (ou forces internes) ;
F_S	vecteur des forces de sollicitation due au séisme ;
$F_{u,80}$	effort au critère de ruine ;
F_y	effort correspondant au déplacement au seuil de plastification ;
F_y^*	effort seuil du système SDOF équivalent ;
f	fréquence de résonance ;
$f_{c,90}$	contrainte de compression perpendiculaire ;

[G]

G_p	module de cisaillement du panneau ;
-------	-------------------------------------

[H]

H	hauteur du bâtiment ;
H_{eff}	résistance latérale effective (incluant le chargement vertical) ;
HHS	modèle hystérétique écrouissant-adoucissant ;
H_{initial}	résistance latérale sans chargement vertical ;

H_{2nd}	effets de second ordre sur la capacité horizontale de reprise des efforts ;
H_{tilt}	effets d'une inclinaison accidentelle des montants ;
h_e	hauteur inter-étage ;
[I]	
I	vecteur de la fonction indicatrice ;
IA	intensité d'Arias ;
i	indice d'incrémentation (modèle LMA) ;
[K]	
K_{594}	raideur calculée selon la norme NF EN 594 ;
K_{12512}	raideur calculée selon la norme NF EN 12512 ;
K_{26891}	raideur calculée selon la norme NF EN 26891 ;
K_α	raideur sécante (norme NF EN 12512) ;
K_β	coefficient directeur (norme NF EN 12512) ;
[K]	matrice de raideur du système MDOF ;
K_A	raideur de translation de corps rigide ;
K_{ASTM}	raideur calculée selon la norme ASTM E2126 ;
K_a	raideur de translation de corps rigide ;
K_c	raideur de compression des montants ;
K_{cp}	raideur de cisaillement pur ;
K_E	raideur de déformations axiales des panneaux ;
K_{eq}	raideur des équerres en pieds ;
K_h	raideur de rotation de corps rigide ;
K_{iso}	raideur calculée selon la norme ISO 21581 ;
K_p	raideur de déformation du panneau ;
K_{ref}	raideur initiale de référence ;
$K_{séc}$	raideur sécante ;
K_{ser}	raideur de l'organe d'assemblage ;
K_{totale}	raideur totale de l'élément de MOB ;
K&C	modèle d'établissement de la raideur initiale selon Karacabeyli et Ceccotti ;
k	raideur du système élastique ;
$k_{C,90}$	coefficient de modification pour différents types de déformation en compression ;
k_h	raideur de soulèvement ;
k_{ser}	coefficient d'élasticité linéaire déterminé des organes d'assemblages sur les montants et traverses périphériques ;
k'_{ser}	coefficient d'élasticité linéaire de la couture intermédiaire ;
[L]	
L_p	longueur patte d'agrafe ;
$L_{tête}$	longueur de la tête d'agrafe ;
LVDT	capteur électrique de déplacement linéaire (Linear Variable Differential Transformers);
[M]	
[M]	matrice de masse du système MDOF ;
MDOF	système à plusieurs degrés de liberté (<i>Multiple Degree Of Freedom</i>) ;

M_n^*	masse généralisée ;
MOB	Mur à Ossature en Bois ;
M_w	magnitude de moment ;
m_s	masse du système élastique ;
m	nombre de montants ;
ml	mètre linéaire
m^*	masse du système SDOF équivalent ;
[N]	
n_p	nombre de connecteurs ;
[O]	
OSB	<i>oriented strand board</i> ;
[P]	
P16	panneau de particule de 16 mm d'épaisseur ;
PBD	principe de performance sismique (<i>Performance Based Design</i>)
PC	éprouvette pointée ayant subi un essai cyclique ;
PGA	pic d'accélération maximum du sol (<i>Peak Ground Acceleration</i>)
PGA_{ne}	pic d'accélération maximum du sol conduisant au critère de non-effondrement ;
$PGA_{design,q=1}$	accélération maximum du sol de dimensionnement lorsque $q=1$;
PGD	pic de déplacement maximum du sol en valeur absolue (<i>Peak Ground Displacement</i>) d'un signal sismique ;
PGV	pic de vitesse maximum en valeur absolue du sol (<i>Peak Ground Velocity</i>) pour un signal sismique ;
PM	éprouvette pointée ayant subi un essai monotone ;
[Q]	
Q_y	effort au palier de calcul ;
q	coefficient de comportement ;
q_d	coefficient de comportement lié au déplacement ;
[R]	
R_d	résistance de calcul d'un élément structural ;
R_μ	coefficient de réduction tenant compte de la demande en ductilité ;
R_R	facteur de redondance ;
R_s	facteur d'effort ;
[rDispP ; rDispN]	ratio de la déformation maximum auquel commence la recharge (modèle LMA) ;
[rForceP ; rForceN]	ratio de la force maximale (correspondant à la déformation maximale) auquel commence la recharge (modèle LMA) ;
r_{n0}	valeur pic d'une grandeur d'intérêt déduit de la nième contribution modale ;
r_0	réponses modales totales par combinaison selon la méthode CQC ;

[S]

$S_{a_{el}}$	accélération spectrale élastique ;
$S_{a_{inel}}$	accélération spectrale inélastique ;
S_{de}	spectre de réponse élastique en déplacement ;
SDOF	système à un seul degré de liberté (<i>Simple Degree Of Freedom</i>)
S_e	spectre de réponse élastique en accélération ;
SRSS	combinaisons quadratiques (<i>Square Root of the Sum of the Squares</i>) ;
s	espacement des connecteurs ;
s_n	distribution d'efforts indexée sur le nième mode propre ;

[T]

T_1	période de vibration fondamentale ;
T	période ;
T_c	période caractéristique du sol ;
t_p	épaisseur du panneau ;

[U]

$U_{dyn,ne}$	déplacement au critère de non-effondrement déterminé par essai dynamique ;
U_{exp}	déplacement maximum expérimental en valeur absolue ;
$U_{modèle}$	déplacement maximum en valeur absolue fourni par le modèle ;
U_{toit}	déplacement au toit ;
$U_{u,80}$	déplacement atteint à la charge à rupture ;
U_y	déplacement au seuil de plastification ;
\mathbf{u}	vecteur déplacement du système MDOF ;
$\dot{\mathbf{u}}$	vecteur vitesse pris relativement au sol du système MDOF ;
$\ddot{\mathbf{u}}$	vecteur accélération (absolue) du système MDOF ;
[uForceP ; uForceN]	ratio de la force monotone développée lors de la décharge (modèle LMA) ;
u_{frame}	déplacement horizontal en tête de mur ;
u_{rn}	déplacement au toit induit par la déformée du nième mode propre ;

[V]

V_{base}	cisaillement à la base d'une structure ;
V_i	chargement vertical repris par le montant i ;
v_{90}	facteur d'échelle pour la déformation en compression perpendiculaire (fixé à 1 mm) ;
Y&K	modèle d'établissement de la raideur initiale selon Yasumura et Kawai ;

[α]

α_0	angle d'inclinaison systématique ;
α_1	angle d'inclinaison aléatoire ;
α	coefficient d'écroutissage ;
α_p	coefficient de pondération ;

[β]

β paramètre non-négatif à calibrer suivant la structure pour le calcul de l'indice de Park & Ang ;

[Γ]

(Γ_1, Γ_2) paramètres de calage (modèle LMA) ;

$[\Gamma_{D,i}; \Gamma_{D,limit}]_{1 \leq i \leq 4}$ coefficient de dégradation de la raideur en charge (modèle LMA) ;

$[\Gamma_{F,i}; \Gamma_{F,limit}]_{1 \leq i \leq 4}$ coefficient de dégradation en force (modèle LMA) ;

$[\Gamma_{K,i}; \Gamma_{K,limit}]_{1 \leq i \leq 4}$ coefficient de dégradation de la raideur de décharge (modèle LMA) ;

Γ_n facteur de participation modale pour le nième mode propre ;

γ_1 coefficient d'importance ;

[δ]

δ_i indice d'endommagement (modèle LMA) ;

δ_m déformation maximum obtenue durant le séisme ;

δ_u déformation ultime obtenue par essais monotones ;

[ζ]

ζ amortissement ;

[η]

η facteur de correction de l'amortissement pour les spectres réglementaires ;

[μ]

μ réserve de ductilité ;

[ν]

ν_{eq} amortissement visqueux équivalent ;

[ρ]

ρ_{ij} coefficient de couplage ;

[ϕ]

ϕ_n déformées des n premiers modes propres ;

[ω]

ω pulsation propre ;

Chapitre I

Introduction

Suite à l'évolution de la carte de zonage de l'aléa sismique en octobre 2010, le France voit s'accroître ses territoires concernés par le règlement sismique (figure I-1) : 60% du territoire contre 14% auparavant. En ce qui concerne l'habitat individuel, 25% des communes françaises sont concernées dorénavant par le règlement parasismique.

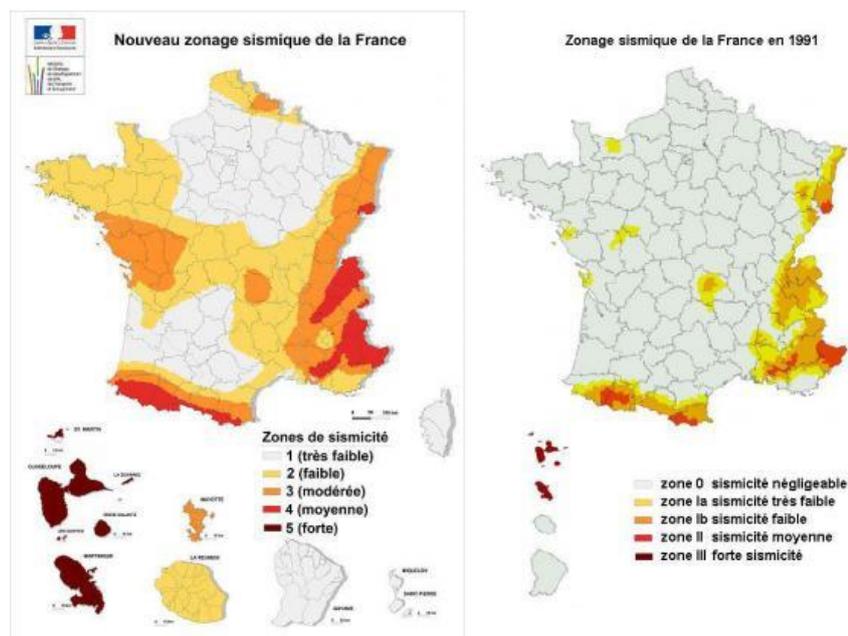


Figure I-1 : Evolution du zonage de l'aléa sismique en France

Depuis le milieu des années 60, la construction à ossature bois – ou structure à ossature légère (figure I-2) – pour l'habitat individuel a pris de l'essor. A ce jour, elle représente le système constructif bois le plus répandu à travers le monde représentant 30% des maisons individuelles en Allemagne, 60% dans les pays du nord de l'Europe et 10% en France (PIPAME, 2012). Ce type de système constructif présente de très nombreux atouts :

- une grande flexibilité constructive ;
- une industrialisation des éléments structuraux de plus en plus importante. Les parties les plus lourdes et les plus techniques, que sont l'enveloppe du bâtiment, les planchers et les toitures, peuvent être réalisées directement en usine. La construction sur chantier ne représente que 13% des constructions en bois, l'association préfabrication et chantier 16% tandis que la préfabrication représente 71% (PIPAME, 2012) ;
- des durées de mise en œuvre sur chantier faibles comparativement aux autres matériaux de construction du fait de l'industrialisation des éléments composant la structure ;
- un rapport raideur/masse élevé qui assure un comportement avantageux des structures à ossature bois face au risque sismique dans la mesure où les effets d'inertie resteront faibles.



Figure I-2 : Exemple de maison individuelle en ossature bois (CBH - construction bois, 2015)

La reprise des efforts horizontaux et verticaux est assurée par les murs de contreventement. Ces derniers sont composés d'une ossature en montant-lisse sur laquelle sont fixés, par connecteurs métalliques (pointes ou agrafes), des panneaux à fibres de bois tels que les panneaux de contre-plaqué (CP), les panneaux de particules (P) ou les panneaux OSB (*Oriented Strand Board*). La représentation en vue éclatée d'une paroi d'une structure à ossature bois est donnée en figure I-3.

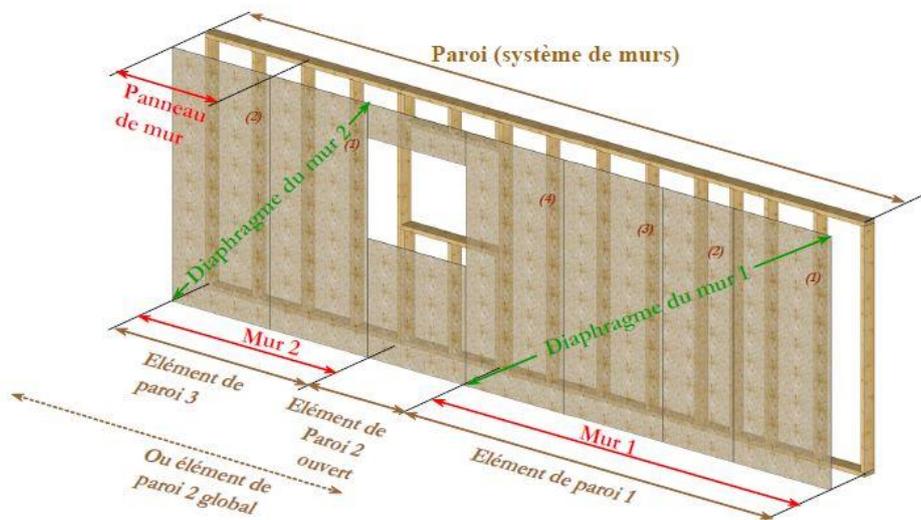


Figure I-3 : Détail d'une paroi d'une structure à ossature bois (IRABOIS, 2009)

Compte tenu de la forte implantation sur le territoire Européen et de l'augmentation constante sur le territoire français de ce type de construction, il devient nécessaire de définir des méthodes de dimensionnement parasismique robustes et fiables sans pour autant alourdir le processus de conception.

D'un point de vue construction normative en France, les règles sont dictées à la fois par le document technique unifié NF DTU 31.2 (2011) et l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1, 2005). La prise en compte des risques sismiques est, quant à elle, dictée par l'Eurocode 8 (NF EN 1998-1, 2005). Ce dernier propose un panel de méthodes plus ou moins complexes, précises et sécuritaires suivant les matériaux de

construction de la structure. Du fait de cette nouvelle réglementation et de la généralisation des Eurocodes, le dimensionnement des structures bois et leur justification vis-à-vis des sollicitations sismiques deviennent ainsi quasi-systématiques. Toutefois des points restent à préciser (Seim *et al.*, 2013) :

- prise en compte du comportement inélastique des structures par un coefficient de comportement, q , dont la valeur n'est fixée que pour un nombre limité de systèmes constructifs ;
- relation entre la ductilité locale (échelle de l'assemblage) et la ductilité globale (échelle de la structure) ;
- vitesse des essais cycliques et influence de celle-ci sur les résultats ;
- pluralité des définitions du point de plastification ;
- définition de la raideur initiale ;
- calcul de la période propre.

Dans le but de clarifier ces zones d'ombre, d'assurer la sécurité des personnes et d'optimiser le dimensionnement parasismique des structures à ossature légère, l'examen et, à terme, la révision de l'Eurocode 8 devient nécessaire.

A la suite de tremblements de terre ayant causé d'importants dégâts (comme le séisme de Northridge (1994) ou le séisme de Kobe (1995)) la communauté du génie parasismique a été amenée à se questionner sur le bien-fondé des démarches de dimensionnement parasismique en place (Mitropoulou, 2011). Une réflexion a été alors amorcée autour du concept de performance sismique appliqué à la construction.

L'approche basée sur le concept de performance suppose que différentes conceptions peuvent remplir la même fonction et, à l'inverse, que plusieurs fonctions peuvent être remplies par une seule voie de conception. Dans le cadre restreint du génie parasismique, on définit des objectifs à atteindre (déplacement inter-étage à ne pas dépasser, niveau d'endommagement, etc.) pour des niveaux d'efforts différents et un site donné (Ghoborah, 2001). On associe à ce type d'approche les méthodes en déplacement (méthode DDD, Filiatrault & Folz, 2002) ou les méthodes capacitives (méthode N2, Fajfar, 2000 ou méthode MPA, Chopra & Goel, 2002). En plus de la résistance, ces approches tiennent compte de la réserve de déformation inélastique (ou ductilité) de la structure (Fragiacomo *et al.* 2006). On intègre ainsi directement la demande en déformation induite par le séisme vis-à-vis de la capacité de la structure à se déformer.

Dans la pratique, les approches en capacité s'appuient sur la définition de courbes de poussée progressive d'un système à plusieurs degrés de liberté (système MDOF) et sur une analyse par spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté (système SDOF) équivalent idéalisé. Se pose alors la question de la définition des courbes de poussée progressive dans le cadre des structures à ossature bois mais également de définir le système SDOF équivalent idéalisé.

Ces interrogations soulevées par les méthodes capacitives ne trouvent que des réponses imprécises voire inexistantes dans l'Eurocode 8. Il convient donc d'explorer les différentes alternatives qui se proposent à nous.

Dans ce contexte, l'Institut de Mécanique (I2M) de l'université de Bordeaux et l'institut technologique de la Forêt, de la Cellulose, du Bois dans la construction et de l'Ameublement (FCBA) ont mis en place le projet SISBOIS, financé par le Conseil Régional d'Aquitaine et le CODIFAB, visant (1) à contribuer à l'utilisation de la méthode dite capacitive ou méthode N2 appliquée aux structures à ossature en bois (avec diaphragme agrafé ou pointé), (2) à étudier le comportement dynamique des murs à ossature en bois (MOB) avec diaphragme agrafé dont le développement est croissant depuis cinq ans du fait de leur

processus de fabrication rapide et (3) à étudier l'effet des incertitudes aléatoires et épistémiques sur le comportement dynamique des murs à ossature en bois.

Cela nécessite en amont la qualification du comportement parasismique des structures à ossature légère avec diaphragme agrafé ou pointé. Si, de plus, nous examinons la bibliographie consacrée à ce sujet on constate, en particulier, que la qualification des assemblages agrafés en est à son commencement. Cela implique donc de devoir descendre à une échelle d'étude plus fine que le simple élément de MOB, constitué lui-même de multiples assemblages agrafés, puis d'identifier les paramètres pouvant influencer la loi de comportement globale du système (orientation de la tête d'agrafe, vitesse de sollicitation, effet du chargement vertical). A l'inverse, le comportement des assemblages pointés est relativement bien connu, il est donc intéressant de tenter d'établir des liens entre les deux types d'assemblages. Pour cela, nous utiliserons des résultats d'un précédent projet porté par l'Institut Technologique FCBA, mené en partenariat avec le CSTB et financé par la DHUP et le CODIFAB : SISMOB, (2012).

Dans le cas des éléments de MOB, la méthode capacitive permettrait de reproduire le mécanisme de dissipation d'énergie existant au niveau des assemblages pointés ou agrafés entre les panneaux et l'ossature bois, qui peuvent conférer une importante ductilité aux maisons à ossature bois.

A l'heure actuelle, cette méthode est très peu utilisée par les bureaux d'étude pour les structures béton ou en construction métallique et pas encore employée pour les structures bois.

Pour tenter de répondre à cette problématique, nous proposons dans cette étude une démarche complète de qualification des assemblages agrafés. L'organigramme de la figure i-4 représente schématiquement la démarche suivie dans le cadre du projet SISBOIS et de cette thèse qui en est une partie intégrante.

La démarche mise en place aura pour point de départ trois campagnes expérimentales réalisées au sein de l'Institut Technologique FCBA, (encadré 1 – figure I-4) :

- des essais statiques à l'échelle de l'assemblage pour lesquels une éprouvette a été développée par les acteurs du projet SISBOIS ;
- des essais statiques à l'échelle de l'élément de mur s'appuyant sur la réglementation en vigueur, notamment les protocoles d'essais ;
- des essais dynamiques sur table vibrante à l'échelle de l'élément de mur pour lesquels un protocole de sélection d'accélérogrammes a été proposé.

La qualification expérimentale des assemblages agrafés s'appuiera sur les normes et réglementations en place (encadré 1 – figure I-4). Cependant, le nombre important de protocoles d'essais, d'intervalles de vitesses proposés et d'expressions proposées pour le calcul de la raideur initiale posent la question de la pertinence des normes face à un dimensionnement en zone sismique.

Les réponses apportées par l'ensemble des essais initieront alors le développement d'une méthodologie pour l'application des méthodes en capacité (Méthode N2 et Méthode MPA, encadré 3 – figure I-4) aux MOB. Cependant, comme tout système complexe, les structures à ossature en bois in situ sous sollicitation dynamique intègrent de la variabilité liée à la sollicitation extérieure (caractéristique des séismes en un lieu donné) d'une part et à la capacité des structures à résister d'autre part. La prédiction du comportement de la structure sous une action dynamique passera donc par la prise en compte des sources d'incertitudes diverses. Les méthodes capacitives demandent également une modélisation à l'échelle de la structure (échelle macro, encadré 2 – figure I-4). Des erreurs liées aux modèles mèneront à considérer une source d'incertitude supplémentaire, de nature épistémique. La combinaison de ces sources d'incertitudes sera susceptible d'affecter la performance évaluée du point de vue statistique.

Cela conduira à réaliser une étude de vulnérabilité en passant par la construction de courbes de fragilité (encadré 4 – figure I-4). Ce type de courbe permettra alors une prédiction des endommagements (ou pertes) potentielles ou d'évaluer rapidement l'état des structures suite à un séisme (Dang, 2014).

La modélisation évoquée s'appuiera sur des modèles de loi de comportement (figure I-4) et devra permettre la reproduction des données expérimentales. Les essais statiques et dynamiques permettront, respectivement, de calibrer et valider ces modèles. A cette fin, une modélisation à l'échelle macro des éléments de murs à ossature en bois devra être réalisée.

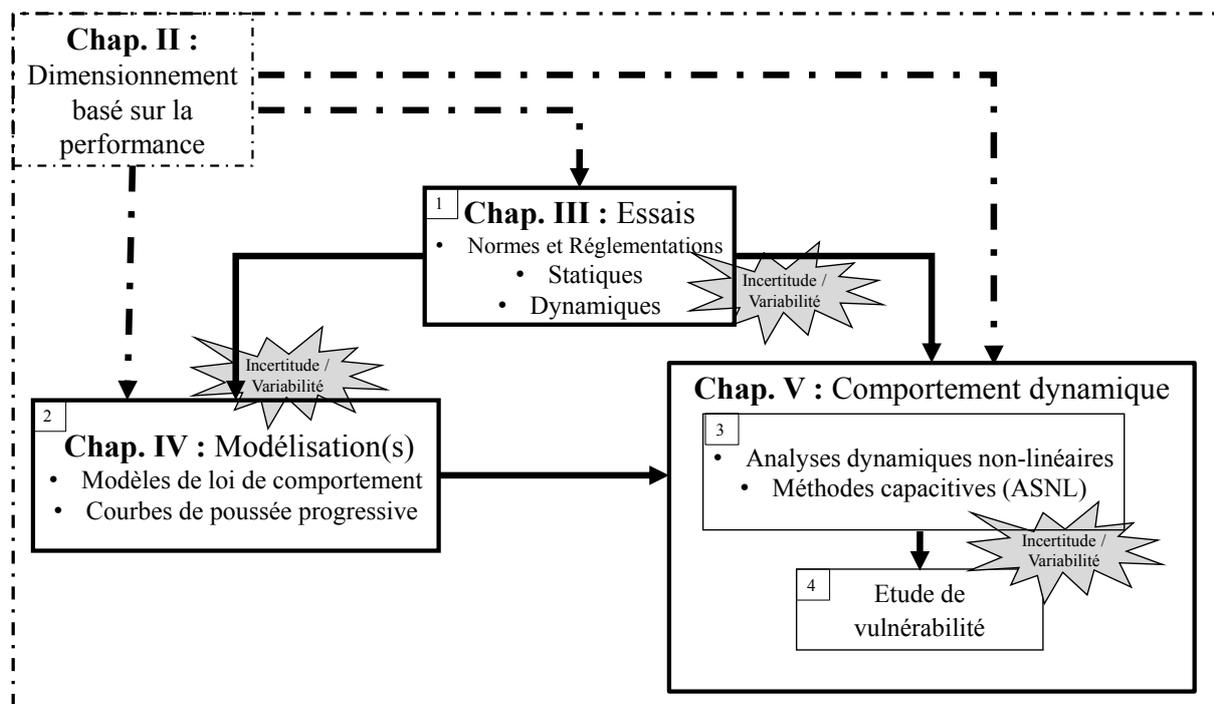


Figure I-4 : Représentation schématique des travaux de thèse

Dans le cadre de ce travail, nous nous intéresserons plus particulièrement au comportement des MOB avec diaphragme agrafé en OSB/3 (*Oriented Strand Board*) de 12 mm d'épaisseur, (figure I-5) :

- les dimensions globales des murs sont de 2400 x 2400 mm² ;
- l'ossature est composée de montants espacés de 600 mm en sapin / épicéa, de section de 45 x 145 mm², et les assemblages montants / traverses sont réalisés par 4 pointes annelées de Ø3,2 mm x 90 mm ;
- les agrafes réalisant les assemblages panneaux / montants ont une longueur, L_p , de 50 mm (figure I-5), un empattement, $L_{tête}$, de 11,2 mm (figure I-5) et la section d'une patte d'agrafe, $a \times b$, est de 1,34 x 1,6 mm² (figure I-5) ;
- les connecteurs panneaux / montants sont espacés de 150 mm en rive et de 300 mm au centre.

Avec 75% des parts de marché, l'OSB/3 est le type de panneau à base de bois le plus utilisé pour la construction en France (PIPAME, 2012). Il est donc choisi comme diaphragme de référence. Le type de l'agrafe a été déterminé afin que :

- les performances de l'assemblage agrafé soient similaires à celles de l'assemblage pointé utilisé lors du projet SISMOB ;
- les agrafes sont en acier galvanisé plutôt qu'en acier inoxydable parce qu'elles sont couramment utilisées ;
- les agrafes sont marquées CE selon la norme NF EN 14 592 (2012).

En recoupant les critères énoncés précédemment et les différents types d'agrafes, il a été décidé d'utiliser des agrafes du fabricant HAUBOLD®. La figure I-5 présente les spécifications géométriques d'un élément de MOB avec diaphragme agrafé en panneau OSB/3 de 12 mm d'épaisseur ainsi que les spécifications géométriques des agrafes.

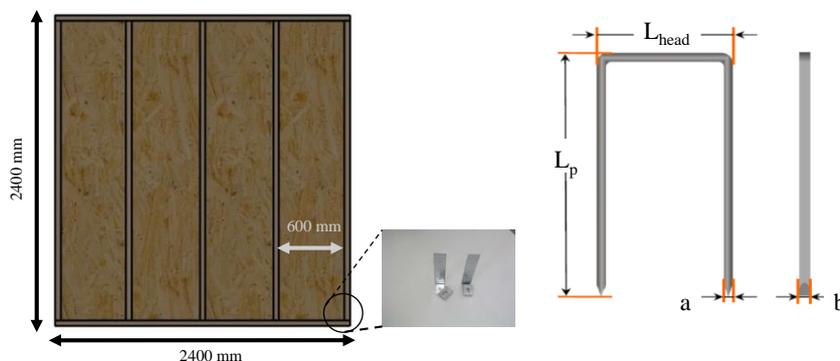


Figure I-5 : Détail constructif d'un mur à ossature bois avec diaphragme agrafé en OSB/3 de 12 mm d'épaisseur

Afin de répondre aux objectifs de l'étude, ce mémoire est divisé en cinq chapitres dont la répartition par thématique est donnée en figure I-4.

Ce chapitre introductif suivi d'un deuxième chapitre présentent le mode de fonctionnement des MOB ainsi que les règles et méthodes de dimensionnement parasismique des structures à ossature bois selon l'Eurocode 8. Nous introduirons ensuite la notion de méthodes basées sur la performance sismique de la structure ce qui trace le cadre de l'étude (cadre global – figure I-4). Les outils nécessaires au déroulement d'une analyse statique non-linéaire (ASNL) seront ainsi donnés. Un focus sera réalisé sur les spectres de réponse inélastiques et notamment sur le coefficient de réduction introduit lors de l'application des méthodes capacitatives. Les différentes expressions proposées par la littérature seront discutées.

Dans le troisième chapitre, nous présenterons les différentes campagnes d'essais réalisées (encadré 1 – figure I-5). Une première partie introduira l'état de l'art ainsi que le cadre normatif des essais statiques. L'influence du chargement vertical sera également considérée. Une première campagne d'essais statiques a été effectuée à l'échelle de l'assemblage agrafé. Pour cela, nous proposerons une éprouvette reprenant les spécifications du DTU 31.2 afin de qualifier les assemblages agrafés pour deux vitesses d'essais. Une seconde campagne d'essai a été réalisée à l'échelle de l'élément de MOB (figure I-5) dans le but d'apprécier l'influence du chargement vertical et de la vitesse d'essai. Enfin, les essais dynamiques réalisés lors d'une troisième campagne seront présentés.

Le quatrième chapitre sera consacré dans un premier temps à la modélisation du comportement cyclique présenté au chapitre III. Nous introduirons quelques modèles de lois de comportement proposés dans la littérature (encadrés 2 – figure I-4). Trois modèles seront présélectionnés. Les avantages et inconvénients de chacun des modèles de loi de comportement seront discutés. Dans un second temps, la définition des courbes de poussée progressive sera abordée. L'application des méthodes capacitatives nécessitant une idéalisation bilinéaire des courbes de poussée progressive, une étude de la raideur initiale des MOB sera présentée. Deux types d'approche d'obtention de cette raideur initiale seront examinés : la première à partir des essais statiques présentés au chapitre III, la seconde à partir de modèles analytiques intégrant les caractéristiques géométriques et mécaniques des MOB.

Enfin, le cinquième chapitre sera relatif au comportement dynamique des éléments de MOB (encadrés 3 et 4 – figure I-4). Ceci nous permettra d'introduire l'analyse dynamique (encadré 3 – figure I-4) et une validation des modèles sera proposée au travers d'une comparaison avec les données d'essais

dynamiques du chapitre III (encadré 1 – figure I-4). Une seconde partie sera consacrée aux méthodes d'ASNL ou méthodes capacitives (encadré 3 – figure I-4). Trois méthodes capacitives seront détaillées. Puis, une méthodologie d'application des méthodes capacitives sera donnée. Cette méthodologie d'application de la méthode capacitive à l'échelle du MOB reprendra les données d'essais récoltées (encadré 1, chapitre III – figure I-4) ainsi que des méthodes d'obtention de la raideur initiale retenues (Chapitre IV). Une dernière partie sera consacrée à la prise en compte de la vulnérabilité (encadré 4 – figure I-4). La méthode capacitive et l'analyse dynamique seront reprises afin de construire des courbes de fragilité. Les sources d'incertitudes provenant des différentes étapes de qualification expérimentale mais aussi de l'application de la méthode capacitive seront considérées.

Une conclusion générale et des perspectives clôtureront ce mémoire.

Chapitre II

Fonctionnement et dimensionnement des structures à ossature bois

Le chapitre précédent ayant introduit la problématique et l'objet de notre étude, nous procéderons dans cette partie à un état de l'art. Les verrous scientifiques relatifs à notre étude seront ainsi identifiés. Pour cela, nous partirons du comportement des structures à ossature en bois puis nous développerons les méthodes de dimensionnement parasismique communément admises pour enfin introduire la notion d'objectif de performance appliquée au dimensionnement parasismique. Ce dernier point sera largement discuté et fixera le cadre global dans lequel les chapitres suivants s'inscriront conformément à la démarche exposée en figure I-4 et que nous rappelons en figure II-1.

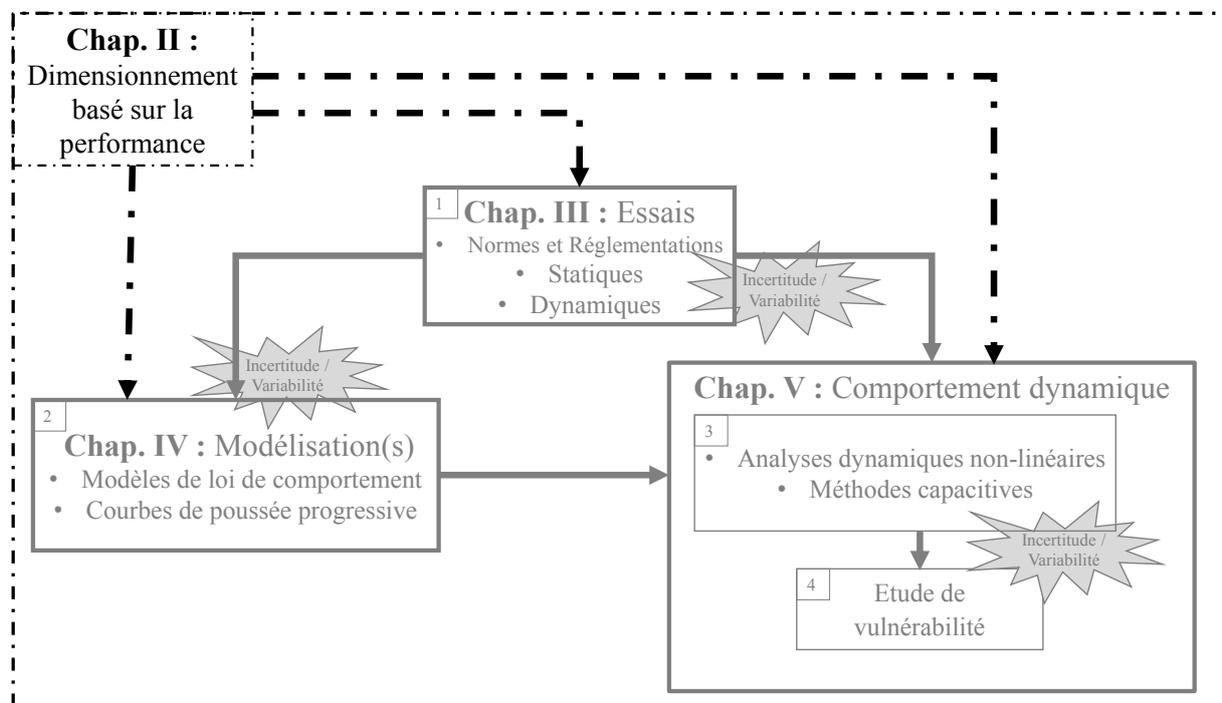


Figure II-1 : Représentation schématique de la répartition par chapitre des travaux de thèse

Nous avons fait le choix d'une bibliographie distribuée sur l'ensemble des chapitres. Ainsi, les chapitres III et IV incluront une revue de la littérature spécifique à chacun de ces chapitres.

II.1 Mode de fonctionnement des structures à ossature bois

La paroi présentée en figure I-3 est composée de trois éléments. Les murs 1 et 2 correspondant, respectivement aux éléments des parois 1 et 3 sont considérés comme étant des éléments de contreventement tandis que l'allège, partie entre le plancher et le bas d'une fenêtre, peut ne pas être prise en compte suivant la méthode de dimensionnement de la structure et les dimensions de celle-ci. La méthode A de l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1, 2005) retient l'hypothèse qu'un panneau de mur n'apporte une raideur significative pour être prise en compte dans le calcul de la raideur que si sa largeur est supérieure à $h/4$, où h représente la hauteur de l'étage. Cependant, il est communément admis que les allèges contribuent à la reprise des efforts horizontaux (Kozem Silih & Premrov, 2010).

Les efforts horizontaux sont repris dans un premier temps par l'ossature via les connecteurs métalliques puis transférés aux panneaux de fibres de bois eux-mêmes. Ce transfert des efforts permet une dissipation d'énergie importante (Van de Lindt, 2004). Ainsi, le comportement des structures à ossature bois est, en très grande partie, assujéti au nombre de connecteurs métalliques panneau-ossature ainsi qu'à leur dimension (Källsner & Girhammar, 2009). La redondance de ces connecteurs peut conférer à la structure une grande ductilité couplée à un comportement fortement non-linéaire même pour de faibles niveaux de charge (Van de Lindt, 2004). L'assemblage panneau – ossature possède un comportement hystérétique.

Le fonctionnement mécanique d'un système de murs composant une paroi est basé sur l'hypothèse que chaque élément de mur est sollicité en tête par son voisin. Une lisse de chaînage continue est fixée par des connecteurs métalliques sur les lisses hautes des murs afin de mieux redistribuer les efforts horizontaux sur l'ensemble des murs. L'effort de contreventement en tête de paroi se distribue alors proportionnellement à la raideur de chacun des murs. Cela revient à considérer un système de ressorts en parallèle (IRABOIS, 2009).

Les solives de plancher sont fixées à ces lisses de chaînage par des pointes lardées ou des équerres. Au dernier niveau, la toiture repose sur la lisse de chaînage et est généralement fixée par des équerres. Les vues éclatées de la figure II-3 permettent d'apprécier le mode général de construction des structures à ossature bois construites selon la technique de plate-forme.

La figure II-2 donne les spécifications géométriques de la liaison lisse basse – fondation.

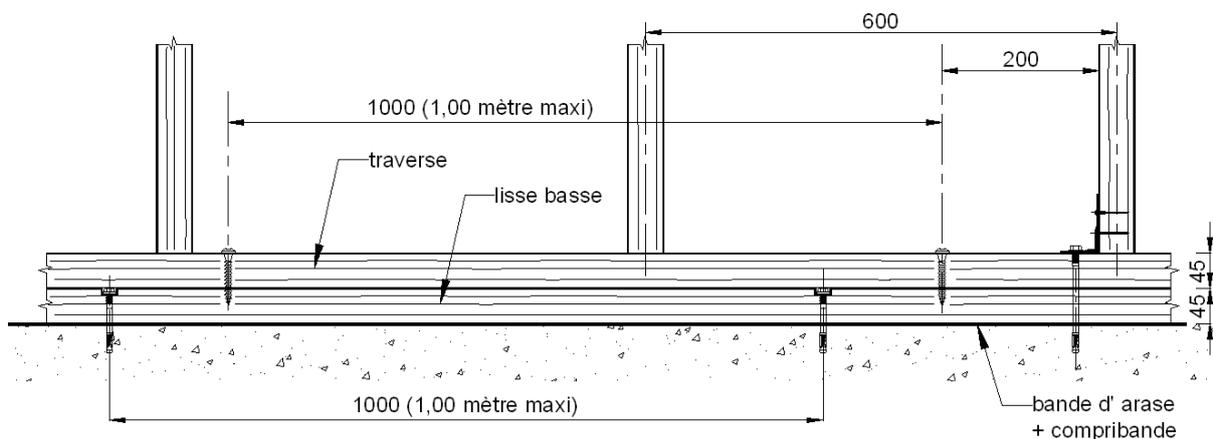


Figure II-2 : Détail constructif de la liaison lisse basse - fondation

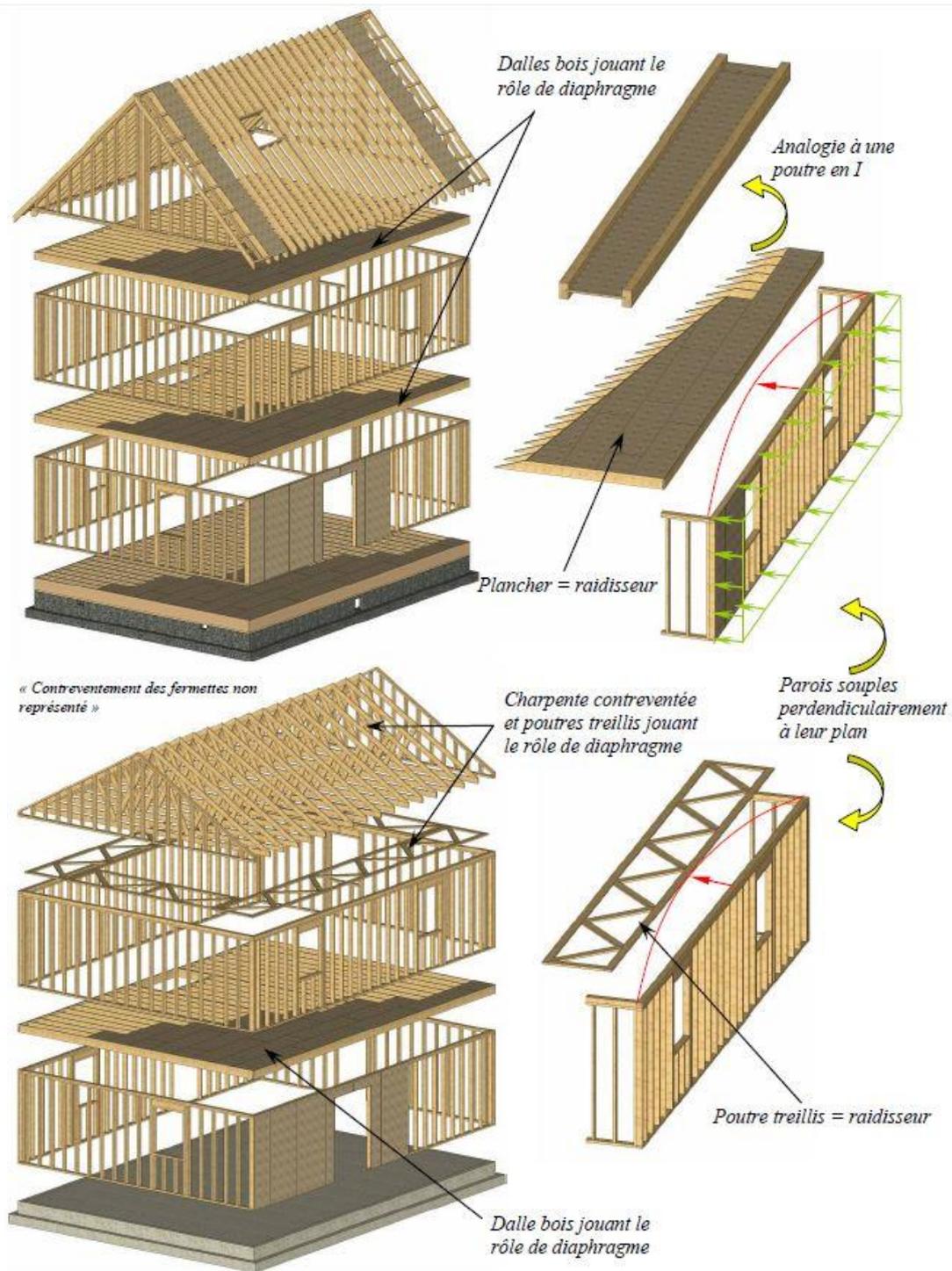


Figure II-3 : Exemple de structure à ossature bois selon la technique dite de plate-forme pour une construction à deux niveaux avec comble habitable et comble perdu (IRABOIS, 2009)

La transmission des efforts de cisaillement du mur aux fondations s'effectue généralement par l'intermédiaire des goujons d'ancrage répartis uniformément le long de la lisse basse du mur. De plus, les équerres sont placées au droit des montants et fixées aux fondations par des goujons d'ancrage afin de reprendre les efforts de soulèvement au niveau des montants (figure II-2). Il est souvent fait l'hypothèse de calcul que le goujon d'ancrage servant à fixer les équerres ne reprend que des efforts de traction et aucun effort de cisaillement.

II.2 Méthodes de dimensionnement parasismique

Le génie parasismique regroupe l'étude du comportement des bâtiments et des structures sujets à un chargement dynamique de type sismique ainsi que la réalisation de bâtiments et infrastructures résistant aux séismes. L'Eurocode 8 est constitué des règles générales de construction parasismique applicable en Europe. Les Annexes Nationales, les Décrets et Arrêtés préfectoraux définissent les conditions particulières d'application par pays.

II.2.1 Conception d'un bâtiment : deux approches, une même finalité

La résistance était, dans les premiers textes réglementaires, au cœur du dimensionnement de la structure, la finalité étant « a house should not collapse and kill anybody » (Prince, 1904). Cependant, force est de constater qu'augmenter localement la résistance d'une structure peut ne pas augmenter la sécurité globale ou ne pas nécessairement réduire les dommages (Elnashai & Di Sarno, 2008). Le développement des principes de dimensionnement en capacité en Nouvelle-Zélande dans les années 1970 (Park & Paulay, 1975) a montré, par exemple, que la redistribution des efforts induits par le séisme dans la structure est plus importante que la valeur absolue du cisaillement à la base de la structure. Aussi, par exemple pour les structures en béton, l'apparition de rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux doit être privilégiée. On parle alors de mécanisme « weak beam/strong column ». Dans ce cas, le comportement global de la structure est intégré au sein du processus de dimensionnement.

On distingue alors deux processus de dimensionnement d'une structure :

- l'approche directe (en termes de forces) précisant comment la structure doit résister aux sollicitations extérieures. Les critères de dimensionnement sont définis par des limites en résistance des éléments structuraux pour des niveaux d'effort normés ;
- l'approche en performance décrivant comment la structure doit se « comporter » face aux sollicitations extérieures. Cette pratique met au cœur du problème non plus les moyens mais la finalité (Gibson, 1982).

L'Eurocode 8 (§2.1) mentionne deux exigences fondamentales à considérer, toutes deux s'inscrivent dans une approche basée sur la performance de la structure (Trifunac, 2012). La première est une exigence de non-effondrement. La structure doit être conçue et construite pour résister à l'action sismique de calcul sans subir d'effondrement local ou global, en conservant son intégrité structurale et une capacité portante résiduelle après l'événement sismique. Cette exigence correspond à une probabilité de dépassement de 10% sur 50 ans (période de retour de 475 ans).

La seconde prescription concerne la limitation de dommage. Dans ce cas, la structure doit être conçue et construite pour résister à une action sismique plus faible mais ayant une probabilité de se produire plus grande que l'action sismique de calcul, sans qu'il se produise de dommages provoquant des limitations d'usage. L'exigence de limitation des dommages repose sur des critères de limitation des déplacements entre étages pour une action sismique dont la probabilité de dépassement sur 10 ans est fixée à 10% (période de retour de 95 ans) (Eurocode 8 §2.1).

De ce fait, plusieurs principes de base pour un bon comportement sismique peuvent être énoncés :

- les assemblages et les ancrages doivent pouvoir reprendre des efforts alternés ;
- une structure légère et peu élancée est moins sensible aux effets dynamiques ;

- des structures, ou parties de structures, homogènes, régulières en plan et en élévation, présenteront un comportement plus fiable et plus facile à appréhender.

II.2.2 Action sismique et spectres de réponses élastiques

Le dimensionnement parasismique suppose la définition de l'action sismique au point d'implantation de la structure. Nous introduisons ici une définition de l'action sismique suivie d'une définition des spectres de réponses élastiques.

II.2.2.1 Action sismique

Le séisme ne présente pas la même période d'occurrence que les charges d'exploitation ou les actions climatiques. A partir du projet *Seismic Hazard Harmonization in Europe* (Delavaud, et al., 2012), l'analyse de la sismicité historique et le dépouillement des enregistrements a permis d'établir une cartographie de la sismicité en Europe.

La sismicité est donc associée au lieu d'implantation. Ce paramètre est déterminé comme pour la neige ou le vent, par une carte définissant des zones de sismicité ; très faible, faible, modérée, moyenne ou forte (figure II-4). Chaque zone est caractérisée par une accélération maximale de référence au niveau du rocher, a_{gR} .

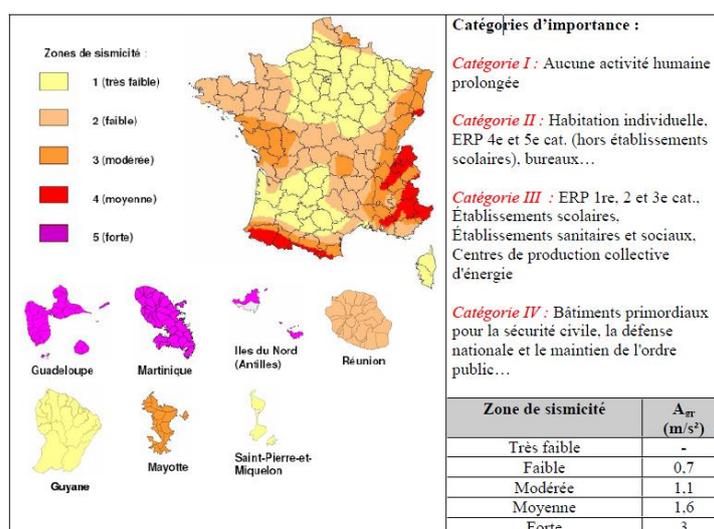


Figure II-4 : Carte des zones de sismicité sur le territoire français

L'autre paramètre essentiel dans la prise en compte de l'agression sismique est fonction de la catégorie d'importance de la structure considérée et des risques encourus en termes de vies humaines et d'impact socio-économique : maison individuelle, école, hôpital, ouvrage assurant un axe principal de circulation. Ce paramètre est appelé catégorie d'importance γ_I .

Les ouvrages dits « à risque normal » sont répertoriés en quatre catégories, I à IV, caractérisées par un coefficient d'importance γ_I . Les valeurs de γ_I sont définies par décret d'application (Décret n°2010-1255, 2010). Le produit γ_I par l'accélération maximale de référence, a_{gR} , définit l'accélération horizontale de calcul au niveau d'un sol rocheux. Nous avons donc :

$$a_g = \gamma_I * a_{gR} \quad \text{(II-1)}$$

II.2.2.2 Les spectres de réponses élastiques

Un séisme peut être pour partie défini par une accélération. Il est aussi caractérisé par un signal, avec son contenu fréquentiel et sa durée (accélérogramme). Le principe du spectre de réponse est de s'intéresser à la réponse maximale d'une famille d'oscillateurs simples soumise à différents signaux sismiques. Ces oscillateurs peuvent représenter une structure simple, caractérisée par une masse, une raideur, un amortissement et, par exemple, par une hauteur. Le comportement dynamique de ces oscillateurs simples est caractérisé par la valeur de leur pulsation propre, ω , ou de leur fréquence de résonance, f_1 , ou bien encore par leur période propre également nommée période de vibration fondamentale, T_1 . Ces grandeurs sont liées par les relations suivantes :

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m_s}} ; \quad f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m_s}} ; \quad T_1 = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{k}{m_s}}} \quad (\text{II-2})$$

où m_s représente la masse du système et k la raideur.

Il est alors possible de calculer les réponses de ces oscillateurs pour les différents séismes et de présenter les résultats sous forme d'une courbe enveloppe en fonction de la période propre. La figure II-5 présente les réponses maximales d'oscillateurs simple de périodes 0,5 s et 1,6 s et les points correspondant sur le spectre de réponse élastique. L'accélérogramme d'entrée correspond à un séisme synthétique. Nous donnerons une description succincte des principales méthodes de génération en (§III.1.3). Dans ce cas, nous parlerons de spectres de réponses élastiques réels.

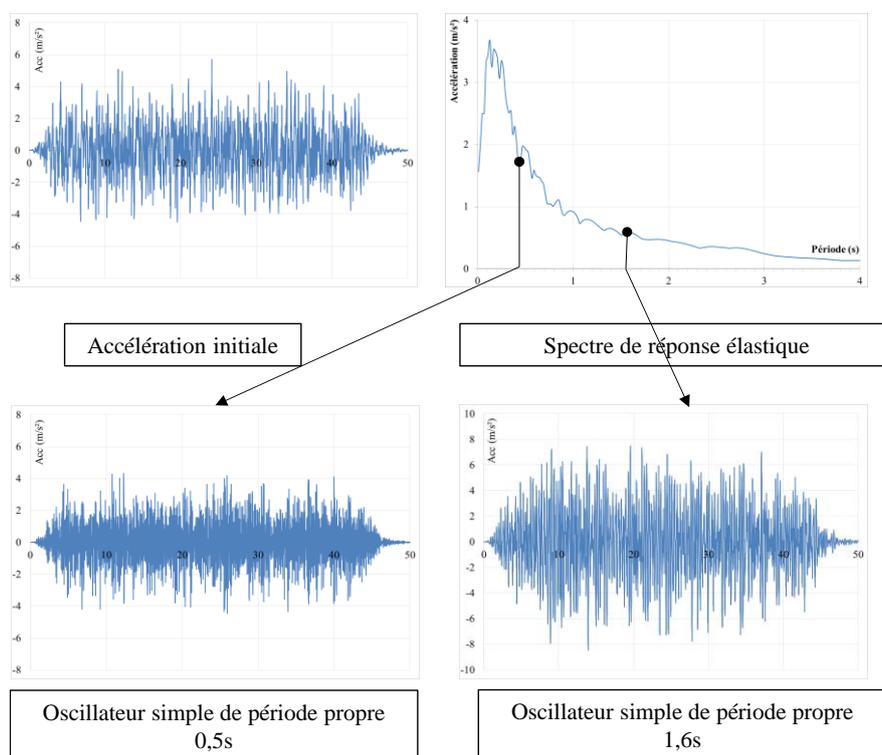


Figure II-5 : Construction d'un spectre élastique d'accélération pour un amortissement de 5%

D'un point de vue réglementaire, les spectres de réponses représentent un lissage des accélérations maximales provenant d'un ensemble des séismes représentatifs. Le paramètre de réponse retenu dans l'Eurocode 8 est le spectre d'accélération élastique que l'on notera par la suite $S_e(T)$.

L'Eurocode 8 propose deux formes de spectres de réponse, spectre de type 1 et de type 2, respectivement figures II-6 et II-7. Le spectre de type 1 s'applique dans le cas des pays à forte sismicité tandis que le spectre de type 2 s'applique dans le cas de pays à sismicité modérée ($M_w < 5,5$) (Pousse *et al.*, 2005). La définition du ou des spectre(s) à retenir est donnée dans l'Annexe Nationale de l'Eurocode 8 du pays considéré ; elle relève de la puissance publique. Pour la France métropolitaine, le spectre de type 2 a été retenu (Arrêté du 22 octobre 2010, 2010). Les deux spectres de base sont des spectres de réponses élastiques.

Du fait de la sismicité modérée au sein du territoire français mais également de la jeunesse du réseau de surveillance sismique français (~20 ans), la base de données des séismes enregistrés sur le territoire français métropolitain ne couvre qu'un faible intervalle de magnitude (de 2 à 5 seulement) (Pousse *et al.*, 2005). Ainsi, la construction des spectres tels que définis par l'Eurocode 8 s'appuie sur des bases de données provenant d'autres pays européens.

S'appuyant sur de larges bases de données sismiques, K-net (Japon, Pousse (2005)) ou SHARE (Europe, Pitilakis *et al.* (2012)), différents auteurs montrent que les coefficients de sol en France métropolitaine doivent encore faire l'objet d'études puisqu'ils semblent, dans certain cas, sous-estimer les niveaux d'accélération constatés (Pousse (2005), Trifunac (2012)).

Les spectres réglementaires sont donnés pour un amortissement, ζ , de base de 5%. Si une autre valeur d'amortissement doit être prise, on corrige alors le spectre de réponses élastiques en multipliant l'amplitude exprimée en termes d'accéléérations spectrales par :

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\zeta}} \geq 0.55 \quad \text{(II-3)}$$

Pour des structures dont la période fondamentale de vibration ne dépasse pas 4.0 s, le spectre de réponses élastiques exprimé en termes de déplacements, $S_{de}(T)$, peut être obtenu par transformation directe du spectre de réponses élastiques en accélération, $S_e(T)$, en utilisant la relation suivante :

$$S_{de}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad \text{(II-4)}$$

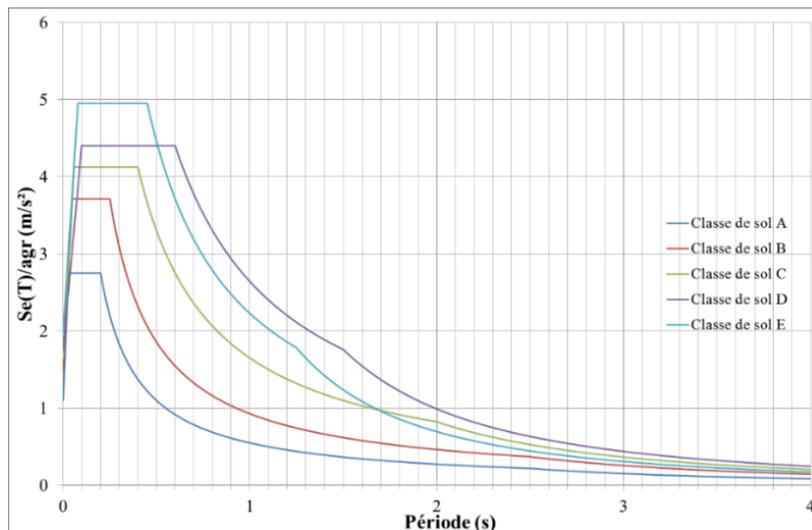


Figure II-6 : Spectre de réponses élastiques horizontal de type 1 suivant l'Eurocode 8 pour les zones de sismicité de 1 à 4

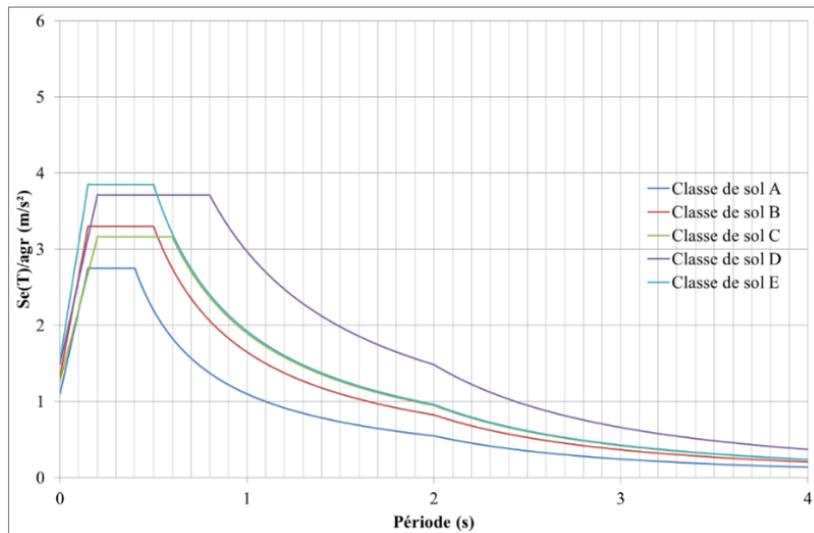


Figure II-7 : Spectre de réponses élastiques horizontal de type 1 suivant l’Eurocode 8 pour la zone de sismicité 5

Les séismes correspondant aux exigences de limitation des dommages et de non-effondrement diffèrent en temps et en espace. Leur amplitudes spectrales ainsi que leur forme spectrale sont différentes (Trifunac, 2012).

II.2.3 Méthode de dimensionnement selon l’approche réglementaire – Eurocode 8

Les méthodes principales de dimensionnement des structures parasismiques selon l’Eurocode 8 sont résumées en figure II-8 et peuvent être divisées en deux groupes :

- les méthodes linéaires équivalentes intégrant le coefficient de comportement, q (§II.2.5.9), telles que l’analyse multimodale et l’analyse pseudo-statique ;
- les méthodes non linéaires comprenant l’analyse dynamique (ou analyse temporelle) et l’analyse en poussée progressive (méthode capacitive).

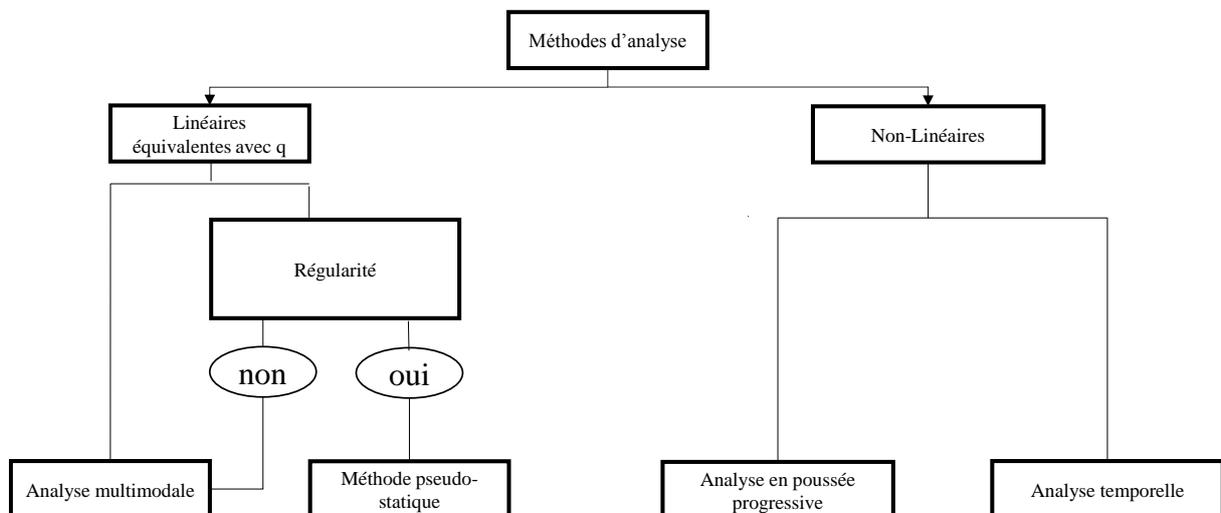


Figure II-8 : Méthodes de dimensionnement admises par l’Eurocode 8

II.2.3.1 Méthode pseudo-statique

La méthode pseudo-statique ou par force latérale vise à évaluer rapidement la période propre du mode fondamental de vibration de la structure (régulière), à définir l'effort tranchant à la base de l'ouvrage et la répartition des forces au niveau de chaque centre de masse de chaque niveau. L'Eurocode 8 précise en préambule à cette méthode qu'elle peut être appliquée aux bâtiments dont la réponse n'est pas affectée de manière significative par les contributions des modes de vibration de rang plus élevé que le mode fondamental dans chaque direction principale. Ainsi, cette exigence est considérée comme satisfaite dans les bâtiments qui remplissent les deux conditions suivantes :

- ils présentent dans les deux directions principales des périodes de vibration fondamentales T_1 inférieures aux valeurs suivantes :

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 * T_c \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{(II-5)}$$

où T_c , la période caractéristique du sol, est la limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.

- ils respectent les critères de régularité en élévation donnés au paragraphe §4.2 de l'Eurocode 8.

Pour déterminer les périodes fondamentales de vibration T_1 des deux modèles plans du bâtiment, des expressions approchées (par exemple, méthode de Rayleigh) voire empiriques peuvent être utilisées.

Pour les bâtiments jusqu'à 40 mètres (m) de hauteur, une valeur approchée de T_1 (en seconde) peut être obtenue par l'expression suivante :

$$T_1 = C_t * H^{\frac{3}{4}} \quad \text{(II-6)}$$

où :

- C_t est égal à 0,085 dans le cas des portiques spatiaux en acier, à 0,075 dans le cas des portiques spatiaux en béton et pour les triangulations excentrées en acier et à 0,050 pour toutes les autres structures ;
- H est la hauteur du bâtiment, en mètres, depuis les fondations ou le sommet d'un soubassement rigide.

En variante, la valeur de T_1 (en seconde) peut être estimée par l'expression suivante :

$$T_1 = 2 * \sqrt{d} \quad \text{(II-7)}$$

où d est le déplacement élastique horizontal du sommet du bâtiment, en m, dû aux charges gravitaires appliquées horizontalement.

Classiquement la période propre d'une structure dépend des répartitions de masse et de raideur. Cependant le calcul de raideur n'est pas une chose facile à réaliser : parlons-nous de raideur sécante ou initiale ? Quelle définition leur donner dans le cadre des structures à ossature bois ? A ce jour, concernant les murs à ossature bois, aucune définition ne semble faire consensus. L'emploi des équations (II-6) et (II-7) permet de s'affranchir de l'estimation de la raideur élastique mais reste très empirique. Plus particulièrement, l'équation (II-7) suppose une représentation de la structure sous forme d'une poutre en console. Il s'agit alors d'une simplification de la méthode de Rayleigh.

Seim *et al.* (2014) ont examiné la précision des expressions données en (II-6), (II-7) et de la méthode de Rayleigh pour cinq typologies de bâtiment en bois multi-étagé (Hummel & Seim, 2011), (Hummel & Seim, 2012). La hauteur des bâtiments à ossature bois varie entre 4 et 8 étages ($H = 12 \text{ m} / 24 \text{ m}$), les charges d'exploitation représentent un chargement de 3 kN/m^2 . Chaque bâtiment est modélisé via un

modèle 3D et via un modèle « brochette » MDOF. Les valeurs de référence de la période propre sont calculées sur la base d'une analyse modale. L'équation (II-6) sous-estime significativement la période propre de référence dans le cas de la modélisation 3D (écart compris entre 13% et 61%) et du modèle « brochette » (écart compris entre 26% et 73%). L'équation (II-7), quant à elle, présente des écarts avec la période propre des systèmes « brochettes » moins importants (écart compris entre 17% et 23%) et approximativement équivalents à l'équation (II-6) pour le système 3D (écart compris entre 2% et 79%). Enfin la méthode de Rayleigh fournit les valeurs exactes de période propre du modèle brochette et des écarts compris entre 7% et 44% pour le modèle 3D.

L'estimation de la période propre d'une structure est une donnée primordiale dans la conception d'une structure parasismique puisque c'est elle qui déterminera la valeur de l'action sismique à prendre en compte. L'utilisation des équations (II-6) et (II-7) ne peut être faite que dans des cas très particuliers (régularité de la structure, ...).

Si une méthode pseudo-statique est utilisée, les déplacements produits par l'action sismique de calcul doivent être calculés sur la base des déplacements élastiques du système structural à l'aide de l'expression simplifiée suivante :

$$d_s = q_d * d_e \quad \text{(II-8)}$$

où :

- d_s est le déplacement d'un point du système structural dû à l'action sismique de calcul ;
- q_d est le coefficient de comportement lié au déplacement, supposé égal au coefficient de comportement (défini en §II.2.5.9) sauf indication contraire ;
- d_e est le déplacement du même point du système structural, déterminé par une analyse linéaire basée sur le spectre de réponse de calcul.

Lorsque l'on détermine les déplacements d_e , les effets de torsion de l'action sismique doivent être pris en compte. Le dimensionnement de la structure consiste, en résumé, à réaliser une analyse élastique de la structure puis d'introduire le coefficient de comportement, noté q , afin de prendre en compte le comportement post-élastique et la dissipation d'énergie l'accompagnant. Ainsi, plus la structure est capable de dissiper l'énergie de déformation et de développer un comportement plastique plus la valeur du coefficient, au sens de l'Eurocode 8, sera élevée (Boudaud *et al.*, 2010).

II.2.3.2 Méthode d'analyse multimodale

Le calcul par analyse multimodale permet de calculer les effets de l'action sismique pour chaque mode de vibration, les effets des différents modes sont ensuite combinés. La superposition des réponses modales fait appel à des combinaisons quadratiques (SRSS, Chopra, 1995) ou des combinaisons quadratiques complètes (CQC) en fonction de l'indépendance des modes. Elle utilise un modèle élastique linéaire équivalent de la structure et les spectres de calculs mentionnés plus haut. Il s'agit de la méthode de référence donnée par l'Eurocode 8. Son utilisation sera appliquée aux bâtiments présentant une réponse sous sollicitation sismique affectée de manière non négligeable par les effets des modes propres supérieurs et par les bâtiments ne respectant pas les critères de régularité. Le nombre de modes propres à prendre en compte est conditionné par la somme des masses modales mises en mouvement qui doit être d'au moins 90% de la masse modale totale.

Dans le cas où l'écart relatif entre les deux modes propres est inférieur à 10%, la SRSS peut mener à une sous-estimation de la réponse du bâtiment (Elnashai & Di Sarno, 2008). On introduit alors un coefficient de couplage, ρ_{ij} , généralement exprimé comme fonction de l'amortissement et des

fréquences associés aux modes propres (i,j). Puisque l'Eurocode 8 ne propose pas d'expression de ce coefficient, on pourra se reporter notamment à l'étude de Der Kiureghian (1980) pour l'expression de ρ_{ij} .

II.2.3.3 Analyse dynamique par résolution temporelle

Dans le cas de structure soumise à des chargements variables en temps et engendrant des forces d'inertie, les méthodes dynamiques par résolution temporelle sont par définition les outils d'analyse de référence.

Pour un système à plusieurs degrés de liberté (MDOF) soumis à l'action d'un séisme, l'équation d'équilibre s'écrit :

$$\mathbf{F}_I + \mathbf{F}_A + \mathbf{F}_R = \mathbf{F}_S \quad (\text{II-9})$$

où \mathbf{F}_I correspond au vecteur des forces d'inertie qui s'opposent à l'accélération, \mathbf{F}_A correspond au vecteur des forces d'amortissement visqueux, \mathbf{F}_R correspond au vecteur des forces de rappel (ou forces internes) et \mathbf{F}_S correspond au vecteur des forces de sollicitation dues au séisme.

Nous avons alors :

$$\mathbf{F}_I = [\mathbf{M}] \ddot{\mathbf{u}} \quad (\text{II-10})$$

$$\mathbf{F}_A = [\mathbf{C}] \dot{\mathbf{u}} \quad (\text{II-11})$$

$$\mathbf{F}_R = [\mathbf{K}] \mathbf{u} \quad (\text{II-12})$$

$$\mathbf{F}_S = -[\mathbf{M}] \mathbf{I} \ddot{u}_g \quad (\text{II-13})$$

où :

- \mathbf{u} correspond au vecteur déplacement du système MDOF, ainsi $\dot{\mathbf{u}}$ et $\ddot{\mathbf{u}}$ correspondent, respectivement, au vecteur vitesse pris relativement au sol et à l'accélération relative du système MDOF ;
- $[\mathbf{M}]$ correspond à la matrice de masse du système MDOF ;
- $[\mathbf{C}]$ correspond à la matrice d'amortissement visqueux du système MDOF ;
- $[\mathbf{K}]$ correspond à la matrice de raideur du système MDOF ;
- \mathbf{I} correspond à un vecteur de la fonction indicatrice.

L'utilisation des équations données précédemment requiert le développement d'un modèle de la structure représentant les masses, les raideurs et les phénomènes d'amortissement mais également l'emploi d'accélérogrammes d'entrée modélisant les mouvements de sol.

Dans le cadre réglementaire défini (Eurocode 8, §4.3.3.4), le modèle de la structure doit tenir compte de la résistance des éléments structuraux et de leur comportement post-élastique. Il s'agit donc d'utiliser des modèles rendant compte de la dissipation d'énergie se produisant lors d'une sollicitation dynamique. Au minimum, un modèle de loi de comportement bilinéaire doit être adopté. L'écrouissage est intégré ou non suivant les cas.

Lorsque la méthode d'analyse dynamique par résolution temporelle est employée, la sollicitation doit consister en trois accélérogrammes (Eurocode 8, §3.2.3.1.1). Si au moins sept accélérogrammes sont utilisés, la valeur moyenne des réponses doit être retenue (Eurocode 8, §4.3.3.4.3). Des simplifications sont possibles si les critères de régularité en plan et en élévation sont respectés (Eurocode 8, §4.2.3).

La réponse de la structure est alors obtenue par intégration directe de l'équation (II-9) ou indirecte par utilisation de la base modale (ou combinaison modale). De nombreux schémas d'intégration sont donnés

dans la littérature, on se reportera, par exemple, à Mahjoubi (2010) pour une revue bibliographique complète et comparative.

Concernant l'analyse dynamique par combinaison modale, la structure MDOF de départ est décomposée en une série de systèmes SDOF puis pour chacun d'eux une analyse dynamique par résolution temporelle est menée. La réponse du système MDOF correspond alors à une combinaison des réponses des systèmes SDOF (Chopra, 1995) par SRSS ou CQC.

L'inconvénient de cette méthode est qu'elle ne peut être appliquée que dans le cas de systèmes élastiques du fait de l'emploi du principe de superposition des réponses des systèmes SDOF (Elnashai & Di Sarno, 2008).

L'analyse dynamique par résolution temporelle d'une structure est donc conditionnée par la qualité de sa modélisation. Les bâtiments à ossature en bois contenant un très grand nombre de connecteurs et d'éléments en bois interagissant, le choix de l'échelle de description reste un point délicat afin d'allier une modélisation capable de décrire le comportement de l'ossature et un temps de calcul raisonnable (Boudaud, 2012).

II.2.3.4 Particularité du dimensionnement des bâtiments en bois

Dans le cas d'un dimensionnement par l'Eurocode 8 d'une structure à ossature bois, on distingue les deux comportements suivants (Eurocode 8, §8.1.3 et §8.3) :

- comportement de structure dissipatif ;
- comportement de structure faiblement dissipatif.

Ces deux comportements de l'Eurocode 8 sont associés à la définition de classes de ductilité. Les propriétés de ductilité et de dissipation d'énergie peuvent être déterminées selon la norme européenne NF EN 12 512 (2002) (Eurocode 8, §8.1.3 – (5)) à l'échelle de l'assemblage. Les zones dissipatives se voient alors attribuées une classe de ductilité statique en fixant le déplacement « ultime » lorsqu'apparaît, durant un essai cyclique à l'échelle de l'assemblage, une réduction de leur résistance de 20% entre 3 cycles à même déplacement (Eurocode 8, §8.3 – (3)P, figure II-9). Nous noterons par la suite, $U_{u,EC8}$, le déplacement ultime ainsi défini. La définition d'une ductilité statique ne prend pas en compte la dissipation d'énergie présente durant un séisme comme cela est requis en §8.3 - (1)P de l'Eurocode 8 (Schädle & Blass, 2010). En effet, l'emploi de la norme NF EN 12512 suppose que les essais à l'échelle de l'assemblage doivent être réalisés pour des vitesses comprises entre 0,02 mm/s et 0,2 mm/s. De plus, la dite norme s'applique à l'échelle de l'assemblage tandis que l'Eurocode 8 précise que les propriétés de ductilité des zones dissipatives doivent être déterminées par des essais effectués soit à l'échelle de l'assemblage, soit à l'échelle de la structure entière. Se pose alors les questions de savoir si l'intervalle de vitesse suffit à la reproduction des effets d'inertie présents lors d'une sollicitation dynamique à l'échelle de la structure ? Et s'il est possible d'établir un lien entre ductilité locale (assemblage) et ductilité globale (MOB) ?

Dans le cas d'un essai statique sur structure complète, la définition communément admise d'une charge à rupture correspond à 80% de la charge maximale atteinte durant l'essai. Le déplacement ultime coïncide alors avec le déplacement atteint à la charge à rupture (ASTM E2126, 2008), (figure II-10) :

$$U_{u,80} = U(0,8F_{max}) \quad \text{(II-14)}$$

La figure II-10 définit le déplacement ultime à partir de la courbe enveloppe d'un essai cyclique.

La partie dévolue aux structures bois de l’Eurocode 8 reste principalement concentrée sur une approche en termes d’efforts. Ceci peut s’expliquer par le fait qu’un nombre important d’information manque pour l’application de méthodes capacitatives (Seim *et al.*, 2014), (Verdret *et al.*, 2013).

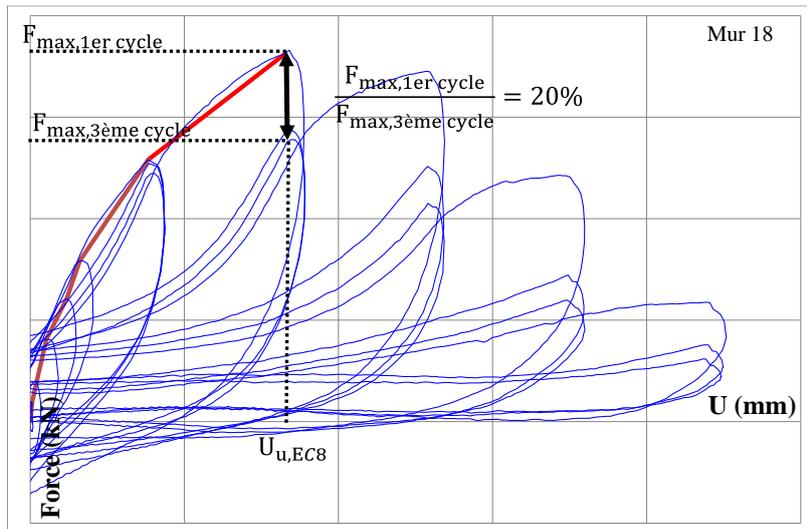


Figure II-9 : Définition du déplacement ultime selon l’Eurocode 8

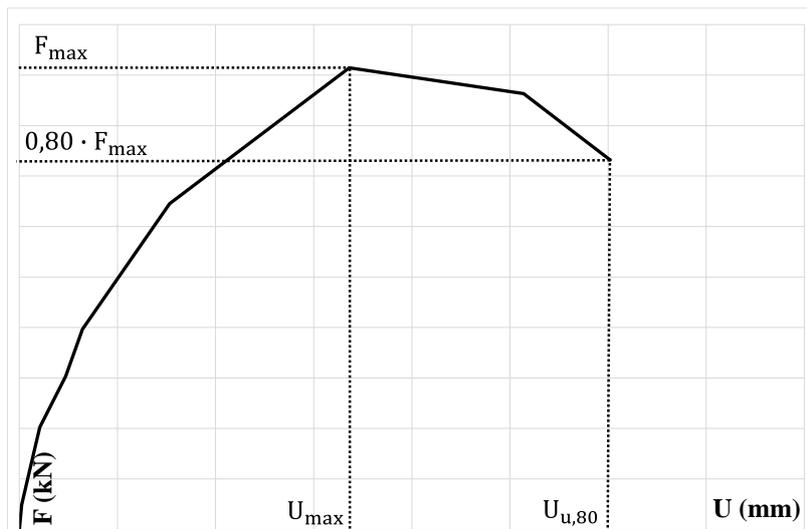


Figure II-10 : Définition du déplacement ultime correspondant à la charge à rupture à 80% de la charge maximale

II.2.3.5 Vérification de la sécurité

Afin de vérifier que la structure considérée est « bien dimensionnée », l’Eurocode 8 donne plusieurs critères de vérification de sécurité et des états limites associés. Ainsi, l’exigence de non-effondrement (état limite ultime) dans la situation sismique de calcul est considérée comme satisfaite si les conditions suivantes, concernant la résistance, la ductilité, l’équilibre, la stabilité des fondations et les joints sismiques sont respectées :

- **condition de résistance** : la relation suivante doit être satisfaite pour tous les éléments structuraux, y compris les assemblages, et pour les éléments non-structuraux concernés :

$$E_d \leq R_d \tag{II-15}$$

où E_d représente la valeur de calcul de l'effet de l'action, dû à la situation sismique de calcul et R_d représente la résistance de calcul de l'élément concerné.

- **conditions de ductilité globale et locale** : Il doit être vérifié que les éléments structuraux ainsi que la structure dans son ensemble possèdent une ductilité convenable, en tenant compte de la demande de ductilité associée au système structural choisi et du coefficient de comportement. Dans les bâtiments à plusieurs étages, la formation d'un mécanisme plastique sur un seul niveau doit être évitée, dans la mesure où un tel mécanisme pourrait induire des demandes de ductilité locale excessives dans les poteaux du niveau concerné ;
- **résistance des diaphragmes horizontaux** : Les diaphragmes et les entretoisements dans les plans horizontaux doivent pouvoir transmettre, avec une sur-résistance suffisante, les effets de l'action sismique aux divers contreventements auxquels ils sont liés.

II.2.4 Méthode basée sur le concept de performance sismique de la structure

L'ATC-40 (1996) et le FEMA 273 (1997) ont été les premiers codes de construction à introduire la notion de principe de performance sismique (PBD). Le principal objectif était alors d'obtenir des niveaux de sécurité plus fiables vis-à-vis des aléas (Mitropoulou, 2011). Les années 2000 ont vu alors la propagation des méthodes PBD dans les codes de constructions internationaux et notamment au sein de l'Eurocode 8 sous l'appellation ASNL, figure II-8 (Eurocode 8, §4.3.3.4.2). Les procédures PBD sont des approches de dimensionnement multi-niveaux où plusieurs limites d'endommagement et de performance sont considérées. Ces limites sont principalement exprimées par des limites sur la demande en ductilité et, donc, du déplacement au toit de la structure (Friagiaco *et al.*, 2006). Les approches les plus communément admises pour l'évaluation des niveaux de performance sont des méthodes d'ASNL ou méthodes capacitatives (Mitropoulou, 2011) qui couplent une analyse par courbe de poussée progressive d'un système MDOF à une analyse par spectre de réponse d'un modèle SDOF équivalent. Le déroulement d'une analyse non-linéaire statique est représenté schématiquement en figure II-11.

L'utilisation de méthodes intégrant une analyse par poussée progressive suppose l'établissement de modèles incorporant tous les aspects essentiels à la bonne description du comportement de la structure (modèle de loi de comportement non-linéaire, interaction des éléments structuraux, ...) (Lagaros & Fragiadakis, 2011). La structure est soumise à des efforts latéraux, jusqu'à atteinte d'un déplacement cible, représentant les efforts d'inertie induits par le séisme. Ceci permet d'établir une relation entre l'effort tranchant à la base de la structure et le déplacement en tête. Le déplacement cible correspond au déplacement obtenu par l'analyse en spectre de réponse. On vérifie alors qu'à ce déplacement cible les grandeurs d'intérêt (contraintes locales, rotule plastique, déplacement en tête, etc) restent dans le domaine d'acceptation des codes de constructions (Fajfar, 2000), (Aydinoglu, 2003). Comparativement à une analyse dynamique non-linéaire par résolution temporelle, les méthodes statiques non-linéaires offrent simplicité et gain de temps de calcul (Verdret *et al.*, 2013).

La première étape dans l'implémentation d'une méthode PBD consiste en la définition des niveaux de performance attendus pour un séisme d'une intensité et d'une période de retour données.

La plupart des recherches actuelles dans le domaine des structures à ossature en bois se concentre sur le développement d'états limites basés sur le déplacement comme c'est le cas pour les structures en acier ou en béton armé (Rosowsky & Ellingwood, 1992), (Liang *et al.*, 2011). Cependant, le comportement des structures bois est très différent de celui des structures en acier ou béton armé à cause d'un comportement fortement non-linéaire et d'une grande capacité de dissipation d'énergie.

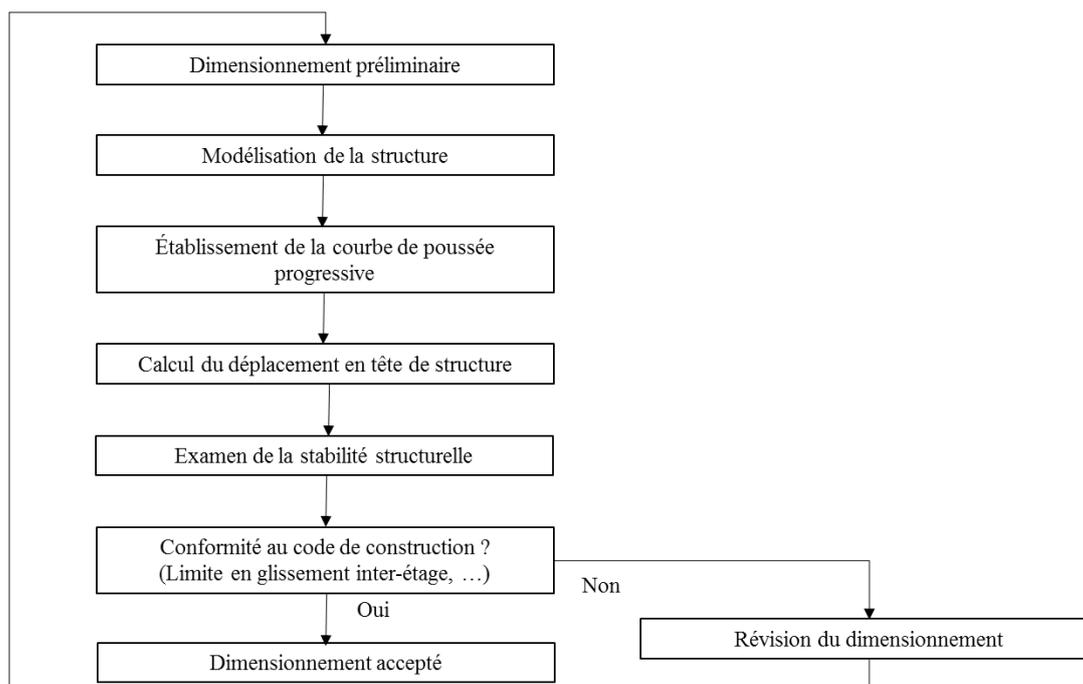


Figure II-11 : Déroulement d’une analyse du dimensionnement basée sur la performance

Dans le cas des structures en béton armé et de l’évaluation du bâti existant, les états limites sont définis localement par des expressions analytiques selon les définitions proposées dans la partie 3 de l’Eurocode 8 (NF EN 1998-3, 2005) pour trois niveaux d’endommagement (par ordre décroissant) :

- état limite de quasi-effondrement ;
- état limite de dommages significatif ;
- état limite de limitation des dommages.

Dans le cas des structures ductiles, ces expressions sont données pour les niveaux de rotation des rotules plastiques à ne pas dépasser et dans le cas de structures fragiles, ces expressions sont établies pour le cisaillement à la base de la structure (NF EN 1998-3, 2005 - §A.3.2), (Romão *et al.*, 2007), (Jalayer *et al.*, 2007).

Contrairement aux structures en acier ou en béton, seule la limite en déplacement reliée à l’état limite de limitation des dommages est fournie dans l’Eurocode 8 – partie 1 (2005) pour les structures à ossature bois. La partie 3 (2005) ne donne aucune indication sur les autres états limites pour ce type de construction. Il convient alors de déterminer des classes d’endommagement susceptibles d’être employées dans le cas des structures à ossature en bois.

Peu d’études ont porté sur la fiabilité des composants ou assemblages des structures à ossature bois (Rosowsky, 2013). Dans le cas particulier des MOB, des développements ont été initiés par Filiatrault *et al.* (1990), Ceccotti & Foschi (1999), Foliente *et al.* (2000), Faye *et al.* (2013). Ces études ont soulevé un certain nombre de questions telles que le choix de la philosophie de dimensionnement, le traitement des incertitudes et l’identification d’états limites appropriés pour les structures à ossature bois.

Dans le cadre du projet CUREE-Caltech WoodFrame (CUREE, 2002) Rosowsky (2002) a développé des courbes de fragilité et de performance pour les MOB en se basant sur une base de données de 20 séismes (on trouvera les informations relatives à la base de données dans Krawinkler *et al.* (2000)). Trois configurations de murs avec panneau OSB/3 de 9,5 mm d’épaisseur ont été testées (figure II-12) pour lesquels les dimensions extérieures sont de 2,44 m x 2,44 m :

- 2 panneaux verticaux (configuration 1) ;
- 2 panneaux horizontaux (configuration 2) ;
- 3 panneaux : 2 panneaux sur la moitié supérieure et un panneau sur la partie inférieure (configuration 3).

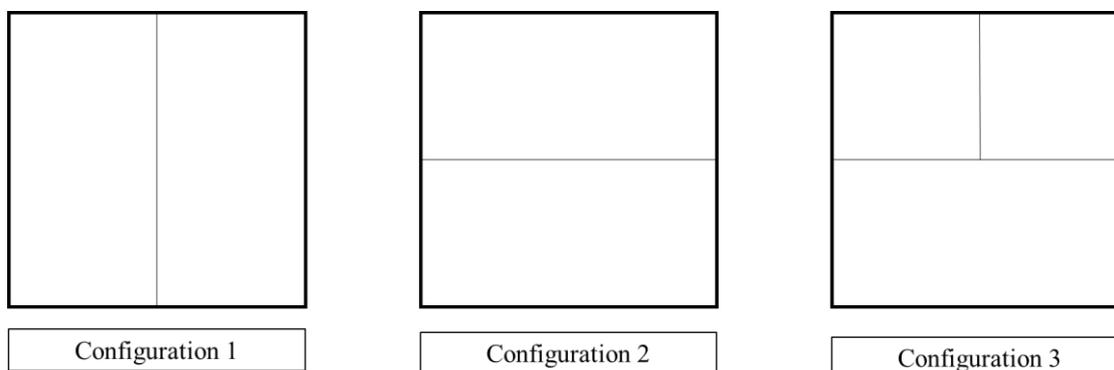


Figure II-12 : Configuration des éléments de MOB retenus pour l'étude de Rosowsky (2002)

Pour l'établissement des courbes de fragilité et de performance, Rosowsky (2002) s'est basé sur les états limites exprimés en tant que glissements limites donnés par le FEMA 273 (1997). Les valeurs de déplacement ont été données en pourcentage de la hauteur de la structure considérée. Ces valeurs ont été reprises de la partie concernant les structures aciers (Rosowsky & Ellingwood, 1992), (Liang *et al.*, 2011), tandis que les classes d'endommagement, délimitées par les états limites, ont été déterminées par essais monotones et cycliques (Murphy, 1988).

Les mêmes classes d'endommagement ont été reprises dans une étude de Van de Lindt & Walz (2003) afin de qualifier le niveau de fiabilité des murs à ossature en bois pour différents sites aux Etats-Unis. En plus des 3 niveaux donnés par le FEMA 273 (1997), ils ont proposé un quatrième niveau portant le déplacement maximal autorisé à 4% de la hauteur inter-étage. Ce nouveau seuil n'a pas été associé à des endommagements observables. Il conclut qu'un tel niveau de déplacement ne peut être utilisé pour le dimensionnement d'une structure sans étude plus poussée.

Les niveaux d'état limite donnés par le FEMA 273 ont également été repris par certaines études portant sur le comportement probabiliste et fiabiliste des structures à ossature bois. On cite parmi celles-ci Deierlein & Kanvide (2003), Ellingwood *et al.* (2004), Kim & Rosowsky (2005), Wang & Foliente (2006), Liang (2007). Les structures considérées sont des éléments de MOB de configurations dites conventionnelles :

- dimensions extérieures : 2,4 m x 2,4 m ;
- panneau OSB ou contreplaqué d'épaisseur 9, 12 et 16 mm ;
- assemblage panneau / ossature : pointes ;
- un montant intermédiaire.

Suite à ces études et au dépouillement des résultats d'essais sur des structures à l'échelle 1:1 provenant du projet CUREE-Caltech WoodFrame (CUREE, 2002), Van de Lindt (2005) a présenté une étude sur le développement d'un modèle fiabiliste basé sur l'endommagement. Il s'agissait principalement de donner une méthodologie de travail. Sa prise en compte de l'indice d'endommagement de Park-Ang (1985) a été reprise plus formellement par Liang *et al.* (2011).

Ces derniers ont constaté que le déplacement en tête de structure seul peut ne pas être un indicateur fiable et précis pour l'évaluation de la performance des structures à ossature bois. Un critère basé sur l'endommagement de la structure a semblé plus approprié car il a permis de prendre en compte les déformations maximales et la dissipation d'énergie. L'utilisation de l'indice d'endommagement de Park-Ang (1985) développé initialement pour les structures en béton armé et en acier a été effectuée. Cet indice définit l'endommagement structurel comme une fonction du maximum de la réponse dynamique et de l'énergie hystérétique dissipée durant le séisme, s'exprime comme suit :

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad (\text{II-16})$$

où :

- δ_m représente la déformation maximum obtenue durant le séisme ;
- δ_u représente la déformation ultime obtenue par essais monotones ;
- Q_y représente l'effort au palier de calcul ;
- dE représente l'incrément d'énergie hystérétique dissipée ;
- β est un paramètre non-négatif à calibrer suivant la structure.

Les différentes valeurs de D correspondent à différents niveaux d'endommagement et on considère la structure totalement endommagée lorsque $D \geq 1,0$. Les paramètres δ_m et $\int dE$ de l'équation (II-16) sont dépendants de l'historique de chargement et peuvent être obtenus par analyse temporelle dynamique. Les valeurs de δ_u et Q_y peuvent être obtenues par essais monotones ou analyses par courbes de poussée progressive. Enfin, le paramètre β doit être calibré pour chaque composant structurel.

Afin de calibrer le modèle d'endommagement, Liang *et al.* (2011) se sont basés sur les données d'un essai dynamique réalisé sur une maison en rez-de-chaussée par le CSIRO (Paevere, 2002), la modélisation l'accompagnant ainsi qu'une campagne d'essais réalisée sur 16 murs à ossature en bois de différentes configurations. Par comparaison entre les valeurs de l'indice d'endommagement et le faciès des dommages observés, cinq classes d'endommagement ont été établies.

Les auteurs ont conclu que l'indice d'endommagement peut être un très bon indicateur à condition de le calibrer ce qui nécessite un approfondissement de l'étude menée. La définition ainsi donnée de l'endommagement permet d'évaluer à la fois le risque d'effondrement et les coûts de réparation.

Plus récemment, Pei *et al.* (2013) ont conduit une série d'essais monotones sur des murs à ossature bois conventionnels afin d'identifier le niveau de glissement conduisant à l'apparition de l'effet $P - \Delta$. Cette étude part de la constatation que sous un chargement sismique sévère, l'effondrement des bâtiments à ossature en bois est causé par un déplacement inter-étage excessif conduisant à la défaillance des éléments de MOB par apparition de l'effet $P - \Delta$. Ils montrent que dans le cas de murs à ossature en bois contreventés il est raisonnable de considérer un déplacement ultime correspondant à 7% de la hauteur de la structure. Dans le cas de murs non-contreventés, un glissement limite fixé à 3% de la hauteur est considéré comme conservatif et permet de prévenir toute défaillance. Les auteurs précisent cependant que leur étude comporte quelques limitations :

- l'effet d'un chargement cyclique (statique ou dynamique) n'est pas pris en compte ;
- les conditions aux limites ne correspondent pas à ce qui se fait sur les chantiers ;
- les éléments de parement ne sont pas inclus.

En résumé, l'ensemble des études détaillées dans ce paragraphe ont eu pour but de préciser des classes d'endommagement caractérisées par des états limites. L'Eurocode 8 ne donnant que très peu

d'indications concernant ces états limites, il devient nécessaire de les préciser lorsque l'on se place dans le cadre d'un dimensionnement basé sur la performance de la structure.

II.2.5 Spectres de réponse inélastiques et coefficient de réduction

Avec l'introduction du dimensionnement basé sur la performance d'une structure, la représentation des mouvements de sol et la prise en compte du comportement non-linéaire d'une structure nécessitent une attention particulière.

Le comportement inélastique de la structure permet d'absorber une partie de l'énergie induite par le séisme, ce qui peut se traduire par une réduction de la sollicitation sismique. Partant de cette constatation, Newmark & Hall (1969) ont introduit la notion de spectre inélastique construit à partir du spectre de réponse élastique réduit par un coefficient dépendant de l'incursion dans le domaine plastique de la structure durant le séisme, R_μ . Les spectres de dimensionnement construits à partir du coefficient R_μ sont appelés des spectres de réponse inélastique à ductilité constante.

Les spectres de réponse inélastique dépendent non seulement des caractéristiques des séismes mais également des propriétés non-linéaires des systèmes structuraux (amortissement, dégradation de la raideur (Borzi & Elnashai, 1999). La réduction du spectre de réponse élastique par le coefficient de réduction, R_μ , reste la voie la plus simple pour tenir compte des propriétés non-linéaires des structures (Elnashai & Di Sarno, 2008). C'est également de cette manière que les codes de construction évaluent les efforts de cisaillement induits par le séisme à la base de la structure. L'analyse dynamique non-linéaire reste cependant la méthode de référence (Elghadamsi & Mohraz, 1987), (Vidic *et al.*, 1994), (Frigiacomo *et al.*, 2006).

Il est défini comme le rapport entre l'accélération spectrale élastique, $Sa_{él}$ et l'accélération spectrale inélastique, $Sa_{inél}$, pour une période fondamentale, T , et une ductilité, μ_i , données :

$$R_\mu = \frac{Sa_{él}(T,1)}{Sa_{inél}(T,\mu_i)} \quad \text{(II-17)}$$

Il exprime donc le rapport entre la demande en effort élastique et la demande en effort inélastique induit par le séisme pour une ductilité constante, μ , et une période fondamentale.

Depuis le milieu des années 80, il a été établi que le coefficient R proposé par les codes de construction Américain peut être divisé en 3 parties (Borzi & Elnashai, 1999) :

$$R = R_s R_\mu R_R \quad \text{(II-18)}$$

Où R_s est un facteur d'effort, R_μ est fonction de la ductilité et R_R est un facteur de redondance introduit pour tenir compte du nombre et de la distribution des rotules plastiques. Intéressons-nous plus particulièrement au facteur de ductilité, R_μ . Il dépend d'un niveau de ductilité spécifique mais également du séisme considéré. Il est souvent assimilé au coefficient de comportement, R (Fajfar, 2000) et est parfois appelé coefficient de réduction d'effort (Miranda & Bertero, 1994). Il a fait l'objet de nombreuses recherches et nous allons donner ci-dessous les formes les plus classiques ainsi que les méthodes utilisées pour l'établir.

II.2.5.1 Selon Newmark & Hall

Lors de l'étude du comportement d'un système SDOF sous sollicitation dynamique les deux auteurs ont fait les constatations suivantes :

- dans le cas de périodes fondamentales longues, les systèmes élastiques et ductiles possédant la même raideur initiale atteignent quasiment le même déplacement ;
- dans le cas de périodes fondamentales courtes, la ductilité est plus grande que le coefficient de comportement et une approche énergétique doit être utilisée pour le calcul du coefficient de comportement.

Ces constatations ont mené à établir la règle des déplacements égaux dans le cas de structures à période fondamentale longue et la règle de l'égalité des énergies dans le cas de structures à courte période fondamentale. Newmark & Hall (1982) ont donc proposé l'expression suivante (figure II-13) :

$$R_{\mu} = \begin{cases} R_{\mu} = 1 & \text{si } T < 0,03s \\ \sqrt{2\mu - 1} & \text{si } 0,12s < T < 0,5s \\ R_{\mu} = \mu & \text{si } T > 1s \end{cases} \quad \text{(II-19)}$$

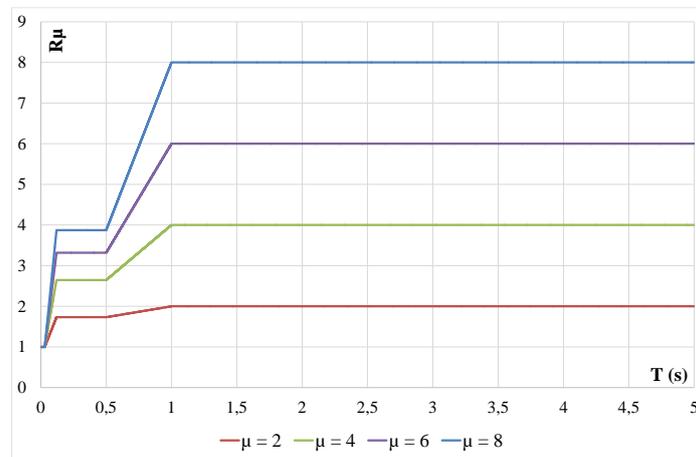


Figure II-13 : Représentation du coefficient de réduction en fonction de la période selon Newmark & Hall (1982)

Il s'agit ici d'une expression simplifiée et confirmée par de nombreuses études (Uang, 1991), (Whittaker *et al.*, 1999). On notera que les seuils de 0,03 ; 0,5 et 1 seconde sont spécifiques aux séismes nord-américains.

II.2.5.2 Selon Riddel, Hidalgo et Cruz

La construction de cette expression (Riddel *et al.*, 1989) a été basée sur des spectres inélastiques construits à partir de 4 ensembles d'enregistrement de séismes et des systèmes SDOF dont la loi de comportement a été de type élasto-plastique (5% d'amortissement). Une expression simple basée sur la moyenne des coefficients de comportement et non pas sur la moyenne des spectres élastiques et inélastiques a été proposée (figure II-14) :

$$R_{\mu} = \begin{cases} R_{\mu} = 1 + \frac{R^* - 1}{T^*} \cdot T & \text{si } 0 \leq T \leq T^* \\ R^* & \text{si } T \geq T^* \end{cases} \quad \text{(II-20)}$$

où la valeur de T^* varie entre 0,1 et 0,4 secondes pour des rapports de ductilité compris entre 2 et 10 et la valeur de R^* est supposée être égale à μ pour $2 \leq \mu \leq 5$ ou plus petite que μ pour $5 \leq \mu \leq 10$.

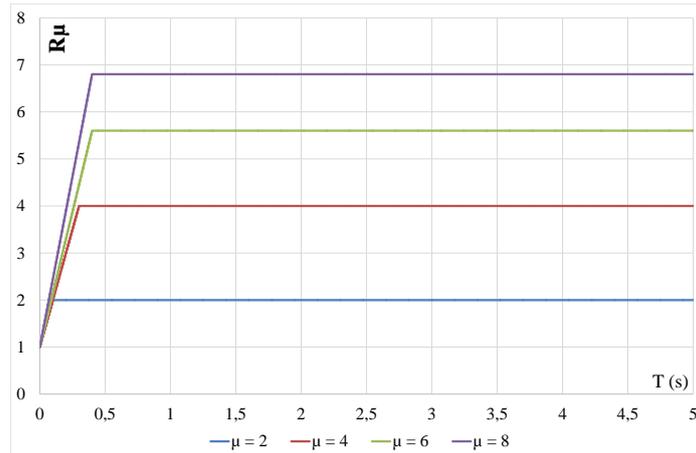


Figure II-14 : Représentation du coefficient de réduction en fonction de la période selon Riddel et al. (1989)

II.2.5.3 Selon Nassar & Krawinkler

Cette expression du coefficient de réduction a été établie à partir d'une analyse statistique de 15 séismes américains avec des magnitudes comprises entre 5,7 et 7,7. Les enregistrements ont été obtenus sur des sites d'alluvions et de rochers mais l'influence des conditions de sols n'a pas été étudiée. L'influence de l'écroûssage et du niveau de plastification ont été prises en compte et un amortissement de 5% a été considéré. Ce qui nous donne la relation suivante (figure II-15) :

$$R_{\mu} = [c \cdot (\mu - 1) + 1]^{1/c} \quad \text{(II-21)}$$

avec :

$$c(T, \alpha) = \frac{T^a}{1+T^a} + \frac{b}{T} \quad \text{(II-22)}$$

où α est le coefficient d'écroûssage employé dans le modèle hystérétique et a et b sont des constantes de régressions ($\alpha \in [0 ; 10\%]$, $a \in [0,8 ; 1]$ et $b \in [0,3 ; 0,42]$).

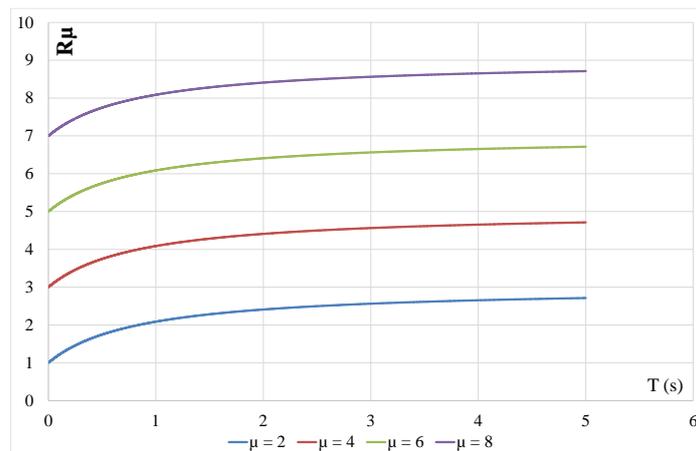


Figure II-15 : Représentation du coefficient de comportement en fonction de la période selon Nassar & Krawinkler (1991)

II.2.5.4 Selon Miranda

L'équation du coefficient de comportement développée par Miranda (1993) a été obtenue à partir d'une base de données de 124 enregistrements de séismes. Il s'agissait de la première proposition s'appuyant sur une aussi large base de données permettant ainsi d'étudier l'influence des conditions de sol ainsi que la variabilité inhérente aux mouvements de sol. L'influence de la magnitude et de la distance à l'épicentre a également été étudiée. Un comportement hystérétique bilinéaire a été supposé pour le système SDOF ainsi qu'un amortissement de 5%. Les spectres inélastiques ont été construits pour des demandes en ductilités allant de 2 à 6. Il a finalement été conclu que les conditions de sol ont une influence non négligeable tandis que la magnitude et la distance à l'épicentre ne semble en avoir aucune.

L'expression proposée est donnée par (figure ii-16) :

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \quad (\text{II-23})$$

où ϕ est fonction de la période, de la demande en ductilité et des conditions de sol.

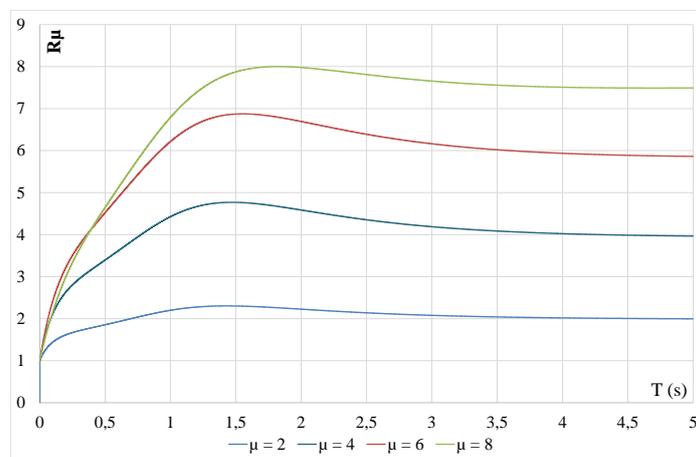


Figure II-16 : Représentation du coefficient de réduction en fonction de la période proposée par Miranda (1993)

II.2.5.5 Selon Vidic et al.

Cette expression est basée sur la moyenne des coefficients de comportement déterminés pour 20 mouvements de sol enregistrés au Etats-Unis et au Monténégro (Yougoslavie). Pour réaliser cette étude, les auteurs ont utilisé un système SDOF auquel deux modèles de loi de comportement ont été associés :

- un modèle de loi de comportement bilinéaire, modèle élasto-plastique parfait (EPP) ;
- un modèle bilinéaire considérant une dégradation de la raideur (Q-model).

Dans les deux cas, l'amortissement visqueux a été pris proportionnel à la masse et à la raideur instantanée du système. Dans le domaine des périodes fondamentales courtes, le coefficient de comportement croît linéairement de 1 jusqu'à une valeur proche de la valeur de ductilité. Sur le domaine restant, le coefficient est constant. Nous avons donc (figure II-17) :

$$R_{\mu} = \begin{cases} c_1 \cdot (\mu - 1)^{c_R} \frac{T}{T_0} + 1 & \text{si } T < T_0 \\ c_1 \cdot (\mu - 1)^{c_R} + 1 & \text{si } T \geq T_0 \end{cases} \quad (\text{II-24})$$

où T_0 est fonction de la période propre prédominante du mouvement de sol, T_1 , et est donnée par :

$$T_0 = c_2 \mu^{c_T} T_1 \quad (\text{II-25})$$

Les coefficients donnés dans les équations (II-24) et (II-25) dépendent du comportement hystérétique du système ainsi que de l'amortissement. Notons qu'un écrouissage de 10% a été considéré pour le modèle de loi de comportement Q-model.

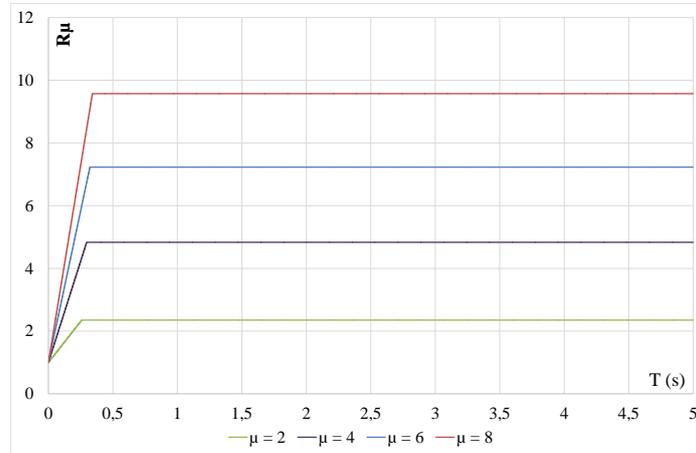


Figure II-17 : Représentation du coefficient de comportement en fonction de la période selon Vidic *et al.* (1994)

II.2.5.6 Selon Ordaz et Pérez-Rocha

Comparativement aux expressions précédentes, les auteurs (Ordaz & Pérez-Rocha, 1998) ont proposé de s'affranchir de la période fondamentale de la structure dans l'expression du coefficient de comportement. Elle n'intervient donc pas explicitement. Pour cela, les spectres de réponses élastiques et inélastiques sont construits à partir d'une base de données composée de 445 accélérogrammes (Magnitude allant de 5,2 à 8,1) classés par conditions de sol (ferme ou mou). Un modèle SDOF avec une loi de type EPP a été une nouvelle fois employé, les taux d'amortissement visqueux ont été fixés à 2%, 5% et 10%. Après une analyse statistique sur l'ensemble de la base de données, l'expression suivante a été retenue :

$$R_\mu = 1 + \left(\frac{D(T)}{D_{max}} \right)^{\beta(\mu)} \cdot (\mu - 1) \quad (\text{II-26})$$

avec :

$$\beta(\mu) = 0,338 \cdot (\mu - 1)^{0,173} \quad (\text{II-27})$$

où :

- D(T) représente le déplacement spectral à la période propre de la structure ;
- le PGD représente le pic de déplacement maximum du sol du signal considéré.

Les auteurs ont montré finalement que l'expression proposée est plus générale que les relations existantes et tout aussi précise.

II.2.5.7 Selon Borzi et Elnashai

Les auteurs de cette étude sont partis de la constatation que les bases de données sur lesquelles les propositions précédemment citées sont construites restent très faibles (ce qui n'est pas tout à fait vrai pour l'expression de Ordaz et Perez-Rocha - §II.2.5.6). Les modèles de loi de comportement

sélectionnés sont également très simples n'intégrant pas les phénomènes d'adoucissement ou de dégradation d'effort. Ainsi Borzi et Elnashai (2000) ont utilisé une très large base de données, 400 séismes (Bommer *et al.*, 1998), et deux modèles de loi de comportement :

- un modèle EPP ;
- un modèle hystérétique écrouissant – adoucissant (modèle HHS, Ozcebe et Saatcioglu (1989)).

La base de données a permis aux auteurs d'étudier l'influence de la magnitude, de la distance à l'épicentre et des conditions de sol à travers le modèle EPP. Chacun de ces paramètres semble avoir une influence non négligeable sur les spectres de réponse élastique et inélastique. Le coefficient de comportement étant le rapport entre ces deux spectres, les paramètres d'influence se simplifient au moment du calcul du coefficient de comportement. Il est alors proposé (figure II-18) :

$$R_{\mu} = \begin{cases} (q_1 - 1) \frac{T}{T_1} + 1 & \text{si } T \leq T_1 \\ q_1 + (q_2 - q_1) \frac{(T - T_1)}{T_2 - T_1} & \text{si } T_1 < T \leq T_2 \\ q_2 & \text{si } T > T_2 \end{cases} \quad \text{(II-28)}$$

On se reportera à l'étude de Borzi et Elnashai (2000) pour les valeurs des paramètres des équations précédentes.

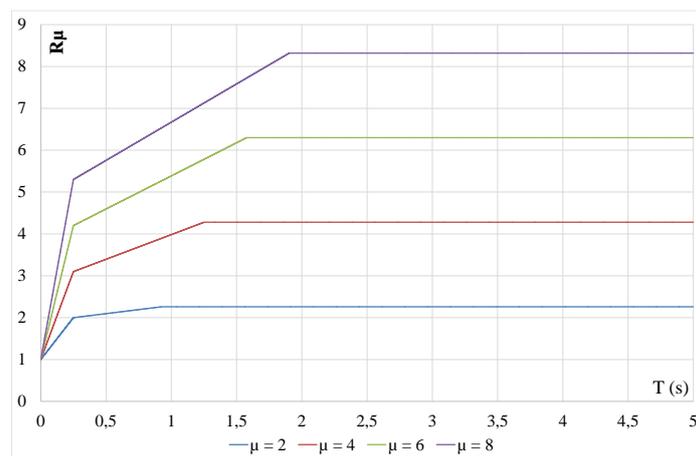


Figure II-18 : Représentation du coefficient de comportement en fonction de la période selon Borzi et Elnashai (2000)

II.2.5.8 Comparaison des expressions du coefficient de réduction, R_{μ}

La figure II-19 présente une comparaison de l'ensemble des coefficients de comportement selon les formulations données pour une demande en ductilité de $\mu = 2, 4, 6$ et 8 .

On peut observer que les différences principales entre les expressions sont concentrées sur l'intervalle $[0 ; 1]$ s. La proposition de Miranda (1993) semble être la moins conservatrice tandis que la proposition de Newmark et Hall (1982) et de Riddel *et al.* (1989) semblent se placer du côté de la sécurité. On notera une dispersion croissante entre les propositions en fonction de l'augmentation de la demande en ductilité. Celle-ci peut s'expliquer en partie par le nombre d'accélérogrammes utilisés par les auteurs, par l'intégration ou non des conditions de sol, et les modèles de loi de comportement appliqués pour représenter la structure. Les conditions de sol jouent un rôle prépondérant selon la période propre de la structure notamment pour les sols très meubles. Pour les systèmes de période propre élevée ($T \rightarrow \infty$), les formulations tendent vers une valeur constante. En effet, le déplacement maximum relatif de la structure tend vers le déplacement maximum du sol. Ainsi, pour tout mouvement de sol, la demande en

effort inélastique est égale à la demande en effort élastique divisé par la demande en ductilité. Le coefficient de réduction doit donc satisfaire :

$$R_{\mu} = R_{\mu}(T \rightarrow \infty, \mu_i) = \mu_i \quad (\text{II-29})$$

Seules les propositions de Newmark & Hall (1982), de Nassar & Krawinkler (1991) et de Borzi & Elnashai (2000) satisfont la relation (II-30). Dans une moindre mesure, nous pouvons inclure la proposition de Miranda (1993).

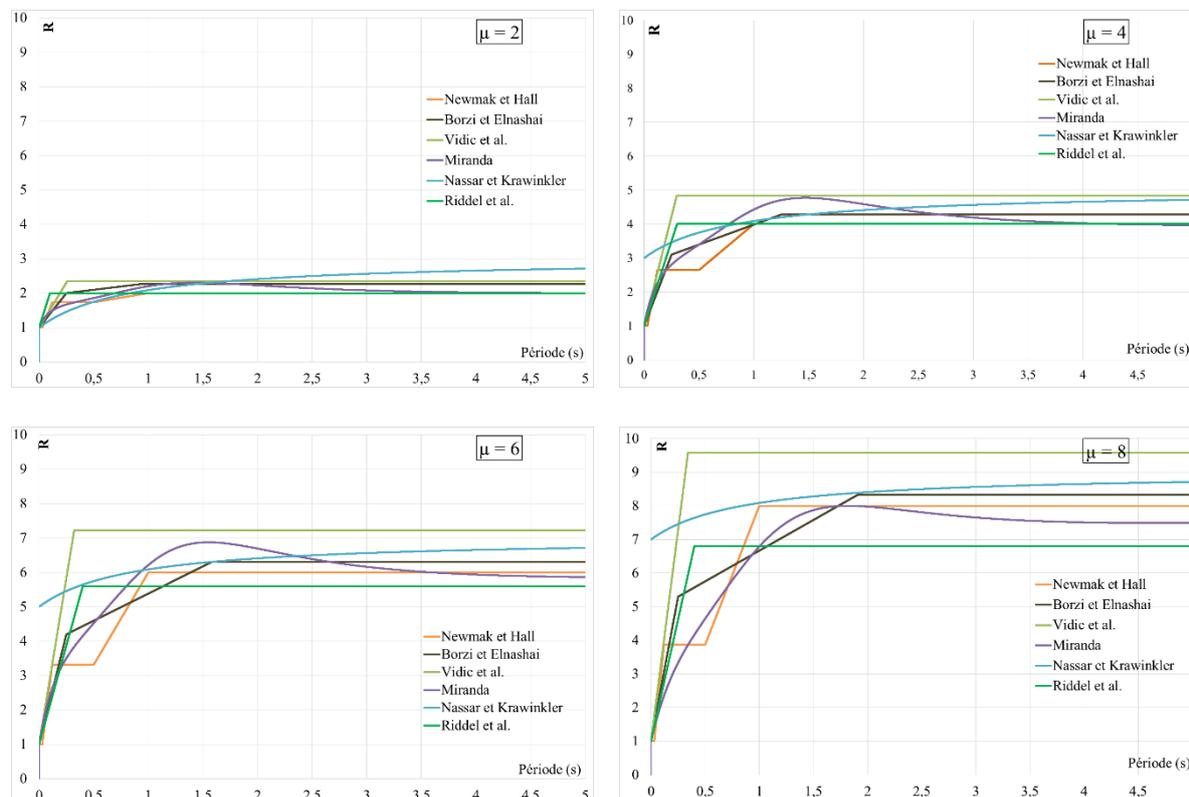


Figure II-19 : Comparaison des expressions du coefficient de réduction pour des valeurs de ductilité, μ , de 2, 4, 6 et 8

II.2.5.9 Approche Eurocode 8

Afin d'éviter d'effectuer une analyse non-linéaire explicite, l'Eurocode 8 propose de réaliser une analyse élastique fondée sur un spectre de réponse réduit par rapport au spectre de réponse élastique en introduisant un coefficient dit de comportement, noté q . Celui-ci permet de prendre en compte la capacité de la structure à dissiper de l'énergie lorsque son comportement inélastique est atteint. L'alinéa (3)P du paragraphe §3.2.2.5 de l'Eurocode 8 fixe la définition de ce coefficient sans toutefois préciser de méthodologie de calcul. A partir de cette définition, Ceccotti & Sandhaas (2010) proposent l'expression :

$$q = \frac{PGA_{ne}}{PGA_{design,q=1}} \quad (\text{II-30})$$

Le coefficient de comportement q correspond au rapport entre l'accélération maximale du séisme conduisant la structure à la limite de non-effondrement (PGA_{ne}) et l'accélération maximale de dimensionnement lorsque $q = 1$ ($PGA_{design,q=1}$) (Faye *et al.*, 2013). Le terme PGA_{ne} peut se faire par voie d'essais dynamiques sur la structure réelle ou par modélisation non-linéaire de la structure.

Des études ont été réalisées (Schädle & Blass, 2010) (Faye & Hameury, 2010) afin de montrer que l'affectation d'une valeur du coefficient de comportement en se basant sur des classes de ductilité déterminées à l'échelle de l'assemblage n'est pas vraiment adaptée et qu'il est impératif de standardiser la détermination du coefficient de comportement dans le cas des structures bois. C'est dans ce but que Ceccotti et Sandhaas (2010) ont proposé cette méthode de détermination du coefficient de comportement pour les structures à ossature bois.

Notons qu'actuellement les valeurs du coefficient de comportement pour les structures à ossature bois sont limitées à 3 en France (Eurocode 8, §8.3). De plus, les valeurs du coefficient de comportement sont données pour un nombre limité de systèmes constructifs.

II.3 Synthèse

Ce chapitre a permis de relever un certain nombre d'interrogations lors de l'application des méthodes de dimensionnement parasismique aux structures à ossature bois.

Nous avons, notamment, montré la difficulté de déterminer analytiquement la période fondamentale des structures à ossature en bois. Ceci est dû pour partie au manque d'une définition de la raideur de telles structures. En effet, à ce jour, contrairement aux structures acier ou béton, l'estimation de la raideur d'un élément de MOB reste un problème récurrent et peut être imputé aux nombreux phénomènes à prendre en compte. Par la suite, il conviendra d'examiner les approches proposées par la littérature afin de discriminer les méthodes d'établissement de la raideur sur la base de résultats d'essais statiques et dynamiques.

Deux critères de ruine de la structure ont également été définis. Le premier s'appuie sur la définition donnée par l'Eurocode 8 et sur un protocole d'essai donné par la norme NF EN 12512. La norme NF EN 12512 s'applique à l'échelle de l'assemblage panneau-ossature que l'on considère être la principale source de dissipation d'énergie lors d'une sollicitation dynamique. La détermination de ce critère de ruine, effectuée à partir du comportement cyclique à l'échelle de l'assemblage, permet de classer le comportement de la structure en fonction d'une classe de ductilité. Cependant, force est de constater que les essais cycliques à l'échelle de l'assemblage ne sont nécessairement pas représentatifs du comportement global de la structure. L'application d'un tel protocole à l'échelle de l'élément de MOB semblerait donc plus appropriée. Se pose alors la question d'établir un lien avec les classes de ductilité ? et de savoir si la qualification des propriétés des zones dissipatives à faible vitesse permet un classement adéquat de la structure ? De plus, aucun lien entre ductilité locale (assemblages) et ductilité globale (structures) n'est proposé par l'Eurocode 8. Il est donc nécessaire de mettre en place un protocole d'essai permettant d'approcher au mieux les effets d'inertie présents lors d'une sollicitation dynamique et, dans ce cas, seuls les essais dynamiques sur table vibrante à l'échelle de la structure sont pertinents.

Le second critère de ruine s'appuie sur la définition donnée par l'ASTM E2126. Il a été noté que celui-ci est communément admis par la communauté du génie parasismique.

Dans un deuxième temps, nous avons introduit les méthodes de dimensionnement basées sur la performance sismique de la structure. Plusieurs limites d'endommagement et de performance ont été considérées à partir d'une étude bibliographique. Elles définissent alors un dimensionnement multi-niveaux. Ces limites ont été principalement exprimées par des limites sur la demande en ductilité et, donc, du déplacement au toit de la structure. Dans le cadre réglementaire européen et dévolu aux structures à ossature en bois, nous avons vu qu'aucune définition n'est donnée malgré une tendance à introduire ce type de dimensionnement au sein de l'Eurocode 8. Il convient donc de s'intéresser par la suite à la définition d'états limites réalistes et applicables par les professionnels. Ceci devra alors passer

par une qualification expérimentale des structures à ossature en bois afin de détecter les différents niveaux d'endommagement inhérents à un chargement dynamique.

Les approches les plus communément admises pour l'évaluation des niveaux de performance consistent en méthode d'ASNL ou méthodes capacitives qui couplent une analyse par courbe de poussée progressive d'un système MDOF à une analyse par spectre de réponse d'un modèle SDOF équivalent. La notion de spectre de réponse inélastique et de coefficient de réduction a donc été introduite. En dernière partie, la définition du coefficient de comportement, q , de l'Eurocode 8 a été reprise.

Il a été montré que les spectres de réponses inélastiques dépendent non seulement des caractéristiques des séismes mais aussi des propriétés non-linéaires des systèmes structuraux. Leur construction passe par la définition d'un coefficient de réduction tenant compte de la réserve de ductilité ainsi que des effets d'autres mécanismes comme l'amortissement ou la dégradation de raideur au sein de la structure.

Concernant la définition du coefficient de comportement donnée par l'Eurocode 8, assimilable à un coefficient de réduction, il a été constaté la difficulté de déterminer la valeur à assigner à une structure en s'appuyant sur des essais à l'échelle de l'assemblage. A ce jour, seul un nombre limité de systèmes constructifs s'est vu assigner une valeur du coefficient de comportement au sein de l'Eurocode 8. Par la suite cette définition donnée sera reprise et nous discuterons de la possibilité d'assigner une valeur du coefficient de comportement aux MOB avec diaphragme agrafé en OSB/3 de 12 mm d'épaisseur.

Finalement, chacune des interrogations résumées précédemment nécessitent une caractérisation expérimentale du système étudié. Ainsi, le chapitre suivant s'évertuera à examiner les différentes voies possibles de qualification des MOB avec diaphragme agrafé puis trois campagnes d'essais seront introduites. Les résultats serviront de support afin d'apporter les réponses nécessaires à la mise en place d'un dimensionnement basé sur la performance de la structure.

Chapitre III

Caractérisation statique et dynamique des assemblages agrafés et des éléments de mur à ossature en bois

Le cadre global de notre étude a pu être mis en place au travers du chapitre précédent (Figure III-1). Ce nouveau chapitre proposera alors d'établir le point de départ de l'analyse du comportement parasismique des MOB (encadré 1 – figure III-1).

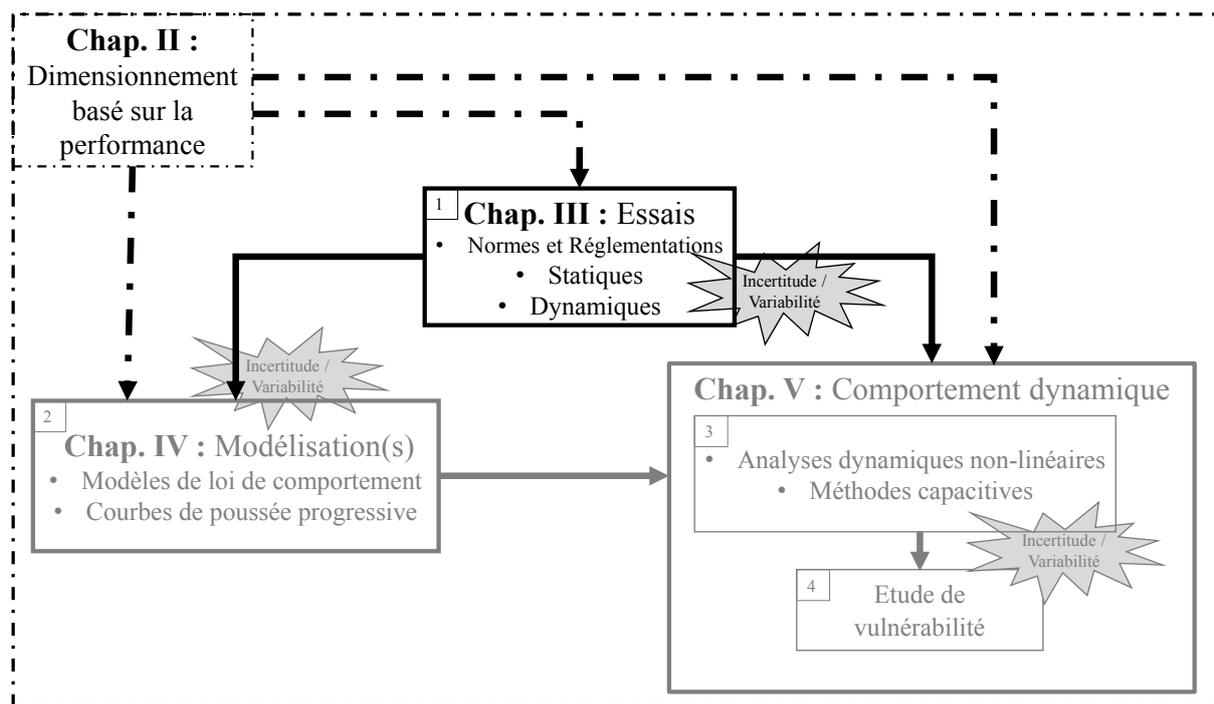


Figure III-1 : Représentation schématique des travaux de thèse

A travers une première partie concernant une revue bibliographique, nous montrerons que, jusqu'à très récemment, les qualifications expérimentales des MOB se sont focalisées sur le comportement des assemblages pointés, aussi bien à l'échelle de la structure qu'à l'échelle de l'assemblage. Ainsi, peu d'études ont été menées sur le comportement des assemblages agrafés.

Un aspect important de la caractérisation du comportement des MOB concerne également l'influence des conditions d'essai. Afin de clarifier ce point, nous procédons dans une seconde partie à une revue bibliographique des effets du chargement vertical sur la résistance latérale (§III.2).

L'éclairage apporté par ces deux premières parties nous conduira à réaliser des campagnes d'essais supplémentaires dans le cadre du projet SISBOIS. Celles-ci seront au nombre de trois (§III.3 et §III.4) :

- des essais statiques (monotones et cycliques) à l'échelle de l'assemblage pointé et agrafé pour lesquels une éprouvette a été développée ;
- des essais statiques (monotones et cycliques) à l'échelle de l'élément de mur avec diaphragmes agrafés s'appuyant sur la réglementation en vigueur et des protocoles d'essai recommandés ;
- des essais dynamiques sur table vibrante à l'échelle de l'élément de mur avec diaphragmes agrafés pour lesquels un protocole de sélection d'accélérogrammes a dû être élaboré.

Ces campagnes d'essais ont un triple intérêt :

- étudier le comportement dynamique des MOB afin d'identifier aux mieux les paramètres les plus pertinents dans l'établissement de lois de comportement du système ;
- établir un point de comparaison pour la validation des modélisations du comportement macro des MOB (encadré 2 – figure III-1) ;
- établir un point de comparaison pour l'évaluation du comportement dynamique des MOB (encadré 3 – figure III-1).

III.1 Caractérisation expérimentale – Revue bibliographique

Dans le but de caractériser les lois de comportement des MOB un grand nombre d'essais différents peut être mené, on distinguera notamment :

- les essais monotones servant à la détermination des valeurs d'incrément de déplacement pour les essais cycliques ;
- les essais cycliques consistant à déterminer les propriétés de ductilité, de diminution de résistance et d'amortissement ;
- les essais dynamiques fournissant une valeur moyenne des grandeurs d'intérêt pour le dimensionnement au séisme.

Chacun de ces points sera abordé dans la suite fournissant alors le cadre réglementaire, lorsqu'il existe, pour la réalisation des essais ainsi que les différents protocoles d'essais communément usités. Nous montrerons notamment la diversité de ces protocoles et des informations qu'il est possible d'en tirer. Ceci nous conduira, dans les parties suivantes, à mettre en place une stratégie d'évaluation du comportement statique et dynamique des éléments de MOB.

III.1.1 Les essais monotones

Dans le cadre du génie civil, ce type d'essai peut être assimilé à un essai de poussée progressive. La structure est ancrée au marbre de la machine d'essai, puis, est soumise à une sollicitation latérale jusqu'à atteindre la ruine. L'essai est généralement réalisé sous un chargement horizontal modélisant la descente de charge. Ces essais peuvent être réalisés à l'échelle de l'assemblage (Kosetov Misulic *et al.* (2006), Tomasi & Sartori (2013), Germano *et al.* (2015), Verdret *et al.* (2015)) ou à l'échelle de la structure complète (Kozem Silih et Premrov (2010), Dujic et Zarnic (2007), Cassagrande *et al.* (2015)).

Le chargement monotone est imposé en déplacement en tête et dans le plan du mur (figure III-2).

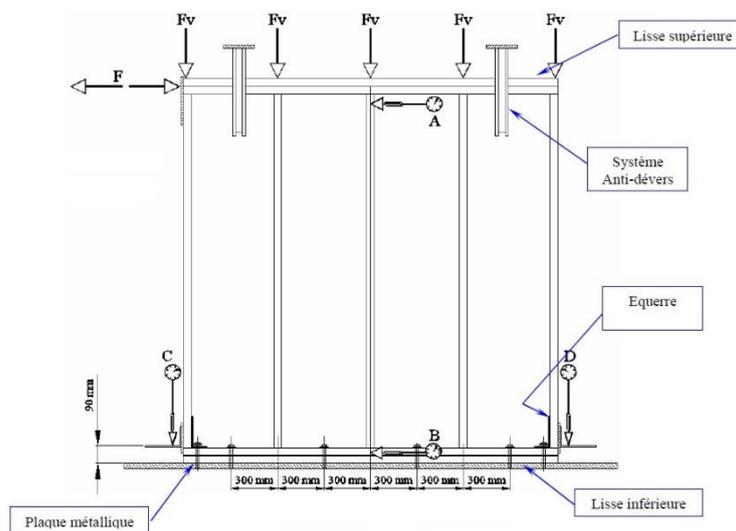


Figure III-2 : Exemple de conditions aux limites d'un essai statique réalisé sur MOB

A l'échelle Européenne, ce type d'essai est encadré par la norme NF EN 26891 (1991) s'il s'agit d'un assemblage et par la norme NF EN 594 (2011) s'il s'agit d'une structure ou d'un élément de structure. A l'échelle internationale ce sont les normes ISO 16670 (2003), ISO 6891 (1983) et ISO 21581 (2010) s'il s'agit d'assemblages ou de structures. On précise que la norme ASTM E564 (2006) est une norme

américaine équivalente à la norme ISO 16670 et que la norme NF EN 26891 est équivalente à la norme ISO 6891. Le tableau III-1 résume le cadre d'application des normes d'essais monotones présentées.

Les normes ISO 26891 (à l'échelle de l'assemblage) et ISO 21581 (à l'échelle de l'élément de mur) proposent de réaliser l'essai monotone en trois temps (figure III-3) :

- un premier chargement monotone jusqu'à $0,4F_{\max}$ en maintenant ce palier 30 secondes;
- un second chargement monotone composé d'un déchargement jusqu'à $0,1F_{\max}$ avec une nouvelle interruption de 30 secondes ;
- un troisième chargement monotone jusqu'à rupture de l'éprouvette.

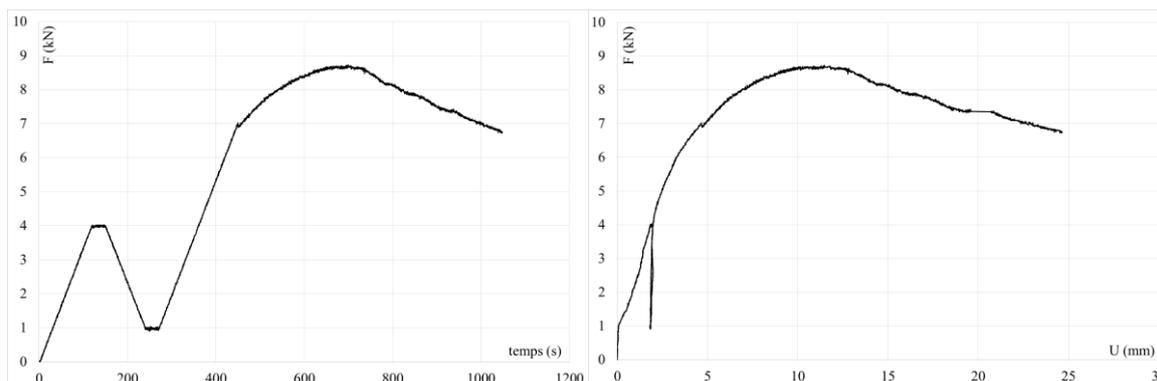


Figure III-3 : a) Chargement d'un essai monotone sur assemblage, b) essai en terme de courbe force – déplacement

Les essais monotones servent à la détermination des valeurs d'incrément de déplacement pour les essais cycliques. Selon les normes employées, les incréments sont fonction soit du déplacement au seuil de plastification, U_y , soit du déplacement ultime, $U_{u,80}$ (équation II-14). Le déplacement U_y n'est pas facilement identifiable sur les courbes d'essais monotones en faisant ainsi une forte source d'incertitude dans l'évaluation du comportement des structures à ossature en bois. A partir des courbes d'essais monotones ou cycliques, la détermination de ce point peut se faire suivant les différentes méthodes proposées :

- **la méthode de Karacabeyli et Ceccotti (K&C) (1996)** : il est défini comme étant le déplacement correspondant à 50% de l'effort maximum atteint (figure III-4(a)) ;
- **la méthode de la norme NF EN 12512 (2002)** : le déplacement au seuil de plastification est déterminé suivant la méthode dite de la tangente. Une première droite représentant la raideur sécante, K_α , est tracée passant à 10% et 40% de l'effort maximum atteint. Cette droite forme un angle α avec l'axe des abscisses. La seconde droite, de coefficient directeur K_β , égal à $1/6$ de K_α . U_y se trouve à l'intersection des deux droites (figure III-4(b)) ;
- **la méthode du CSIRO (Commonwealth Scientific and Industrial Research Organisation (1996))** : le déplacement au seuil de plastification est déterminé en multipliant le déplacement à 40% de l'effort maximum atteint par un coefficient 1,25 (figure III-4(c)) ;
- **la méthode de l'ASTM E2126 (EEEP)** : cette méthode a été initialement conçue pour les structures en béton et acier (Muñoz, Mohammad, Salenikovitch, & Quenneville, 2008). Le déplacement au seuil de plastification est déterminé à partir d'une idéalisation bilinéaire de la courbe enveloppe des essais cycliques. On suppose une équivalence énergétique entre le système idéalisé et le système réel. L'aire sous la courbe d'essai doit être égale à l'aire sous la

courbe idéalisée. La première droite, représentant la raideur sécante (K_{sec}) est tracée entre 0% et 40% de l'effort maximum atteint. Le glissement ultime correspond à $U_{u,80}$ (équation II-14). U_y est alors le déplacement atteint pour l'effort F_y calculé par l'équation suivante :

$$F_y = \left[U_{u,80} - \sqrt{U_{u,80}^2 - 2 \cdot \frac{E_{U_{u,80}}}{K_{sec}}} \right] \cdot K_{sec} \quad \text{(III-1)}$$

avec $E_{U_{u,80}}$ l'énergie dissipée une fois le déplacement ultime atteint (figure III-4(d)) ;

- **la méthode de Yasumura & Kawai (Y&K) (1998)** : comme pour la méthode de l'EN 12512, cette méthode définit le déplacement au seuil de plastification comme l'intersection de deux droites. La première, correspondant à la raideur sécante (K_{sec}), est tracée entre 10% et 40% de l'effort maximum atteint. La seconde est une droite tangente à la courbe d'essai et parallèle à une droite tracée entre 40% et 90% de l'effort maximum (figure III-4(e)).

Une étude comparative des méthodes de détermination du déplacement au seuil de plastification a été réalisée par Muñoz *et al.* (2008) à l'aide d'essais statiques comprenant 66 essais monotones à l'échelle de l'assemblage et de murs à ossature bois. Les auteurs ont constaté des résultats très disparates, le déplacement au point de plastification le plus élevé étant donné par la méthode de l'ASTM E2126 et le plus petit par la méthode du CSIRO. Ces méthodes ont conduit, respectivement, à une surestimation et une sous-estimation du déplacement au seuil de plastification pouvant mener à une évaluation erronée de la ductilité. Finalement, les auteurs ont conclu que la méthode de Y&K semble la plus cohérente avec les comportements observés durant les essais cycliques. Muñoz *et al.* (2007) ont précisé néanmoins que des essais supplémentaires devraient être réalisés pour confirmer leur conclusion.

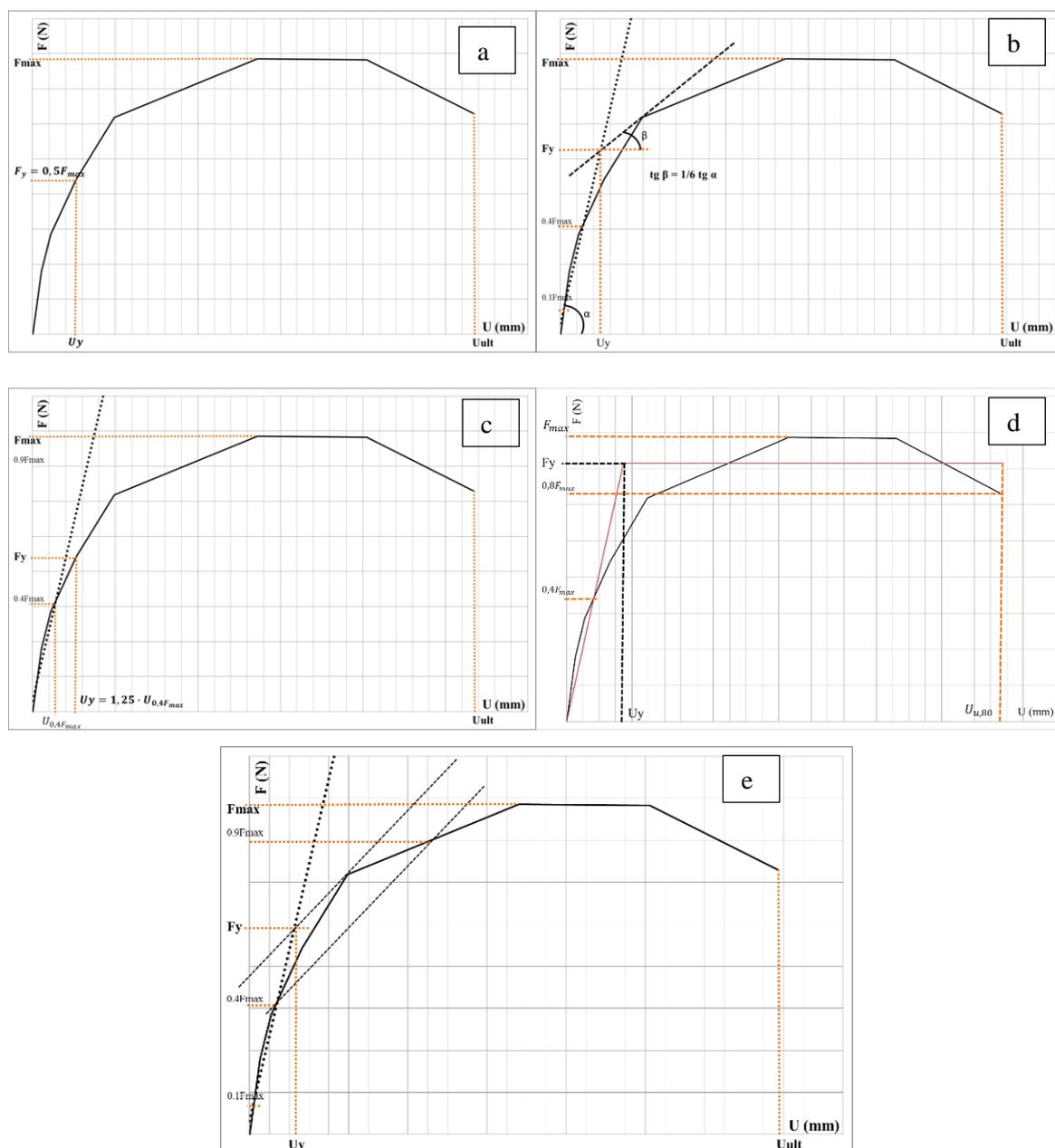


Figure III-4 : Méthode de détermination du glissement limite, U_y , (a) méthode K&C, (b) méthode de la NF EN 12512, (c) méthode du CSIRO, (d) méthode de l'ASTM E 2126, (e) méthode de Y&K

III.1.2 Les essais cycliques

Dans le cadre de la détermination des propriétés mécaniques des structures à ossature bois, les essais cycliques consistent à déterminer les propriétés de ductilité, de diminution de résistance et d'amortissement. Comme pour les essais monotones, le chargement est imposé en tête de mur (figure III-2).

Les essais cycliques sont généralement réalisés, en plus des efforts latéraux, en appliquant un chargement vertical modélisant la descente de charge (Dujic & Zarnic, 2007), (Germano *et al.*, 2015).

Contrairement aux essais monotones, le chargement imposé durant un essai cyclique se rapprochant quelque peu d'une sollicitation sismique, les phénomènes d'endommagement observés lors de cet essai

sont également présents lors de la sollicitation dynamique. Cependant, les amplitudes de déplacement observées en tête de structure font que les essais cycliques peuvent être considérés comme très conservatifs (He *et al.*, 1998).

D'un point de vue normatif, les normes NF EN 12512, l'ISO 16670 (assemblage), l'ISO 21581 et l'ASTM E2126 (élément de mur) définissent les protocoles d'essais cycliques. Mise à part la norme NF EN 12512 s'appuyant sur le déplacement au seuil de plastification pour construire le protocole de chargement, les trois autres proposent un même protocole de chargement basé sur le déplacement ultime, $U_{u,80}$ (équation II-14) relevé durant un essai monotone préliminaire (figure III-5 et III-6). Ceci permet de s'affranchir de l'incertitude liée à la détermination du déplacement au seuil de plastification. Le tableau III-1 résume le cadre d'application des normes d'essais cycliques présentées.

Tableau III-1 : Cadre d'application des normes d'essais monotones et cycliques

Normes	Echelle d'application	Type de sollicitation	Remarques
NF EN 26891	Assemblages	Monotone	---
NF EN 594	Structures ou éléments de structure		---
ISO 16670	Assemblages		Equivalente à la norme américaine ASTM E564
ISO 6891	Assemblages		Equivalente à la norme européenne NF EN 26891
NF EN 12512	Assemblages	Monotone / Cyclique	---
ISO 21581	Structures ou éléments de structure		---
ASTM E2126	Structures ou éléments de structure	Cyclique	---

étapes	Nombre de cycles	Amplitude (% of $U_{u,80}$)
1	1	1.25
2	1	2.5
3	1	5
4	1	7.5
5	1	10
6	3	20
7	3	40
8	3	60
9	3	80
10	3	100

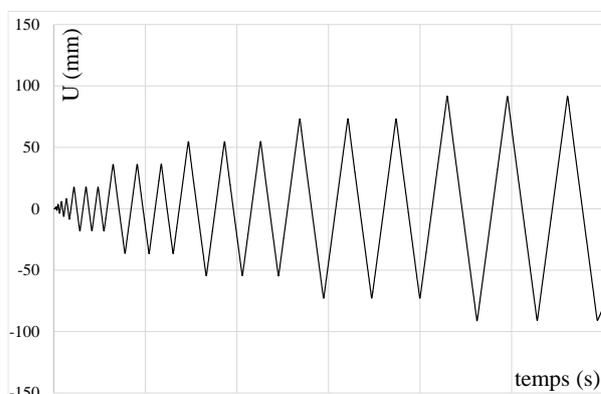


Figure III-5 : Protocole de chargement d'un essai cyclique selon les normes ISO 16670, ISO 21581, ASTM E2126

étapes	Nombre de cycles	Amplitude (% of U_y)
1	1	0,25
2	1	0,5
3	3	0,75
4	3	1
5	3	2
6	3	4
7	3	8

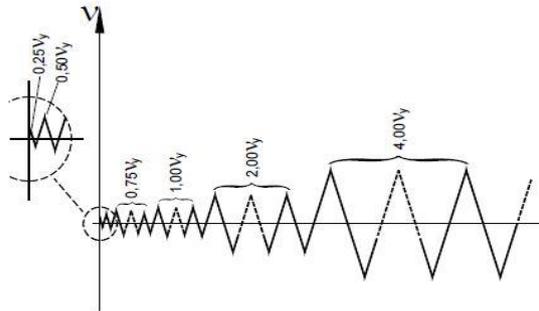


Figure III-6 : Protocole de chargement d'un essai cyclique selon la norme NF EN 12512

La difficulté à déterminer le déplacement au seuil de plastification, comme montré au paragraphe précédent, rend l'utilisation de la norme NF EN 12512 délicate. On notera que la norme ASTM E2126 fournit deux autres protocoles de chargement pour lesquels l'amplitude n'est plus seulement croissante en fonction du numéro de l'étape de sollicitation.

Les paramètres de contrôle de la sollicitation, vitesse ou durée de l'essai, varient également en fonction des normes et de l'échelle d'application. Ainsi les normes ASTM E2126 et ISO 21581 reprennent les mêmes vitesses de déplacement : entre 1,00 et 63,5 mm/s, la norme ISO 16670 fixe la vitesse de déplacement entre 1,00 mm/s et 10,0 mm/s tandis que la norme NF EN 12512 est bien en deçà de ces vitesses puisqu'elle propose une vitesse comprise entre 0,02 mm/s et 0,20 mm/s. Notons que la norme ASTM E2126 spécifie avant tout que la durée de l'essai doit être comprise entre 1 min et 30 min.

Plusieurs auteurs ont souligné l'importance du protocole de chargement cyclique en vue d'une caractérisation sismique (He *et al.*, 1998), (Gatto & Uang, 2003). Notamment, les modes de ruptures observés des connecteurs durant les essais cycliques doivent correspondre le plus possible à ce qui peut être observé durant les séismes (He *et al.*, 1998) :

- formation d'une ou deux rotules plastiques sur les connecteurs, figure III-7 ;
- traversée de la tête du connecteur à travers le panneau ;
- arrachement du connecteur.

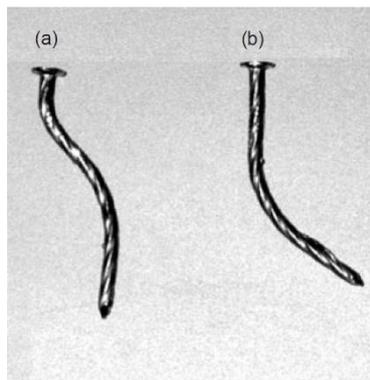


Figure III-7 : Mode de rupture généralement observé durant un séisme (a) formation d'une double rotule plastique, (b) sortie du connecteur après formation d'une rotule plastique

Par comparaison avec les modes de rupture observés durant des essais dynamiques ou pseudo-dynamiques, différents auteurs notent lors de l'utilisation de la norme NF EN 12512 des ruptures par cisaillement des connecteurs dues à une fatigue prématurée (Kocetov Misulic *et al.*, 2006), (Germano *et al.*, 2015). Ceci pose donc la question de la représentativité des cycles définis par la norme NF EN 12512. On observe également une réduction de la résistance par rapport aux essais monotones. Cela peut

s'expliquer par l'aspect cumulatif de l'endommagement qui tend à réduire prématurément la résistance du mur (Karacabeyli & Ceccotti, 1998).

Le coefficient d'amortissement visqueux équivalent pour une boucle d'hystérésis peut être calculé sur la base d'essais cycliques. C'est un paramètre non-dimensionnel défini comme le rapport de l'énergie dissipée dans un demi-cycle, E_d , et l'énergie potentielle disponible, E_p , multipliée par 2π (NF EN 12512, 2002) :

$$\nu_{eq} = \frac{E_d}{2\pi \cdot E_p} \quad (\text{III-2})$$

Il est généralement observé un coefficient d'amortissement visqueux équivalent de l'ordre de 10 à 15% pour les MOB (Germano *et al.*, 2015), (Duccini, 2015).

III.1.3 Les essais dynamiques

Les essais dynamiques sur table vibrante (figure iii-8), plus représentatifs que les essais cycliques pour un comportement aux séismes, ont deux buts principaux :

- qualifier le comportement des structures sous un chargement purement dynamique. Le but de ces essais est de fournir une valeur moyenne des grandeurs d'intérêts (déplacement relatif, accélération en tête de structure, endommagement, etc.) pour le dimensionnement au séisme (Kalkan & Chopra, 2010), (Baker, 2011) ;
- valider un modèle « numérique ».



Figure III-8 : Table d'essai sismique de l'Institut Technologique FCBA

Les moyens nécessaires à la réalisation de ce type d'essai sont très coûteux et peu de tables vibrantes sont disponibles à travers le monde.

On distingue principalement trois types d'accélérogrammes pouvant être « joués » sur une table vibrante :

- **des accélérogrammes naturels :** des accélérogrammes naturels sont sélectionnés dans une base de données en terme de magnitude, distance, type de sol, etc. Un facteur d'échelle peut être appliqué afin de correspondre à une accélération cible maximale du sol. Haselton (2009) a

effectué une revue bibliographique et une comparaison des méthodes de sélection et d'amplification des accélérogrammes ;

- **des accélérogrammes purement synthétiques générés à partir de paramètres de type magnitude/distance/type de sol** : on trouve dans la littérature un certain nombre de méthodes de génération de signaux sismiques correspondant à un contexte sismo-tectonique donné. Le programme de Gasparini et Vanmarcke (1976), SIMQKE, et le programme de Pousse (2005) sont parmi les plus utilisés. La génération de signaux est basée sur la génération de phases aléatoires à partir d'un contenu spectral comme la densité spectrale de puissance (Gasparini & Vanmarcke, 1976). On se reportera à Sgobba *et al.* (2011) pour une revue bibliographique des méthodes de génération des accélérogrammes synthétiques. Les méthodes de génération reposant sur un spectre cible ont tendance à fournir des accélérogrammes dont la phase forte entrainera un nombre conséquent de cycles. Le contenu énergétique s'en trouve augmenté (Pousse, 2005). Leur emploi peut mener à des résultats conservatifs. On notera l'existence de méthodes de génération d'accélérogramme non stationnaire atténuant cet effet conservatif (Elachachi & Yanez-Godoy, 2015) ;
- **des accélérogrammes naturels dont le contenu fréquentiel est modifié pour caler à un spectre** : cette méthode vise à modifier les accélérogrammes naturels afin que le spectre des signaux modifiés s'ajuste à un spectre-cible. Ce type de méthode est de plus en plus utilisé dans la pratique car cela constitue un bon compromis entre une approche purement sismologique et une approche d'ingénierie (BRGM, 2010). D'un côté le signal naturel sera cohérent en termes de magnitude, de distance, de durée et d'énergie, et de l'autre le spectre s'ajustera parfaitement au spectre cible.

Les protocoles d'essai sur table vibrante ne sont, à ce jour, pas normalisés. Néanmoins, on retrouve, d'un laboratoire à un autre, des protocoles similaires consistant à (Camelo, 2003) (Faye *et al.*, 2013) (Charbonnel *et al.*, 2013) :

- (1) réaliser une analyse modale sur la base d'un bruit blanc pour déterminer les propriétés initiales de la structure ;
- (2) réaliser un essai sur la base d'un accélérogramme à son PGA initiale ;
- (3) réaliser une analyse modale sur la base d'un bruit blanc pour déterminer l'évolution des propriétés de la structure ;
- (4) réaliser un essai sur la base d'un accélérogramme amplifié ;
- (5) les étapes de 3 et 4 sont répétées jusqu'à atteinte d'un critère, éventuellement, de ruine ou de non-effondrement établi en amont de l'essai.

Les propriétés modales de la structure (fréquences propres, modes propres) et l'amortissement peuvent être déterminés par la méthode CMIF (Complex Mode Indicator Function, (Allemang & Brown, 2006)) ou la méthode d'identification modale par sous-espace (Van Overschee & De Moor, 1996). Pour appliquer ces méthodes, la structure est excitée par un bruit blanc de faible amplitude contrôlé afin de ne pas endommager la structure.

Le pilotage des tables d'essais est un point sensible des essais dynamiques. Une stratégie de contrôle du signal appliqué en fonction du signal de consigne peut être appliquée par boucle de retour sur le contrôleur (Charbonnel *et al.*, 2013). Pour cela, le suivi – ou, au mieux, la surestimation – de la consigne sur un intervalle de fréquence incluant la fréquence propre de la structure testée est primordial (figure III-9). Ce phénomène introduit, une nouvelle fois, une incertitude au niveau du contenu fréquentiel des signaux réellement « joués » lors de l'essai dynamique.

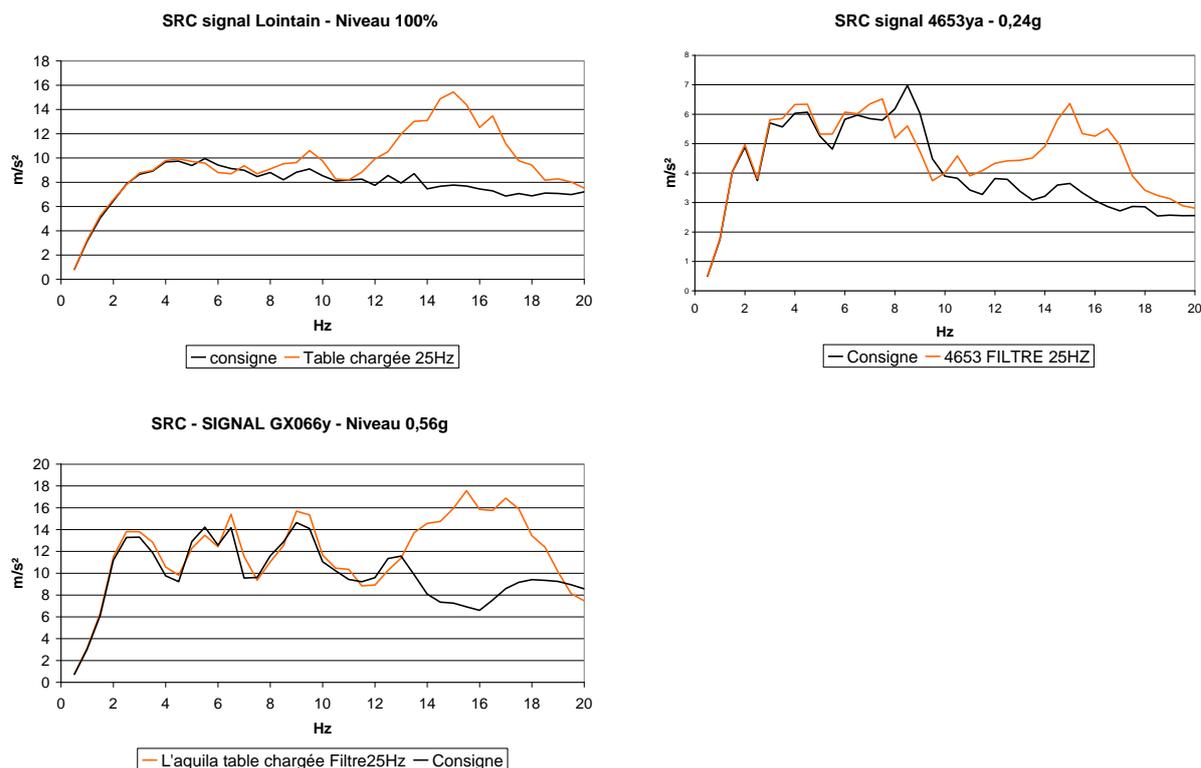


Figure III-9 : Spectres de réponse des signaux cibles (en noir) et réalisés (en orange) dans le cas d'un essai sur table vibrante d'un mur à ossature bois de fréquence propre ~ 7 Hz (Duccini *et al.*, 2012)

III.1.4 Conclusion

Les parties précédentes ont abordé le cadre réglementaire régissant la réalisation des essais statiques (monotones et cycliques) et dynamiques en vue de l'évaluation du comportement des éléments de MOB.

Nous avons montré que les essais monotones ont pour principal but la détermination des valeurs d'incrément de déplacement pour les essais cycliques. Suivant les préconisations de ces dernières, le déplacement au seuil de plastification ou le déplacement au critère de ruine doit être calculé sur la base des essais monotones. Cependant, force est de constater que le déplacement au seuil de plastification ne peut être évalué par lecture directe. Ainsi, cinq méthodes ont été relevées au travers d'une revue de la littérature donnant ainsi un caractère très incertain au déplacement U_y . Selon Muñoz *et al.* (2007) la méthode de Y&K a semblé la plus cohérente avec les comportements observés durant les essais cycliques.

Une deuxième partie aborde la définition des essais cycliques. Nous avons montré que la classification des éléments structuraux en termes de ductilité et de capacité à dissiper de l'énergie peut être réalisée sur la base de ces essais. Une revue de la littérature nous a permis de mettre en avant la difficulté d'utiliser la norme NF EN 12512 puisque celle-ci s'appuie sur le déplacement au seuil de plastification pour définir le protocole de chargement. De plus, il a été constaté que différents auteurs s'interrogent sur la représentativité des cycles définis par celle-ci ce qui pourrait être dû aux vitesses d'essais très faibles. Nous privilégierons donc par la suite les essais cycliques définis sur la base du critère de ruine $U_{u,80}$.

En tenant compte de ces remarques, les essais qui seront réalisés par la suite s'appuieront sur la norme ISO 21581 permettant ainsi de s'affranchir de la détermination du déplacement au seuil de plastification. Les vitesses d'essais étant disparates d'une norme à une autre, nous étudierons son influence sur les

propriétés mécaniques des MOB. Remarquons également que cela pose une nouvelle fois la question de la pertinence de la détermination des classes de ductilité par la norme NF EN 12512.

Concernant plus particulièrement les essais dynamiques, le protocole d'essai explicité sera repris. Il sera apporté un soin tout particulier au suivi de la consigne.

III.2 Influence du chargement vertical sur la résistance latérale des MOB – Revue bibliographique

Les éléments de MOB sont les principaux éléments porteurs dans une structure à ossature en bois complète (Pei *et al.*, 2013), il est important de comprendre l'influence des chargements verticaux sur leur performance (résistance latérale, limite d'effondrement en déplacement, etc.).

Peu d'études ont été réalisées sur l'influence du chargement vertical. Dean & Shenton (2005) ont réalisé des essais « cycliques » (3 demi-cycles avec augmentation du déplacement cible) sur des éléments de MOB de dimensions 2,44 m x 2,44 m et dont l'espacement des connecteurs est de 150 mm en rive et de 300 mm sur les montants intermédiaires. Un groupe de 10 éléments de murs a été testé pour des chargements verticaux de 6, 12 and 25 kN/ml. Les essais ont été réalisés, d'une part, complètement ancrés et, d'autre part, partiellement ancrés au marbre d'essai. La résistance latérale des MOB complètement ancrés est augmentée de 20 et 28% pour les chargements de 12 kN/ml et 25 kN/ml, respectivement, tandis que la raideur est augmentée de plus de 100% par rapport au chargement de 6 kN/ml.

Une étude présentée par Johnston *et al.* (2006) a conclu de la même manière que l'augmentation de la charge verticale implique l'augmentation de la raideur latérale (80%) et la capacité de dissipation d'énergie (plus de 100%). Il a été remarqué également la diminution de l'influence des conditions d'ancrage au fur et à mesure de l'augmentation du chargement vertical.

Les deux études présentées précédemment montrent une augmentation de la capacité portante en fonction de l'augmentation du chargement vertical. Cependant d'autres études montrent, à l'inverse, une réduction de la résistance latérale tout en observant une augmentation de la raideur latérale (Källsner & Girhammar, 2009). Citons également l'étude de Germano *et al.* (2015) pour laquelle le chargement vertical n'influence d'aucune manière le comportement cyclique des MOB.

III.2.1 Etude de Källsner & Girhammar

Källsner & Girhammar (2009) ont présenté un modèle analytique d'analyse du comportement des structures à ossature bois sous chargement statique et complètement ancrées. Des expressions analytiques servant au calcul de la résistance latérale des MOB aux états limites de service et ultime ont été mises en place. A partir de celles-ci, l'influence de l'espacement des connecteurs et du chargement vertical a été étudiée.

Le modèle proposé est basé sur les hypothèses suivantes :

- l'ossature et le panneau sont rigides ;
- pas de contact entre panneaux adjacents ;
- les jointures entre membres de l'ossature se comportent comme des rotules ;
- les connections panneaux/ossature ont un comportement élastique. Le module de cisaillement est constant ;
- les déplacements sont petits comparés à la hauteur et la largeur du mur de contreventement ;
- la distance connecteurs - bord du panneau est petite comparée aux dimensions du panneau.

Concernant plus particulièrement l'influence du chargement vertical, il est proposé une relation liant la résistance latérale initiale ($H_{initiale}$) avec et sans chargement vertical (H_{eff}) :

$$H_{eff} = H_{initial} - H_{tilt} - H_{2nd} \quad (\text{III-3})$$

où H_{tilt} représente les effets d'une inclinaison accidentelle des montants et H_{2nd} représente les effets de second ordre sur la capacité horizontale de reprise des efforts.

La relation suivante nous donne le terme H_{tilt} (Swedish Building Code, 1979) :

$$H_{tilt} = \left(\alpha_0 + \frac{\alpha_1}{\sqrt{m}} \right) \cdot \sum_i^m V_i \quad (\text{III-4})$$

où V_i ($i = 1 : m$) représente le chargement vertical sur le i ème montant, m est le nombre de montant, α_0 (=0,003) l'angle systématique et α_1 (=0,012) l'angle aléatoire de l'inclinaison des montants, respectivement.

Et les effets de second ordre peuvent être pris en compte de la manière suivante :

$$H_{2nd} = \frac{u_{frame}}{h} \sum_i^m V_i \quad (\text{III-5})$$

Où u_{frame} est le déplacement horizontal en tête de mur et h la hauteur.

La capacité effective de reprise des efforts horizontaux par le mur de contreventement devient alors :

$$H_{eff} = \left[1 - \frac{u_{frame}}{H_{initial}h} \sum_i^m V_i - \frac{\alpha_0 + \frac{\alpha_1}{\sqrt{m}}}{H_{initial}} \sum_i^m V_i \right] H_{initial} \quad (\text{III-6})$$

Usuellement on considère les effets d'inclinaison et du second ordre comme négligeables. Cependant, si l'on en tient compte, la capacité de reprise des efforts latéraux est abaissée par l'ajout d'un chargement vertical.

Un exemple d'application est donné. Le système considéré est un élément de mur à ossature en bois classique de dimensions 2,40 x 1,20 m² dont l'ossature est en classe de bois C40. Le panneau de 8 mm d'épaisseur est en fibres de bois pressées (*Masonite Fibre Hardboard*) pointé (Ø50 x 2,1 mm²). L'élément de mur est complètement ancré au marbre de la machine d'essais. La raideur sécante considérée est de $k = 800$ kN/m. L'espacement des pointes en rive est de 100 mm correspondant à 1/2 fois l'espacement sur le montant central (Girhammar, Bovim, & Källsner, 2004). L'élément de mur est soumis à un chargement vertical réparti de 6 kN par montants.

Après calcul de la résistance latérale par l'équation (III-6), on constate un abaissement de 1,7% de la capacité de reprise des efforts latéraux dû à l'ajout d'un chargement vertical avec une répartition de 0,2% pour les effets du second ordre et 1,5 % pour l'inclinaison accidentelle.

Les résultats du modèle analytique sont comparés à des résultats expérimentaux. L'erreur commise entre analytique et expérimental est inférieure à 13% sur l'ensemble de 6 essais retenus.

III.2.2 Essais de Dujic & Zarnic

De leur côté, Dujic & Zarnic (2007) ont réalisés une campagne d'essais sur des éléments de MOB de dimensions 2,44 x 2,44 m² composés de deux ossatures de bases de dimensions 1,22 x 2,44 m². Le montant central est donc doublé. Des panneaux OSB de 12,7 mm d'épaisseur sont assemblés à l'ossature par des pointes annelées (Ø75 mm x 2,80 mm). L'espacement en rive de panneau est de 100 mm. Le même espacement est repris pour les montants intermédiaires. Une lisse haute et basse sont rajoutées

afin d'assurer la transmission des efforts entre les deux ossatures de base. Les MOB ainsi constitués sont complètement ancrés par des goujons au marbre de la machine d'essai.

Deux systèmes constructifs sont étudiés :

- système 1 noté 2eC : des équerres de renforts de dimensions 2,5x60x90 mm sont positionnées à chaque angle de l'ossature de base. L'assemblage est réalisé par 12 pointes annelées ($\varnothing 40$ mm x 4 mm) ;
- système 2 noté 2eV : aucune équerre de renforts n'est posée. Les montants extérieurs sont doublés.

Deux configurations par système constructif sont testées avec 3 éléments de murs par configurations :

- 2 échantillons avec un chargement vertical constant soumis à un essai cyclique ;
- 2 échantillons avec un chargement vertical constant soumis à un essai monotone selon la norme NF EN 594 (2011).

L'amplitude des chargements verticaux correspond à la descente de charge dans un immeuble de 5 étages d'une surface de 100 m² :

- 4,10 kN/ml (soit 10 kN au total - 5^{ème} étage) ;
- 20,9 kN/ml (soit 51 kN au total - 3^{ème} étage) ;
- 34,4 kN/ml (soit 84 kN au total - 1^{er} étage).

Les valeurs présentées dans le tableau III-2 sont les moyennes des résultats obtenus après 2 essais.

Tableau III-2 : Résultats des essais cycliques réalisés par Dujic & Zarnic (2007)

configuration	chargement vertical, V (kN.ml ⁻¹)	K _y (kN.mm ⁻¹)	F _y (mm)	F _{max} (kN)
2eV/10	4	2,23	6,9	13,6
2eC/10	4	0,97	9,1	16,3
2eV/51	20,9	1,71	15,7	29,7
2eC/51	20,9	1,51	15,4	29
2eV/84	34,4	1,99	19,1	38,2
2eC/84	34,4	1,94	17,5	35,6

Les paramètres K_y, F_y représentent, respectivement, la raideur et l'effort au palier de plastification. Ces paramètres sont déduits d'une idéalisation bilinéaire des courbes enveloppes des essais cycliques par la méthode de Y&K (§III.1.1).

Comme constaté par Dean et Shenton (2005) ou Johnston et al. (2006) la résistance latérale (F_{max}, tableau III-2) augmente en fonction du chargement vertical quel que soit la configuration des éléments de MOB. Pour une augmentation de 750% du chargement vertical, on constate une augmentation moyenne d'approximativement 200% de la résistance latérale. Concernant la configuration 2eV, la raideur (K_y) décroît lors du passage de 4,10 kN/ml à 20,9 kN/ml de chargement vertical. Puis l'on constate une nouvelle augmentation lors du passage à un chargement vertical de 34,4 kN/ml. Dans le cas de la seconde configuration, l'évolution de ce paramètre croît linéairement avec un taux d'accroissement constant. L'ajout d'équerre de renfort, configuration 2eC, semble augmenter la ductilité des éprouvettes tout en fournissant une meilleure stabilité des montants. Cette constatation s'accompagne d'une résistance latérale plus grande.

III.2.3 Essais de Payeur *et al.*

Cette étude expérimentale de Payeur *et al.* (2011) visait à examiner l'influence du chargement vertical sur la résistance latérale de MOB. Pour cela, des éléments de MOB avec diaphragme pointé en OSB/3 de 11 mm d'épaisseur. Les montants et lisses extérieurs ont été doublé. Une partie des éléments de MOB est complètement ancrée au marbre de la machine d'essais par l'intermédiaire de goujons d'ancrages et d'équerres de renforts aux pieds des montants extérieurs tandis que pour l'autre partie des éléments de MOB les équerres de renforts ne sont pas considérées. Le nombre d'élément de MOB par configuration d'ancrage n'est pas précisé. Deux types d'éléments de MOB sont considérés :

- (1) élément de dimension 2,44 x 2,44 m² ;
- (2) élément de dimension 2,44 x 4,88 m².

Et quatre conditions de chargement vertical sont données :

- élément de MOB sous poids propre (0,35 kN/ml) ;
- élément de MOB reprenant la charge d'une toiture (1,00 kN/ml) ;
- élément de MOB reprenant la charge d'un étage et d'une toiture (3,50 kN/ml) ;
- application d'une charge empêchant le soulèvement de l'élément de MOB (16,3 kN/ml pour (1) et 8,00 kN/ml pour (2)).

Un total de 43 éléments de MOB a subi la campagne expérimentale. La moitié est consacrée aux essais monotones, l'autre aux essais cycliques. Deux essais ont été réalisés par configuration. Les essais monotones ont été effectués à l'aide de la norme ASTM E564 (2006) et les essais cycliques à l'aide de la norme ASTM E2126 (2008).

Payeur *et al.* (2011) ont conclu que le chargement vertical n'implique aucun changement dans le comportement des éléments de MOB avec équerres de renfort aux pieds des montants extérieurs. Cette constatation est faite aussi bien pour les essais monotones que les essais cycliques. Comparativement aux éléments de MOB partiellement ancrés – pas d'équerre de renfort aux pieds des montants extérieurs – une diminution de l'ordre de 9% de la résistance latérale est constatée.

III.2.4 Essais du projet SISMOB

Dans le cadre du projet SISMOB (Faye, 2012), l'Institut Technologique FCBA a réalisé 3 essais selon la norme NF EN 594 et 6 essais cycliques selon l'ISO 21581 sur des éléments de MOB conventionnels pointés. L'influence des voiles travaillants - OSB/3 de 12 mm d'épaisseur (OSB12), panneau de particules de 16 mm d'épaisseur (P16) et panneau de contreplaqué de 10 mm d'épaisseur (CP10) - pour deux situations de chargements verticaux a été étudiée :

- à vide ;
- 6,25 kN/ml (soit 15 kN au total).

Le tableau III-3 présente le programme d'essais tandis que la figure III-10 présente les conditions d'essais. Les éléments de MOB étudiés reprennent les spécifications géométriques données dans le chapitre introductif. En lieu et place des agrafes, l'assemblage panneaux – ossature est réalisé par des pointes annelées (Ø50 mm x 2,5 mm). Les éléments de MOB sont complètement ancrés au marbre de la machine d'essai (cf. figure III-10).

Les figures III-11, III-12 et III-13 donnent les courbes d'essais cycliques suivant la nature du voile travaillant, respectivement, OSB12, P16 et CP10.

Tableau III-3 : Programme d'essais réalisés au FCBA sur MOB

Mur	Panneaux	Procédure d'essai	Chargement vertical totale
1	OSB12	Monotone	Vide
4 & 5	OSB12	Cyclique	Vide
6 & 7	OSB12	Cyclique	6,25 kN/ml
2	P16	Monotone	Vide
8 & 9	P16	Cyclique	Vide
10 & 11	P16	Cyclique	6,25 kN/ml
3	CP10	Monotone	Vide
12 & 13	CP10	Cyclique	Vide
14 & 15	CP10	Cyclique	6,25 kN/ml

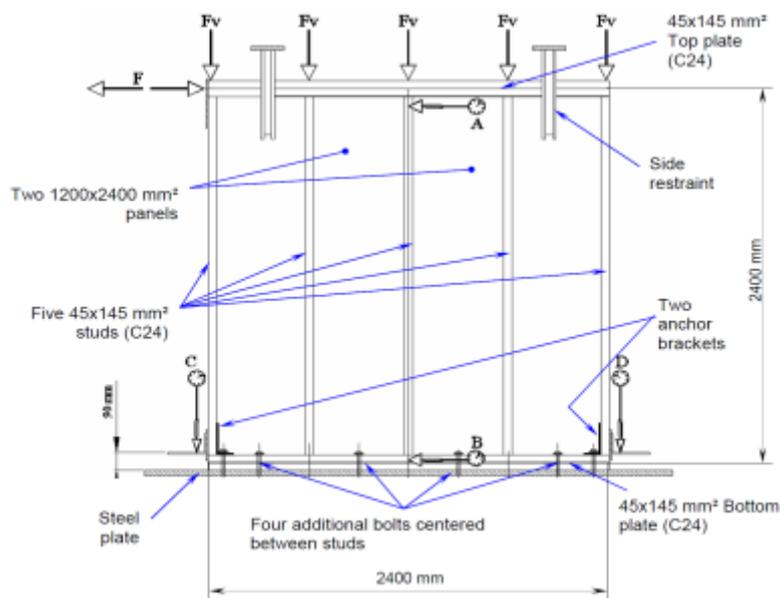


Figure III-10 : Condition aux limites des essais réalisés à l'institut technologique FCBA (Faye *et al.*, 2013)

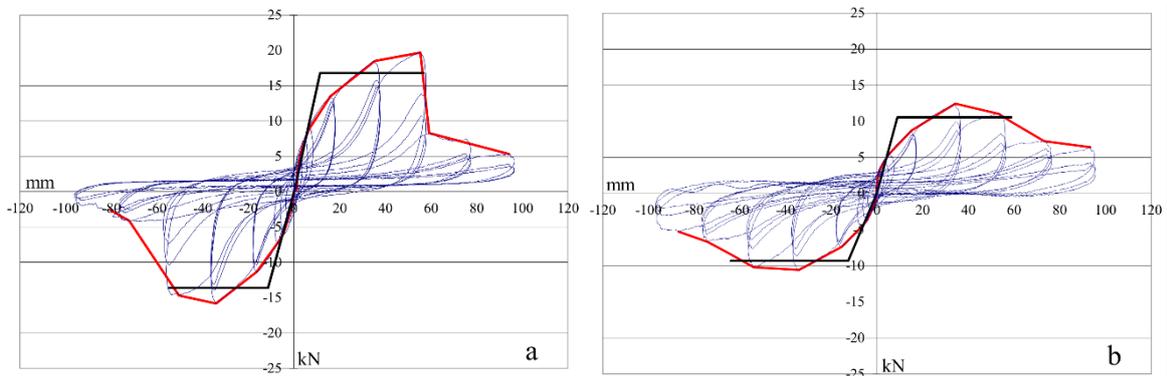


Figure III-11 : Courbes force-déplacement pour les MOB avec panneau OSB12 (en bleu), courbes enveloppes (rouges), courbes EELP, (en noir) – a) essai à vide, b) essai chargé à 6,25 kN/ml

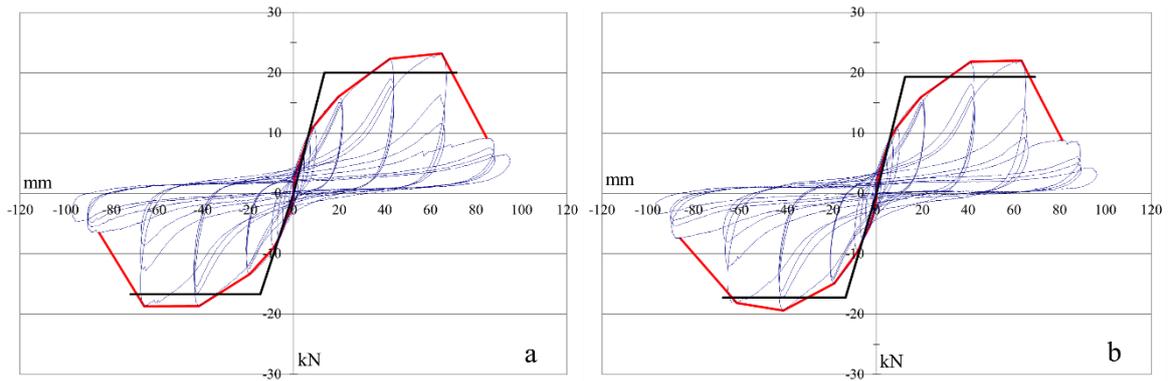


Figure III-12 : Courbes force-déplacement pour les MOB avec panneau P16 (en bleu), courbes enveloppes (rouges), courbes EEEP, (en noir) – a) essai à vide, b) essai chargé à 6,25 kN/ml

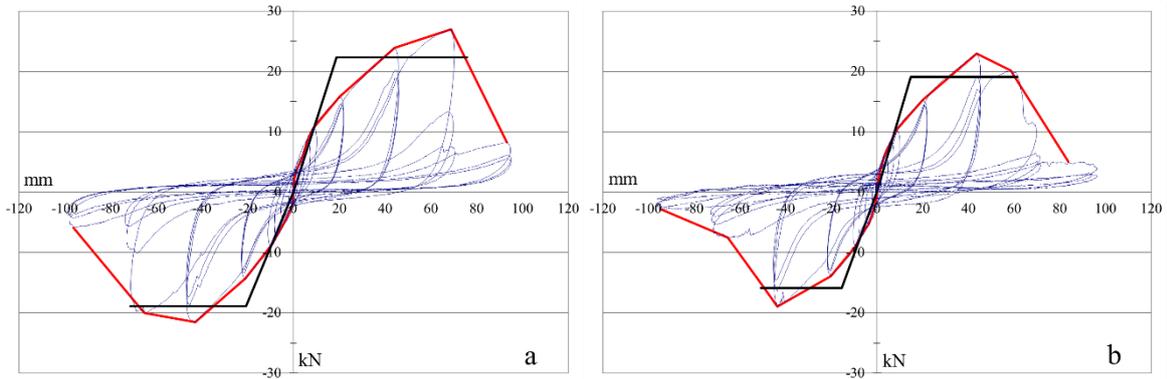


Figure III-13 : Courbes force-déplacement pour les MOB avec panneau CP10 (en bleu), courbes enveloppes (rouges), courbes EEEP, (en noir) – a) essai à vide, b) essai chargé à 6,25 kN/ml

Afin d'aider à l'exploitation des résultats, on présente en figure III-14 les efforts maximaux atteints durant les essais cycliques pour chacune des configurations, F_{max} (axe principal) ainsi que le déplacement correspondant, U_{max} (axe secondaire).

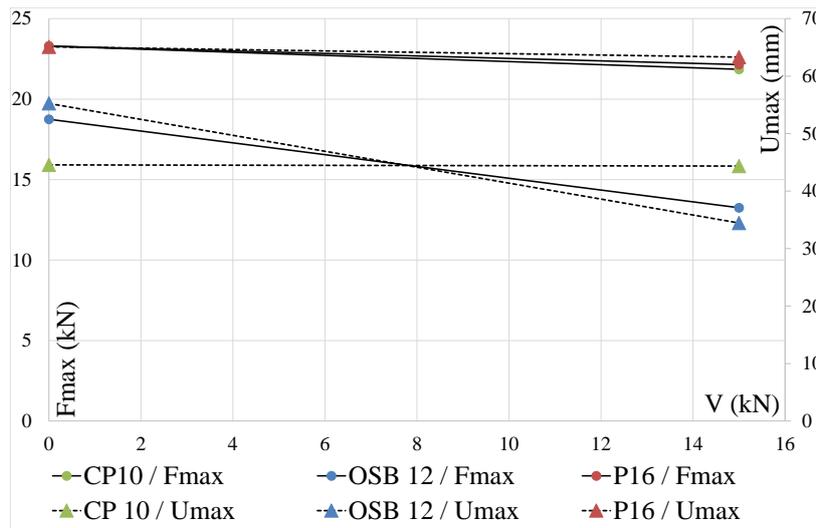


Figure III-14 : Influence du chargement vertical, V, sur l'effort maximal atteint durant l'essai cyclique (F_{max} axe principal) et sur le déplacement correspondant (U_{max} , axe secondaire et courbes en pointillé)

Les résultats de ces essais montrent que la charge verticale a un effet, à la fois sur l'effort maximal atteint durant l'essai et sur le déplacement correspondant à des degrés divers suivant le type de panneau du diaphragme. Les éléments de murs constitués de panneaux de particules d'épaisseur 16 mm (P16) ne semblent que très peu impactés par le changement de charge verticale puisque l'on observe une chute de 4,93 % de la capacité portante maximale et de 2,76 % du déplacement correspondant. Concernant les éléments constitués de panneaux de contre-plaqué de 10 mm d'épaisseur, on observe une chute de la capacité portante tout aussi minime (6,22 %) tandis que le déplacement correspondant ne souffre d'aucune réduction (> 1 %). Enfin concernant les éléments constitués de panneaux OSB de 12 mm d'épaisseur, on observe une chute importante de la résistance latérale maximale (30 %) accompagnée d'une réduction du déplacement correspondant (38 %). Cette dernière constatation est à relativiser au vu du nombre d'essais réduit (2 essais).

III.2.5 Conclusion

L'influence du chargement sur le comportement des MOB est étudiée dans cette partie. Nous nous appuyons en grande partie sur quatre études réalisées à partir d'essais monotones et cycliques pour des éléments de MOB de dimensions conventionnelles (2,40 x 2,40 m²).

Selon les conditions d'essais et d'ancrage au marbre d'essai – présence d'équerres de renfort aux pieds des montants extérieurs, les divers auteurs constatent aussi bien (tableau III-4) :

- l'augmentation de la raideur latérale et de la capacité de dissipation d'énergie (plus de 100%) ;
- la diminution de l'influence de la présence d'équerres de renfort aux pieds des montants extérieurs au fur et à mesure de l'augmentation du chargement vertical ;
- l'augmentation de la résistance latérale en fonction de l'augmentation du chargement vertical ;
- la réduction de la résistance latérale tout en observant une augmentation de la raideur latérale ;
- l'influence nulle du chargement vertical sur le comportement cyclique des MOB dans le cas de présence d'équerre de renfort aux pieds des montants extérieurs ;
- ou bien encore la diminution de la résistance latérale des MOB.

Cette étude met en avant la nécessité de clarifier l'influence du chargement vertical durant les essais statiques notamment pour les éléments de MOB avec diaphragmes agrafés. Notons également, la forte influence du type des diaphragmes sur le comportement des éléments de MOB provenant du projet SISMOB.

Tableau III-4 : Récapitulatif des phénomènes induits par l'augmentation du chargement vertical

	Raideur latérale	Influence des conditions d'ancrage		Résistance latérale
Källsner & Girhammar	↗	Non étudié et présence d'équerre de renfort	---	↘
Dujic & Zarnic	↘ ↗	Configurations avec et sans équerres de renfort	↗ ↘	↗
Payeur & al.	0	Configurations avec et sans équerres de renfort	↘	0
SISMOB	↗ {OSB 0 {CP PP	Non étudié et présence d'équerre de renfort	---	↘ {OSB 0 {CP PP

↗ Augmente avec l'augmentation du chargement vertical

↘ Diminue avec l'augmentation du chargement vertical

0 Aucune influence

--- Non étudié

III.3 Essais Statiques – Travaux de thèse

Ce paragraphe présente la qualification expérimentale en statique des MOB avec **diaphragmes OSB/3 agrafés**, réalisée pour deux niveaux d'échelle :

- une campagne d'essais monotones et cycliques à l'échelle de l'assemblage pointé et agrafé;
- une campagne d'essais monotones et cycliques à l'échelle de l'élément de MOB avec agrafes.

Dans les paragraphes précédents, nous avons mis en avant l'influence du choix du protocole d'essai ainsi que des conditions extérieures. En tenant compte des remarques faites, nous tenterons par la suite de répondre aux questionnements explicités en s'appuyant sur les différentes campagnes d'essais.

III.3.1 Essais à l'échelle de l'assemblage

Les essais à l'échelle de l'assemblage ont pour but de (Verdret *et al.*, (2015)) :

- qualifier le comportement des assemblages agrafés selon l'orientation de la tête d'agrafe par rapport au fil du bois du montant (0° et 90°) et pointés ainsi que de distinguer des différences de comportement ;
- étudier l'influence de la vitesse de sollicitation lors des essais cycliques.

L'éprouvette utilisée reproduit la jonction au montant central de deux panneaux. Elle est composée d'un montant central de section 45x145 mm en C24 et de deux panneaux OSB/3 de 12 mm d'épaisseur (figure III-15 et III-16). Suivant les configurations, les panneaux sont soit agrafés soit pointés. La distance aux

rices des panneaux des fixations est de 10 mm conformément au NF DTU 31.2 (2010). On notera que cette distance aux bords ne respecte pas les règles de l’Eurocode 5 (2005).

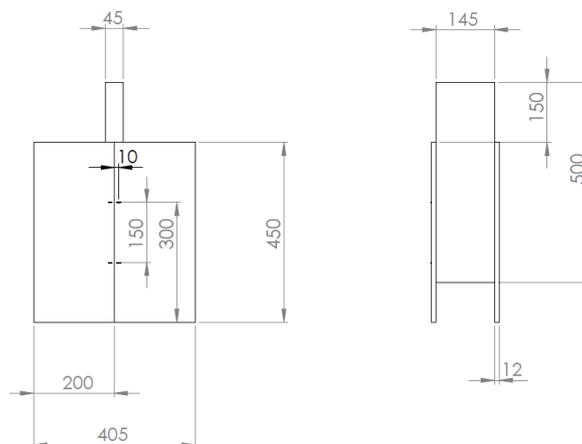


Figure III-15 : Dimensions de l’éprouvette d’essais en mm

Lors des essais, l’effort vertical (traction / compression) est appliqué au montant fixé à la traverse de la machine d’essai via 8 vis. Les panneaux sont quant à eux bridés au marbre de la machine d’essai par des plaques et tirants métalliques en partie supérieure. L’écartement des panneaux est maintenu en partie inférieure par une traverse basse.

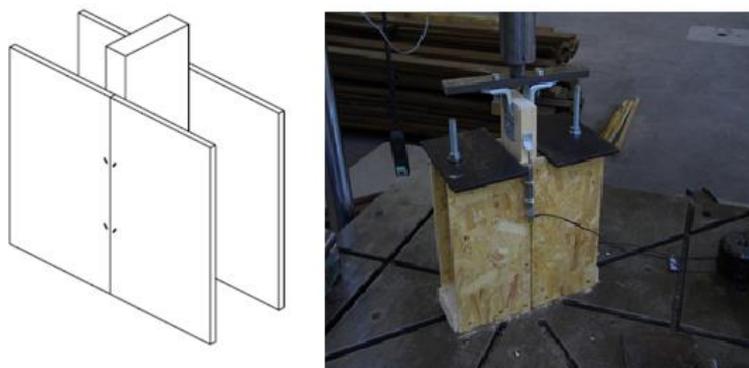


Figure III-16 : a) Vue en perspective de l’éprouvette d’essai, b) Photo du montage d’essai

Dans un premier temps, nous présentons le programme d’essais ainsi que les configurations des éprouvettes puis les méthodes d’essais employées pour caractériser les éprouvettes. Dans un second temps, les résultats d’essais monotones et cycliques sont présentés. Une comparaison entre les résultats des essais cycliques à deux vitesses spécifiques est réalisée.

Le détail de la campagne d’essais est donné dans le tableau III-5. Bien que relative à l’échelle des murs, les essais cycliques se feront selon la norme ISO 21 581 (2010) car :

- elle préconise des cycles plus rapides que l’EN 12 512 (2002) (§III.1.2) et permettra ainsi d’activer les phénomènes de dissipation d’énergie présents lors d’une sollicitation dynamique ;
- elle est basée sur le déplacement ultime et non sur le déplacement au seuil de plastification dont la détermination est soumise à interprétation (§III.1.1) ;

De plus, afin d’étudier l’influence de la vitesse d’essai, les cycles de sollicitation selon l’ISO 21 581 (2010) seront également menés pour une vitesse ajustée de façon à rejoindre les spécifications de la norme NF EN 12 512. Nous choisissons de travailler avec la limite haute spécifiée (0,2 mm/s, §III.1.2).

Afin de vérifier l'homogénéité des matériaux utilisés pour cette campagne, une série de panneaux et de montants est prélevée puis mesurée et pesée. Les dimensions, la masse et la masse volumique obtenues pour les panneaux sont données en annexes (Annexe I.1). Les montants ont été prélevés dans des bois de classe mécanique C24 selon la norme NF EN 338 (2009). La faible dispersion des masses et des dimensions indique une « bonne » homogénéité des matériaux utilisés.

Tableau III-5 : Détails de la campagne d'essais

Nbr	Type d'essai	Assemblages	Orientation	Norme d'essai	
5	Monotones (AM00)	8 agrafes	0°	Essai selon EN 26 891 (=ISO 6891) (norme sur assemblages pour résistance et déformation) Détermination du V_u selon ISO 21 581	
5	Monotones (AM90)	8 agrafes	90°	Essai selon EN 26 891 (=ISO 6891) (norme sur assemblages pour résistance et déformation) Détermination du V_u selon ISO 21 581	
5	Monotones (PM)	8 pointes (2,5x50 mm)	/	Essai selon EN 26 891 (=ISO 6891) (norme sur assemblages pour résistance et déformation) Détermination du V_u selon ISO 21 581	
Rapide	3	Cycliques (AC00 _R)	8 agrafes	0°	ISO 21 581 / Méthode B à vitesse rapide (12 mm.s ⁻¹)
	3	Cycliques (AC90 _R)	8 agrafes	90°	ISO 21 581 / Méthode B à vitesse rapide (12 mm.s ⁻¹)
	3	Cycliques (PC _R)	8 pointes (2,5x50 mm)	/	ISO 21 581 / Méthode B à vitesse rapide (12 mm.s ⁻¹)
lent	5	Cycliques (PC _L)	8 pointes (2,5x50 mm)	/	ISO 21 581 / Méthode B à vitesse lente (0,2 mm.s ⁻¹)
	5	Cycliques (AC90 _L)	8 agrafes	90°	ISO 21 581 / Méthode B à vitesse lente (0,2 mm.s ⁻¹)

III.3.1.1 Méthodes d'essais

La valeur du déplacement ultime, $U_{u,80}$, nécessaire à la définition et l'application du chargement cyclique doit être déterminée à partir des essais monotones (équation II-14). Ils seront conduits selon la norme NF EN 26 891 (équivalente à la norme ISO 6891 (1983)). Le mode opératoire de la norme, donné au §III.1.1, est fonction d'une charge maximale présumée, F_{est} , qui peut être déterminée par un essai préliminaire ou par l'expérience. Chaque configuration a subi un essai monotone préliminaire piloté par une « simple » rampe. Pour l'ensemble des configurations, nous avons :

$$F_{est} \approx 10 \text{ kN} \quad \text{(III-7)}$$

Le tableau iii-6 donne les sorties déterminées à partir des essais monotones. On y donne dans la deuxième colonne la charge maximale subie par l'éprouvette, F_{max} , associée au déplacement, U_{max} (troisième colonne). Dans la quatrième, on donne l'effort à 80% de F_{max} correspondant à la charge ultime, F_{ult} , que l'on associe au déplacement ultime, $U_{u,80}$ (équation II-14). Enfin, on donne la raideur de chaque éprouvette calculée à partir de la relation suivante :

$$K_0 = \frac{0,4F_{max}}{\frac{4}{3}(U_{0,4F_{max}} - U_{0,1F_{max}})} \quad \text{(III-8)}$$

On calcule la moyenne des grandeurs par configuration et on donne également le coefficient de variation associé.

Concernant l'effort maximal relevé durant les essais, on peut distinguer 2 groupes : d'un côté les éprouvettes AM00 et de l'autre les éprouvettes PM et AM90. En moyenne, l'effort maximal des AM00 est plus faible de 20% par rapport à celui des configurations AM90 et PM. Ceci s'explique en partie par l'orientation de l'agrafe à 0° par rapport au fil du bois du montant qui provoque un phénomène de déchirement des fibres de bois dans le montant. On observe une variabilité similaire des efforts maximum des deux configurations (agrafes et pointes). Ceci est bien vérifié d'un point de vue statistique. Par le test de Student (annexes §I.2) appliqué à l'effort maximum, la population composée des éprouvettes AM00 est différente des populations AM90 et PM pour un risque de 10% tandis que les populations AM90 et PM semblent être semblables.

Concernant les déplacements maximaux, on observe toujours les deux groupes : AM00 ($U_{\max, \text{moyen}} = 6$ mm) et AM90 et PM ($U_{\max, \text{moyen}} = 9,50$ mm), on observe une variabilité moins importante des déplacements U_{\max} sur la configuration AM90. La dispersion de U_{\max} pour les AM00 est importante. Le ratio entre la plus grande et la plus faible est de l'ordre de 4. Enfin, on observe une raideur similaire pour les configurations AM90 et PM. Celle de la configuration AM00 est nettement plus élevée. On notera qu'une plus grande raideur n'implique en aucune manière une plus grande résistance latérale. Cependant, si l'application du test statistique à la raideur montre bien que les populations AM90 et PM semblent être semblables et que les populations AM00 et PM sont différentes, le test indique que les populations AM90 et AM00 semblent être semblables.

Les figures III-17 à III-19 présentent les courbes des essais monotones. Par souci de clarté, chaque graphe représente l'ensemble des éprouvettes d'une même configuration. On donne, en annexe I.3, un graphe rassemblant tous les essais monotones.

Tableau III-6 : Récapitulatif des propriétés des éprouvettes déterminées par les essais monotones

Nom éprouvette	F_{\max} (kN)	U_{\max} (mm)	$F_{u,80}$ (kN)	$U_{u,80}$ (mm)	K_0 (kN/mm)
AM00-4	6,47	8,20	5,18	24,1	3,49
AM00-5	6,40	6,90	5,12	18,4	6,89
AM00-6	7,23	7,60	5,80	16,2	8,00
AM00-7	5,60	5,30	4,48	14,5	11,4
AM00-8	5,45	2,10	4,36	7,40	21,6
Moyenne	6,23	6,00	5,00	16,1	10,3
C.O.V (%)	11,6	40,6	13,8	37,7	67,5
AM90-4	8,07	7,70	6,46	15,4	7,55
AM90-5	9,34	8,40	7,49	18,7	6,76
AM90-6	8,99	10,3	7,24	21,0	5,10
AM90-7	6,62	11,8	5,71	16,8	1,67
AM90-8	6,32	11,7	5,23	19,3	1,61
Moyenne	7,87	10,0	6,40	18,2	4,54
C.O.V (%)	17,3	18,8	15,0	12,0	61,4
PM-1	8,71	8,2	6,96	20,8	6,25
PM-2	8,73	11,5	6,96	22,8	1,79
PM-3	7,95	9,90	6,33	17,8	3,00
PM-4	6,94	11,6	5,54	17,1	2,42
PM-5	7,01	3,40	5,59	13,6	2,22
Moyenne	7,87	8,90	6,30	18,4	3,14
C.O.V (%)	11,1	37,9	11,1	19,2	57,2

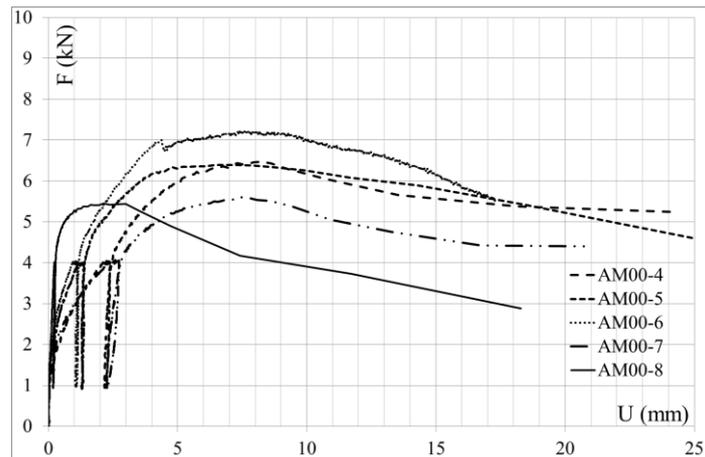


Figure III-17 : Courbes d'essais monotones pour les essais AM00

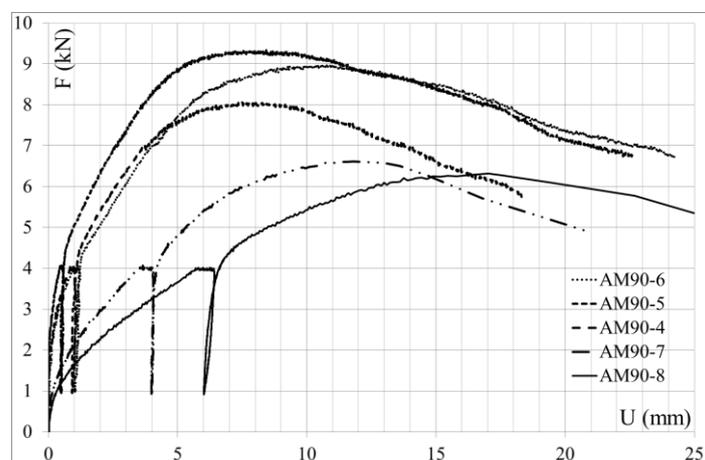


Figure III-18 : Courbes d'essais monotones pour les essais AM90

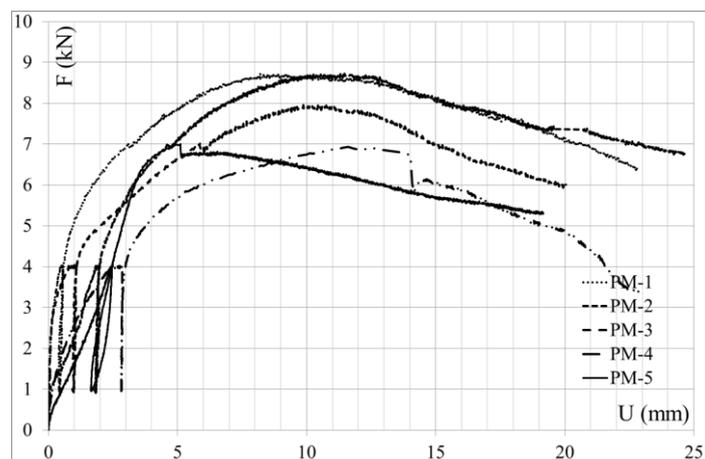


Figure III-19 : Courbes d'essais monotones pour les essais PM

On note sur l'essai AM00-8 (figure III-17) un comportement différent présentant une forte raideur initiale. Cependant il n'a pas été observé sur l'éprouvette de particularité expliquant ce fait. En ce qui concerne les éprouvettes AM90 (figure III-18), deux lots de courbes se détachent. Les courbes AM90-7 et AM90-8 sont très similaires aussi bien en effort qu'en déplacement et il en est de même pour les trois autres. On remarque, sur la figure III-19, que l'éprouvette PM-4 se distingue des autres courbes de par sa forme. Cependant, sa raideur et l'effort maximal atteint sont similaires aux autres configurations.

Les différents constats cités précédemment peuvent s'expliquer par des effets locaux au niveau des assemblages comme par exemple des variations de densités locales à la fois dans le panneau et le montant, de déformation des agrafes à la pénétration, ...

III.3.1.2 Essais cycliques rapides

Suite à un problème technique, seuls trois essais sur les cinq prévus ont été réalisés pour les configurations subissant un essai « rapide ». Le déplacement ultime, $U_{u,80}$ a été relevé durant un essai monotone préliminaire pour chacune des configurations. Il a été fixé à 20 mm pour les éprouvettes pointées conduisant à une vitesse d'essai de 12,3 mm/s, à 18,5 mm pour les éprouvettes agrafées à 0° par rapport au fil du bois conduisant à une vitesse d'essai de 11,3 mm/s et à 19,5 mm pour les éprouvettes agrafées à 90° par rapport au fil du bois conduisant à une vitesse d'essai de 12,0 mm/s. En alternative, la valeur du déplacement ultime aurait pu être fixée à partir de la valeur moyenne des glissements ultimes relevés pour chacune des configurations durant la campagne d'essais monotones.

A titre illustratif, nous donnons en figures III-20 à III-22 un exemple des résultats d'essais par configuration. On se réfèrera à l'annexe I.4 pour les autres. Trois analyses complémentaires ont été réalisées. La première consiste à tracer la courbe enveloppe de chaque essai cyclique (courbes rouges en figures III-20 à III-22) puis à réaliser une idéalisation bilinéaire par la norme ASTM E2126 afin de déterminer les propriétés de ductilité cyclique, $D_{c,ASTM}$, des éprouvettes en calculant le rapport entre le déplacement $U_{u,80}$ et le déplacement U_y (courbes noires en figures III-20 à III-22). On rappelle que la méthode d'idéalisation par la norme ASTM E2126 est donnée en §III.1.1. La deuxième consiste à déterminer l'amortissement calculé au premier cycle de chaque déplacement cible. Enfin, nous comparerons pour chacune des configurations l'énergie dissipée durant l'essai.

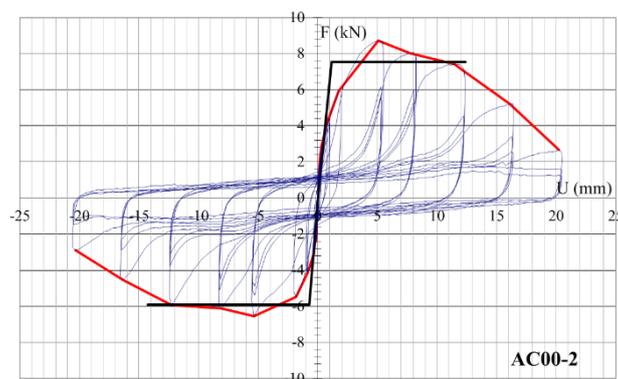


Figure III-20 : Courbes d'essai cyclique, enveloppe et EEEP pour l'essai AC00_R-2 / essai rapide

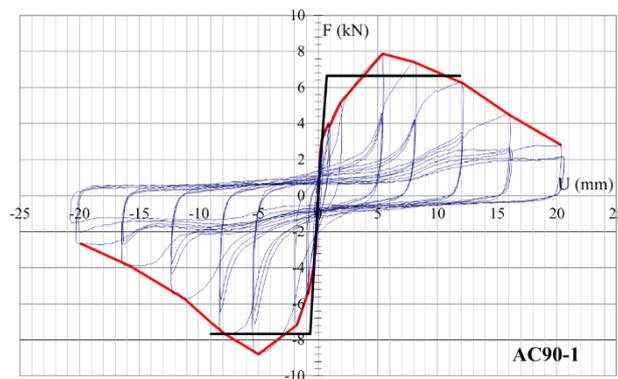


Figure III-21 : Courbes d'essai cyclique, enveloppe et EEEP pour l'essai AC90_R-1 / essai rapide

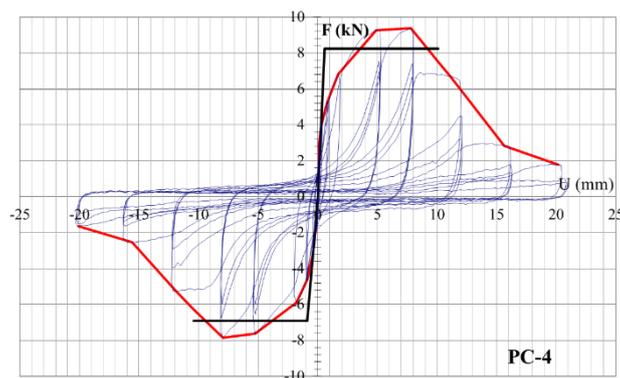


Figure III-22 : Courbes d'essai cyclique, enveloppe et EEEP pour l'essai PC_R-4 / essai rapide

Dans un premier temps, on donne dans le tableau III-8 un récapitulatif contenant l'ensemble des éprouvettes ayant subi un essai cyclique rapide :

- F_{\max} l'effort maximal subi par l'éprouvette et le déplacement correspondant, U_{\max} ;
- $F_{U,80}$ l'effort relevé à 80% de F_{\max} ainsi que $U_{U,80}$ le déplacement correspondant.

Pour chaque configuration, les courbes enveloppes positives et négatives sont considérées.

Comme pour les essais monotones, les masses relevées présentent un très faible coefficient de variation, de l'ordre de 3%-4% pour une masse moyenne de 4,80 kg.

Les figures III-23 et III-24 présentent une comparaison des courbes enveloppes des essais donnés en tableau III-8. Concernant les efforts maximum relevés durant les essais, en considérant les valeurs moyennes globales (moyenne des moyennes côté positif et négatif), les configurations agrafées AC90_R et pointées PC_R présentent des résultats relativement similaires. Ceci conforte la tendance constatée sur les essais monotones. On peut toutefois constater que, pour la configuration agrafée à 90° par rapport au fil du bois, le pic d'effort maximum global se trouve à l'inversion d'effort (figures III-23 et III-24). Ceci n'est généralement pas observé. Remarquons que les cycles affectent plus largement l'effort maximal des configurations AC00_R (figure III-23) du côté négatif. Ceci peut s'expliquer par l'orientation à 0° par rapport au fil du bois du montant provoquant un déchirement du montant plus important et donc une reprise moindre des efforts. La stabilité observée entre cycles positifs et cycles négatifs des configurations AC90 indique un endommagement symétrique et une bonne tenue de celle-ci à l'endommagement cumulatif.

Concernant la ductilité cyclique, DC_{ASTM} , la similitude entre les configurations agrafées et pointées se retrouve en valeur moyenne sur la partie positive. Cependant, il est à noter une très forte variation des valeurs individuelles induite probablement par la méthode de calcul. Une différence notable est constatée sur la partie négative de la courbe d'essai entre les configurations pointées et agrafées à 90°, d'un côté, et les configurations agrafées à 0°, de l'autre.

Par comparaison avec les configurations à 90°, les configurations à 0° par rapport au fil du bois présentent un déplacement U_{\max} plus faible pour une valeur de l'effort maximum similaire (figure III-24). Du côté négatif, l'écart entre les deux configurations s'estompe.

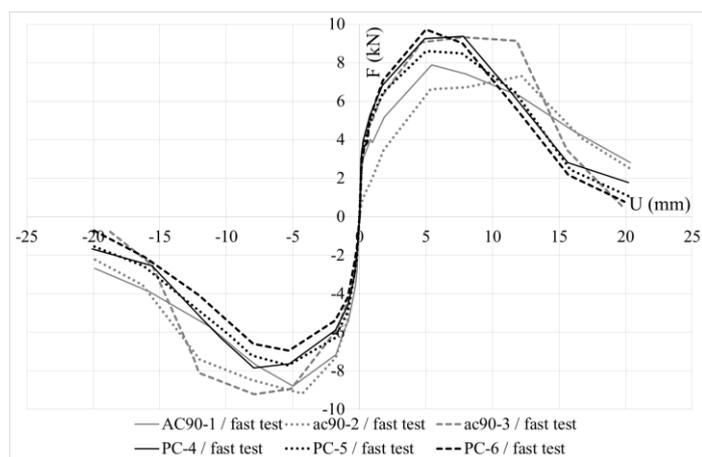


Figure III-23 : Comparaison des courbes enveloppes pour les configurations pointées et agrafées à 90° par rapport au fil du bois

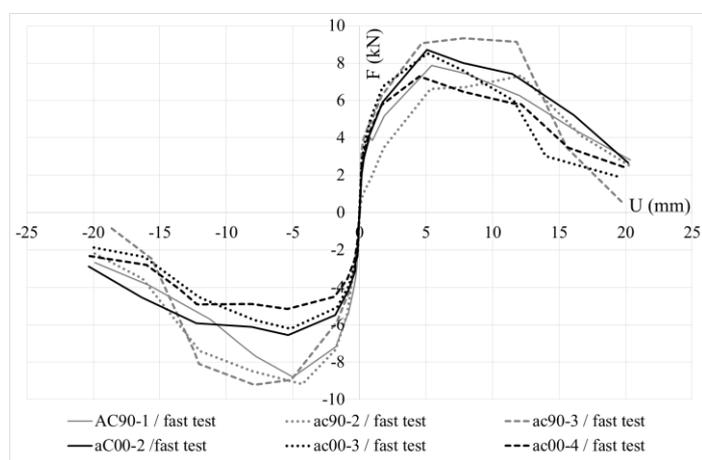


Figure III-24 : Comparaison des courbes enveloppes pour les configurations agrafées à 0° par rapport au fil du bois et agrafées à 90° par rapport au fil du bois

Si l'on compare les coefficients d'amortissement visqueux équivalents (équation III-2), de chacune des configurations on ne distingue pas de tendance particulière sur les premiers niveaux de déplacements. Les éprouvettes agrafées montrent un coefficient d'amortissement très légèrement plus élevé comparé à celui des éprouvettes pointées pour la partie positive de la courbe d'essai cyclique. Les coefficients d'amortissement calculés au sens de l'ASTM E2126 sur les niveaux de déplacements inférieurs strictement à $0,8 \cdot U_{u,80}$ (§II.2.3.4) montrent que (tableau III-7) :

- leurs valeurs sont comprises entre 10% et 20% ;
- ces configurations d'assemblages sont fortement dissipatives comparativement aux structures aciers et béton.

Concernant les cycles supérieurs de déplacement, les coefficients d'amortissement visqueux équivalents sont compris entre 18% et 50%. Notons toutefois que ce paramètre tend à croître plus rapidement pour les configurations agrafées. Sur le dernier cycle nous constatons une différence de 32% ce qui traduit une énergie dissipée accrue.

Tableau III-7 : Coefficients d'amortissement visqueux équivalents moyens pour les configurations dites rapides

v_{eq} (%)	0,20*U_{u,80}	0,40*U_{u,80}	0,60*U_{u,80}
AC00 _R	14	15	20
AC90 _R	15	16	18
PC _R	12	12	14

Tableau III-8 : Caractéristiques des essais cycliques rapides

Sens	Nom éprouvette	F _{max} (kN)	U _{max} (mm)	F _{u,80} (kN)	U _{U,80} (mm)	F _y (kN)	U _y (mm)	D _{CASTM}
Positif	AC00 _R -2	8,72	5,10	6,97	12,4	7,55	1,10	10,8
	AC00 _R -3	8,52	5,10	6,81	9,65	7,40	0,76	12,7
	AC00 _R -4	7,28	4,67	5,82	12,1	6,30	0,60	20,1
	Moyenne	8,17	4,96	6,53	11,4	7,08	0,82	14,5
	C.O.V (%)	9,54	5,01	9,55	13,2	9,64	31,1	33,8
Négatif	AC00 _R -2	-6,54	-5,36	-5,24	-14,3	-5,90	-0,71	20,2
	AC00 _R -3	-6,02	-5,20	-4,96	-10,6	-5,48	-0,56	18,8
	AC00 _R -4	-5,41	-5,40	-4,11	-13,5	-4,74	-0,63	21,6
	Moyenne	-5,99	-5,32	-4,77	-12,8	-5,40	-0,63	20,2
	C.O.V (%)	9,44	1,99	12,3	15,2	10,9	11,8	6,93
Positif	AC90 _R -1	7,88	5,42	6,31	11,9	6,65	0,70	16,6
	AC90 _R -2	7,32	12,2	5,86	14,2	6,50	3,30	4,30
	AC90 _R -3	9,33	7,80	7,47	12,9	8,36	0,60	22,8
	Moyenne	8,18	8,46	6,55	13,0	7,17	1,53	14,6
	C.O.V (%)	12,7	40,5	12,7	8,87	14,4	99,8	64,6
Négatif	AC90 _R -1	-8,79	-5,01	-7,03	-9,00	-7,67	-0,68	13,2
	AC90 _R -2	-9,17	-4,30	-7,34	-12,1	-8,21	-1,20	9,70
	AC90 _R -3	-9,22	-7,92	-7,38	-12,5	-8,13	-1,30	9,50
	Moyenne	-9,06	-5,74	-7,25	-11,2	-8,00	-1,06	10,8
	C.O.V (%)	2,60	33,4	2,64	17,1	3,64	31,4	19,3
Positif	PC _R -4	9,38	7,80	7,50	10,1	8,22	0,60	14,7
	PC _R -5	8,61	5,01	6,89	10,9	7,58	0,60	17,8
	PC _R -6	9,72	5,04	7,78	9,17	8,66	1,30	7,00
	Moyenne	9,24	5,95	7,39	10,1	8,15	0,83	13,2
	C.O.V (%)	6,16	26,9	6,16	8,61	6,66	48,5	42,2
Négatif	PC _R -4	-7,84	-7,95	-6,27	-10,4	-6,91	-0,87	11,9
	PC _R -5	-7,70	-5,37	-6,16	-9,86	-6,80	-0,89	11,1
	PC _R -6	-6,94	-5,30	-5,55	-9,65	-6,19	-1,12	8,65
	Moyenne	-7,49	-6,21	-5,99	-9,97	-6,63	-0,96	10,5
	C.O.V (%)	6,46	24,3	6,47	3,88	5,85	14,5	16,1

III.3.1.3 Essais cycliques lents

En parallèle des essais cycliques « rapides », des essais à moindre vitesse ont été réalisés pour une vitesse d'environ 0,2 mm/s conformément à la norme NF EN 12 512 tout en conservant les cycles de sollicitation de l'ISO 21 581. Nous présentons en figures III-26 et III-25 un exemple des résultats d'essais par configuration, les autres étant mises en annexes I.4. Comme précédemment (§III.3.3.1.3) chacun des essais a fait l'objet de trois traitements.

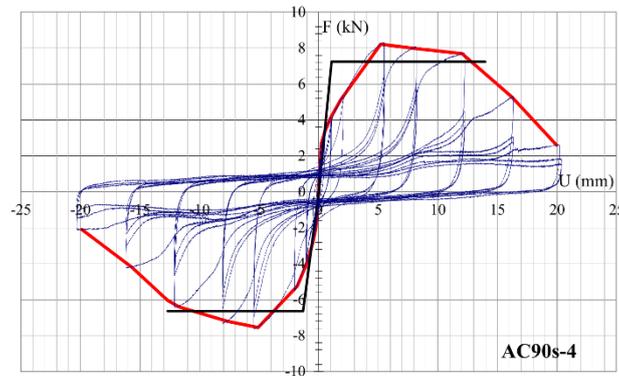


Figure III-25 : Courbes cyclique, enveloppe et EEEP pour l'essai AC90_L-4

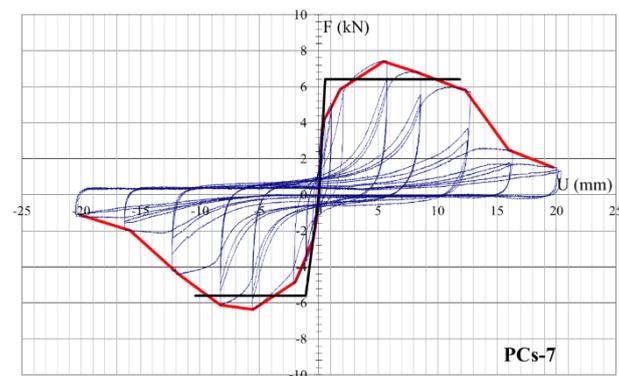


Figure III-26 : Courbes cyclique, enveloppe et EEEP pour l'essai PC_L-7

Ils sont comparés aux essais rapides afin de voir l'influence de la vitesse sur le comportement des éprouvettes. Seules les éprouvettes pointées et agrafées à 90° ont subi des essais lents. Le tableau III-9 présente les résultats du premier traitement tandis que la figure III-27 présente une comparaison entre assemblages pointés et agrafés des courbes enveloppes des essais lents. Concernant les efforts maximums relevés durant les essais lents, en considérant les valeurs moyennes globales (en traction et compression), les configurations agrafés AC90_L sont supérieures d'environ 15% à celles pointés PC_L.

Enfin, concernant la ductilité, on retrouve les mêmes valeurs moyennes pour les deux configurations côté positif. Cela est confirmé par le stest de Student puisque pour un risque de 10%, les populations AC90_L et PC_L semblent semblables. Cette remarque est à relativiser dans la mesure où le coefficient de variation peut atteindre 40%, ce qui s'explique en partie par la grande variabilité des déplacements au palier de plastification, U_y , obtenue par l'idéalisation. Par contre côté négatif, on retrouve des valeurs différentes en moyenne (50% de différence).

Les coefficients d'amortissement relevés ne présentent pas de tendance particulière. Comme pour les essais cycliques rapides, les configurations agrafées montrent un coefficient d'amortissement légèrement plus élevé comparé à celui des configurations pointées. Nous constatons que les valeurs sont comprises entre 11% et 18% (tableau III-10).

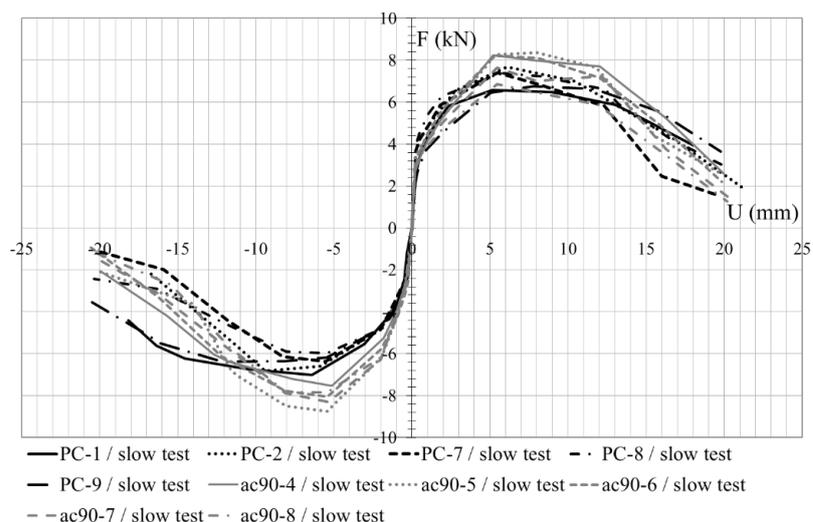


Figure III-27 : Comparaison des configurations pointées et agrafées pour les essais cycliques lents

Tableau III-9 : Récapitulatif des essais cycliques lents

Sens	Nom éprouvette	F_{max} (kN)	$U(F_{max})$ (mm)	$F_{0,8F_{max}}$ (kN)	$U_{0,80}$ (mm)	F_y (kN)	U_y (mm)	D_{CASTM}
Positif	AC90L-4	8,23	5,20	6,58	14,0	7,26	1,08	12,9
	AC90L-5	8,37	8,00	6,67	12,9	7,23	0,51	25,0
	AC90L-6	8,23	5,40	6,58	13,0	7,18	0,80	16,8
	AC90L-7	7,65	5,50	6,12	13,5	6,54	0,40	33,0
	AC90L-8	6,86	5,47	5,49	12,6	5,84	0,40	30,5
	Moyenne	7,87	5,91	6,29	13,2	6,81	0,64	23,6
	C.O.V (%)	7,98	19,8	7,88	4,18	9,08	46,4	36,5
Négatif	AC90L-4	-7,54	-5,11	-6,03	-12,7	-6,63	-1,3	9,73
	AC90L-5	-8,73	-5,42	-6,99	-11,3	-7,72	-1,53	7,35
	AC90L-6	-8,04	-5,43	-6,43	-11,4	-7,01	-1,04	11,0
	AC90L-7	-8,29	-5,34	-6,63	-10,3	-7,38	-1,52	6,8
	AC90L-8	-7,86	-5,29	-6,28	-10,7	-7,13	-1,39	7,67
	Moyenne	-8,09	-5,32	-6,47	-11,28	-7,17	-1,36	8,50
	C.O.V (%)	5,55	2,44	5,61	8,09	5,68	14,8	21,1
Positif	PCL-1	6,58	5,20	5,26	14,7	6,02	0,63	23,3
	PCL-2	7,68	6,10	6,14	12,5	6,76	0,50	25,0
	PCL-7	7,41	5,50	5,93	11,9	6,42	0,50	23,8
	PCL-8	7,39	5,70	5,91	13,2	6,77	0,50	26,4
	PCL-9	6,76	7,80	5,41	16,1	6,03	0,80	20,1
	Moyenne	7,16	6,06	5,73	13,7	6,40	0,59	23,7
	C.O.V (%)	6,56	16,9	6,55	12,5	5,78	22,6	11,1
Négatif	PCL-1	-7,02	-6,39	-5,61	-16,4	-6,24	-1,4	11,7
	PCL-2	-6,82	-9,39	-5,46	-11,5	-6,01	-1,38	8,35
	PCL-7	-6,37	-5,31	-5,1	-10,4	-5,6	-1,10	9,49
	PCL-8	-5,98	-5,46	-4,78	-11,3	-5,39	-1,00	11,3
	PCL-9	-6,39	-12,20	-5,11	-16,9	-5,82	-0,81	20,9
	Moyenne	-6,52	-7,75	-5,21	-13,30	-5,81	-1,14	12,3
	C.O.V (%)	6,29	38,5	6,29	23,2	5,74	22,2	40,3

Tableau III-10 : Coefficients d'amortissement visqueux équivalents moyens pour les configurations dites rapides

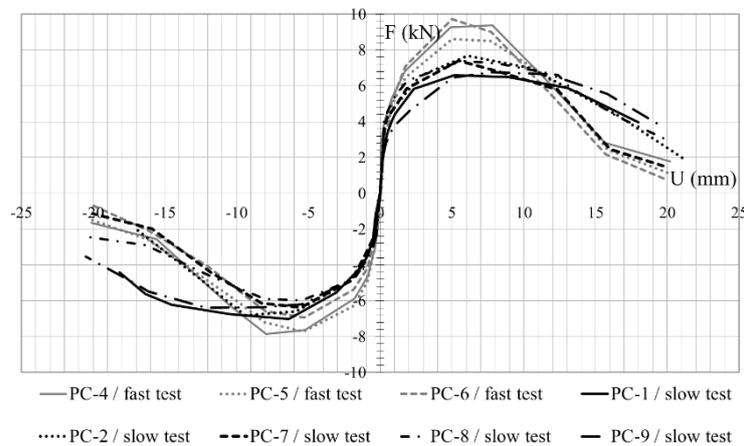
ν_{eq} (%)	$0,20*U_{u,80}$	$0,40*U_{u,80}$	$0,60*U_{u,80}$
AC90 _L	13%	13%	18%
PC _L	12%	12%	13%

III.3.1.4 Comparaison des essais lents et rapides

Ce paragraphe étudie l'influence de la vitesse de chargement sur le comportement cyclique des éprouvettes des configurations pointées et agrafées ayant subi des essais dits lents et rapides. Pour cela, nous continuons à nous baser sur les courbes enveloppes construites à partir des courbes d'essais cycliques et l'approche ASTM E 2126.

- *Configurations pointées*

La figure III-28 présente l'ensemble des courbes enveloppes des configurations pointées rapides et lentes (PC_R et PC_L). On constate que ces deux types d'essais forment deux groupes de courbes distincts. Pour les essais dits rapides, l'effort maximal global moyen en valeur absolue est plus élevé ($F_{max,moy}=8,40$ kN, tableau III-8, contre $F_{max,moy}=6,80$ kN, tableau III-9). Cependant la perte de résistance s'effectue plus rapidement, ce qui induit des ductilités plus faibles comparativement aux essais lents, notamment pour la partie positive.

**Figure III-28** : Comparaison des courbes enveloppes pour les essais lents et rapides - configuration PC

La vitesse de chargement semble donc jouer un rôle sur la résistance latérale des éprouvettes pointées. Dans le cas d'un essai dit lent les endommagements consécutifs à la fatigue de l'assemblage semblent mettre plus de temps à se propager ce qui a pour conséquence de limiter la chute de résistance. On note cependant que, quelle que soit la vitesse de chargement, les énergies équivalentes calculées à partir des courbes enveloppes restent similaires (tableau III-11).

La comparaison de l'amortissement en fonction des cycles de déplacement est présentée en figure III-29. Sur les cycles inférieurs à $0,6*U_{u,80}$ aucune différence ne peut être mise en évidence. Au-delà l'amortissement des configurations rapides tend à croître tandis que l'amortissement des configurations dites lentes tend à rester constant. Seul un essai de cette dernière configuration croît sur le dernier cycle de déplacement. Afin de comparer ces tendances un test de Student est appliqué à l'effort maximal des

deux populations que forment les essais rapides et lents. Ce test met bien en évidence une différence entre les deux populations (annexe I.2).

Tableau III-11 : Comparaison de l'énergie dissipée pour les configurations dites lentes et rapides

Nom éprouvette	Energie dissipée (kN.mm)
PC _L -1	86,4
PC _L -2	82,6
PC _L -7	74,6
PC _L -8	87,7
PC _L -9	94,7
Moyenne	85,2
C.O.V (%)	8,63

Nom éprouvette	Energie dissipée (kN.mm)
PC _R -4	88,0
PC _R -5	80,1
PC _R -6	73,9
Moyenne	80,7
C.O.V (%)	8,79

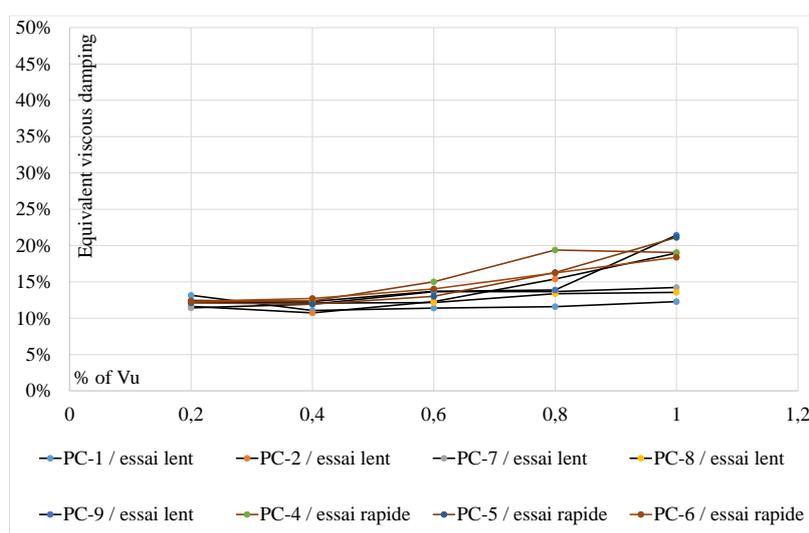


Figure III-29 : Comparaison du coefficient d'amortissement visqueux équivalent pour les configurations pointées dans le cas des essais cycliques lents et rapides

- **Configurations agrafées à 90° par rapport au fil du bois**

La figure III-30 présente les courbes enveloppes construites à partir des courbes d'essais cycliques sur les agrafes pour les deux vitesses testées. Contrairement aux configurations pointées, la vitesse d'exécution de l'essai semble avoir un impact nettement moins marqué sur le comportement des assemblages agrafés. On notera toutefois que les efforts maximum et à $0,8F_{\max}$ à l'inversion d'effort sont très légèrement supérieurs pour les essais « rapides ». Ce qui est confirmé par l'application du test de Student à la résistance latérale des éprouvettes. Celui-ci montre que les populations AC90_L et AC90_R sont différentes.

Le tableau III-12 récapitule l'énergie mise en jeu calculée à partir des courbes enveloppes durant les essais en fonction de la vitesse. On constate qu'il n'y a aucune différence en moyenne sur l'énergie dissipée ce qui tend à confirmer que les mécanismes de dissipation d'énergie mis en jeu lors des deux types d'essais sont les mêmes pour les assemblages agrafés à 90°.

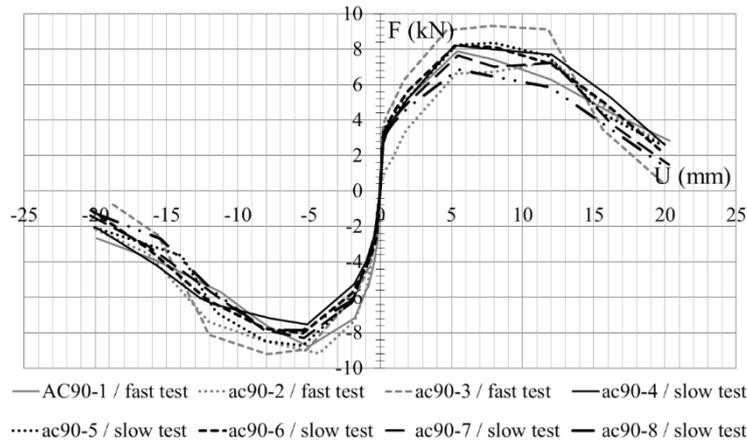


Figure III-30 : Comparaison des courbes enveloppes pour les essais lents et rapides - configuration AC90

Tableau III-12 : Comparaison de l'énergie dissipée durant les essais cycliques pour la configuration AC90

Nom éprouvette	Energie dissipée (N.mm)
AC90 _L -4	97,4
AC90 _L -5	91,2
AC90 _L -6	90,8
AC90 _L -7	87,0
AC90 _L -8	73,3
Moyenne	88,0
C.O.V (%)	10,2

Nom éprouvette	Energie dissipée (N.mm)
AC90 _R -1	77,6
AC90 _R -2	81,8
AC90 _R -3	105,7
Moyenne	88,4
C.O.V (%)	17,1

Concernant l'amortissement, la distinction entre les deux vitesses d'essais ne peut être faite, figure III-31. Pour les deux configurations d'essais, le coefficient d'amortissement visqueux équivalent croît en fonction de la fraction de $U_{u,80}$. Il est compris entre 11% et 44%.

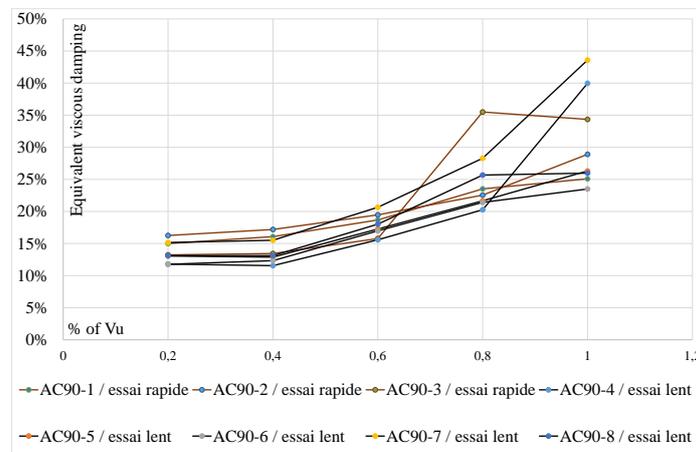


Figure III-31 : Comparaison du taux d'amortissement visqueux équivalent pour les configurations agrafées à 90° par rapport au fil du bois dans le cas des essais cycliques lents et rapides

III.3.1.5 Conclusion

Cette partie présente les résultats d'une campagne d'essais réalisée à l'échelle de l'assemblage. Elle se décline en une campagne d'essais monotones et une campagne d'essais cycliques. Elle visait à établir une comparaison entre les différents connecteurs métalliques utilisés dans le cadre de la construction de maison à ossature bois : agrafes et pointes annelées. L'influence de la vitesse lors d'essais cycliques sur les différentes configurations a été étudiée. L'éprouvette a été conçue suivant les règles de moyens dictées par le DTU 31.2 (2010). Pour les configurations agrafées, deux orientations ont été étudiées : à 90° par rapport au fil du bois et à 0° par rapport au fil du bois.

Lors des essais monotones, il a été constaté que l'orientation de l'agrafe par rapport au fil du bois a une influence non négligeable sur les performances de l'éprouvette. On constate, en effet, une chute de résistance maximum de 26% en moyenne entre les configurations à 90° et à 0° ce qui est en accord avec l'Eurocode 5 (2005) qui prévoit un abattement de 30% des performances de l'assemblage lors du passage de 90° à 0°. Les configurations agrafées à 90° par rapport au fil du bois du montant présentent des performances similaires aux configurations pointées. Les configurations agrafées à 0° présentent la raideur moyenne la plus élevée ce qui peut s'expliquer par la présence des deux pattes dans le plan de sollicitation de l'éprouvette.

Lors des essais cycliques dits rapides, la différence des performances moyennes pour le premier sens de sollicitation des agrafes à 0° et 90° tend à disparaître. Les configurations agrafés AC90_R et pointés PC_R présentent des résultats relativement similaires. Cependant les assemblages agrafés à 0° montrent une plus grande ductilité moyenne globale.

Concernant les essais cycliques lents, il a été constaté que la résistance latérale des configurations agrafées AC90_L est supérieure d'environ 15% à celles pointées PC_L. La ductilité cyclique calculée sur la base de la méthode de l'ASTM E2126 reste également similaire pour les deux configurations du côté positif. Cette remarque est à relativiser dans la mesure où le coefficient de variation peut atteindre 40%, ce qui s'explique en partie par la grande variabilité des déplacements au palier de plastification, U_y , obtenue par l'idéalisation. Par contre côté négatif, on retrouve des valeurs différentes en moyenne (50% de différence).

Les coefficients d'amortissement relevés ne présentent pas de tendance particulière. Comme pour les essais cycliques rapides, les configurations agrafées montrent un coefficient d'amortissement légèrement plus élevé comparé à celui des configurations pointées.

Lors de la comparaison des résultats pour les deux vitesses de sollicitation, on constate que ces deux types d'essais forment deux groupes de courbes distincts dans le cas des assemblages pointés. Pour les essais dits rapides, l'effort maximal global moyen en valeur absolue est plus élevé. Cependant la perte de résistance s'effectue plus rapidement, ce qui induit des ductilités plus faibles comparativement aux essais lents, notamment pour la partie positive.

Contrairement aux configurations pointées, la vitesse d'exécution de l'essai semble avoir un impact nettement moins marqué sur le comportement des assemblages agrafés.

Cette campagne d'essais a également montré que l'énergie dissipée par les assemblages reste constante quel que soit la vitesse choisie.

III.3.2 Essais à l'échelle du MOB

En plus de la campagne d'essais à l'échelle de l'assemblage présentée dans la partie précédente, il a été réalisé une campagne d'essais monotones et cycliques à l'échelle de l'élément de mur avec diaphragmes agrafés. Celle-ci a permis l'examen de la charge verticale sur le comportement global de la structure.

Nous rappelons que le type de l'agrafe a été déterminé afin que les performances de l'assemblage agrafé soient similaires à celles de l'assemblage pointé avec diaphragme en OSB/3 de 12 mm d'épaisseur utilisé lors du projet SISMOB (§III.2.3) en terme de résistance instantanée. La comparaison entre les deux types d'assemblages panneau-ossature a donc pu être réalisée.

III.3.2.1 Programme d'essais

Le détail de la campagne d'essais est donné dans le tableau III-13. Comme pour les essais à l'échelle de l'assemblage et pour les mêmes raisons (§III.3.1.1), les essais ont été réalisés selon l'ISO 21 581 (2010).

De plus, afin d'étudier l'influence de la vitesse d'essai, un essai selon l'ISO 21 581 (2010) à faible vitesse est rajouté pour une configuration (Murs 19 à 21). Les configurations d'essais surlignées en gris dans le tableau III-13 correspondent aux configurations de référence et serviront de point de comparaison avec les configurations issues du projet SISMOB.

Trois niveaux de chargement vertical sont également considérés :

- à vide : Mur 2 en monotone et Murs 5, 6, 7 et 22 en cyclique;
- 6,25 kN/ml (soit 15 kN au total) : Mur 3 en monotone et Murs 15 à 21 en cyclique ;
- 12,5 kN/ml (soit 30 kN au total) : Mur 4 en monotone et Murs 12 à 14 en cyclique.

Les conditions aux limites des essais sont reprises des essais SISMOB (figure III-10 - §III.3.1.1).

Chaque essai monotone ou cyclique est précédé d'un essai de vibration libre réalisé sur l'élément de MOB non chargé verticalement. Cet essai consiste à enregistrer la réponse en accélération à la lisse haute (accéléromètre positionné au centre de la lisse) associée au relâchement soudain d'un câble tendu. Ces essais sont réalisés sur les murs à l'état initial placés sur le banc de chargement latéral avec les conditions aux limites explicitées précédemment avant l'essai de chargement latéral. L'essai a été réalisé deux fois par éprouvette. Ils permettent d'estimer la 1^{ère} fréquence propre et le taux d'amortissement des murs. La figure III-32 présente la fréquence propre moyenne relevée par éprouvette.

On observe une variabilité de l'ordre de 8% pour la période propre ce qui correspond à la valeur communément admise de variabilité de cette propriété pour le matériau bois. Cette faible dispersion indique une faible hétérogénéité des caractéristiques des murs utilisés pour cette campagne d'essais. Notons que l'amortissement moyen de l'ensemble des murs est de 23% (C.O.V = 14%). Nous nous reporterons à l'annexe II.1 pour les valeurs individuelles de période propre et de taux d'amortissement.

Tableau III-13 : Echantillonnage et programme d'essais

Durée d'essai	Mur N°	Chargement	Charge verticale
45 min	2	Vibration Libre / Monotone	Vide
	3	Vibration Libre / Monotone	6,25 kN/ml
	4	Vibration Libre / Monotone	12,5 kN/ml
1 min	5	Vibration Libre / Cycle ISO 21581 ;	Vide
	6	Vibration Libre / Cycle ISO 21581 ;	
	7	Vibration Libre / Cycle ISO 21581 ;	
	22	Vibration Libre / Cycle ISO 21581 ;	
	12	Vibration Libre / Cycle ISO 21581 ;	12,5 kN/ml
	13	Vibration Libre / Cycle ISO 21581 ;	
	14	Vibration Libre / Cycle ISO 21581 ;	
	15	Vibration Libre / Cycle ISO 21581 ;	6,25 kN/ml
	17	Vibration Libre / Cycle ISO 21581 ;	
	18	Vibration Libre / Cycle ISO 21581 ;	
4 h	19	Vibration Libre / Cycle ISO 21581 ;	6,25 kN/ml
	20	Vibration Libre / Cycle ISO 21581 ;	
	21	Vibration Libre / Cycle ISO 21581 ;	

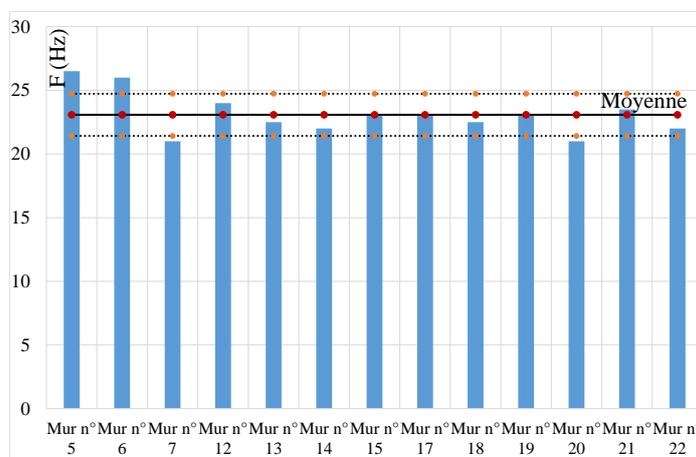


Figure III-32 : Moyenne des résultats des essais de vibration pour chacun des éléments de MOB

III.3.2.2 Essais monotones

Le tableau III-14 présente les sorties qui ont pu être déterminées par essais. On y donne, dans la deuxième colonne, le chargement vertical, dans la troisième et quatrième la charge maximale horizontale subie par l'éprouvette (F_{max}) associée au déplacement (U_{max}). Dans les deux suivantes, on donne la charge ultime ($F_{u,80}$), que l'on associe au déplacement ultime, ($U_{u,80}$). Enfin, on donne la raideur de chacun des murs à partir de la relation donnée par :

$$K_0 = \frac{0,4F_{max}}{U(0,4F_{max})} \quad (\text{III-9})$$

Tableau III-14 : Récapitulatif des propriétés des éléments de MOB déterminées par les essais monotones

N° du Mur	Charge verticale (kN/ml)	F_{max} (kN)	U_{max} (mm)	$F_{u,80}$ (kN)	$U_{u,80}$ (mm)	K_0 (kN/m)
2	0	16,7	56	13,3	99	680
3	6,25	16	45	12,8	79	905
4	12,5	15,7	51	12,5	99	994

Sachant qu'il n'y a qu'un seul essai par configuration, la comparaison des résultats s'avère délicate. L'effort maximal relevé semble très légèrement diminuer en fonction de l'augmentation du chargement vertical. Cette variation entre configurations reste extrêmement faible (C.O.V = 3,18 %) et reste dans la plage des incertitudes de mesure. Si l'on considère cette diminution de la résistance latérale comme négligeable, nous pouvons conclure, à l'instar de Payeur *et al.* (§III.2.3), que le chargement vertical n'affecte pas le comportement sous chargement monotone des murs. Enfin, concernant la raideur, on observe ce qui semble être une augmentation de la raideur en fonction du chargement vertical. Ceci a notamment été observé par Pei *et al.* (2013) mais également par Källsner & Girhammar (§III.2.1) et durant le projet SISMOB (§III.2.4).

La figure III-33 présente les courbes des essais monotones ainsi que les déplacements ultimes, $U_{u,80}$ relevés. La moyenne des déplacements ultimes de ces essais monotones permet de fixer le déplacement ultime servant à la définition des cycles des essais cycliques. Nous estimons donc un déplacement ultime de :

$$U_{u,80} = 92 \text{ mm} \quad (\text{III-10})$$

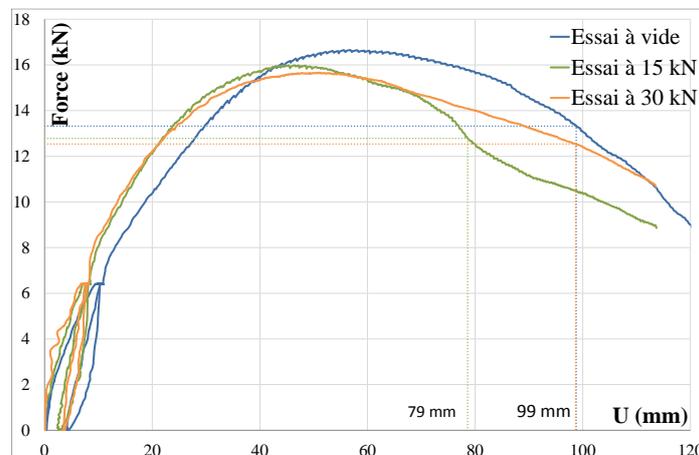


Figure III-33 : Courbes d'essai monotone

III.3.2.3 Essais cycliques rapides

Concernant les fréquences propres ainsi que les amortissements relevés en amont pour les éprouvettes ayant subi les essais cycliques et présentées dans cette partie, nous obtenons, respectivement, une moyenne de 23,1 Hz (C.O.V de 7,63%) et de 23,4% (C.O.V. de 13,1%) pour les essais réalisés à vide. Comme pour les essais monotones, les fréquences propres sont très peu variables d'une configuration à une autre puisque le coefficient de variation est de l'ordre de 7,5%. Les éprouvettes présentent donc une faible hétérogénéité en termes de fréquences propres. Contrairement aux éprouvettes ayant subi un essai monotone, l'amortissement présente ici une plus grande variabilité (C.O.V de 13%). Nous nous reporterons à l'annexe II.1 pour les tableaux récapitulatifs.

Pour ces essais, nous reprenons la démarche de traitement exposée lors des essais à l'échelle de l'assemblage (§III.3.1.1). Nous présentons en figures III-34 à III-35 un exemple des résultats d'essais par configuration, les autres étant mis en annexe II.2.

Dans un premier temps, on donne dans le tableau III-15 (partie 1), un récapitulatif contenant l'ensemble des éprouvettes ayant subi un essai cyclique dit rapide. Pour chaque courbe d'essai, nous distinguerons une partie positive (premier sens de sollicitation) et une partie négative (sens opposé de sollicitation). L'origine du repère correspond à la position de repos du vérin transmettant l'effort horizontal. Dans un second temps, on donne les paramètres issus de l'idéalisation bilinéaire des courbes enveloppes, tableau III-15 (partie 2).

Dans cette partie, on donnera l'exemple d'une courbe par configuration ainsi que les spécifications des courbes enveloppes. On se référera à l'annexe II.2 pour les autres.

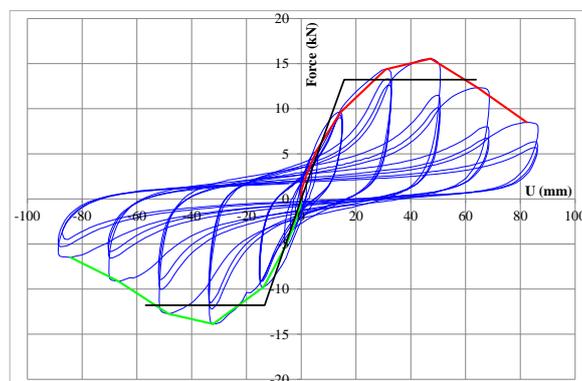


Figure III-34 : Courbes d'essai cyclique, enveloppe et EEEP pour l'essai mur 5 (à vide – essai rapide)

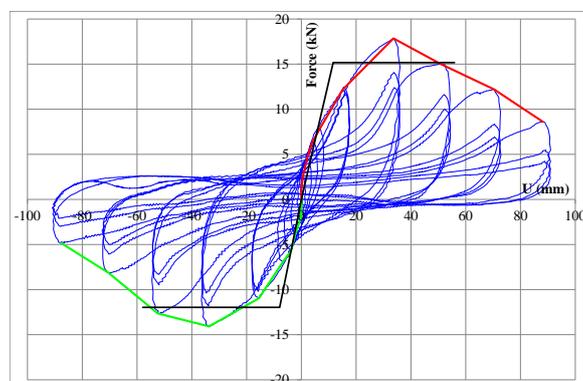


Figure III-35 : Courbes d'essai cyclique, enveloppe et EEEP pour l'essai mur 12 (chargement vertical de 12,5 kN/ml – essai rapide)

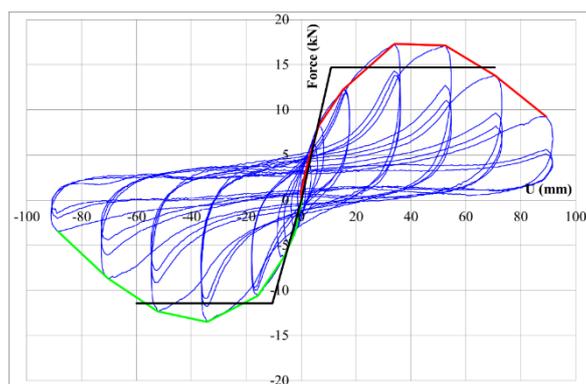


Figure III-36 : Courbes d'essai cyclique, enveloppe et EEEP pour l'essai mur 15 (chargement vertical de 6,25 kN/ml – essai rapide)

Concernant la résistance latérale relevée durant essais, en considérant les valeurs moyennes globales sur la partie positive, les configurations à vide (murs 5/6/7/22) et les configurations chargées verticalement à 12,5 kN/ml (murs 12/13/14) présentent des résultats assez similaires. Les configurations chargées verticalement à 6,25 kN/ml (murs 15/17/18) possèdent un effort maximum en moyenne supérieur aux deux autres configurations. Cependant, l'écart relatif entre les configurations est de 7% ce qui reste dans la plage d'incertitude expérimentale. L'augmentation du chargement vertical n'induit donc pas nécessairement une modification monotone de la résistance latérale des MOB.

Malgré les constatations faites au paragraphe précédent, (voir le test de Student, annexe §II.3) relatives à l'effort maximal, il semble que l'on ne puisse pas distinguer les configurations entre elles, aussi bien sur la partie positive que la partie négative. Cette remarque ne se retrouve cependant pas dans le cas de l'examen du déplacement ultime. Sur la partie positive, seules les configurations à vide et chargées à 6,25 kN/ml semblent être identiques. Sur les parties négatives, toutes les configurations sont identiques. L'affaiblissement de l'éprouvette lors du passage dans la partie négative aurait donc tendance à limiter l'influence du chargement vertical sur le déplacement ultime.

On donne en figures III-37 et III-38 l'amortissement visqueux moyen par configuration calculé pour chacun des cycles de déplacement. Pour la partie positive, on observe une décroissance fonction de l'augmentation de l'incrément de déplacement. Cette remarque est contraire à ce qui a été constaté durant les essais sur assemblages agrafés. Leurs valeurs sont comprises entre 15% et 30%, ce qui fait des MOB des structures très dissipatives comparativement aux structures aciers et bétons. En moyenne sur les premiers cycles de déplacement, l'amortissement relevé à l'échelle des MOB reste supérieur à celui relevé à l'échelle des assemblages (amortissement visqueux compris entre 10% et 15% - §III.3.1). La différence de tendance peut s'expliquer par la diminution de la zone de pincement due à l'endommagement cumulé à l'échelle des MOB ce qui se traduit par une diminution de l'énergie dissipée, E_d (équation III-2), figure III-39. Dans le cas des assemblages, on constate, au contraire, une stagnation de la zone de pincement, figure III-40. Un effet d'échelle peut également être envisagé.

Tableau III-15 (partie 1) : Caractéristiques des essais cycliques rapides

Sens	N° Mur	Charge verticale (kN/ml)	F _{max} (kN)	U _{Fmax} (mm)	F _{u,80} (kN)	U _{u,80} (mm)
Positif	5	Vide	15,6	47,3	12,4	63,8
	6		18,2	32,6	14,5	66,0
	7		17,9	33,5	14,4	67,0
	22		15,7	33,1	12,6	62,3
	Moyenne	---	16,9	36,6	13,5	64,8
	C.O.V (%)	---	8,17	19,5	8,38	3,30
Négatif	5	Vide	-13,9	-32,2	-11,1	-56,8
	6		-16,5	-34,6	-13,2	-62,6
	7		-15,6	-34,3	-12,4	-54,6
	22		-12,7	-34,0	-10,2	-53,7
	Moyenne	---	-14,6	-33,8	-11,7	-56,9
	C.O.V (%)	---	11,6	3,19	11,5	7,03
Positif	15	6,25	17,3	33,9	13,9	70,5
	17		19,1	35,6	15,3	70,3
	18		18,3	33,6	14,6	60,2
	Moyenne		---	18,2	34,4	14,6
	C.O.V (%)	---	4,99	3,14	4,97	8,79
Négatif	15	6,25	-13,5	-34,3	-10,8	-60,0
	17		-14,1	-32,3	-11,2	-57,7
	18		-14,6	-34,5	-11,6	-58,0
	Moyenne		---	-14,0	-33,7	-11,2
	C.O.V (%)	---	3,90	3,60	3,90	2,10
Positif	12	12,5	17,9	33,6	14,3	55,9
	13		17,2	33,8	13,7	59,6
	14		16,6	33,5	13,3	58,1
	Moyenne		---	17,2	33,6	13,8
	C.O.V (%)	---	3,67	0,45	3,68	3,22
Négatif	12	12,5	-14,1	-33,7	-11,3	-57,9
	13		-14,7	-34,0	-11,7	-56,5
	14		-12,6	-33,4	-10,1	-57,3
	Moyenne		---	-13,8	-33,7	-11,0
	C.O.V (%)	---	7,81	0,89	7,81	1,23

Tableau III-11 (partie 2) : Caractéristiques des essais cycliques rapides

Sens	N° Mur	Charge verticale (kN/ml)	Idéalisation	
			F _y (kN)	U _y (mm)
Positif	5	Vide	13,2	15,7
	6		15,4	12,9
	7		15,3	14,9
	22		13,4	12,6
	Moyenne	---	14,3	14,0
	C.O.V (%)	---	8,30	10,8
Négatif	5	Vide	-11,8	-13,4
	6		-14,0	-12,7
	7		-13,2	-12,0
	22		-10,8	-12,9
	Moyenne	---	-12,4	-12,8
	C.O.V (%)	---	11,5	4,55
Positif	15	6,25	10,9	14,7
	17		14,6	16,2
	18		12,5	15,5
	Moyenne		---	13,7
	C.O.V (%)	---	18,0	13,0
Négatif	15	6,25	-10,5	-11,4
	17		-13,9	-11,9
	18		-12,7	-12,4
	Moyenne		---	-12,4
	C.O.V (%)	---	13,9	3,90
Positif	12	12,5	15,2	11,6
	13		14,6	11,5
	14		14,1	9,70
	Moyenne		---	14,6
	C.O.V (%)	---	3,67	9,78
Négatif	12	12,5	-12,0	-7,9
	13		-8,0	-12,5
	14		-10,7	-9,7
	Moyenne		---	-10,2
	C.O.V (%)	---	19,8	23,0

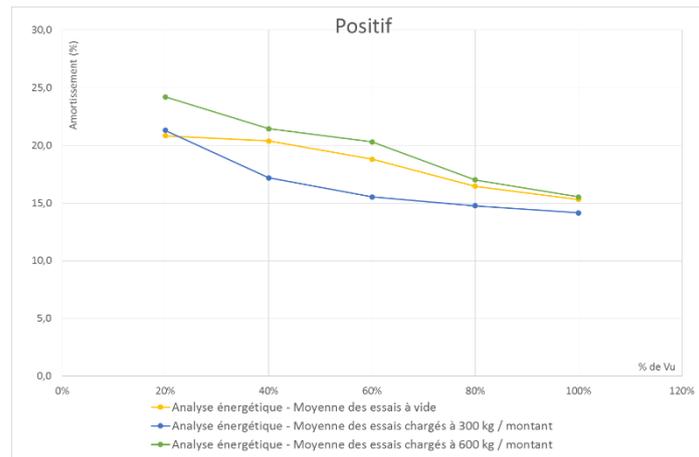


Figure III-37 : Coefficients d'amortissement visqueux équivalents moyens par configurations calculés sur la partie positive

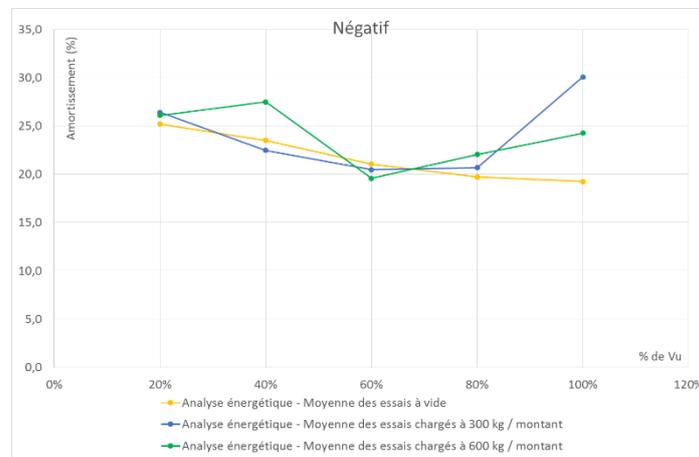


Figure III-38 : Coefficients d'amortissement visqueux équivalents moyens par configuration calculés sur la partie négative

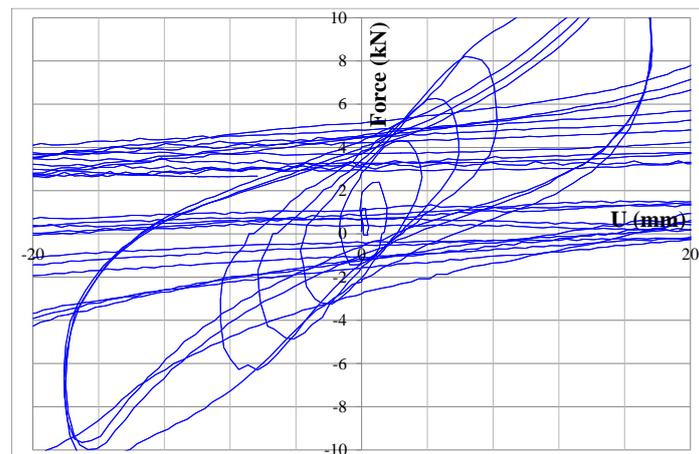


Figure III-39 : Exemple de zone de pincement pour un essai à l'échelle d'un MOB (essai n° 15)

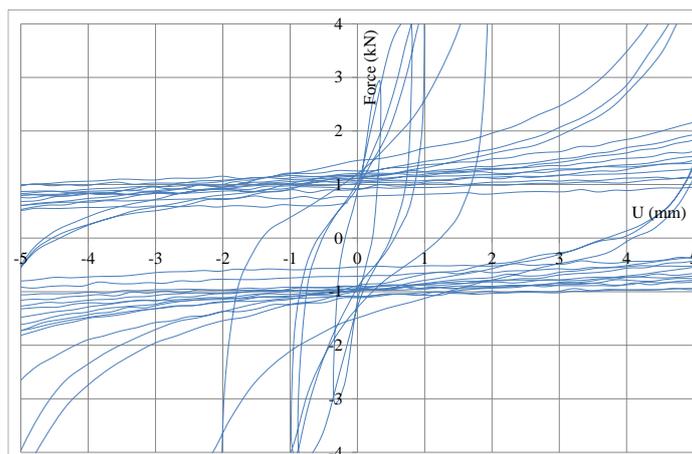


Figure III-40 : Exemple de zone de pincement pour un essai à l'échelle de l'assemblage

III.3.2.4 Essais cycliques lents

En parallèle des essais cycliques rapides, des essais à moindre vitesse ont été réalisés (environ 0,2 mm/s). Seules les configurations chargées à 6,25 kN/ml ont subi des essais dits lents (3 essais). On donne en figure III-41 la courbe issue de l'essai 19, les autres étant mises en annexe II.2. Le tableau III-16 présente les résultats du premier traitement tandis que l'amortissement moyen relevé est donné en figure III-42.

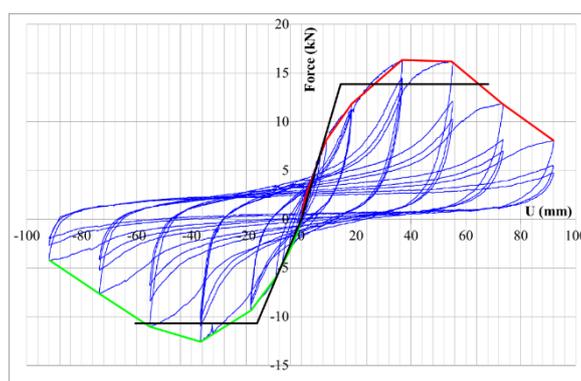


Figure III-41 : Courbes d'essai cyclique, enveloppe et EEEP pour l'essai mur 19

Tableau III-16 : Récapitulatif des essais cycliques lents chargés verticalement à 6,25 kN/ml

Sens	N° Mur	Charge verticale (kN/ml)	F_{max} (kN)	U_{max} (mm)	$F_{u,80}$ (kN)	$U_{u,80}$ (mm)	F_y (kN)	U_y (mm)	D_{CASTM}
Positif	19	6,25	16,3	36,7	13,1	68,1	13,9	14,3	4,76
	20		14,6	36,4	11,7	74,2	15,2	12,4	4,88
	21		15,2	36,8	12,2	69,8	13,0	13,5	5,17
	Moyenne	---	15,4	36,6	12,3	70,7	14,0	13,4	4,93
	C.O.V (%)	---	5,78	0,57	5,78	4,45	8,03	7,16	4,27
Négatif	19	6,25	-12,6	-36,7	-10,1	-60,4	-10,7	-16,1	3,75
	20		-12,4	-36,3	-10,0	-67,3	-10,6	-14,9	4,52
	21		-13,2	-36,8	-10,6	-62,5	-11,3	-15,2	4,11
	Moyenne	---	-12,8	-36,6	-10,2	-63,4	-10,8	-15,4	4,12
	C.O.V (%)	---	3,35	0,72	3,35	5,58	3,31	4,06	9,35

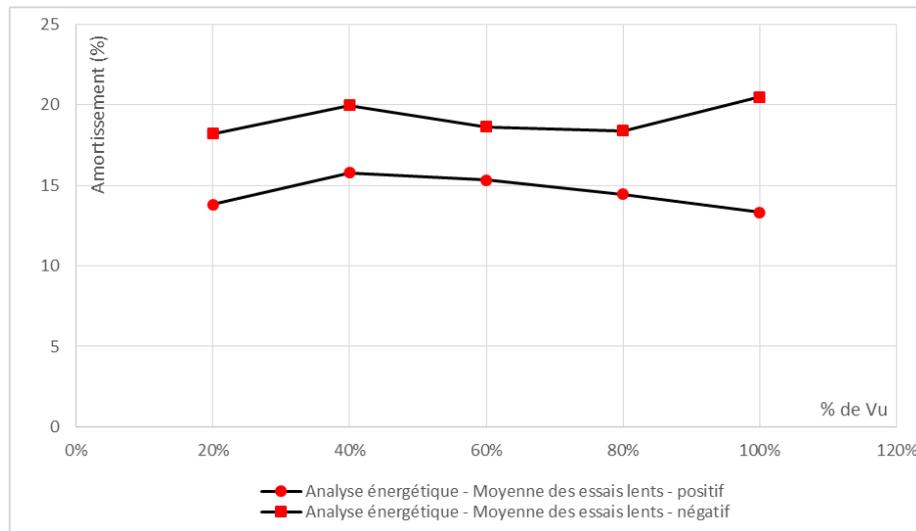


Figure III-42 : Coefficient d’amortissement visqueux équivalent moyen pour les essais cycliques lents

L’amortissement relevé pour ces configurations reste approximativement constant autour de 19% sur la partie positive et 15% sur la partie négative. La diminution de la vitesse semble s’accompagner d’une diminution de la surface des boucles à déplacement constant ce qui peut expliquer la différence de valeur entre les essais lents et rapides.

La définition des classes de ductilité s’appuie sur les propriétés de ductilité et de dissipation d’énergie en fixant le déplacement « ultime » lorsqu’apparaît, durant un essai cyclique, une réduction de leur résistance de 20% (Eurocode 8, §8.3 – (3)P, figure II-9). La vitesse d’essai étant en accord avec la norme NF EN 12512, nous appliquons la définition du déplacement au seuil de plastification de cette norme ainsi que la définition du déplacement « ultime » au sens de l’Eurocode 8, $U_{u,EC8}$ (figure II-9). La figure III-43 présente la construction des points permettant la définition de la ductilité suivant les critères de l’Eurocode 8. La courbe rouge correspond à la courbe enveloppe tandis que les droites bleues correspondent aux droites de construction du seuil de plastification selon la norme NF EN 12512. Les valeurs relevées pour les essais présentés dans cette partie sont données dans le tableau III-17.

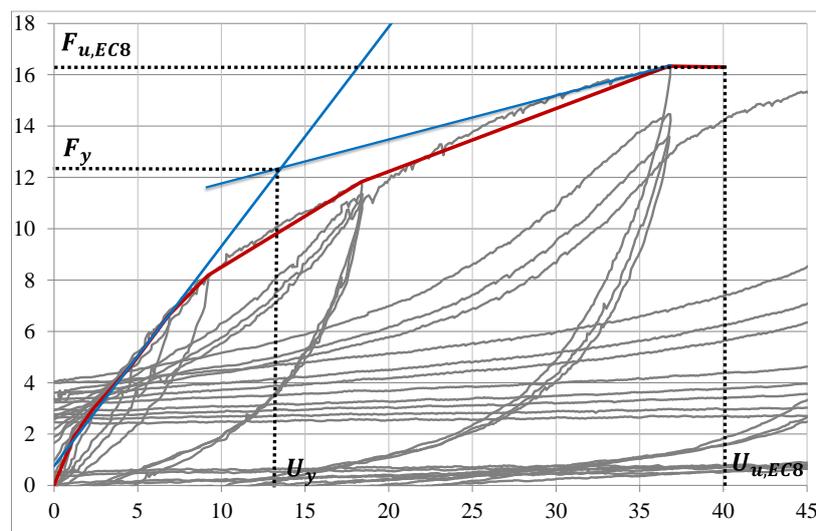


Figure III-43 : Détermination de la ductilité suivant la définition du point de plastification de la norme NF EN 12512 et la définition du déplacement « ultime » de l’Eurocode 8

Tableau III-17 : Valeurs de la ductilité cyclique au sens de l'Eurocode 8 en vue de l'affectation d'une classe de ductilité

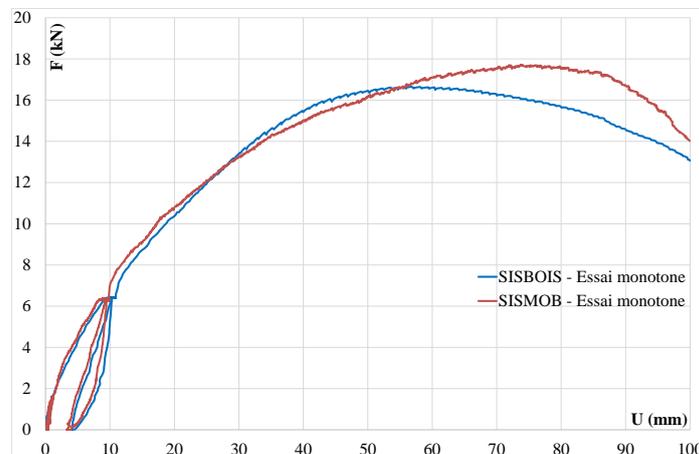
Sens	N° mur	Charge verticale (kN/ml)	$U_{y,EN12512}$ (mm)	$U_{u,EC8}$ (mm)	$D_{c,EC8}$
Positif	19	6,25	14,6	40,0	2,74
	20		16,5	31,0	1,88
	21		13,6	37,0	2,72
	Moyenne	---	15,2	37,1	2,45
	C.O.V (%)	---	9,70	12,4	20,1
Négatif	19	6,25	16,8	38,4	2,29
	20		14,1	36,6	2,60
	21		15,5	39,4	2,54
	Moyenne	---	15,2	37,1	2,47
	C.O.V (%)	---	8,89	3,83	6,69

Comparativement à la ductilité cyclique calculée sur la base de l'ASTM E2126 (tableau III-16), la ductilité cyclique au sens de l'Eurocode 8 se trouve être réduite de moitié. Cela s'explique par les déplacements au critère de « ruine », $U_{u,EC8}$, se trouvant proche du déplacement à l'effort maximum relevé. L'application de cette méthode de détermination de la ductilité cyclique lors de l'étude SISMOB a montré que cette approche n'est pas applicable. Pour des systèmes qualifiés DCH, cette approche a classifié les éléments de MOB en DCL.

III.3.2.5 Influence de la vitesse de sollicitation et comparaison des connecteurs

Dans cette partie, nous allons procéder à la comparaison des essais monotones et des essais cycliques entre les configurations agrafées (projet SISBOIS, §III.3.2.2 et §III.3.2.3) et les configurations pointées (projet SISMOB, §III.2.3). L'influence de la vitesse de sollicitation est également étudiée lorsque cela est possible.

Dans le cas des essais monotones, figure III-44, on ne remarque que très peu de différences entre la configuration pointée (SISMOB) et la configuration agrafée (SISBOIS). L'effort maximal atteint par la configuration pointée est supérieur de 10% à l'effort maximal atteint par l'éprouvette agrafée. La chute de résistance est alors plus rapide pour la configuration SISMOB. L'unicité des essais monotones empêche cependant de tirer des conclusions sur la différence de comportement pour ce type de sollicitation.

**Figure III-44** : Courbes issues des essais monotones (SISBOIS & SISMOB) réalisés à vide

Dans le cas des essais cycliques, nous nous intéressons, dans un premier temps, aux essais réalisés sans chargement vertical. La figure III-45 présente une comparaison des courbes issues du projet SISBOIS (§III.3.2.2 et §III.3.2.3) et du projet SISMOB (§III.2.3).

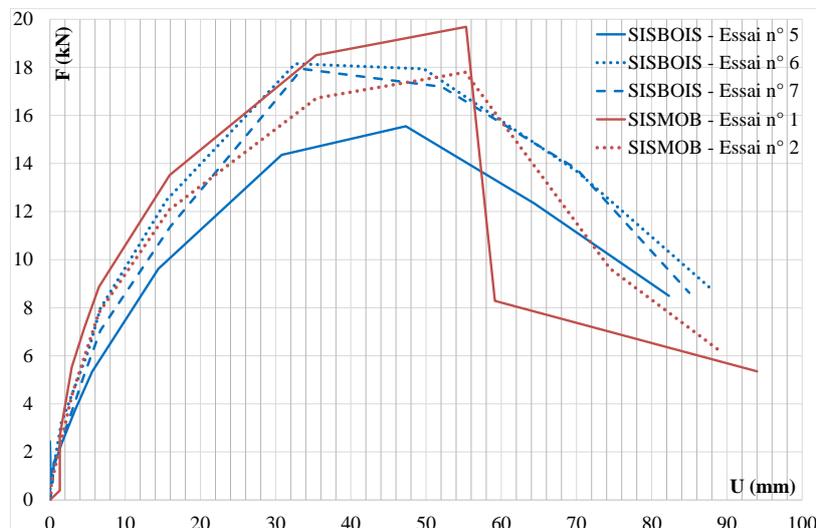


Figure III-45 : Courbes enveloppes des essais cycliques (SISBOIS & SISMOB) réalisés à vide

Afin d'aider à la comparaison, nous introduisons le tableau III-18 récapitulant les efforts maximaux (F_{\max}), et les déplacements correspondants (U_{\max}), et les efforts ($F_{u,80}$) et déplacements ultimes ($U_{u,80}$) selon l'équation (II-14).

Tableau III-18 : Caractéristiques des essais issus du projet SISMOB et SISBOIS (à vide)

Référence mur	Chargement vertical	F_{\max} (kN)	U_{\max} (mm)	$F_{u,80}$ (kN)	$U_{u,80}$ (mm)
SISMOB - Essai n° 1	0	19,7	55,3	15,8	56,6
SISMOB - Essai n° 2		17,8	55,2	14,2	63,6
Moyenne	---	18,9	55,2	15,1	60,1
C.O.V (%)	---	7,17	0,13	8,24	7,54
SISBOIS - Essai n° 5	0	15,6	47,3	12,4	63,8
SISBOIS - Essai n° 6		18,2	32,6	14,5	66
SISBOIS - Essai n° 7		17,9	33,5	14,4	67
Moyenne		17,2	37,8	13,8	65,6
C.O.V (%)		8,25	21,8	2,50	8,61

Nous constatons que les courbes enveloppes issues du projet SISMOB présentent une résistance latérale supérieure en moyenne aux éprouvettes agrafées. Celle-ci est associée à un déplacement plus grand. Il semblerait donc que les éprouvettes pointées (SISMOB) s'endommagent moins vite que les éprouvettes agrafées sur la partie ascendante de la résistance latérale. Cependant, une fois l'effort maximal atteint, la ruine de l'élément de MOB avec diaphragme pointé intervient plus brutalement. Nous faisons ces commentaires avec les précautions d'usage vu le nombre réduit d'essais.

Dans un second temps, en figure III-46, on présente une comparaison des essais cycliques SISBOIS réalisés pour un chargement vertical de 6,25 kN/ml et pour les deux vitesses de sollicitation. Les

caractéristiques de chacune des courbes sont données dans les tableaux III-15 (§III.3.2.3) et III-16 (§III.3.2.4).

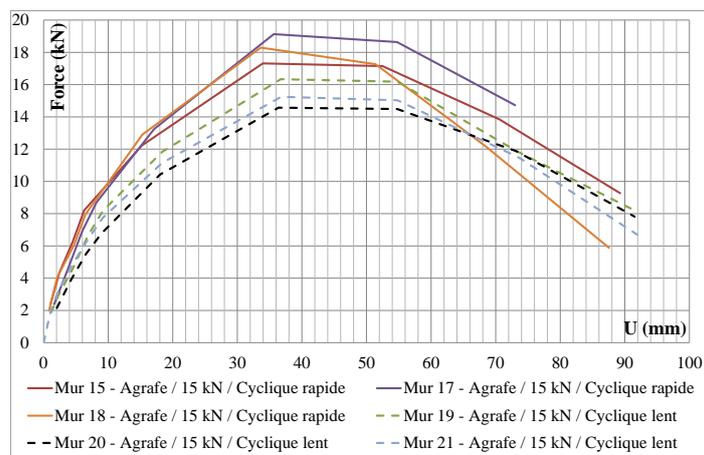


Figure III-46 : Courbes enveloppes des essais cycliques SISBOIS réalisés pour un chargement vertical de 6,25 kN/ml

Les courbes issues des deux vitesses de sollicitation se distinguent nettement. De même qu'à l'échelle de l'assemblage, l'augmentation de la vitesse d'essai conduit à l'atteinte d'un effort maximal supérieur. L'énergie dissipée (équation III-2), caractérisée par la surface des boucles hystérétiques, montre une dissipation accrue dans le cas des essais rapides. On donne en exemple dans le tableau III-19, un échantillon de l'énergie dissipée pour les essais n° 15 (essai rapide) et n° 19 (essai lent).

Tableau III-19 : Exemple représentatif de l'énergie dissipée par incrément de déplacement (cycle n° 1)

Essai rapide (n° 15)		Essai lent (n° 19)	
Nom des cycles	Ed (kN.mm)	Nom des cycles	Ed (kN.mm)
20% $U_{u,80}$ - Cycle n°1	136	20% $U_{u,80}$ - Cycle n°1	95
40% $U_{u,80}$ - Cycle n°1	382	40% $U_{u,80}$ - Cycle n°1	287
60% $U_{u,80}$ - Cycle n°1	501	60% $U_{u,80}$ - Cycle n°1	424
80% $U_{u,80}$ - Cycle n°1	487	80% $U_{u,80}$ - Cycle n°1	388
100% $U_{u,80}$ - Cycle n°1	367	100% $U_{u,80}$ - Cycle n°1	301

Pour chacun des cycles de déplacements, l'essai rapide montre une dissipation d'énergie 30% plus élevée que dans le cas de l'essai lent. Au même incrément de déplacement l'énergie dissipée dans le cas d'un essai rapide est 20 à 30% plus élevée que dans le cas d'un essai lent.

Nous introduisons maintenant les essais issus du projet SISMOB dans la figure III-47 afin de réaliser la comparaison avec les MOB agrafés. Les essais SISMOB ont été réalisées à l'aide de la même norme que les essais issus du projet SISBOIS présentés en §III.3.2.5 (norme ISO 21581 - §III.1.2). Ils sont donc comparés aux essais rapides du projet SISBOIS pour un même chargement vertical, 6,25 kN/ml.

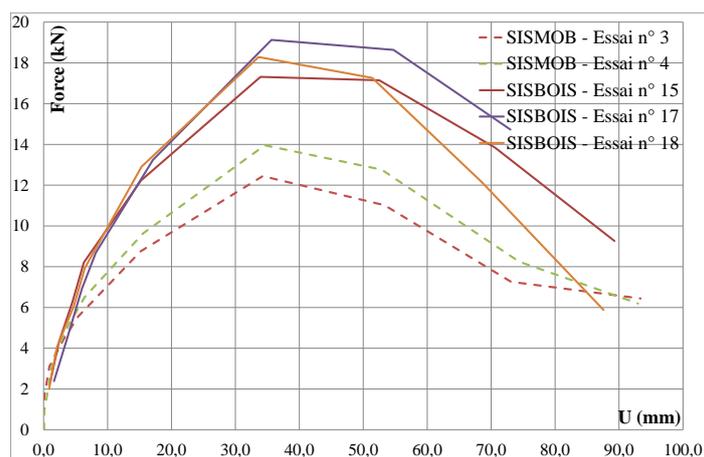


Figure III-47 : Courbes enveloppes des essais cycliques SISBOIS et SISMOB réalisés pour un chargement vertical de 6,25 kN/ml

Les caractéristiques des essais SISMOB (essais n° 3 et n° 4) et SISBOIS (essais n° 15, n° 17 et n° 18) sont résumées dans le tableau III-20.

La distinction entre les deux configurations d'essai est franche en termes de résistance latérale et de déplacement ultime. Les configurations agrafées montrent une meilleure tenue à la sollicitation cyclique ainsi qu'un déplacement ultime plus grand cependant la ductilité cyclique calculée sur la base de la norme ASTM E2126 se trouve réduite pour ces configurations. Ceci s'explique par le fait que le déplacement au palier de plastification, U_y , des configurations pointées est plus faible traduisant ainsi une raideur sécante (équation III-9) plus élevée.

Tableau III-20 : Caractéristiques des essais issus du projet SISMOB et SISBOIS (6,25 kN/ml)

Type de panneau	Chargement vertical (kN/ml)	F_{max} (kN)	U_{max} (mm)	$F_{u,80}$ (kN)	$U_{u,80}$ (mm)	D_{cASTM}
SISMOB – Essai n° 3	6,25	12,5	34,3	11,0	53,3	6,54
SISMOB – Essai n° 4		13,9	34,6	12,8	52,9	5,99
Moyenne	---	13,2	34,4	11,9	53,1	6,27
C.O.V (%)	---	7,50	0,62	10,7	0,53	6,25
SISBOIS - Essai n° 15	6,25	17,3	33,9	13,9	70,5	6,49
SISBOIS - Essai n° 17		19,1	35,6	15,3	70,3	4,80
SISBOIS - Essai n° 18		18,3	33,6	14,6	60,2	4,82
Moyenne	---	18,2	34,4	14,6	67,0	5,37
C.O.V (%)	---	4,95	3,14	4,79	8,79	18,1

III.3.2.6 Conclusion

Dans cette partie, des résultats de la campagne d'essais statiques réalisée sur les murs à ossatures bois agrafés sont présentés. Dans un premier temps, trois essais monotones ont été réalisés pour trois chargements verticaux (à vide, chargement vertical de 6,25 kN/ml et chargement vertical de 12,5 kN/ml). Puis, pour ces mêmes chargements des essais cycliques à vitesse rapide ont été réalisés. Dans un second temps, des essais cycliques lents ont été réalisés sur des MOB chargés verticalement à 6,25 kN/ml. Les premiers sont réalisés en 1 min tandis que les seconds sont réalisés en 1 heure. L'ensemble de ces essais a permis d'étudier l'influence du chargement vertical et de la vitesse de sollicitation pour

les MOB avec diaphragmes agrafés. Chaque essai monotone ou cyclique a été précédé d'un essai de vibration libre réalisé sur l'éprouvette non chargée verticalement. Celui-ci a permis d'estimer la fréquence propre et le taux d'amortissement des MOB. Les essais issus de ces campagnes ont été comparés aux résultats d'essais provenant de MOB avec diaphragmes pointés (projet SISMOB - §III.2).

Globalement, l'essai de vibration libre a montré une faible hétérogénéité des éprouvettes (C.O.V. de l'ordre de 10%). Dans le cas des essais monotones, un seul essai par configuration a été réalisé rendant l'interprétation des tendances délicate. Notons tout de même que la différence de comportement reste dans la plage des incertitudes de mesure (C.O.V = 3,20%). Le déplacement au critère de ruine, $U_{u,80}$, permettant la définition des essais cycliques a été établi.

Dans le cas des essais rapides, on constate que l'augmentation de la charge verticale n'induit pas nécessairement une modification monotone de la résistance latérale. L'écart de résistance latérale mis en évidence lors de l'augmentation de la charge est une nouvelle fois dans la plage d'incertitude de mesure expérimentale ce qui tempère cette conclusion. De plus, par un test statistique sur la résistance latérale, nous avons montré qu'il n'est pas possible de distinguer les configurations entre elles. Les effets de la vitesse d'essai semblent contrebalancer l'effet du chargement vertical en réduisant la propagation de l'endommagement. La comparaison avec les essais SISMOB, réalisés à la même vitesse, a montré que les MOB avec diaphragmes pointés présentent des résistances latérales et des déplacements ultimes nettement plus faibles. Malgré cela, la ductilité cyclique calculée à partir de la définition de l'ASTM E2126 pour ce type de MOB reste 15% supérieure. Ceci a pu être expliqué par des déplacements au point de plastification plus faibles se traduisant également par une raideur sécante, au sens de l'ASTM E2126, plus élevée.

L'application du calcul de la ductilité cyclique au sens de l'Eurocode 8 a été réalisée à partir des résultats d'essais cycliques lents. Comparativement au calcul de la ductilité cyclique au sens de l'ASTM E2126, les critères de l'Eurocode 8 se sont avérés très sévères puisqu'ils conduisent à une ductilité cyclique réduite de moitié. Ce type d'analyse a également été conduit durant le projet SISMOB. Il a été montré que cette approche n'est pas applicable à l'échelle de l'élément de MOB puisque pour des systèmes qualifiés DCH, cette approche les a classifiés en DCL.

Pour un chargement vertical de 6,25 kN/ml, l'examen de l'influence de la vitesse d'essai pour les MOB avec diaphragme agrafé a montré que l'augmentation de la vitesse d'essai conduit à l'atteinte d'une résistance latérale supérieure. Toutefois, une fois l'effort maximal atteint la chute de résistance s'est trouvée être plus importante. Ceci pourrait s'expliquer par le fait que les mécanismes de fatigue au sein des connecteurs se sont propagés plus rapidement sur la partie adoucissante. Nous avons également montré que l'énergie dissipée, caractérisée par la surface des boucles d'hystérésis, se trouve être augmentée de 20 à 30% dans le cas des essais rapides.

Notons que les essais cycliques, comparativement aux essais monotones, atteignent un effort maximum plus élevé ou équivalent quel que soit la configuration. Lorsqu'ils sont effectués à même vitesse, les essais monotones et cycliques réalisés sur les murs agrafés présentent un effort maximum équivalent (16 kN) pour un déplacement correspondant supérieur dans le cas de l'essai monotone (45 mm contre 36,6 mm).

La partie suivante propose d'étudier le comportement dynamique des MOB avec diaphragmes agrafés au travers d'une campagne d'essais sur table vibrante.

III.4 Essais Dynamiques

L'évaluation des performances des murs à ossature bois sous sollicitation cyclique a été examinée au paragraphe précédent. Même si réglementairement la qualification du comportement dynamique des murs est basée sur des essais statiques, les essais dynamiques sur table vibrante restent le meilleur moyen

d'évaluer leur comportement dynamique. Nous présentons dans cette partie les essais dynamiques réalisés dans le cadre du projet SISBOIS.

Ces essais auront deux buts principaux :

- fournir une valeur moyenne des grandeurs d'intérêt pour le dimensionnement au séisme tout en assurant une dispersion minimum d'un enregistrement à un autre. Ils serviront notamment par la suite de point de comparaison pour l'évaluation des méthodes capacitatives (§V.2) ;
- aider à la discrimination des modèles de loi de comportement (§V.1) pour le développement de la méthode statique non-linéaire et valider un modèle numérique.

Dans cette partie, nous présenterons les moyens mis en œuvre pour réaliser les essais dynamiques à travers la description des moyens d'essais et d'une méthodologie de sélection d'un accélérogramme synthétique. Puis nous introduirons les résultats d'essais et mettrons en évidence les différents faciès d'endommagement constatés. La base de données ainsi constituée sera reprise afin d'examiner les valeurs du coefficient de comportement. Nous examinerons alors l'influence des conditions d'essai sur ce paramètre.

III.4.1 Moyen d'essais

Les essais dynamiques ont été réalisés sur une table vibrante uni-axiale horizontale (figure III-8). Les éléments de murs sont sollicités dans leur plan. Les caractéristiques et performances de la table sans chargement sont données en annexe III.1. Les conditions aux limites des essais dynamiques sont identiques à celles des essais statiques (§III.2.4 et figure III-48).



Figure III-48 : Fixation de l'élément de mur sur la table vibrante

Comme durant les essais statiques, une charge verticale est appliquée sur le dessus de l'élément de mur (figure III-49). Les essais se déroulent avec une charge verticale de 6,25 kN/ml (soit 15 kN au total) ou 8,33 kN/ml (soit 20 kN). La valeur maximale du chargement vertical est limitée à 8,33 kN/ml pour des raisons de sécurité.

Durant les essais, l'élément de mur est instrumenté à l'aide d'accéléromètres tri-axes permettant de relever à chaque pas de temps l'accélération, la vitesse et le déplacement. Un exemple de positionnement des accéléromètres pour les essais dynamiques est présenté sur la figure III-50(a). Un capteur à fil est également fixé sur la lisse haute (figure III-50(b)). La mesure du déplacement vertical des éléments de murs est faite par différence de la mesure du capteur à fil et de la mesure du capteur de déplacement LVDT (*Linear Variable Differential Transformers*, capteur électrique de déplacement linéaire) du vérin sismique.



Figure III-49 : (a) Élément de mur à ossature en bois fixé sur la table vibrante et chargé verticalement, (b) fixation de la charge verticale

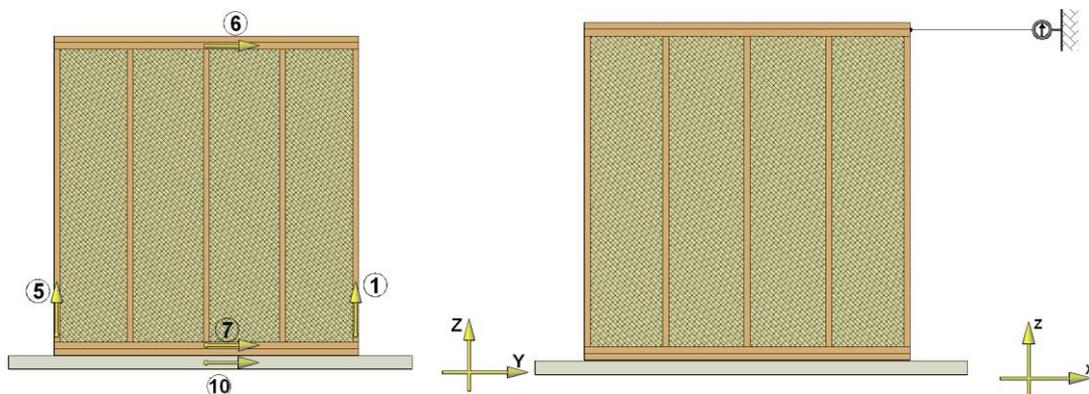


Figure III-50 : (a) Positionnement des accéléromètres sur un élément de mur à ossature bois lors d'une partie des essais dynamiques, (b) mesure du déplacement en tête de mur par capteur à fil (Duccini J.-C., 2015)



Figure III-51 : Gros plan des accéléromètres mis en place sur la lisse d'un élément de murs à ossature bois

Le protocole d'essai appliqué dans notre étude est donné au paragraphe §III.1.3. Afin de ne pas endommager prématurément les éléments de MOB, l'étape 4 n'est réalisée qu'une fois afin d'atteindre au mieux la limite de non-effondrement. Dans le cas particulier que représente ce types d'essai, la limite de non-effondrement diffère des critères de ruine établis dans les paragraphes précédents. Nous reviendrons sur sa définition dans le paragraphe §III.4.3.

III.4.2 Sélection d'un accélérogramme en vue des essais dynamiques

Les signaux sismiques sont fournis généralement sous forme d'accélérogramme, enregistrement temporel de l'accélération du sol, simulant alors le mouvement du sol à la base de la structure à étudier. Il est donc nécessaire, en vue des essais dynamiques sur table vibrante, de sélectionner un ensemble d'accélérogrammes compatible avec les moyens d'essais mais également avec les spécifications de l'Eurocode 8 (§3.2.3).

Lors d'une précédente campagne d'essais (projet SISBAT, Davenne *et al.* (2011)), une procédure de sélection d'accélérogrammes a été mise en place par le BRGM (2010). La recherche d'accélérogrammes naturels s'effectue principalement dans une base de données européenne de mouvements forts.

Le BRGM a proposé deux signaux d'entrées pour un sol de type B :

- un séisme dit proche défini comme représentatif de l'aléa sismique présent sur la commune de Lourdes (aléa moyen en France métropolitaine) ;
- un séisme dit lointain (dénommé par la suite Lointain) défini comme représentatif de l'aléa sismique présent en Guadeloupe (aléa fort aux Antilles Françaises).

La classe de sol B telle que définie par l'Eurocode 8 est retenue car il s'agit de la classe de sol la plus communément rencontrée en zones constructibles (BRGM, 2010). Les signaux sont des signaux naturels modifiés calés sur un spectre cible pour améliorer la représentativité du spectre.

Lors de la campagne d'essais dynamiques liée au projet SISBAT, il a été constaté que le séisme proche est significativement moins nocif que le séisme Lointain vis-à-vis des éléments de murs à ossature bois. Ainsi sur la base des densités spectrales de puissance et autres indicateurs sismiques généraux (intensité d'Arias (IA), le Cumul Absolu de la Vitesse (CAV), la durée de phase forte (DPF), etc.) appliqués aux accélérogrammes amplifiés à 1 g, il est retenu un autre accélérogramme également compatible avec le contexte sismique de la Guadeloupe (Faye, 2012). Il s'agit d'un signal naturel non modifié que l'on nommera 4653ya dans la suite du texte.

Profitant ainsi de l'expérience accumulée, l'Institut Technologique FCBA a réalisé la campagne d'essai présenté dans cette étude à partir des accélérogrammes présentés en figure III-52 (signal Lointain) et en figure III-53 (signal 4653ya).

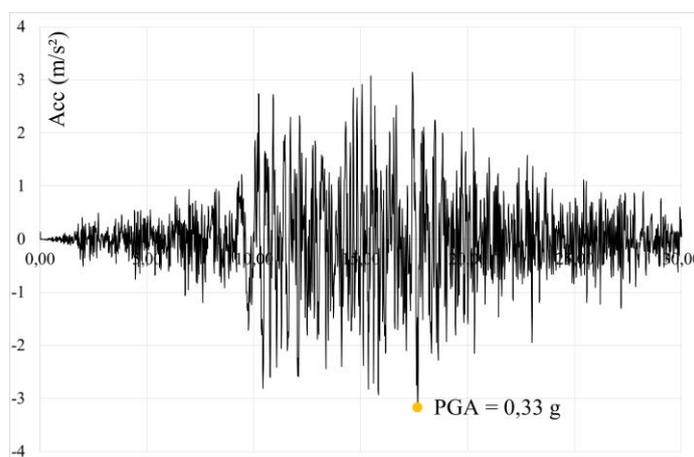


Figure III-52 : Accélérogramme du signal Lointain

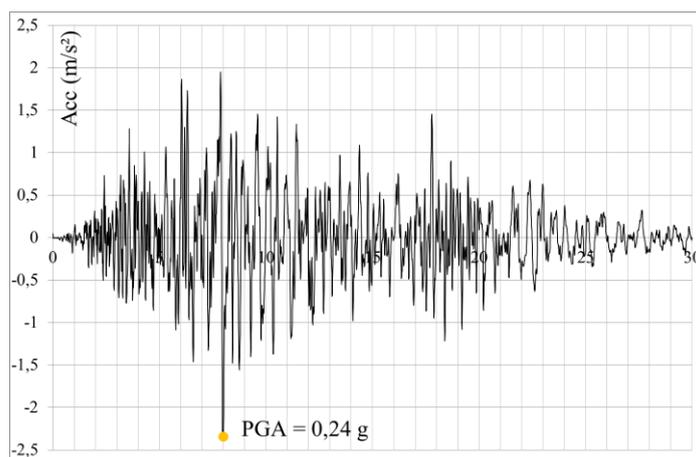


Figure III-53 : Accélérogramme du signal 4653ya

Afin de compléter les deux accélérogrammes identifiés par le BRGM, nous avons également choisi d'utiliser un séisme dit synthétique (§III.1.3). Pour cela, nous nous appuyons sur la méthode développée par Gasparini & Vanmarcke (1976). Le spectre final du séisme synthétique correspond alors aux spectres de réponse élastique de l'Eurocode 8 à un écart-type donné (figure III-54).

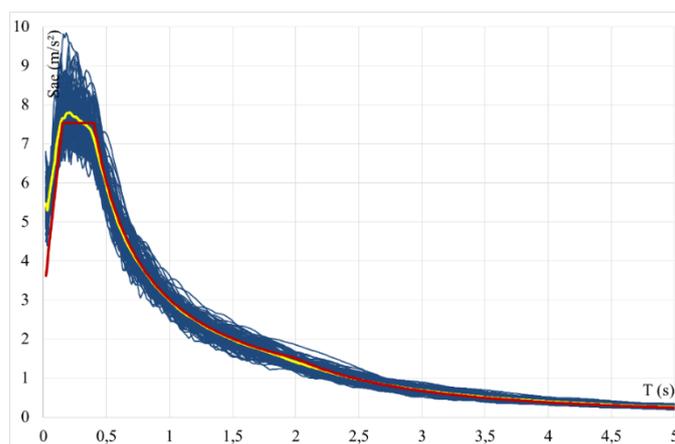


Figure III-54 : Comparaison entre le spectre moyen (en jaune) issu de 100 séismes synthétiques (en bleu) et le spectre réglementaire de l'Eurocode 8 (en rouge) pour une classe de sol B et l'aléa fort

Nous avons développé une méthodologie dans le but de retenir l'accélérogramme synthétique le plus « nocif » possible pour les éléments de murs à ossature bois et compatible avec les capacités de la table vibrante :

- génération de 100 séismes définis pour une classe de sol A et B et les aléas forts et moyens en France métropolitaine. Soit 400 séismes au total ;
- calcul des indicateurs généraux d'intensité pour les accélérogrammes à 1 g ;
- vérification de la compatibilité avec les moyens d'essais. Les séismes ne pouvant être « joués » sont écartés. On examine également l'amplification pour atteindre les limites de la table que peut subir chacun des signaux ;
- application de la méthode capacitive (§IV.2) afin de prédire le point de performance, déplacement et accélération maximum subis par la structure.

Les indicateurs d'intensité sismique servent à caractériser l'excitation sismique d'un point de vue nocivité vis-à-vis des structures. On donne en annexe IV les principaux indicateurs présents dans la littérature et on se reportera utilement à Nazé (2004) pour une revue bibliographique complète des

différents indicateurs de nocivité. Afin de procéder à la sélection de l'accélérogramme approprié pour les essais dynamiques, il a été retenu comme indicateur :

- le PGA, PGV (Peak Ground Velocity) et PGD (Peak Ground Displacement) ;
- l'intensité d'Arias (IA) ;
- le CAV (Cumul Absolu de la Vitesse) ;
- la durée de phase forte (DPF).

Les indicateurs d'intensité sismique ont été déterminés pour les 400 séismes synthétiques générés. La figure III-55, donne la répartition des PGD en fonction du PGA par classe de sol et niveau d'aléa. Cela permet de vérifier la compatibilité des séismes générés avec les moyens d'essai. Très peu de signaux s'approchent de la limite en déplacement de la table vibrante (0,10 m).

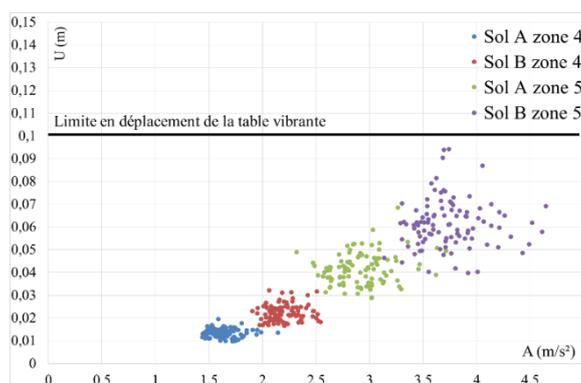


Figure III-55 : Répartition des PGD en fonction du PGA pour les 400 séismes synthétiques générés selon leur classe de sol et le niveau d'aléa

La figure III-56 montre que l'intensité d'Arias est fortement corrélée au cumul absolu de la vitesse.

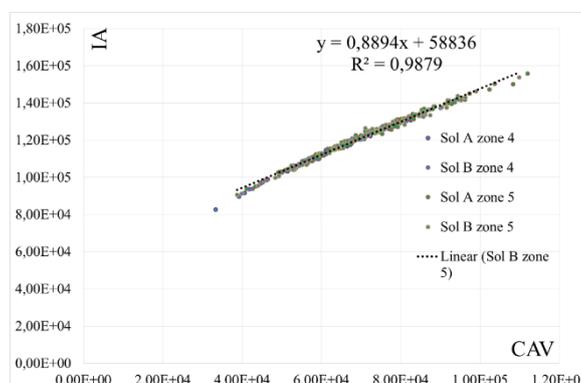


Figure III-56 : Répartition de l'IA en fonction du CAV pour les 400 séismes synthétiques générés selon leur classe de sol et le niveau d'aléa

Concernant les autres indicateurs, aucune corrélation n'est remarquée. On donne en figures III-57 à III-59 la répartition de l'IA en fonction du PGA, de la DPF en fonction du PGA et du coefficient d'amplification nécessaire pour arriver aux limites de la table en déplacement en fonction du PGA amplifié de ce coefficient.

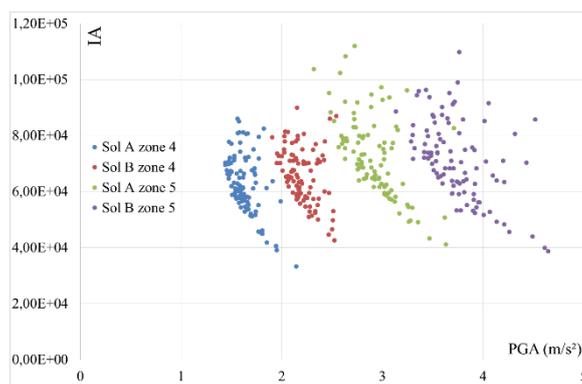


Figure III-57 : Répartition de l'intensité d'Arias pour les séismes amplifiés à 1 g en fonction du PGA « naturel »

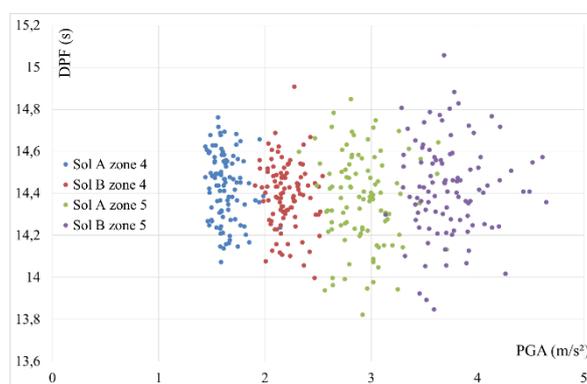


Figure III-58 : Répartition de la DPF en fonction du PGA « naturel »

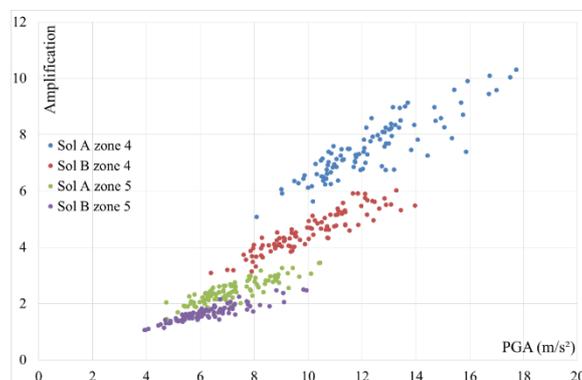


Figure III-59 : Répartition des coefficients d'amplification permettant d'atteindre les limites de la table en déplacement en fonction du PGA amplifié de ce coefficient

On observe sur la figure III-57 une relation non-linéaire entre l'IA et le PGA tandis que l'on observe sur la figure III-58 que la DPF est statistiquement indépendante du PGA. Enfin la figure III-59 montre que les séismes synthétiques appartenant à la classe de sol A (aléa moyen) permettent les plus grandes amplifications et mènent ainsi au PGA les plus élevés. A ce niveau de l'étude, on retient donc l'ensemble des séismes synthétiques appartenant à la classe de sol A pour l'aléa moyen.

Afin de discriminer les séismes synthétiques retenus à l'aide des indicateurs d'intensité sismique on applique la méthode capacitive développée en §IV.2. Ceci nous permet d'évaluer la nocivité des signaux vis-à-vis des structures étudiées. Pour cela, nous utilisons les données d'essais statiques explicitées dans la partie précédente. Le protocole d'application n'est pas donné dans cette partie.

Au final, un ensemble de 10 séismes synthétiques appartenant à la classe de sol A a été retenu. Le tableau III-21 résume leurs caractéristiques. On réalise un classement en fonction des indicateurs d'intensité sismique explicités précédemment et l'on introduit également les indicateurs suivants :

$$R_1 = \frac{PGA}{PGV} ; R_2 = \frac{PGA \cdot PGV}{PGD^2} \quad (\text{III-11})$$

Tableau III-21 : Indicateurs d'intensité pour les 10 signaux synthétiques retenus

	Sol A zone 4								
	PGA (m/s ²)	PGV (m/s)	PGD (mm)	Amplification	R ₁	R ₂	IA (*10 ⁴)	CAV (*10 ⁵)	DPF (s)
Signal 1	1,44	0,035	0,013	7,6	40,8	294	7,04	1,22	14,5
Signal 2	1,58	0,044	0,010	10,3	36,0	486	6,18	1,15	14,7
Signal 3	1,59	0,041	0,014	7,1	38,5	334	7,75	1,23	14,5
Signal 4	1,72	0,036	0,012	8,3	47,4	663	7,51	1,27	14,3
Signal 5	1,95	0,040	0,013	7,9	48,7	483	4,07	0,916	14,4
Signal 6	1,73	0,040	0,016	6,3	43,9	268	6,60	1,19	14,5
Signal 7	1,54	0,039	0,016	6,3	39,6	235	5,97	1,12	14,5
Signal 8	1,56	0,039	0,013	7,7	39,5	433	6,03	1,13	14,4
Signal 9	1,49	0,039	0,016	6,1	37,8	215	7,22	1,24	14,7
Signal 10	1,46	0,036	0,014	7,1	40,6	425	6,63	1,18	14,3

Les signaux 2 et 4 ressortent principalement notamment en termes d'amplification possible avant l'atteinte des limites des moyens d'essais. On retient le signal 4 car son PGA naturel, l'IA et le CAV sont les plus élevés. En normalisant les différents indicateurs de nocivités, une méthode d'aide à la décision multicritères aurait pu être employée (Roy, 1985).

III.4.3 Résultats des essais dynamiques

On présente dans cette partie les résultats des essais dynamiques réalisés sur les éléments de murs à ossature bois avec diaphragme agrafé. Comme durant les essais statiques, en préambule de chaque essai, un essai de vibration libre est réalisé sur le mur (§III.3.2.1). Cet essai est réalisé à vide et une seconde fois lorsque la charge verticale est mise en place. Ce second essai de vibration libre est accompagné d'une analyse modale sur la base d'un bruit blanc. Afin de ne pas surcharger la lecture, les résultats sont mis en annexe III.2. Nous constatons une différence de résultats entre les deux méthodes. Par un test statistique, nous considérons qu'à un risque 10% les résultats des analyses semblent semblables. De plus, la différence en moyenne se trouve une nouvelle fois dans le domaine d'incertitude des mesures expérimentales. On considérera dans la suite que l'analyse modale sur la base d'un bruit blanc représente la méthode de référence (Seim, Hummel, & Vogt, 2014). Le tableau III-22 présente les détails de la campagne d'essais. Quinze essais ont pu être réalisés à partir des 3 accélérogrammes sélectionnés :

- un essai à partir de l'accélérogramme synthétique (chargement vertical de 8,33 kN/ml) ;
- deux essais à partir de l'accélérogramme 4653ya (chargement vertical de 8,33 kN/ml) ;
- douze essais à partir de l'accélérogramme Lointain (chargement vertical de 6,25 kN/ml).

Lors des essais statiques il a été déterminé les propriétés des murs à ossature bois sous sollicitation cyclique, notamment le déplacement ultime, $U_{u,80}$. Dans le cadre des essais dynamiques on définit un critère de non-effondrement correspondant au déplacement relevé à 90% de l'effort maximal, $U_{u,90}$. Cela permet de s'assurer qu'aucune instabilité structurale ne puisse apparaître (Faye, Le Magorou, Garcia, &

Duccini, 2013). Pour cela, nous reprenons les résultats d'essais cycliques rapides avec un chargement vertical de 6,25 kN/ml (§III.3.2.3 – murs n° 15 / 17 et 18). On se référera au tableau III-22 pour le récapitulatif des résultats d'essais cycliques.

Tableau III-22 : Détails de la campagne d'essais dynamiques

N° mur	Accélérogrammes	Charge verticale (kN/ml)
26	Lointain	6,25
27		
28		
29		
32		
33		
34		
35		
36		
37		
38		
39		
25	4653ya	8,33
30		
31	Séisme synthétique	

On retient alors le déplacement moyen ultime à 90% de l'effort maximum tel que :

$$U_{u,90} = 56 \text{ mm} \quad \text{(III-12)}$$

Entre chaque niveau d'accélération, la fonction de transfert des éléments de murs est relevée par analyse modale. Cela permet de suivre le glissement de la fréquence propre des MOB en fonction de l'évolution des PGA. Afin de ne pas endommager les MOB prématurément, le nombre d'incrément du PGA permettant l'atteinte du critère de non-effondrement (équation III-12) doit être limité. Nous donnons dans le tableau III-23 les résultats d'essais dynamiques. Seuls les résultats associés aux deux premiers niveaux d'accélération sont donnés.

Pour le signal Lointain, le seuil du critère de non-effondrement, $U_{u,90}$, n'a été dépassé qu'une fois durant l'essai n°29.

Lors des essais réalisés au PGA initial du signal Lointain (essais n° 26 / 27 / 28 / 29 / 32 et 35), aucun endommagement n'est visible. Les fonctions de réponse en fréquence (FRF) relevées avant et après l'essai tendent à montrer, au contraire, un endommagement de la structure puisque nous observons un glissement de la fréquence propre de l'élément de MOB (Figure III-60). L'examen des FRF met en évidence qu'au fur et à mesure de l'amplification des accélérations d'entrée, l'amplitude de la FRF, la fréquence propre et l'amortissement diminuent traduisant les différents niveaux d'endommagement. Nous donnons l'ensemble des FRF en annexe §III. Notons que seul le niveau initial du séisme synthétique préserve la FRF initiale, la structure est donc restée dans son domaine élastique.

Pour les incréments supérieurs et répétés, au-delà de la limite de non-effondrement des murs, on observe des dommages localisés aux niveaux des agrafes : traversée du panneau OSB/3 de la tête d'agrafes (figure III-60), l'arrachement des agrafes (figure III-61) et des ruptures par fatigue des pattes d'agrafes (figure III-62).

Tableau III-23 : Résultats des essais dynamiques

N° mur	Incrément d'accélération d'entrée (m/s ²)	Déplacement max du mur par incrément d'accélération (mm)
26	(-3,10/2,90) / (-12,2/12,4)	(-12/11) / (-60/51)
27	(-3,10/2,90) / (-9,30/9,30)	(-11/10) / (-46/41)
28	(-3,10/2,90) / (-11,1/12,2)	(-9/8) / (-54/39)
29	(-3,10/2,90) / (-10,5/11,5)	(-10/9) / (-56/44)
32	(-3,10/2,90) / (-10,1/10,8)	(-9/13) / (-40/42)
33	(-10,1/10,7) / (-3,10/3,00)	(36/-49) / (-30/19)
34	(-8,80/9,10) / (-2,70/2,70)	(49/-48) / (-22/26)
35	(-2,80/2,80) / (-9,10/9,00)	(-9 /10) / (-35/40)
36	(-9,10/9,00) / (-2,80/2,80)	(-44/50) / (-20/31)
37	(-9,10/9,70) / (-2,80/2,90)	(-49/46) / (-34/25)
38	(-9,90/9,40) / (-2,90/3,00)	(-41/42) / (-24/24)
39	(-8,90/8,80) / (-2,80/2,80)	(-41/45) / (-21/28)
25	(-6,70/10,4) / (-2,00/2,90)	(-35/35) / (-28/22)
30	(-5,90/9,30) / (-1,90/2,60)	(-29/25) / (-21/17)
31	(1,20/1,10) / (-9,30/9,00)	(-3/4) / (-16/28)

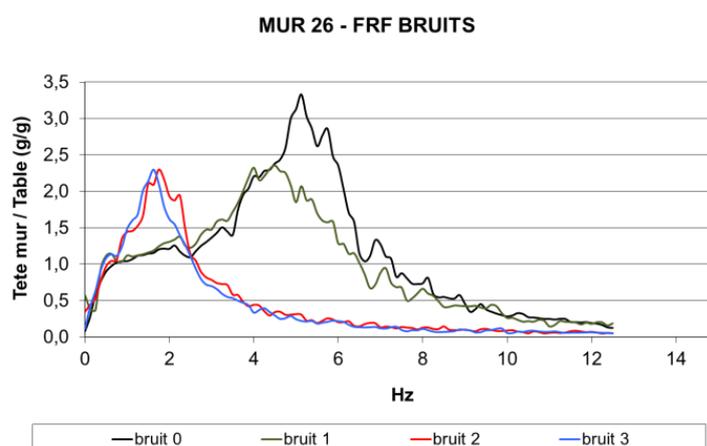


Figure III-60 : Exemple de fonction de réponse en fréquence (FRF) entre la réponse au faitage et à la table consécutive à un bruit blanc (mur n° 26 – signal Lointain), (Duccini, 2015)



Figure III-61 : Rupture par traversée de la tête d'agrafe du panneau

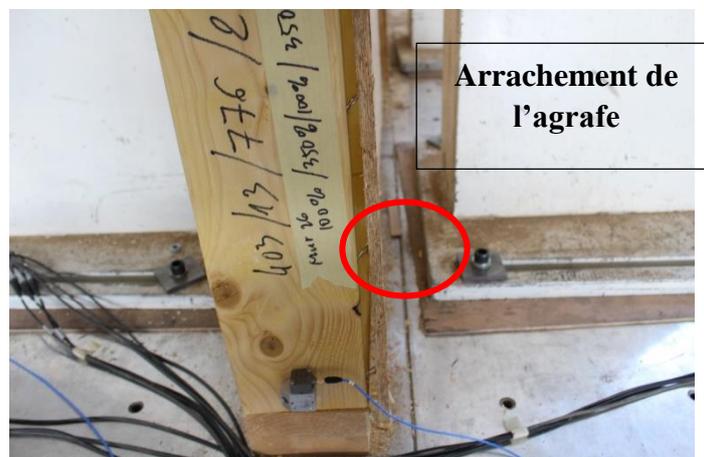


Figure III-62 : Rupture par arrachement de l'agrafe



Figure III-63 : Rupture par fatigue de l'agrafe



Figure III-64 : Etat d'endommagement d'un mur à ossature en bois à la fin du déroulement d'un essai dynamique

III.4.4 Coefficient de comportement

Les essais dynamiques ont également été réalisés afin d'évaluer le coefficient de comportement défini à partir de la proposition de Ceccotti & Sandhaas (2010) - §II.2.5 (équation II-30). Cette définition a été reprise par Faye *et al.* (2013).

La valeur du coefficient de comportement est obtenue selon la méthodologie suivante :

- détermination du $PGA_{EC8,q=1}$: l'accélération de sol correspondant à un taux de travail des murs de 100% pour un dimensionnement mené selon l'Eurocode 8 avec une valeur de $q = 1$. Le calcul analytique est présenté en annexes V.
- détermination du PGA_{nc} : pic d'accélération du sol correspondant à une amplification du signal i pour atteindre la limite de non-effondrement, $U_{u,90}$, de la structure. Cette valeur de PGA_{nc} peut être obtenue de façon expérimentale ou par analyse dynamique non-linéaire.
- estimation d'une valeur (ou expression analytique) de q à partir du rapport présenté en équation II-30.

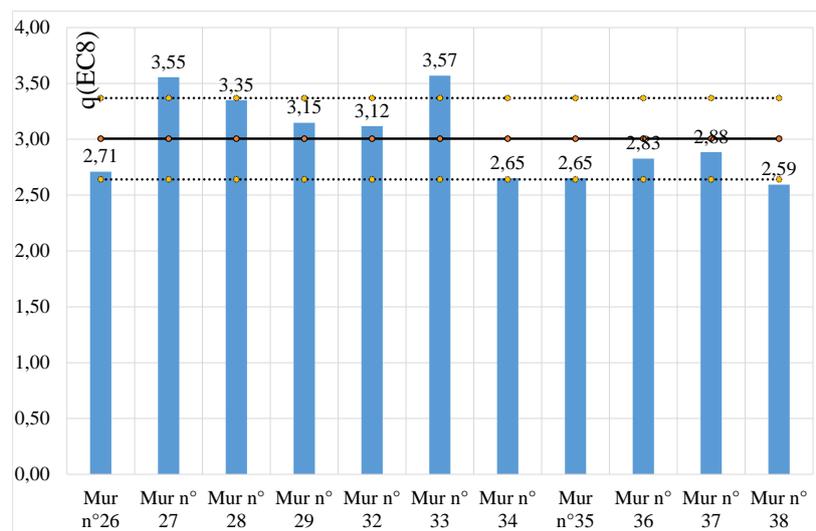
Le tableau III-24 donne, pour chacun des essais, la valeur du coefficient de comportement. Dans le cas où le déplacement correspondant à la ruine, $U_{u,90}$, est dépassé le calcul n'est pas réalisé.

Les valeurs du coefficient de comportement sont reportées sur les figures III-65 et III-66 pour les deux chargements verticaux. On représente également la moyenne ainsi que la moyenne plus ou moins l'écart-type à l'aide de courbes.

La moyenne des coefficients de comportement pour les configurations chargées à 6,25 kN/ml est de 3,00 (C.O.V = 12,1%) tandis que la moyenne pour les configurations chargées à 8,33 kN/ml est de 3,79 (C.O.V = 6,57%). Cette différence s'explique par le fait que, les séismes les moins nocifs ont été « joués » avec des charges plus importantes afin d'atteindre au plus près la limite de non effondrement. De ce fait, étant des séismes moins nocifs, les valeurs de q sont plus importantes. On remarque que les valeurs de déplacements identifiés comme correspondant au critère de non-effondrement ($U_{nc} = 56$ mm) sont inférieurs à celui-ci avec notamment une erreur moyenne de 21,6% (figure III-67). La valeur ainsi déduite peut donc être plus élevée dans le cas où l'on serait capable de se rapprocher, en moyenne, du critère de non-effondrement. On considère donc que les valeurs moyennes du coefficient de comportement données en figure III-65 et figure III-66 sont conservatives.

Tableau III-24 : Coefficient de comportement au sens de l'Eurocode 8 à partir des résultats d'essais dynamiques

Numéro d'essai	Chargement vertical	Signal	$U_{dyn,nc}$ (mm)	PGA_{nc} (m/s ²)	$PGA_{EC8,q=1}$ (m/s ²)	q
26	6,25 kN/ml	Lointain	Dépassement	---	---	---
27			(-46/41)	9,30	3,43	2,71
28			(-54/39)	12,2	3,43	3,55
29			(-56/44)	11,5	3,43	3,35
32			(-40/42)	10,8	3,43	3,15
33			(36/-49)	10,7	3,43	3,12
34			(49/-48)	9,10	2,55	3,57
35			(-35/40)	9,10	3,43	2,65
36			(-44/50)	9,10	3,43	2,65
37			(-49/46)	9,70	3,43	2,83
38			(-41/42)	9,90	3,43	2,88
39			(-41/45)	8,90	3,43	2,59
Moyenne			---	---	---	3,01
C.O.V. (%)			---	---	---	12,1
25	12,5 kN/ml	4653ya	(-35/35)	10,4	2,55	4,08
30			(-29/25)	9,30	2,55	3,65
31			(-16/28)	9,30	2,55	3,65
Moyenne			---	---	---	3,79
C.O.V. (%)			---	---	---	6,57

**Figure III-65** : Valeurs du coefficient de comportement pour un chargement vertical de 6,25 kN/ml accompagnées de la moyenne (droite) amplifiée et diminuée de l'écart-type (droite en pointillé)

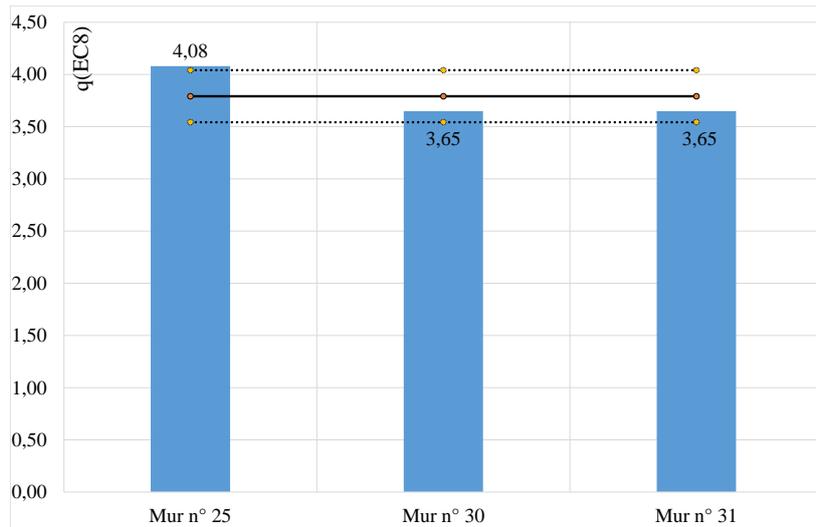


Figure III-66 : Valeurs du coefficient de comportement pour un chargement vertical de 8,33 kN/ml accompagnées de la moyenne (droite) amplifiée et diminuée de l'écart-type (droite en pointillé)

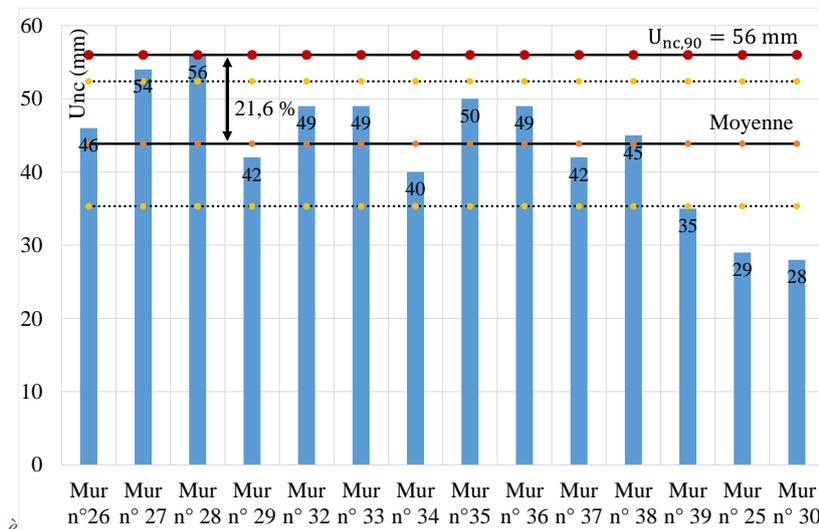


Figure III-67 : Déplacements au critère de non-effondrement accompagnés du critère de non-effondrement déterminé par essais statiques (droite rouge), de la moyenne (droite noire) amplifiée et diminuée de l'écart-type (droite en pointillé)

III.4.5 Conclusion

Cette partie décrit les essais dynamiques réalisés sur table vibrante dans le cadre du projet SISBOIS. Lors d'une précédente campagne expérimentale, une méthodologie de sélection d'accélérogrammes avait été mise en place par le BRGM (2010). Un signal provenant de cette étude a été repris dans le cadre des essais du projet SISBOIS :

- le séisme dit Lointain défini comme représentatif de l'aléa sismique présent en Guadeloupe (aléa fort aux Antilles Françaises).

Pour compléter, il est retenu un autre accélérogramme également compatible avec le contexte sismique de la Guadeloupe (Faye, 2012). Il s'agit d'un signal naturel non modifié nommé 4653ya.

Afin de se donner un troisième accélérogramme, nous avons proposé une méthodologie de sélection d'accélérogrammes synthétiques en complément des accélérogrammes naturels. Puis l'application des accélérogrammes (signal Lointain, signal 4653ya, signal Synthétique) a été réalisée sur les éléments de MOB avec diaphragme agrafé.

Quinze essais ont pu être réalisés à partir des 3 accélérogrammes sélectionnés pour deux chargements verticaux :

- un essai à partir de l'accélérogramme synthétique (chargement vertical de 8,33 kN/ml) ;
- deux essais à partir de l'accélérogramme 4653ya (chargement vertical de 8,33 kN/ml) ;
- douze essais à partir de l'accélérogramme Lointain (chargement vertical de 6,25 kN/ml).

Les fonctions de réponse en fréquence (FRF) relevées avant et après les essais ont montré un endommagement de la structure consécutif au niveau initial des signaux 4653ya (PGA = 0,73 g) et Lointain (PGA = 0,33 g). Seul le niveau initial du séisme Synthétique a préservé la FRF initiale, la structure est donc restée dans son domaine élastique.

Trois types de dommages localisés aux niveaux des agrafes ont été relevés :

- traversée du panneau OSB/3 de la tête d'agrafe ;
- arrachement des agrafes ;
- ruptures par fatigue des pattes d'agrafes après répétition du séisme considéré.

Une fois le critère de ruine atteint, chaque élément de MOB testé a pu subir une réplique au niveau initial des accélérogrammes sans effondrement.

III.5 Synthèse

L'ensemble du chapitre présente les différentes campagnes expérimentales réalisées sur les éléments de MOB. Dans un premier temps, nous nous sommes intéressés à leur comportement sous un chargement statique à travers deux campagnes d'essais :

- à l'échelle de l'assemblage pour lesquels une éprouvette a été développée. Celle-ci a été conçue suivant les règles de moyen du DTU 31.2 ;
- à l'échelle de l'élément de MOB avec diaphragme agrafé.

Les deux campagnes d'essais ont été effectuées à l'aide de la norme ISO 21581 permettant ainsi de s'affranchir de la détermination du déplacement au seuil de plastification, U_y . Pour ces essais, une étude de l'influence des conditions extérieures d'essais a été proposée (vitesse de sollicitation et chargement vertical). La comparaison entre assemblages pointés et agrafés a également été réalisée. Deux vitesses de sollicitation ont été retenues :

- vitesse préconisée par la norme ISO 21581 (essai réalisé en 1 min) ;
- vitesse préconisée par la norme NF EN 12512 tout en gardant les cycles de la norme ISO 21581 (essai réalisé en 1 h).

Durant les essais statiques, il a été constaté une influence non négligeable de la vitesse d'essai quelle que soit l'échelle d'application. Les éprouvettes agrafées ayant subi des essais rapides ont présenté une résistance accrue comparativement aux éprouvettes ayant subi des essais lents. Cependant, nous avons constaté une perte de résistance sur la partie adoucissante d'autant plus rapide ce qui limite la valeur de la ductilité au sens de l'ASTM E2126. A la vue de ces résultats, nous avons mis en évidence une influence similaire de la vitesse de sollicitation et la conservation des tendances des valeurs de ductilité d'une échelle à une autre.

La comparaison entre les résultats d'essais cycliques lents sur pointes et agrafes (orientation de 90° par rapport au fil du bois) à l'échelle de l'assemblage a permis de mettre en évidence des comportements

analogues. Cette tendance se retrouve également lors des essais monotones. A l'inverse, lors des essais rapides, le comportement des configurations agrafées se trouve peu impacté par la vitesse d'exécution tandis que nous avons observé une augmentation de la résistance des configurations pointées. A l'échelle de l'élément de MOB (chargement vertical de 6,25 kN/ml – essais rapides), les configurations agrafées ont présenté une résistance latérale nettement supérieure aux configurations pointées. A l'inverse, la ductilité cyclique développée pour ces essais s'est trouvée être plus grande pour les configurations pointées.

Dans le cas des essais rapides à l'échelle de l'élément de MOB avec diaphragme agrafé, nous avons constaté que l'augmentation de la charge verticale n'induit pas nécessairement une modification monotone de la résistance latérale. L'écart de résistance latérale mis en évidence lors de l'augmentation de la charge s'est trouvé être dans la plage d'incertitude de mesure expérimentale ce qui tempère cette conclusion.

L'application du calcul de la ductilité cyclique au sens de l'Eurocode 8 a été réalisée à partir des résultats d'essais cycliques lents à l'échelle de l'élément de MOB. Comparativement au calcul de la ductilité cyclique au sens de l'ASTM E2126, les critères de l'Eurocode 8 se sont avérés très sévères puisqu'ils conduisent à une ductilité cyclique réduite de moitié. Cela s'explique par les valeurs du déplacement au critère de « ruine » proches du déplacement à l'effort maximum. Notons que l'application de cette méthode de détermination de la ductilité cyclique lors de l'étude SISMOB a montré que cette approche n'est pas applicable en l'état. Pour des systèmes qualifiés DCH par les règles de moyen de l'Eurocode 8 (§8.2 - éléments de MOB avec diaphragmes pointés en panneaux de particules de 16 mm d'épaisseur), cette approche les a classifiés en DCL, (Faye *et al.*, (2009)).

Enfin, les essais dynamiques explicités au paragraphe précédent ont permis de constituer une base de données d'essais dynamiques. Nous avons profité de la base de données ainsi constituée pour procéder au calcul du coefficient de comportement au sens de l'Eurocode 8 (éq. II-30). Nous montrons alors que la valeur qu'il est possible de lui assigner est fonction du chargement vertical mais aussi de l'accélérogramme d'entrée.

Dans la suite de notre étude visant à développer une méthodologie d'application des méthodes statiques non-linéaires à l'échelle de l'élément de MOB avec diaphragme agrafé, nous nous appuyerons sur les résultats des essais à l'échelle de l'élément de MOB. Il conviendra alors d'observer l'impact, au sein de la méthodologie développée, des remarques faites.

Le comportement des éléments de MOB avec diaphragme agrafé sous un chargement dynamique a été détaillé. Par la suite ces essais nous servirons à :

- établir un point de référence pour l'évaluation des méthodes capacitatives (§IV.2) ;
- aider à la discrimination des modèles de loi de comportement (§IV.1) et valider un modèle numérique.

Chapitre IV

Modélisation et méthodes statiques non-linéaires

Nous introduisons dans ce chapitre les stratégies de modélisation du comportement d'un MOB (encadré 2 - figure IV-1) découlant de la caractérisation parasismique par voie d'essais proposée au chapitre précédent. Quelle que soit l'échelle de modélisation, la prise en compte du comportement non-linéaire des éléments de notre étude s'appuie sur des modèles de loi de comportement (encadré 2 – figure IV-1). La littérature en proposant un grand nombre, il devient important de sélectionner les modèles les plus à même de reproduire et prédire le comportement des MOB. Ainsi dans un premier temps, nous sélectionnerons trois modèles de loi de comportement. Dans un deuxième temps, l'identification des paramètres d'entrée sera réalisée à partir des essais cycliques présentés au chapitre III, cela permettra d'intégrer l'influence de la vitesse d'essai et du chargement vertical.

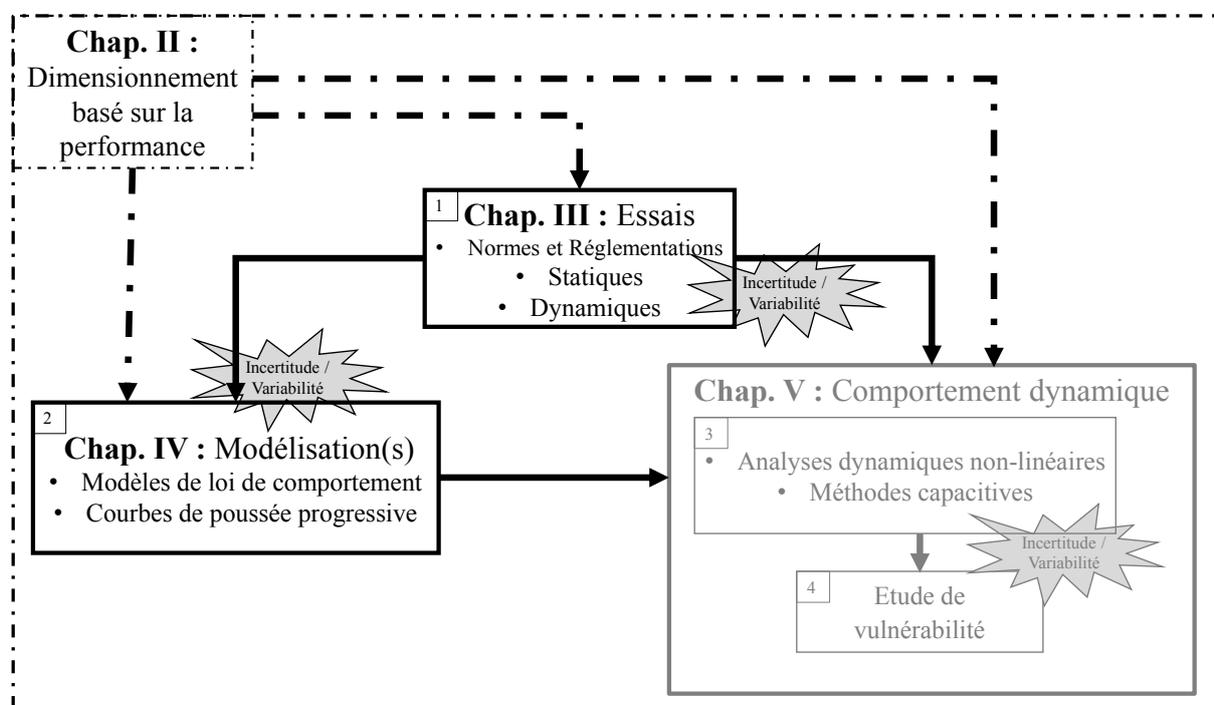


Figure IV-1 : Représentation schématique des travaux de thèse

La seconde partie de ce chapitre introduit les méthodes capacitatives (ou méthodes d'ASNL) à travers la définition des courbes de poussée progressive. Celles-ci modéliseront le comportement d'une structure sous une sollicitation latérale croissante et devront être idéalisées lors de l'application des méthodes capacitatives. Ce qui suppose le calcul de la raideur des éléments de MOB. Comme mis en évidence lors du chapitre II, la raideur des éléments de MOB est, à ce jour encore, un vaste sujet de discussion. Trois approches seront distinguées :

- l'estimation de la raideur initiale par analyse modale ;
- l'estimation de la raideur initiale par voie d'essai ;
- l'estimation de la raideur initiale analytiquement.

IV.1 Modélisation - approche multi-échelles

Il est communément admis que le comportement des murs à ossature bois est fonction (Tomasi & Sartori, 2013) :

- du comportement (linéaire ou non-linéaire) des composants ;
- de la présence d'ouvertures ;
- du chargement vertical (modélisation de la descente de charge) ;
- de l'ancrage en pied de montants (montant totalement ou partiellement ancré) ;

Les modèles proposés vont des modèles analytiques aux modèles éléments finis (EF) avec une prise en compte plus ou moins fine des phénomènes de non-linéarité des composants. Cette constatation a mené à de très nombreuses études sur le comportement des connecteurs panneau – ossature mais également à mettre en place des approches multi-échelles pour la modélisation EF des structures à ossature bois. Ces approches permettent la prise en compte des couplages entre phénomènes élémentaires.

L'approche multi-échelle sous-entend la construction d'un modèle EF détaillé, de l'échelle du volume élémentaire représentatif à celle du mur, pouvant être « lourd » à implémenter mais aussi à utiliser. Des modèles EF à l'échelle de l'élément de mur, dit modèle macro, ont donc été mis en place. C'est pour ce type de modélisation que la littérature est la plus fournie.

IV.1.1 Modèles macros de MOB

Les modèles macro modélisent le comportement d'un mur à ossature bois de manière simplifiée. Les éléments macro les plus simples ne sont capables de reproduire que le comportement d'un mur en cisaillement. Le mur est généralement discrétisé en un quadrilatère composé d'éléments poutres articulés à leurs extrémités et d'un élément ressort diagonal auquel est assigné une loi de comportement (figure IV-2). Ce type de modèle possède un comportement plan et ne peut prendre en charge des phénomènes tels que la rotation de corps rigide, la flexion du mur (Boudaud, 2012). Ils ont été développés entre autres par Richard (2001), Folz & Filiatrault (2004a), (2004b), Pang & Rosowsky (2010), Dujic & Zarnic (2007), Boudaud (2012).

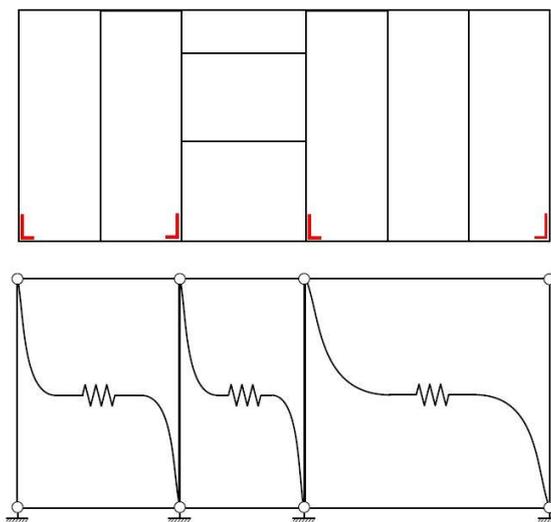


Figure IV-2 : Exemple de modèles simplifiés d'élément de MOB (Boudaud, 2012)

Il est aussi possible d'avoir une loi de comportement exprimée en termes de moments – rotations. Dans ce cas la loi est implémentée au niveau des liaisons rotules de l'élément macro (Ceccotti & Sandhaas, 2010).

L'identification des paramètres régissant le comportement de tels éléments doit être réalisée à partir d'essais cycliques à l'échelle de l'élément de mur (Dujic & Zarnic, 2007).

On trouve également des modèles simplifiés couplant une approche par EF et par modèle analytique. L'élément de mur modélisé est considéré alors comme ayant un comportement purement élastique. Pintaric & Premrov (2013) ont proposé une ossature en éléments barre et, contrairement au modèle précédent, un élément poutre diagonal est utilisé pour modéliser le panneau. Les propriétés mécaniques (E , I , A) de l'élément poutre diagonal sont déterminées analytiquement sur la base de l'Eurocode 5 et des travaux de Källsner & Girhammar (2009). Un modèle similaire est également proposé par Casagrande *et al.* (2015). Cependant, l'élément diagonal modélisant le panneau reprend les modèles classiquement implémentés i.e. modélisation du comportement hystérétique par un élément ressort auquel est assigné une loi de comportement (figure IV-3). Notons que ces derniers ont modélisé également les raideurs de soulèvement (k_h) et de translation par corps rigide (K_A) par l'intermédiaire de ressort. Chacune des raideurs introduites a été calculée analytiquement.

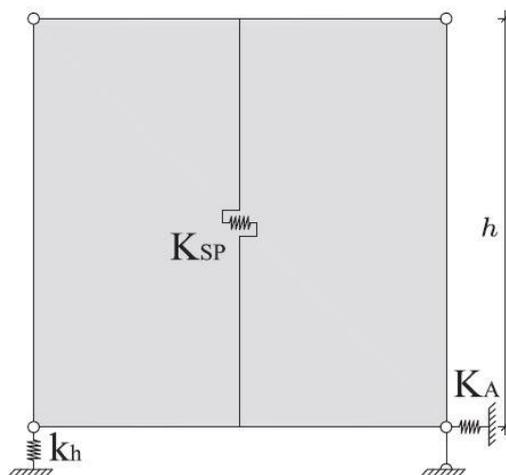


Figure IV-3 : Modèle simplifié d'un élément de mur à ossature bois couplant modèle EF et modèle analytique (Casagrande *et al.*, 2015)

L'intérêt de tels modèles repose sur leur simplicité et le faible nombre de paramètres à identifier. Ces paramètres sont des grandeurs physiques ou géométriques : hauteur, largeur, nombre de panneaux, module d'Young, module d'inertie, etc. La simplicité de ces modèles permet également la modélisation de grandes structures sans temps de calcul prohibitif. En contrepartie, ces modèles ne peuvent être employés que dans le cas d'analyses élastiques et statiques.

IV.1.2 Lois de comportement

Un nombre important de modèles en rapport avec les éléments de MOB a été proposé. Dans le cadre de notre étude, nous avons fait le choix de nous appuyer sur trois modèles de loi de comportement. Nous donnons dans le tableau IV-1 un récapitulatif succinct de ces modèles. Puis nous en donnons un bref descriptif.

Tableau IV-1 : Comparatif des lois de comportement

	Echelle	Nombre de paramètres	Courbe enveloppe	Courbe d'hystérésis	Endommagement
Modèle d'Humbert	Assemblage / structure	24 (x2 afin d'intégrer la dissymétrie)	Combinaison d'une partie linéaire puis polynomiale et linéaire en post-pic	Polynomiale	Endommagement cumulatif en force et en raideur
Modèle de Lowes, Mitra et Altoontash (LMA)	Assemblage / structure	16 (x2 afin d'intégrer la dissymétrie)	Multi-linéaire	Multi-linéaire	Endommagement en fonction de l'indice de Park & Ang
Modèle CASHEW	Structure	13	Combinaison d'une fonction exponentielle et d'une partie bilinéaire	Multi-linéaire	Endommagement en effort et en raideur

La complexité des modèles présentés dans le tableau IV-1 varie grandement. La prise en compte des différents phénomènes rencontrés dans le comportement des MOB sera plus ou moins intégrée suivant l'échelle de description (assemblage ou structure), suivant la stratégie de modélisation des boucles d'hystérésis (multilinéaire, polynomiale, équations différentielles), suivant le nombre de paramètres ou encore la stratégie de modélisation de l'endommagement (indice de Park & Ang, énergie dissipée). On donne en annexe VI un résumé succinct d'autres modèles analysés mais non retenus.

Nous avons fait le choix de retenir trois modèles de complexité croissante. Le premier, le modèle d'Humbert, s'avère être le plus complexe. Ce modèle s'appuie sur vingt-quatre paramètres qui peuvent être classés en trois catégories :

- paramètres descriptifs de la courbe enveloppe en forces et déplacements (11 paramètres) ;
- paramètres descriptifs des boucles d'hystérésis (8 paramètres) ;
- paramètres descriptifs de l'endommagement (5 paramètres).

Chacun des paramètres est un vecteur à deux composantes afin de pouvoir prendre en compte la possible dissymétrie du comportement à reproduire. Au total, quarante-huit paramètres sont donc à identifier.

Le second, le modèle LMA, peut être qualifié de complexité intermédiaire. Il nécessite l'identification de 16 paramètres qui peuvent également être classés en trois catégories :

- paramètres descriptifs de la courbe enveloppe en forces et déplacements (4 paramètres) ;
- paramètres descriptifs des trajets de charge - décharge (6 paramètres) ;
- paramètres descriptifs de l'endommagement (6 paramètres).

Comme pour le modèle d'Humbert, les paramètres du modèle LMA ont deux composantes afin de prendre en compte la possible dissymétrie du comportement à reproduire. Soit un total de trente-deux paramètres à identifier.

Enfin le modèle CASHEW s'avère être le plus « simple » et nécessite l'identification de treize paramètres classés en trois catégories :

- paramètres descriptifs de la courbe enveloppe en forces et déplacements (7 paramètres) ;
- paramètres descriptifs des trajets de charge - décharge (4 paramètres) ;
- paramètres descriptifs de l'endommagement (2 paramètres).

Contrairement aux deux premiers modèles, le modèle CASHEW ne permet pas de prendre en compte la dissymétrie du comportement à reproduire.

IV.1.2.1 Le modèle d'Humbert

Le modèle d'Humbert (2010) est une évolution du modèle de Suzuki & Yasumura (1999) et du modèle de Richard (2001). Le modèle de Suzuki & Yasumura (1999), figure IV-4.a, définit les branches hystérétiques de manière linéaire mais avec des raideurs dépendant du déplacement atteint. Il permet la modélisation de la dégradation en raideur de charge et décharge. A contrario, l'endommagement en force n'est pas pris en compte. Le modèle de Richard, figure IV-4.b, combine cette approche avec le modèle de Dolan & Foschi (1991) pour lequel les branches des boucles hystérétiques sont des fonctions exponentielles. Les raideurs évoluent en fonction du déplacement et sont des raideurs asymptotes aux courbes exponentielles. Le modèle de Richard (2001) considère un endommagement à cycle constant. La dégradation en force est modélisée tel que les pics des boucles soient inférieurs à la courbe enveloppe. Pour cela la valeur au pic sur la courbe enveloppe est multipliée par un coefficient de dégradation. Ce coefficient est calculé à partir du pic précédent dans la direction opposée et des paramètres d'endommagement :

$$F_{dA} = F_{pA} - \alpha [F_{pA} - (P_1 + K_5 U_A)] ; \alpha = k \left[\frac{F_{pB}}{F_{max}} \right] \quad (\text{IV-1})$$

$$F_{dB} = F_{pB} - \alpha [F_{pB} - (P_2 + K_4 U_B)] ; \alpha = k \left[\frac{F_{pA}}{F_{max}} \right] \quad (\text{IV-2})$$

où F_d représente les efforts dégradés déduits de la valeur pic atteinte sur la courbe enveloppe, F_p , par application d'un coefficient d'endommagement. Les indices A et B font référence, respectivement, au côté positif et négatif. Cette approche ne permet pas la modélisation de l'endommagement à cycle constant ni la prise en compte du comportement dissymétrique des assemblages.

Le modèle de Humbert (2010) remplace les fonctions exponentielles par des polynômes de Bézier ce qui assure la continuité entre les différentes branches. L'endommagement dans une direction est calculé à partir du déplacement précédent dans cette direction. Cela permet des calculs avec des sollicitations dissymétriques. La valeur de l'effort pic, F_{pk} , est déduite de la courbe enveloppe par homothétie :

$$F_{pk} = (1 - D) \cdot F_{env} \quad (\text{IV-3})$$

où F_{env} est la force calculée à partir du déplacement sur la courbe enveloppe et D un coefficient d'endommagement scalaire pour la partie concernée (traction ou compression). Ce coefficient est, initialement, à 0 puis est mis à jour lors d'un changement de direction à partir de l'équation :

$$\Delta D = D^n - D^{n+1} = \eta \cdot (D^n - D^\infty) \quad (\text{IV-4})$$

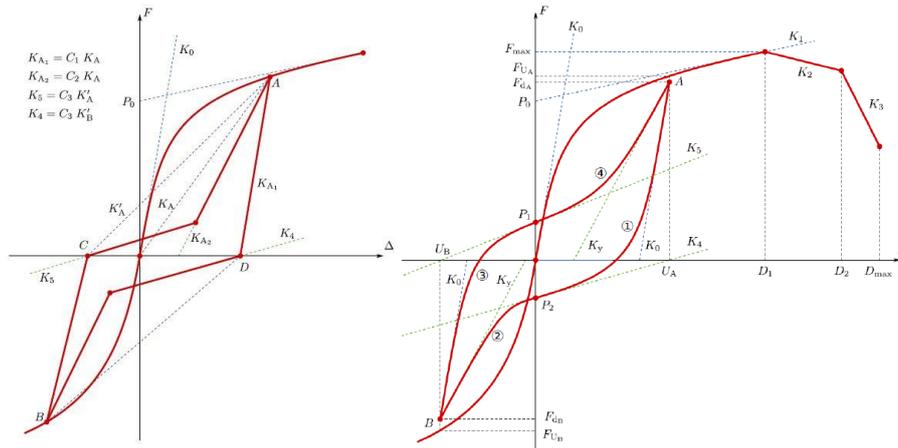


Figure IV-4 : (a) Modèle de Suzuki & Yasumura, (b) Modèle de Richard (2001), (Humbert, 2010)

D^{n+1} représente le nouveau coefficient d'endommagement à partir du pas de temps t^{n+1} pour lequel la décharge a débuté ($\Delta U < 0$), D^n représente le coefficient précédent et calculé au pas de temps t^n pour lequel il y avait charge ($\Delta U > 0$), D^∞ représente l'endommagement théorique pour un nombre infini de cycles et η est un coefficient contrôlant l'influence des cycles sur l'endommagement. Le modèle d'endommagement en force suppose que l'évolution de D^∞ est liée à celle de la force maximale atteinte au cours de l'histoire du chargement par une loi puissance de paramètre AC et AR (figure IV-5). Le modèle d'endommagement en déplacement est quant à lui fonction du déplacement maximal et des paramètres BC et BR (figure IV-5).

$$D^\infty = AC \cdot F_{max}^{AR} \quad \text{ou} \quad D^\infty = BC \cdot U_{max}^{BR} \quad (IV-5)$$

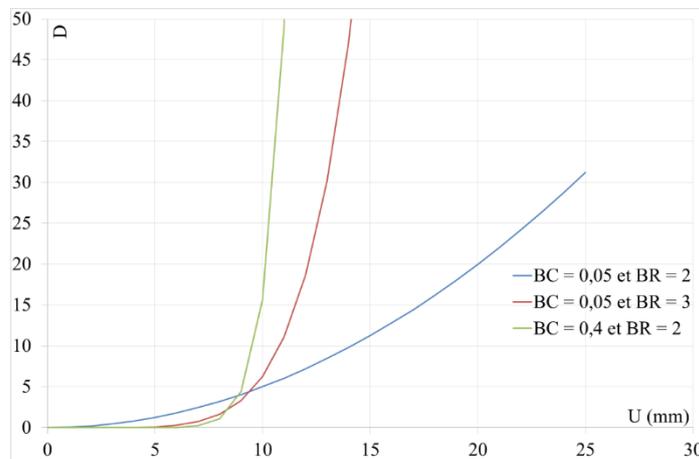


Figure IV-5 : Loi puissance d'endommagement de la loi d'Humbert

Le modèle ainsi développé par Humbert (figure IV-6) possède 24 paramètres par direction de calcul.

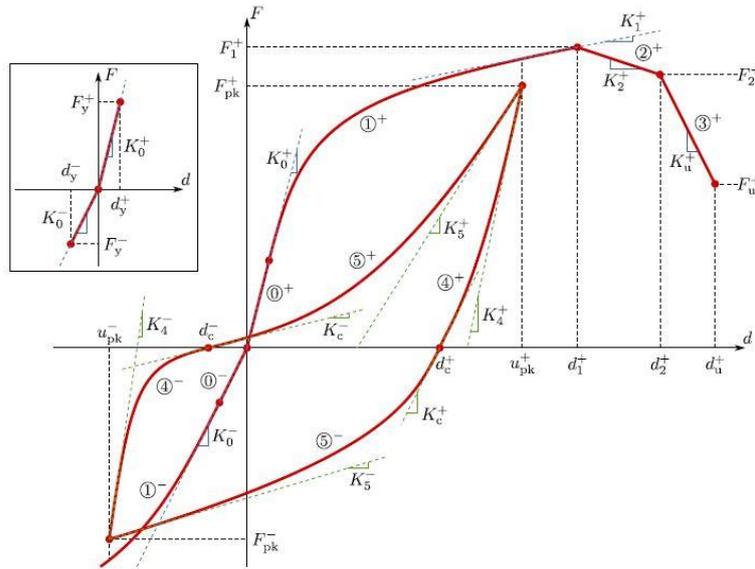


Figure IV-6 : Modèle de loi de comportement d'Humbert (Humbert, 2010)

IV.1.2.2 Le modèle de Lowes, Mitra et Altoontash (LMA)

Dans le cadre du développement d'un modèle EF des joints poutres-colonnes en béton, Lowes *et al.* (2004) ont proposé un modèle de loi de comportement incluant l'endommagement hystérétique. Ce dernier est modélisé à travers la détérioration de la raideur de charge, la raideur de décharge ainsi que de l'effort. La courbe enveloppe est linéaire par morceaux tandis que les boucles d'hystérésis sont trilineaires (figure IV-7).

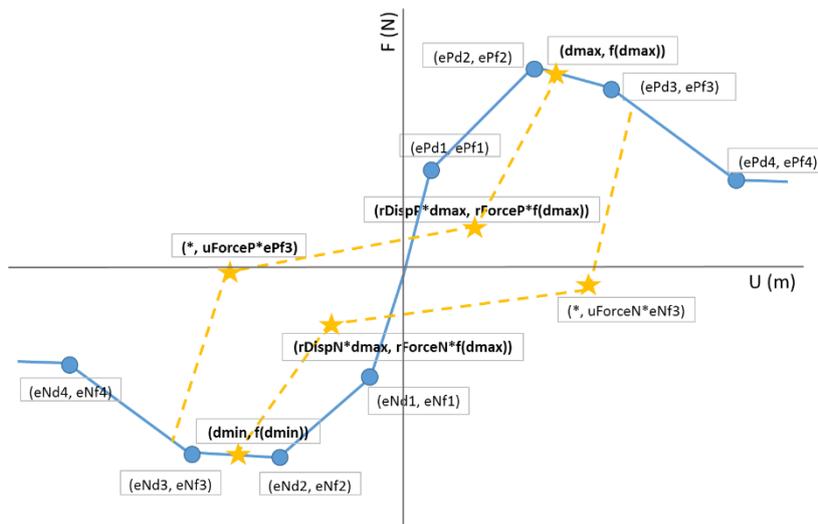


Figure IV-7 : paramètres de description du modèle de Lowes *et al.* (2004)

La calibration du modèle nécessite 16 paramètres définissant l'enveloppe, les deux chemins de charge – décharge et les règles d'endommagement cyclique :

- $[ePd_i ; ePf_i]_{1 \leq i \leq 4}$: points permettant de décrire la courbe enveloppe en positif ;
- $[eNd_i ; eNf_i]_{1 \leq i \leq 4}$: points permettant de décrire la courbe enveloppe en négatif ;
- $[rDispP ; rDispN]$: ratio de la déformation maximum auquel commence la recharge ;

- [rForceP ; rForceN] : ratio de la force maximale (correspondant à la déformation maximale) auquel commence la recharge ;
- [uForceP ; uForceN] : ratio de la force monotone développée lors de la décharge ;
- [$\Gamma_{K,i}$; $\Gamma_{K,limit}$] $_{1 \leq i \leq 4}$: coefficient de dégradation de la raideur de décharge ;
- [$\Gamma_{D,i}$; $\Gamma_{D,limit}$] $_{1 \leq i \leq 4}$: coefficient de dégradation de la raideur en charge ;
- [$\Gamma_{F,i}$; $\Gamma_{F,limit}$] $_{1 \leq i \leq 4}$: coefficient de dégradation en force.

La raideur et l'effort sont supposés se détériorer suite à l'historique de chargement. Les mêmes équations sont utilisées pour décrire ces phénomènes :

$$k_i = k_0(1 - \delta k_i) \quad (\text{IV-6})$$

où k_i est la raideur de déchargement au temps t_i , k_0 est la raideur initiale de déchargement pour le cas où il n'y a pas d'endommagement et δk_i , dont l'équation sera donnée ci-après, est la valeur de l'indice d'endommagement de la raideur au temps t_i .

$$d_{max,i} = d_{max,0}(1 - \delta d_i) \quad (\text{IV-7})$$

où $d_{max,i}$ est la demande en déformation qui définit la fin du cycle de rechargement pour une demande en déformation croissante, $d_{max,0}$ est la demande en déformation maximum « vécue » durant l'historique qui devrait être la demande en déformation définissant la fin du cycle de rechargement si la dégradation de la raideur de rechargement est ignorée et δd_i , dont l'équation sera donnée ci-après, est la valeur est l'indice des dommages de la raideur de rechargement au temps t_i .

$$f_{max,i} = f_{max,0}(1 - \delta f_i) \quad (\text{IV-8})$$

où $f_{max,i}$ représente la force maximale de l'enveloppe au temps t_i , $f_{max,0}$ est la force maximale de l'enveloppe dans le cas où il n'y a pas d'endommagement, et δf_i , dont l'équation sera donnée ci-après, correspond à la valeur de l'indice de l'effort au temps t_i .

Les indices d'endommagement δk_i , δd_i , δf_i peuvent être définis comme une fonction de l'historique de déplacement et de l'accumulation de l'énergie. Pour cela on utilise pour n'importe lequel de ces indices l'équation suivante :

$$\delta_i = \left(\Gamma_{K,1} (d_{max})^{\Gamma_{K,3}} + \Gamma_{K,2} \left(\frac{E_i}{E_{monotone}} \right)^{\Gamma_{K,4}} \right) \leq \Gamma_{K,limit} \quad (\text{IV-9})$$

où :

- i représente l'indice d'incrémentement ;
- δ_i représente l'indice d'endommagement ;
- Γ_1 et Γ_2 sont des paramètres de calage ;
- E représente l'énergie hystérétique ;
- $E_{monotone}$ représente l'énergie requise pour atteindre le déplacement ultime sous chargement monotone ;
- d_{max} représente le déplacement maximal atteint durant l'historique de chargement.

La forme des règles d'endommagement est basée sur une version généralisée de l'indice d'endommagement proposé par Park et Ang (1985), équation (II-16) (§II.2.4).

Les phénomènes à modéliser pour les structures bétons étant très proches des phénomènes à modéliser pour les structures à ossature bois, ce modèle peut être employé dans la suite du document (figure IV-8).

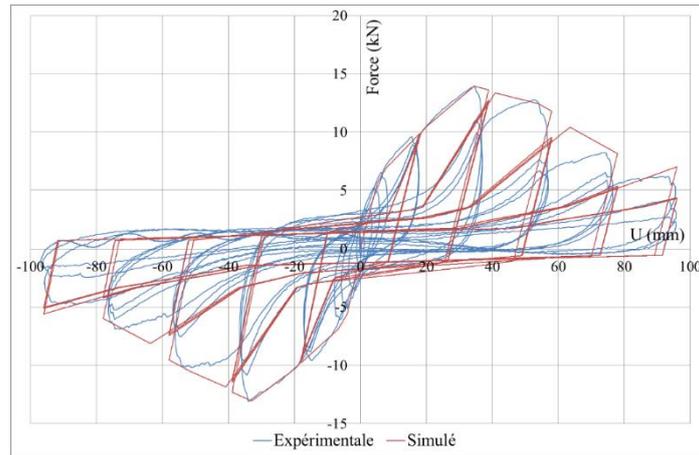


Figure IV-8 : Superposition du modèle de Lowes *et al.* (2003) et d’une courbe d’essai cyclique réalisée sur un élément de MOB

IV.1.2.3 Modèle CASHEW

Dans le cadre d’une étude du comportement cyclique et dynamique des éléments de MOB, Folz & Filiatrault (2001a) ont proposé un modèle de loi de comportement pouvant être appliqué à l’échelle de l’assemblage et à l’échelle de l’élément de MOB. Le comportement des éléments de MOB sous chargement monotone, figure IV-9, est approché par une fonction non-linéaire :

$$F = \begin{cases} \text{sign}(\delta) \cdot (F_0 + r_1 \cdot K_0 |\delta|) \cdot \left[1 - \exp\left(-\frac{K_0 |\delta|}{F_0}\right) \right], & |\delta| \leq |\delta_u| \\ \text{sign}(\delta) \cdot F_u + r_2 \cdot K_0 \cdot [\delta - \text{sign}(\delta) \delta_u], & |\delta_u| < |\delta| \leq |\delta_F| \\ 0, & |\delta| > |\delta_F| \end{cases} \quad (\text{IV-10})$$

où F désigne la résistance latérale, δ désigne le déplacement et $F_0, K_0, r_1, r_2, \delta_u$ et δ_F désignent six paramètres physiquement identifiables à partir de résultats d’essai (figure IV-9).

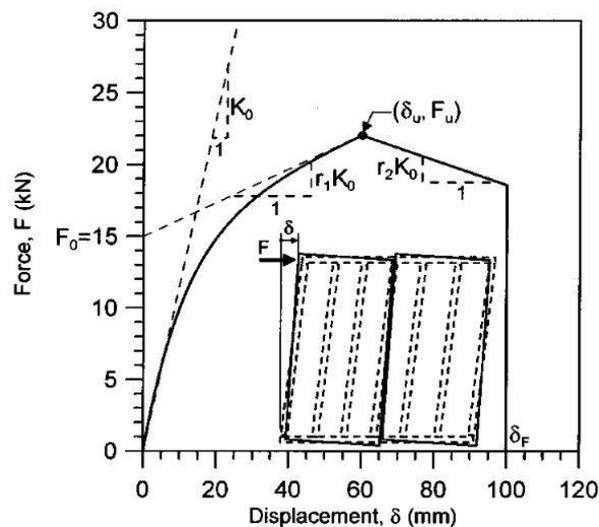


Figure IV-9 : Courbe force – déplacement sous chargement monotone provenant du modèle CASHEW

Au-delà du déplacement δ_u , associé à l’effort F_u , la résistance latérale est réduite. La ruine de l’élément de MOB se produit au déplacement δ_F .

Les cycles sont définis à partir de la courbe monotone (figure IV-10).

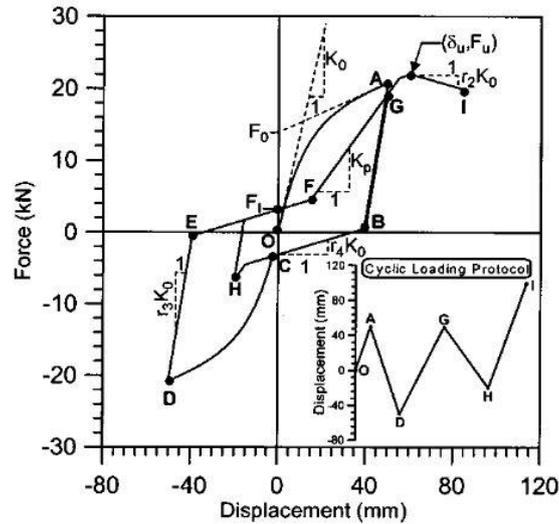


Figure IV-10 : Définition des cycles pour le modèle CASHEW

Lors de la charge, trajet OA et CD, la relation entre le déplacement et la résistance latérale reprend l'équation (IV-10). Pour les trajets suivants, il est fait l'hypothèse d'une relation force-déplacement linéaire. La phase de déchargement, illustrée par le trajet AB (figure IV-10), est caractérisée par la raideur r_3K_0 . Au changement de signe de l'effort (trajet BC), la droite de déchargement est caractérisée par la raideur r_4K_0 . Ce dernier trajet permet la reproduction de la zone de pincement caractéristique des structures à ossature bois. Lors de la recharge, trajet FG, les auteurs considèrent une raideur dégradée K_p donnée par la relation :

$$K_p = K_0 \cdot \left(\frac{\delta_0}{\delta_{max}} \right)^{\alpha_c} \quad (\text{IV-11})$$

avec δ_0 et α_c deux paramètres déterminant le degré de dégradation de la raideur. On définit ensuite δ_{max} par la relation :

$$\delta_{max} = \beta \delta_{un} \quad (\text{IV-12})$$

où δ_{un} désigne le déplacement auquel a commencé la phase de décharge et β désigne un paramètre du modèle. La dégradation de la raideur par l'équation (IV-11) permet également d'inclure la dégradation de l'effort (figure IV-10 – points A et G).

Ce modèle de loi de comportement nécessite la définition de treize paramètres à identifier à partir d'essais cycliques. Notons également que Folz & Filiatrault (2000) ont développé un logiciel autour de ce modèle de loi de comportement intégrant les paramètres de définition pour différentes configurations géométriques et mécaniques d'éléments de MOB.

IV.1.3 Identification des paramètres

En vue de prédire le comportement des structures à ossature bois sous sollicitation sismique, une modélisation du MOB par un système à un seul degré de liberté est réalisée. L'identification des paramètres des lois de comportement sur les résultats des essais expérimentaux est la première étape.

Les trois modèles de loi de comportement retenus dans la suite de l'étude sont montrés sur la figure IV-11 pour le mur n°18 :

- le modèle d'Humbert (figure IV-11(a)) ;

- le modèle de Lowes *et al.*, (LMA) (figure IV-11(b)) ;
- le modèle CASHEW (figure IV-11(c)).

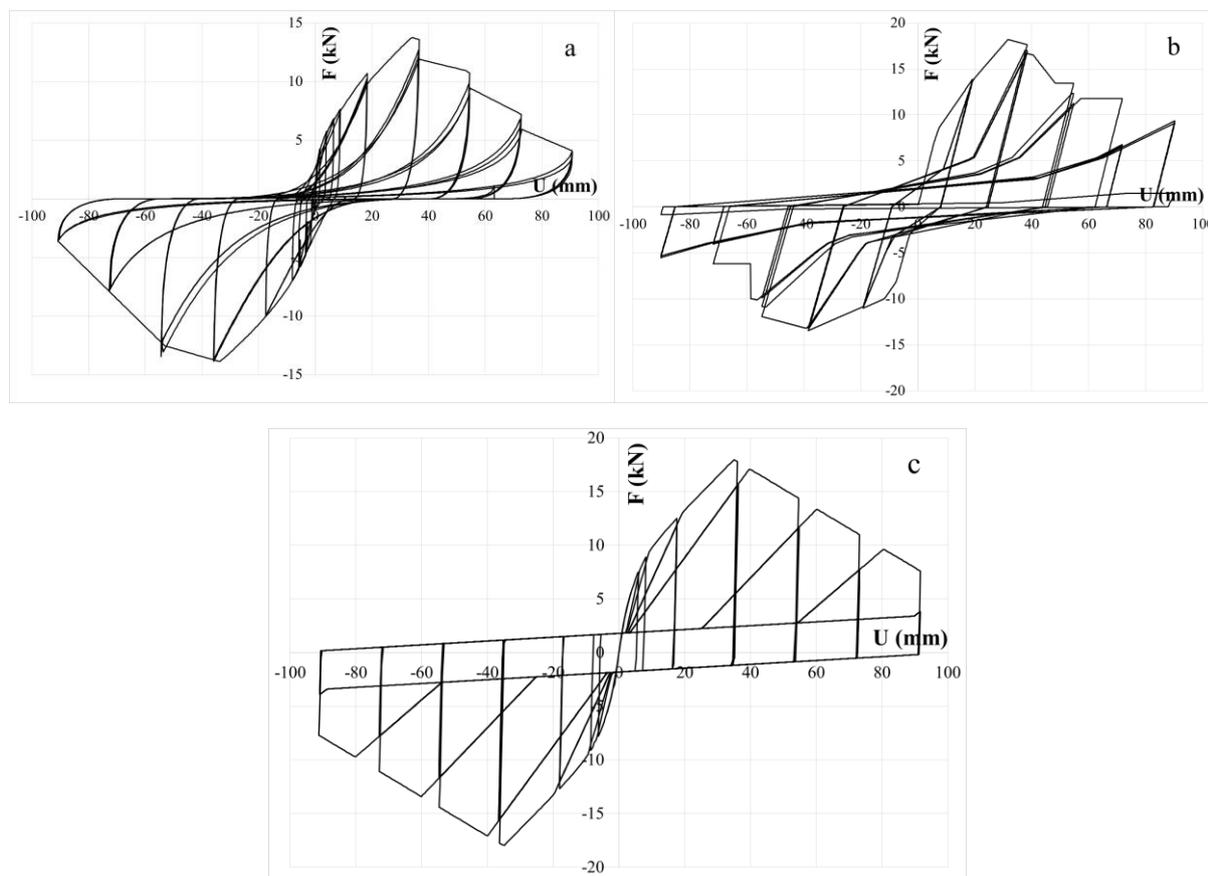


Figure IV-11 : Modèles de loi de comportement (a) d'Humbert, (b) LMA et (c) CASHEW

L'identification des paramètres de chacun de ces modèles est effectuée à partir des résultats d'essais cycliques à l'échelle du MOB (§III.2). Sous l'hypothèse d'une identification robuste des paramètres, les modèles de lois de comportement permettent alors la reproduction du comportement global des éléments étudiés.

Les essais cycliques ont été réalisés pour un chargement vertical de 6,25 kN/ml ou 12,5 kN/ml, en comparaison la masse du MOB étudié est de l'ordre de 1,2 kN. On fera donc l'hypothèse que la masse du système en lui-même est négligeable face à la masse concentrée au sommet de l'élément de MOB. Le comportement de celui-ci peut donc être approché par un modèle équivalent à un seul degré de liberté.

Pour réaliser l'identification des paramètres à partir des essais cycliques nous avons suivi, même si elle n'est pas optimisée, une procédure itérative par test – erreur. Les paramètres de la courbe enveloppe sont identifiés puis les paramètres de forme et d'endommagement sont ajustés afin de reproduire au mieux les phénomènes observés. Lors de l'examen du comportement dynamique des éléments de MOB, nous procéderons à une étude de la variabilité des paramètres identifiés en vue de la construction d'un élément de MOB « moyen ».

L'identification est effectuée sur les données des essais cycliques rapides et lents pour lesquels un chargement vertical est appliqué (Murs n° 12 à 21, §III.3.2). Les figures IV-12 à IV-14 présentent des lois de comportement cycliques expérimentales et modélisées pour l'élément de MOB n°15. On donne ci-après un exemple d'identification par modèle de loi de comportement.

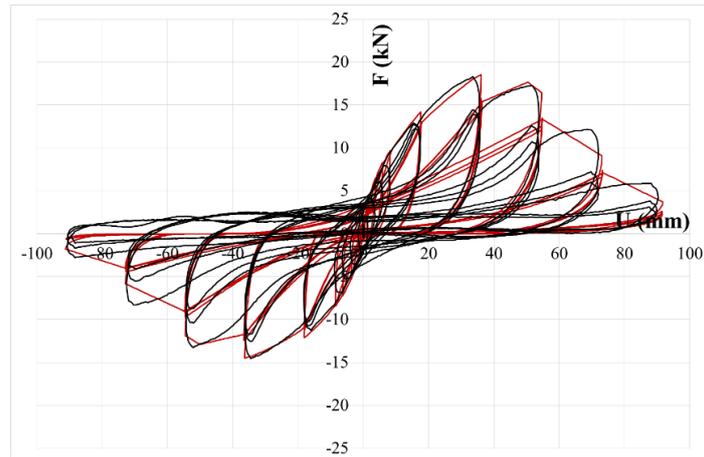


Figure IV-12 : Identification des paramètres du modèle de loi de comportement d'Humbert à partir de l'essai cyclique n°15

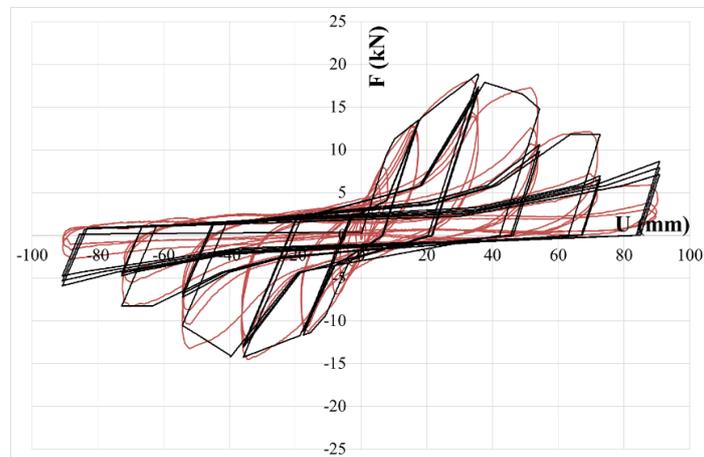


Figure IV-13 : Identification des paramètres du modèle de loi de comportement LMA à partir de l'essai cyclique n°15

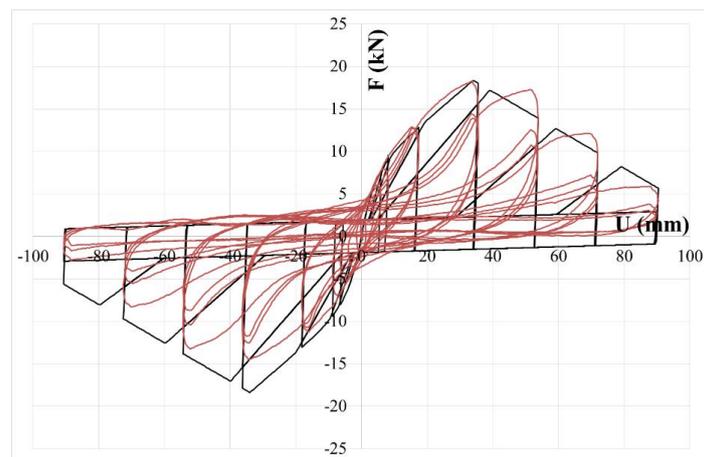


Figure IV-14 : Identification des paramètres du modèle de loi de comportement CASHEW à partir de l'essai cyclique n°15

Chacun de ces modèles se superpose plus ou moins finement selon le degré d'intégration des phénomènes observés durant les essais. Le modèle CASHEW semble le moins performant sur la partie adoucissante et l'endommagement consécutif aux cycles à déplacements constants. La dissymétrie

n'étant pas prise en compte la partie négative n'est pas convenablement reproduite. Malgré une définition du modèle à l'aide uniquement de droites, le modèle LMA semble prendre en compte l'ensemble des phénomènes de manière « correcte ». Des différences sont à noter sur les derniers cycles de l'essai cyclique.

Le modèle d'Humbert, quant à lui, semble correspondre le mieux aux formes des boucles d'hystérésis. Seule la courbure des phases de rechargement est faiblement prise en compte.

IV.2 Courbes de poussée progressive

Nous introduisons dans cette partie la définition des « ingrédients » nécessaires à la mise en place des méthodes capacitives qui seront développées au §V.2. Nous définissons la courbe de poussée progressive pour ainsi introduire trois méthodes statiques non-linéaires. Puis, nous définissons la raideur initiale des éléments de MOB à partir de méthodes normatives basées sur les données d'essais mais également à l'aide de méthodes analytiques. Cela est le point de départ de la construction des idéalizations bilinéaires nécessaires à l'application des méthodes capacitives.

La courbe de poussée progressive (ou Pushover) exprime la relation entre l'effort tranchant à la base de la structure induit par le séisme et le déplacement au toit :

$$V_{Base} = f(U_{toit}) \quad (\text{IV-13})$$

Pour les structures à un ou plusieurs niveaux, la distribution des efforts équivalents sur la hauteur du bâtiment est amplifiée jusqu'à atteinte d'un déplacement cible (Papanikolaou & Elnashai, 2011).

La distribution des efforts sismiques est généralement indexée sur les déformées des modes propres de vibration (Chopra A. K., 1995) mais peut également être indexée sur des déformées « simples » (rectangulaire, triangulaire, etc.). La distribution choisie doit, dans l'idéal, reproduire les effets d'inertie constatés lors d'un séisme. La figure IV-15 fournit l'exemple d'une structure à ossature bois modélisée par un système brochette à deux degrés de liberté et à trois distributions différentes : uniforme, triangulaire ou proportionnelle au premier mode propre.

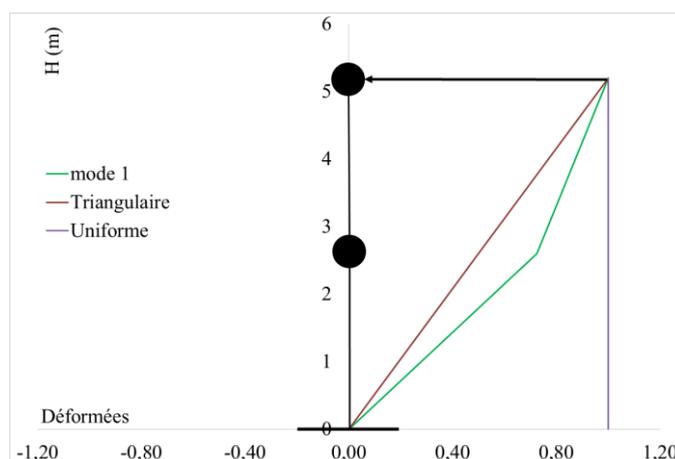


Figure IV-15 : Distribution d'effort (en violet : uniforme – en rouge : triangulaire – en vert : proportionnelle au premier mode propre)

Sur la figure IV-15 les distributions d'effort sur la hauteur du bâtiment sont invariantes en temps, on parle de courbes de poussée progressive conventionnelles. C'est le cas notamment des méthodes N2 (Fajfar, 2000) et MPA (Chopra & Goel, 2001). La distribution des efforts sur la hauteur, le nombre de distributions à retenir, la qualité de la modélisation jouent des rôles significatifs dans la capacité de

reproduction des déformations et des endommagements subis durant un séisme (Papanikolaou & Elnashai, 2011).

D'autres méthodes d'établissement des courbes de poussée progressive tiennent compte de la variation des propriétés modales durant la sollicitation (figure IV-16), on parle alors de courbes de poussée progressive adaptatives. C'est le cas notamment des méthodes proposées par Bracci *et al.* (1997), par Gupta & Kunnath (2000) ou par Abbasnia *et al.* (2013).

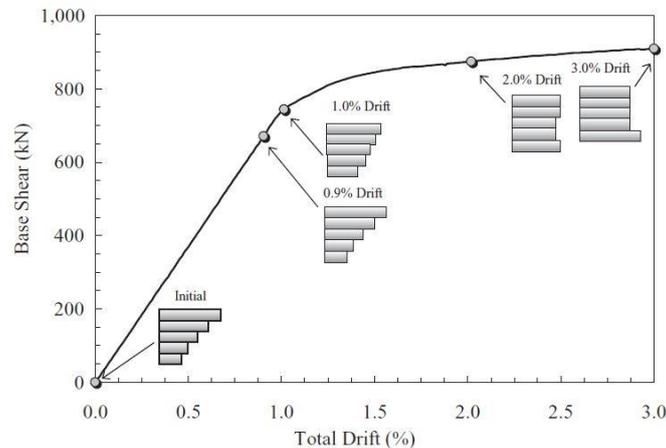


Figure IV-16 : Changement des distributions d'effort le long de la hauteur de la structure (béton armé) (Elnashai & Di Sarno, 2008)

L'adaptation des distributions d'effort durant l'analyse pose cependant quelques difficultés d'implémentation pour une utilisation en ingénierie (Chopra & Goel, 2001), (Abbasnia *et al.*, 2013). Le choix a donc été fait de ne pas retenir ce type de courbe en poussée progressive.

IV.3 Raideur des éléments de MOB

Les méthodes capacitatives (ou statiques non-linéaires) décrites en §V.2 impliquent une idéalisation bilinéaire de la courbe de poussée progressive. Cette dernière est alors nommée diagramme de capacité. Pour ce faire, on détermine une raideur initiale puis le palier plastique est ajusté de telle sorte que les aires situées sous les courbes force-déformation « réelles » et idéalisées soient égales. On garde ainsi une équivalence énergétique entre les deux systèmes. La raideur post-pic est supposée nulle.

La résultante de la sollicitation sismique qui se situe au niveau des diaphragmes des ossatures se distribue en fonction de la raideur des parois, de leur position par rapport au centre de raideur et de leur orientation. L'estimation de la raideur de la structure devient alors également un paramètre important dans l'évaluation de sa bonne tenue durant un séisme. Contrairement aux structures aciers ou bétons, l'estimation de la raideur d'un élément de MOB reste un problème récurrent. Cela peut être imputé aux nombreux phénomènes à prendre en compte :

- raideur de l'assemblage panneau – ossature ;
- raideur de déformation en cisaillement du panneau ;
- raideur de déformation des montants ;
- raideur des ancrages ;
- raideur de translation de corps rigide ;
- raideur de rotation de corps rigide.

L'estimation de la raideur d'une paroi peut s'obtenir à partir d'essais monotones ou cycliques en suivant les procédures indiquées par les normes suivantes :

- ISO 21581 (2010) : Monotones / Cycliques (murs) ;
- ISO 16670 (2003): Cycliques (assemblages) ;
- ASTM E 2126 (2008) : Monotones / Cycliques (murs) ;
- NF EN 594 (2011) : Monotones (murs) ;
- NF EN 12512 (2002) : Cycliques (assemblages) ;
- NF EN 26891 (1991) : Monotones (assemblages) ;

ou par analyse modale expérimentale (essais dynamiques) ou bien encore par modèles analytiques.

IV.3.1 Estimation de la raideur par analyse modale expérimentale

Dans cette partie nous examinerons le calcul de la raideur à partir de modèles de la littérature. A des fins de comparaison, nous supposons que la raideur moyenne déterminée par analyse modale expérimentale durant les essais dynamiques peut être prise comme valeur de référence (Seim *et al.*, 2014). Le tableau IV-2 récapitule les valeurs des fréquences propres, le chargement vertical appliqué, la masse totale considérée pour le calcul de la raideur et enfin la raideur initiale obtenues à l'aide de la relation suivante :

$$K_{ref} = 4\pi^2 \cdot f^2 \cdot m_s \quad (\text{IV-14})$$

où f représente la fréquence propre et m_s la masse du système considéré.

Tableau IV-2 : Raideur initiale moyenne déterminée par analyse modale pour les éléments de murs à ossature bois pour un essai dynamique

N° mur	Fréquence propre par analyse modale (Hz)	Masse totale (kg)	Raideur (kN/mm)
24	Non-fait	1620	---
26	5,12	1620	1,67
27	5,12	1620	1,67
28	5,13	1620	1,68
25	4,25	2120	1,51
29	4,38	1620	1,23
30	4,38	2120	1,60
31	4,38	2120	1,60
32	4,75	1620	1,44
33	4,75	1620	1,44
34	4,75	1620	1,44
35	5	1620	1,60
36	Non fait	1620	---
37	4,3	1620	1,18
38	4,5	1620	1,29
39	4,5	1620	1,29
Moyenne (15 kN)	4,75		1,45
C.O.V (%)	6,47		12,9
Moyenne (20 kN)	4,34		1,57
C.O.V (%)	1,73		3,44

Deux chargements verticaux ont été considérés durant les essais dynamiques. On ne retiendra dans cette partie que les configurations chargées à 6,25 kN/ml ce qui mène à considérer une raideur initiale de référence de :

$$K_{ref} = 1,45 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-1} \quad (\text{IV-15})$$

IV.3.2 Estimation de la raideur à partir d'essais monotones ou cycliques

Dans un premier temps, nous nous intéressons aux calculs normatifs de la raideur initiale des éléments de MOB. Le calcul des raideurs sera illustré à partir des résultats d'essais cycliques rapides effectués sur les configurations chargées à 6,25 kN/ml (mur n° 15, 17 et 18, cf. §III.3.2.3). D'un point de vue normatif, on trouve cinq expressions de la raideur initiale consécutivement à un essai, selon la norme considérée :

- ISO 21581 (2010) : essais monotones ou cycliques (murs) ;

$$K_{iso} = \frac{0,3 \cdot F_{max}}{U(F_{0,4}) - U(F_{0,1})} \quad (\text{IV-16})$$

- ASTM E 2126 (2008) : essais monotones ou cycliques (murs) ;

$$K_{ASTM} = \frac{F_{0,4}}{U(F_{0,4})} \quad (\text{IV-17})$$

- NF EN 594 (2011) : essais monotones (murs) ;

$$K_{594} = \frac{F_{0,4} - F_{0,2}}{U(F_{0,4}) - U(F_{0,2})} \quad (\text{IV-18})$$

- NF EN 12512 (2002) : essais cycliques (assemblages) ;

$$K_{12512} = \frac{F_{0,4} - F_{0,1}}{U(F_{0,4}) - U(F_{0,1})} \quad (\text{IV-19})$$

- NF EN 26891 (1991) : essais monotones (assemblages) ;

$$K_{26891} = \frac{F_{0,4}}{\frac{4}{3}(U(F_{0,4}) - U(F_{0,1}))} \quad (\text{IV-20})$$

où $F_{0,i}$ avec $i = 1, 2$ ou 4 correspond à $0, i \cdot F_{max}$ et $U(F_{0,i})$ représente le déplacement associé.

On donne au tableau iv-3 les valeurs des raideurs attachées à chacune des normes. Le calcul est réalisé sur la partie positive des essais cycliques compte-tenu qu'il s'agit du premier sens de sollicitation. Elles sont normalisées par rapport à la raideur de référence, K_{ref} .

Tableau IV-3 : Valeurs de raideurs initiales des éléments de mur à ossature bois calculées normativement

Sens	N° Mur	K_{ISO}/K_{ref}	K_{ASTM}/K_{ref}	K_{594}/K_{ref}	K_{12512}/K_{ref}	K_{26891}/K_{ref}
Positif	15	1,06	0,93	0,94	0,78	0,78
	17	0,79	0,77	0,67	0,69	0,69
	18	0,95	0,87	0,99	0,75	0,75
	Moyenne	0,94	0,86	0,87	0,74	0,74
	C.O.V (%)	14,3	9,94	19,6	6,12	6,12

Afin d'illustrer le tableau précédent, la figure IV-17 présente les raideurs initiales correspondant aux moyennes des raideurs en comparaison de la courbe enveloppe de l'essai cyclique n°18. On ajoute également la droite représentative de la raideur de référence en rouge.

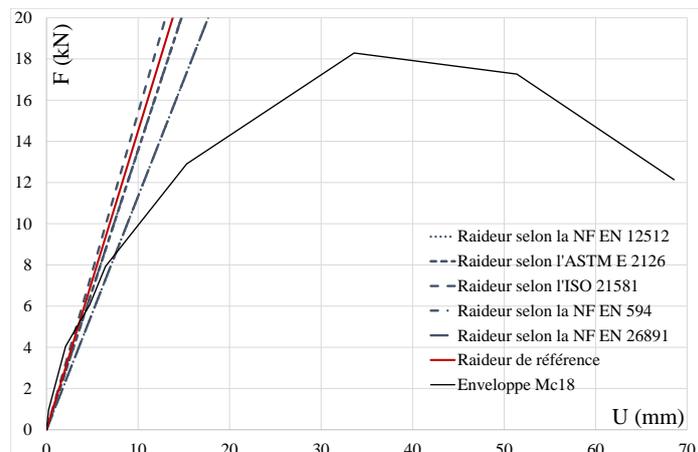


Figure IV-17 : Représentation des systèmes élastiques de raideurs normatives mis en regard avec la courbe enveloppe de l'essai cyclique n° 18 et la droite de raideur de référence

Globalement, on observe trois groupes de raideurs moyennes quasi-semblables (tableau IV-3) :

- l'ISO 21581 (0,94) ;
- l'ASTM E2126 et la NF EN 594 (~0,86) ;
- la NF EN 12512 et la NF EN 26891 (0,74).

Concernant la partie positive, le calcul de la raideur initiale par l'expression (IV-16) aboutit à un écart relatif, par rapport à la raideur de référence, de :

$$\varepsilon = 1 - 0,94 = 6\% \quad (\text{IV-21})$$

Malgré le fait que la norme ASTM E2126 s'applique à la même échelle, l'expression proposée et la raideur en résultant s'avèrent différentes. Dans ce cas, l'écart relatif est de 14% rejoignant ainsi la norme NF EN 594. Concernant le dernier groupe (normes NF EN 12512 et NF EN 26891), la raideur initiale moyenne est réduite d'un quart par rapport à la raideur de référence. La différence peut s'expliquer par le fait que ces normes présentent un calcul de raideur sur un intervalle de la courbe enveloppe étendu et non pas juste sur les tous premiers millimètres de déplacement. Ceci permet, dans la pratique, de s'affranchir des déplacements de mise en place du montage localisés sur les premiers cycles et pouvant être considérés comme des déplacements parasites.

IV.3.3 Estimation analytique de la raideur

Quelques propositions ont été faites afin d'évaluer la raideur d'une paroi ou d'un élément de mur à partir de leurs seules dimensions et caractéristiques mécaniques. Nous examinons donc ces propositions en comparaison de la raideur de référence moyenne déterminée par analyse modale expérimentale.

La raideur totale d'un MOB est due d'une part à la raideur de déformation en cisaillement du panneau, notée K_{cp} , et d'autre part à d'autres phénomènes plus ou moins complexes.

Dans un premier temps, on donne le calcul de la raideur de déformation en cisaillement d'un élément de mur à ossature bois communément accepté par la communauté et formalisé par Källsner &

Girhammar (2009). Le calcul complet aboutissant à l'expression de la raideur donnée en équation (IV-22) est retranscrit en annexe VII.

La raideur K_{cp} d'un élément de MOB (p) appartenant au mur (m) de la paroi (S) s'exprime alors par :

$$\frac{1}{K_{cp,1}} = \frac{2}{k_{ser,f} \cdot (b_p + \frac{h}{3}) + k'_{ser,f} \cdot \frac{h}{6}} + \frac{2 \cdot h^2}{k_{ser,f} \cdot b_p^2 \cdot (h + \frac{b_p}{3})} \quad (IV-22)$$

où k_{ser} exprime un coefficient d'élasticité linéaire déterminé par le rapport entre la raideur de l'organe d'assemblage à l'ELS et l'espacement, s , des organes d'assemblages sur les montants et traverses périphériques du MOB, k'_{ser} exprime le coefficient d'élasticité linéaire de la couture intermédiaire et enfin h et b_p représentent, respectivement, la hauteur et la largeur de l'élément de MOB considéré.

La couture sur le montant intermédiaire augmente peu la raideur de l'élément de mur. L'expression (IV.22) peut donc être utilisée de manière conservative pour des panneaux de murs comportant 2 ou 3 montants intermédiaires. Lorsque le panneau de mur comporte un diaphragme de part et d'autre de l'ossature, la raideur totale de l'élément sera égale à la somme des raideurs des panneaux de murs constitués de chacun des diaphragmes.

A notre connaissance, on trouve deux autres expressions similaires données par Casagrande *et al.* (2015) et Seim *et al.* (2014), respectivement, $K_{cp,2}$ et $K_{cp,3}$:

$$K_{cp,2} = \frac{n_p \cdot K_{ser} \cdot b_p}{\lambda \cdot s} \quad (IV-23)$$

$$K_{cp,3} = \frac{n_p \cdot K_{ser} \cdot b_p}{\beta \cdot s} \quad (IV-24)$$

Avec $\lambda(\alpha) = 0,81 + 1,85 \cdot \alpha$ désignant une fonction de forme dépendant de l'élancement ($\alpha = h/b$) et $\beta(n) = 2 \cdot [1 + 2 \cdot (n + 1)]$ désignant une fonction de forme dépendant du nombre de connecteurs n_p présents sur les montant intermédiaires.

Dans le cas d'un élément de MOB constitué de deux panneaux répondant aux spécifications géométriques du mur étudié (§I) et en tenant compte de la raideur apportée par la couture intermédiaire, la raideur en cisaillement pur est égale à :

$$K_{cp,1} = 3,13 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-1} \quad (IV-25)$$

ou $K_{cp,2} = 5,26 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-1} \quad (IV-26)$

ou $K_{cp,3} = 2,34 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-1} \quad (IV-27)$

Les trois expressions donnent des résultats allant du simple au double. Cependant ces expressions ne fournissent qu'une partie des raideurs participant à la raideur totale, K_{totale} . Celle-ci est déterminée par la relation suivante :

$$\frac{1}{K_{totale}} = \frac{1}{K_{cp}} + \sum_i \frac{1}{K_i} \quad (IV-28)$$

avec K_i l'ensemble des raideurs participant à la raideur totale. Suivant les auteurs, les phénomènes à prendre en compte varient. On examine donc par la suite, la contribution des autres raideurs en distinguant 2 approches. La première reprend les hypothèses de Casagrande *et al.* (2015) tandis que la seconde reprend les hypothèses de Seim *et al.* (2015).

Selon la première approche ($K_{total,1}$), les hypothèses faites par Casagrande *et al.* (2015) prennent en compte :

- la raideur de rotation de corps rigide (K_h) ;
- la raideur de translation de corps rigide (K_a) ;
- la raideur de déformation du panneau (K_p).

La seconde approche ($K_{total,2}$) selon Seim et al. (2014) tient compte de :

- la raideur de translation de corps rigide (K_a) ;
- la raideur de déformation du panneau (K_p) ;
- la raideur de déformation axiale des montants (K_E) ;
- la raideur de compression des montants (K_c).

Ce qui nous donne pour les approches 1 et 2, respectivement attribuées à Cassagrande *et al.* et Seim *et al.* :

$$K_{total,1} = \frac{1}{\frac{1}{K_{cp,2}} + \frac{1}{K_h} + \frac{1}{K_a} + \frac{1}{K_p}} \quad (IV-29)$$

$$K_{total,2} = \frac{1}{\frac{1}{K_{cp,3}} + \frac{1}{K_E} + \frac{1}{K_a} + \frac{1}{K_p} + \frac{1}{K_c}} \quad (IV-30)$$

Ces expressions sont fonctions des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments constituant le MOB avec :

$$\frac{1}{K_h} = \frac{h^2}{\tau^2 \cdot b_p^2 \cdot K_{ser,ancrage}} \quad (IV-31)$$

$$\frac{1}{K_a} = \frac{s_{eq}}{K_{eq} \cdot b_p} \quad (IV-32)$$

$$\frac{1}{K_p} = \frac{h}{G_{OSB3} \cdot t_p \cdot b_p} \quad (IV-33)$$

$$\frac{1}{K_E} = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{EA} \cdot \left[b_p + \frac{h^3}{b_p^2} \right] \quad (IV-34)$$

$$\frac{1}{K_c} = \frac{v_{90}}{1,2 \cdot A_{ef} \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90}} \quad (IV-35)$$

où :

- $\tau \cdot b_p$ correspond à la longueur effective de rotation ;
- $\frac{s_{eq}}{b_p} = n_{eq}$ correspond au nombre d'équerres en pied de montant ;
- K_{eq} correspond à la raideur des équerres en pieds ;
- G_p correspond au module de cisaillement du panneau ;
- t_p correspond à l'épaisseur du panneau ;
- EA correspond à la raideur de traction du panneau ;
- $k_{c,90}$ correspond à un coefficient de modification pour différents types de déformation en compression ;
- v_{90} correspond à un facteur d'échelle pour la déformation en compression perpendiculaire (fixé à 1 mm) ;
- $f_{c,90}$ correspond à la contrainte de compression perpendiculaire.

Pour une poutre en 145x45 mm² (section de l'ossature) sur appuis discontinus et une charge uniformément répartie, nous supposons que (Benoit *et al.*, 2008) :

$$k_{c,90} = 2,75 \quad (\text{IV-36})$$

La contrainte de compression perpendiculaire pour un bois de classe C24, $f_{c,90}$, est de 25 MPa et, enfin, A_{ef} représente la section effective que l'on calcule à partir de (Seim *et al.*, 2014) :

$$A_{ef} = (b_{montant} + 30) \cdot h_{montant} \quad (\text{IV-37})$$

On suppose également que :

$$G_{OSB3} = 1080 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{IV-38})$$

$$EA = 11.10^3 \cdot A_{ef} = 75,6.10^3 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-1} \quad (\text{IV-39})$$

$$n_{eq} = 2 \quad (\text{IV-40})$$

$$K_{ancrage} = 5000 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-1} \quad (\text{IV-41})$$

$$\tau = 1 \quad (\text{IV-42})$$

Nous avons ainsi :

$$K_{total,1} = \frac{1}{\frac{1}{K_{cp,2}} + \frac{1}{K_h} + \frac{1}{K_a} + \frac{1}{K_p}} = 1,87 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-1} \quad (\text{IV-43})$$

$$K_{total,2} = \frac{1}{\frac{1}{K_{cp,3}} + \frac{1}{K_E} + \frac{1}{K_a} + \frac{1}{K_p} + \frac{1}{K_c}} = 1,59 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-1} \quad (\text{IV-44})$$

Les raideurs totales calculées par les approches 1 et 2 surestiment, respectivement, de 29% et 9,65% la raideur de référence (IV- 15). L'écart relatif étant au moins de 10%, cela nous conduit à proposer, dans le cadre de cette thèse, le calcul de la raideur initiale à partir des K_i représentatifs de :

- la raideur de rotation de corps rigide (K_h) ;
- la raideur de translation de corps rigide (K_a) ;
- la raideur de déformation du panneau (K_p) ;
- la raideur de déformations axiales des montants (K_E).

Nous obtenons donc pour le calcul de la raideur initiale totale :

$$K_{total,1} = \frac{1}{\frac{1}{K_{cp,1}} + \frac{1}{K_h} + \frac{1}{K_a} + \frac{1}{K_p} + \frac{1}{K_E}} \quad (\text{IV-45})$$

$$\Leftrightarrow K_{total,1} = \frac{1}{\frac{1}{K_{cp,1}} + \frac{1}{K_h} + \frac{1}{K_a} + \frac{1}{K_p} + \frac{1}{K_E}} = 1,41 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-1} \quad (\text{IV-46})$$

Contrairement aux approches de Casagrande *et al.* (2015) et de Seim *et al.* (2015), la prise en compte de la raideur de déformation axiale des panneaux, K_E , conduit à réduire l'écart relatif à la raideur de référence. La méthode proposée, que nous appellerons approche MOB-R par la suite, sous-estime de 2,75% la valeur de référence. On donne alors en figure IV-18 la contribution des raideurs participant à la raideur totale pour l'approche proposée. La raideur de déformation des panneaux participe à environ 11% de la raideur totale et ne peut donc être négligée. A titre illustratif, les figures IV-19 et IV-20 donnent les contributions des raideurs participant à la raideur totale pour les approches 1 et 2.

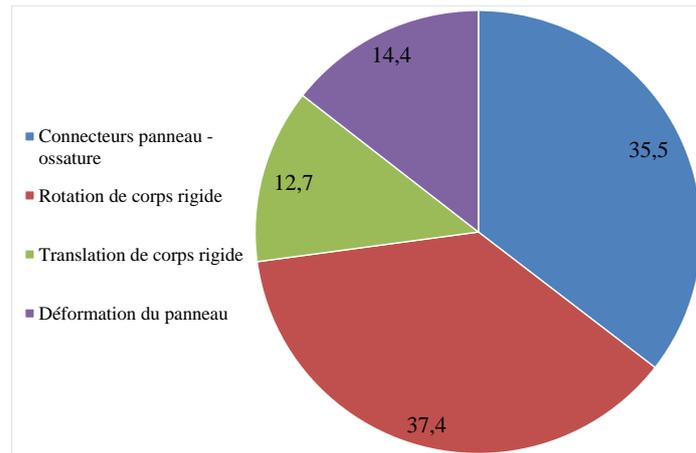


Figure IV-18 : Répartition des raideurs contribuant à la raideur totale selon l'approche 1 (Casagrande *et al.*)

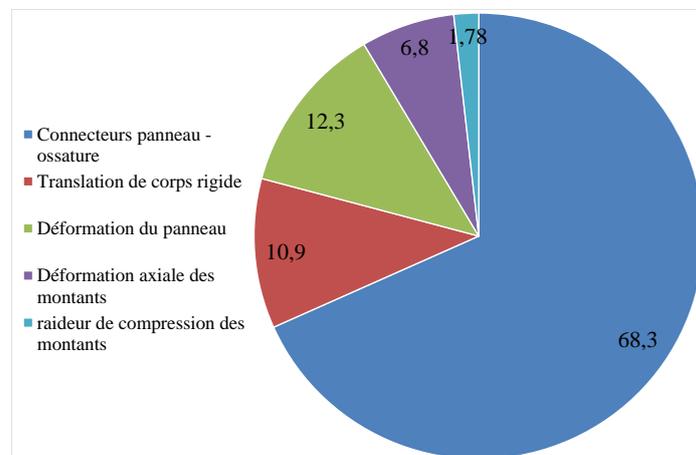


Figure IV-19 : Répartition des raideurs contribuant à la raideur totale selon l'approche 2 (Seim *et al.*)

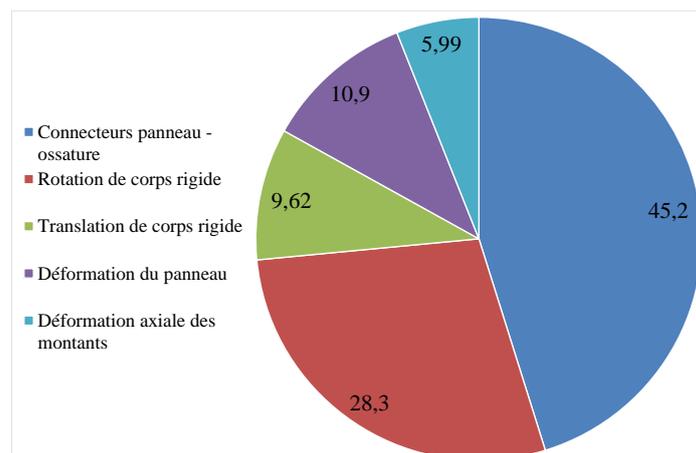


Figure IV-20 : Répartition des raideurs contribuant à la raideur totale selon l'approche 3 (MOB-R)

IV.4 Synthèse

Nous avons présenté dans ce chapitre, une première partie concernant la modélisation du comportement cyclique d'un élément de MOB. Pour cela, trois modèles de loi de comportement de complexité décroissante ont été sélectionnés :

- le modèle d'Humbert (48 paramètres);
- le modèle LMA (32 paramètres) ;
- le modèle CASHEW (13 paramètres).

Une procédure d'identification itérative par essais-erreurs des paramètres d'entrée des modèles a été mise en place.

Il a été observé que chacun de ces modèles se superpose plus ou moins finement selon le degré d'intégration des phénomènes observés durant les essais. Le modèle CASHEW a semblé le moins performant sur la partie adoucissante et l'endommagement consécutif aux cycles à déplacements constants. La dissymétrie n'étant pas prise en compte, la partie négative n'a pu être convenablement reproduite. Malgré une définition du modèle à l'aide uniquement de droites, le modèle LMA a semblé prendre en compte l'ensemble des phénomènes de manière « correcte ». Des différences ont été relevées sur les derniers cycles de l'essai cyclique. Le modèle d'Humbert, quant à lui, a semblé correspondre le mieux aux formes des boucles d'hystérésis. Seule la courbure des phases de rechargement est faiblement prise en compte.

Dans le cadre des méthodes d'ASNL, une définition des courbes de poussée progressive a été donnée. En vue de l'application des méthodes capacitatives, les courbes de poussée progressive devront être idéalisées par une relation force – déplacement bilinéaire. Cela nous a amené à examiner les différentes méthodes d'établissement de la raideur initiale. Afin d'établir un point de comparaison pouvant être considéré comme une référence, la raideur initiale des éléments de MOB a été calculée à partir des analyses modales réalisées lors des essais dynamiques.

Nous avons étudié par la suite les expressions données par les normes d'essais internationales. Il a été constaté que les normes ISO 21581 et ASTM E2126 (équivalente à la norme NF EN 594) reproduisent la raideur initiale de référence avec un écart relatif de, respectivement, 6% et 14%. Les écarts calculés par rapport à la raideur de référence pour les autres normes ont été de l'ordre de 25%. Cependant, ces méthodes d'établissement de la raideur initiale ont nécessité la réalisation d'essais cycliques ce qui n'est pas toujours possible lors d'une utilisation en ingénierie. Un second paragraphe a introduit le calcul analytique des raideurs initiales à partir des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments de MOB. Les propositions de la littérature ont montré un écart supérieur à 10% ce qui nous a conduit à proposer une méthode de calcul nommée MOB-R. En se basant sur cette proposition, nous avons montré que la méthode proposée estime la raideur de référence avec un écart de moins de 3%.

Le chapitre suivant sera consacré à l'examen du comportement dynamique des éléments de MOB. Nous introduirons notamment des analyses dynamiques non-linéaires réalisées à partir des modèles de loi de comportement identifiés sur la base des essais cycliques à l'échelle des éléments de MOB avec diaphragme agrafé. Les résultats seront alors comparés aux réponses relevées durant les essais dynamiques sur table vibrante. La présentation et l'application des méthodes capacitatives seront également introduites. Comme il a été décrit dans ce chapitre, les courbes de poussée progressive seront reprises des essais statiques puis nous examinerons, à la fois, l'influence des conditions extérieures d'essais et l'influence de la méthode d'établissement de la raideur initiale. A la vue des conclusions de ce chapitre, nous retiendrons les méthodes :

- de l'ISO 21581 ;
- de l'ASTM E2126 ;
- MOB-R.

Chapitre V

Comportement dynamique des éléments de murs à ossature en bois

Au travers des chapitres précédents, nous avons introduit les composants nécessaires à l'étude du comportement dynamique des MOB dans le cadre d'un dimensionnement basé sur la performance sismique des structures (chapitre II - figure V-1). Il a, notamment, été décrit au sein du chapitre II, les ingrédients nécessaires à l'application des méthodes ASNL. Au travers de l'examen des méthodes de dimensionnement en place à l'heure actuelle, il a été mis en lumière les verrous scientifiques empêchant une application robuste et fiable de ce type de dimensionnement. Au sein de ce cadre, les campagnes expérimentales (chapitre III) nous ont permis, entre autre, de fixer le point de départ nécessaire à la mise en place de la démarche de notre étude. Les résultats d'essais cycliques ont alors alimenté les modélisations présentées au chapitre IV (figure V-1). Ainsi, en reprenant les divers résultats établis, nous introduirons dans ce chapitre une analyse du comportement dynamique des éléments de MOB.

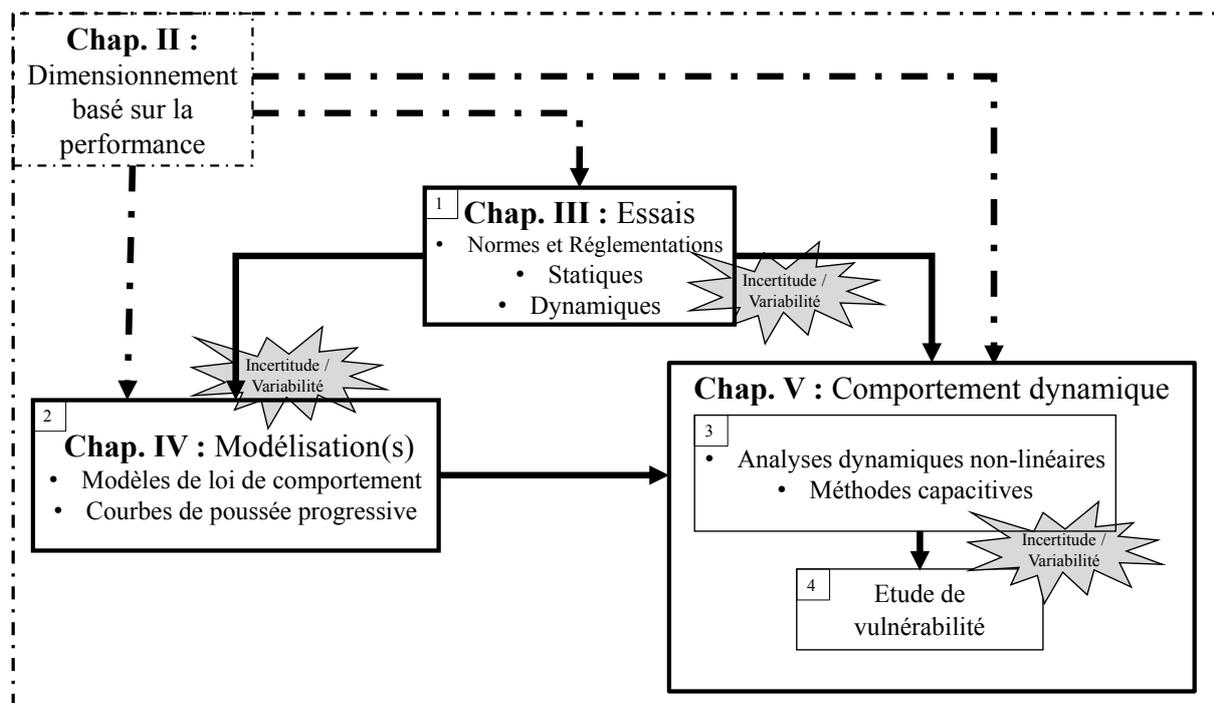


Figure V-1 : Représentation schématique des travaux de thèse

Une première partie sera consacrée à l'analyse dynamique temporelle pour laquelle l'identification des paramètres à partir des essais cycliques a été réalisée au §IV.1.3. Une comparaison des résultats individuels, en termes de déplacement et d'accélération, avec les essais dynamiques sera donnée. Afin de prendre en compte la variabilité des éléments de MOB sous divers chargements, nous discuterons de la possibilité de mettre en place un modèle représentatif du comportement moyen des MOB.

Dans une deuxième partie (§V.2) nous procéderons à une bibliographie succincte des méthodes capacitatives puis à l'application de celles-ci à l'échelle de l'élément de MOB. Les données d'essais cycliques sont introduits afin d'examiner l'influence de la vitesse d'essai sur la méthode d'établissement des courbes de poussée progressive. L'application des méthodes capacitatives nécessitant une idéalisation

bilinéaire, nous reprendrons les méthodes d'établissement de la raideur initiale discriminées dans le chapitre IV. Nous nous appuyerons, notamment, sur cinq expressions de calcul de la raideur initiale.

Enfin, la dernière partie abordera (§V.3) l'analyse de vulnérabilité à partir de l'analyse dynamique temporelle et de la méthode capacitive. Afin d'étudier les sources d'incertitudes, nous reprendrons le modèle représentatif du comportement moyen des MOB. L'hypothèse selon laquelle la courbe de fragilité suit une loi log-normale sera discutée à l'aide d'une étude paramétrique. La comparaison entre les deux approches de construction des courbes de fragilité sera réalisée.

V.1 Analyse dynamique temporelle

Dans cette partie, nous comparons les réponses des essais dynamiques et les réponses obtenues à partir des modèles de loi de comportement identifiés sur les essais cycliques, en procédant à une résolution temporelle.

Afin de prendre en compte la variabilité des éléments de MOB lors de l'analyse dynamique, on procède d'abord à la construction d'un mur moyen pour chaque configuration. La procédure est présentée pour la configuration chargée verticalement à 6,25 kN/ml (soit 15 kN au total) pour les essais rapides (Mur n°15, 17 et 18).

Deux possibilités s'offrent à nous pour construire le mur moyen :

- obtention d'une courbe moyenne construite à partir des courbes expérimentales puis identification des paramètres sur cette courbe moyenne ;
- identification des paramètres des modèles pour chaque courbe expérimentale puis obtention des moyennes des paramètres identifiés.

Malgré un protocole d'essai strictement identique au sein d'une même configuration d'essai, les déplacements enregistrés sont néanmoins différents d'un essai à un autre du fait de la variabilité des caractéristiques des murs (raideurs, efforts nécessaires à l'atteinte d'un déplacement cible, ...), à la variabilité des montages d'essais, à la fréquence d'enregistrement, etc. Il n'est donc pas possible de considérer une moyenne des efforts à déplacement constant sans avoir à redéfinir un vecteur déplacement commun à tous les essais.

La méthode retenue consiste alors à identifier les paramètres sur chaque essai puis à en faire une moyenne. Lors de l'identification individuelle des paramètres, il est constaté une constance des paramètres d'endommagement quel que soit le modèle de loi de comportement ($\max(\text{C.O.V.}) \sim 3\%$). De même, les essais cycliques étant pilotés en déplacement imposé, la variabilité des déplacements est très faible ($\max(\text{C.O.V.}) \sim 3,5\%$). Finalement, la moyenne est calculée à partir des paramètres liés aux efforts et aux raideurs. On présente la démarche telle qu'appliquée à partir du modèle d'Humbert en figure V-2. Les grandeurs d'intérêt retenues sont au nombre de 7 :

- K_0 : raideur initiale ;
- K_1 : raideur pré-pic ;
- F_{\max} : effort maximum ;
- K_2 : raideur post-pic ;
- F_2 : effort post-pic ;
- K_3 : raideur entre les points ($U_2 ; F_2$) et ($U_{dc} ; F_{dc}$) ;
- F_{dc} : effort maximal correspondant au dernier cycle de chargement ;

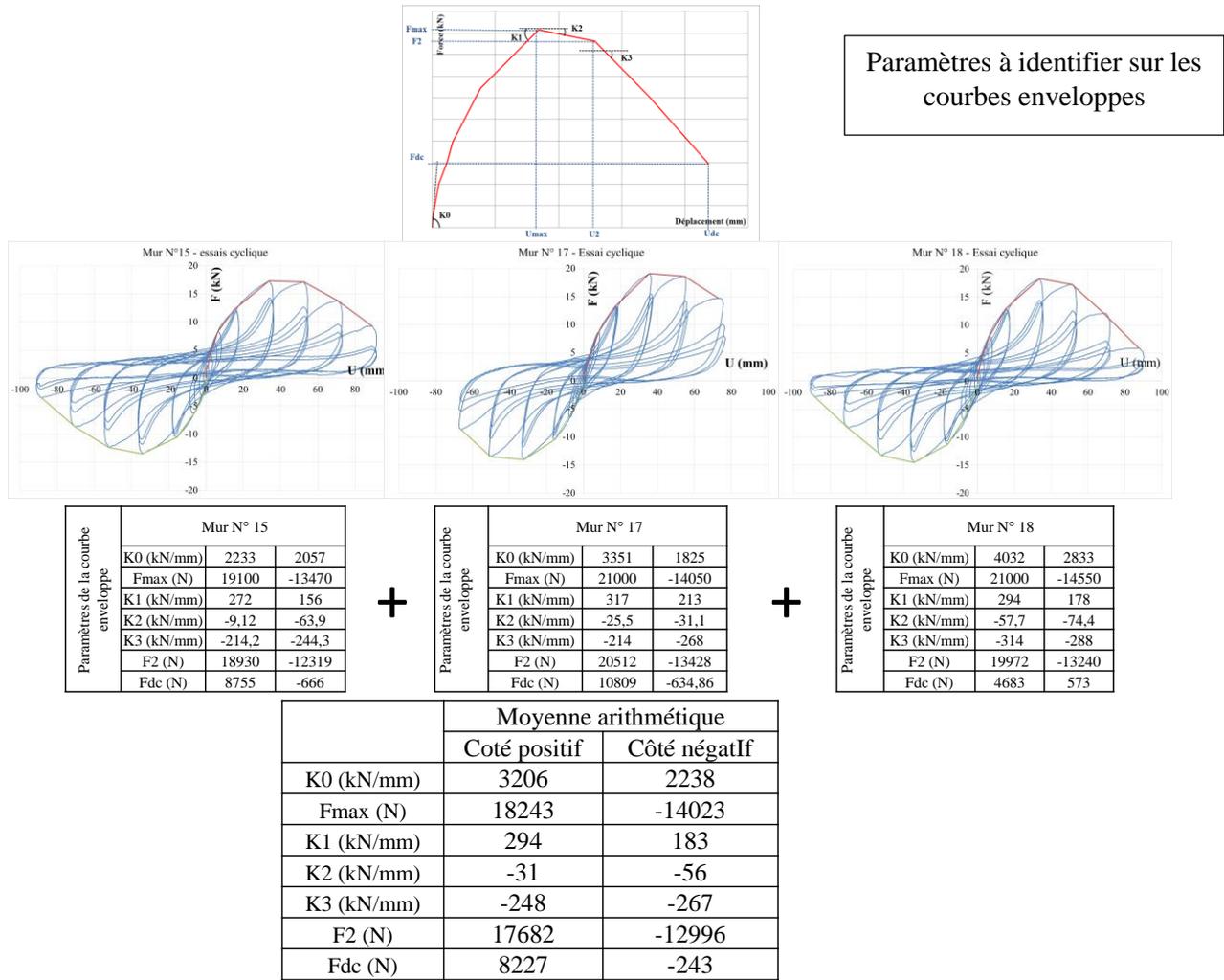


Figure V-2 : Procédure de construction d'un mur moyen à partir du modèle d'Humbert

Dans le cas où le modèle de loi de comportement considère la dissymétrie, la moyenne, est bien entendu, calculée pour chacune des deux parties de la courbe d'essai. Les figures V-3 à V-5 présentent les trois murs moyens construits pour chacun des modèles de loi de comportement.

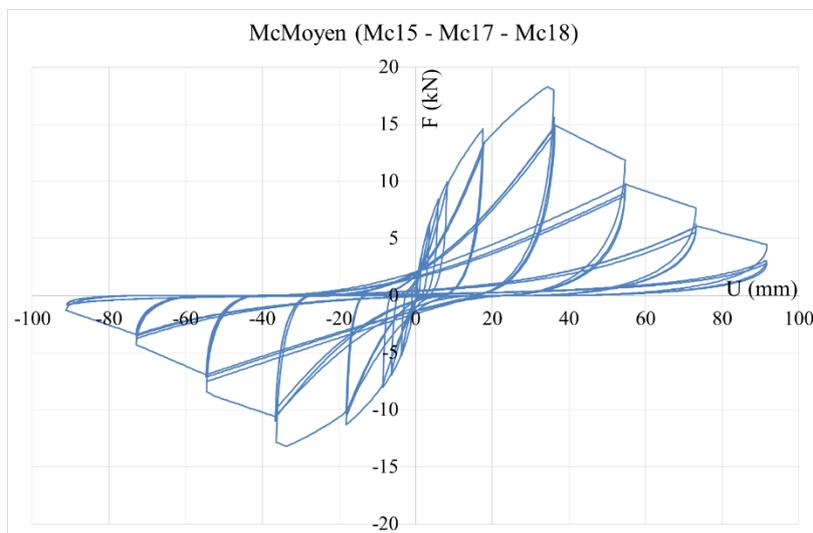


Figure V-3 : Mur moyen construit à partir du modèle d'Humbert

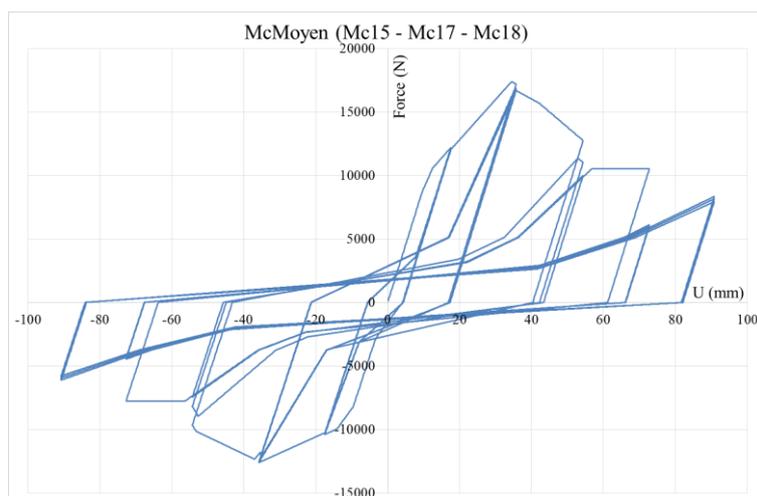


Figure V-4 : Mur moyen construit à partir du modèle LMA

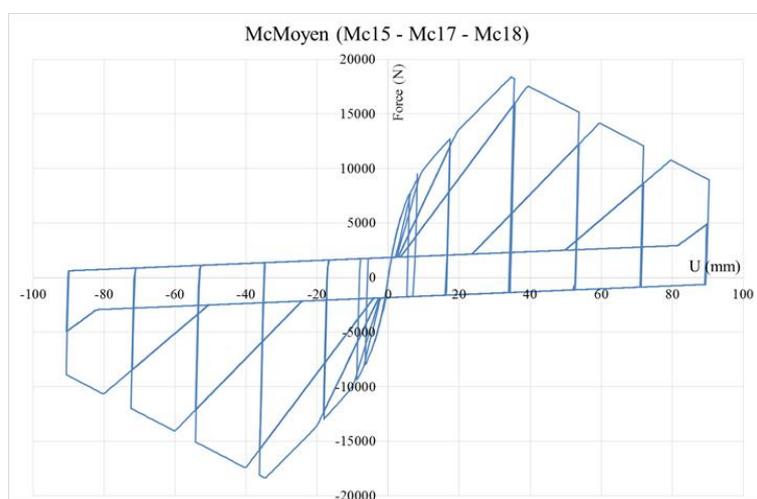


Figure V-5 : Mur moyen construit à partir du modèle CASHEW

A l'aide de ces murs moyens, on peut conduire une analyse dynamique et procéder à la comparaison entre les sorties du modèle et les données expérimentales. On rappelle, en premier lieu, que les données issues des essais dynamiques sont présentées en §III.3.3.3 (tableau III-23).

Même si les murs moyens ont été obtenus pour des chargements verticaux de 6,25 kN/ml et 12,5 kN/ml, la comparaison entre la simulation et les essais dynamiques ne peut être effectuée que pour un chargement de 6,25 kN/ml (capacité de la table, §III.4.1). Nous présentons ici la comparaison pour le MOB n° 24 pour des niveaux de PGA de 0,33 g et 1,06 g. On considérera un amortissement, ζ , moyen relevé sur la base d'un bruit blanc (12,8% - annexe §III.2)

Les figures V-6 et V-7 comparent la courbe de déplacement obtenue par essai (en rouge) et celle issue de l'analyse dynamique (en noir) pour les modèles d'Humbert, LMA et CASHEW. La figure V-6 considère un PGA de 0,33 g tandis que la figure V-6 considère un PGA de 1,06 g.

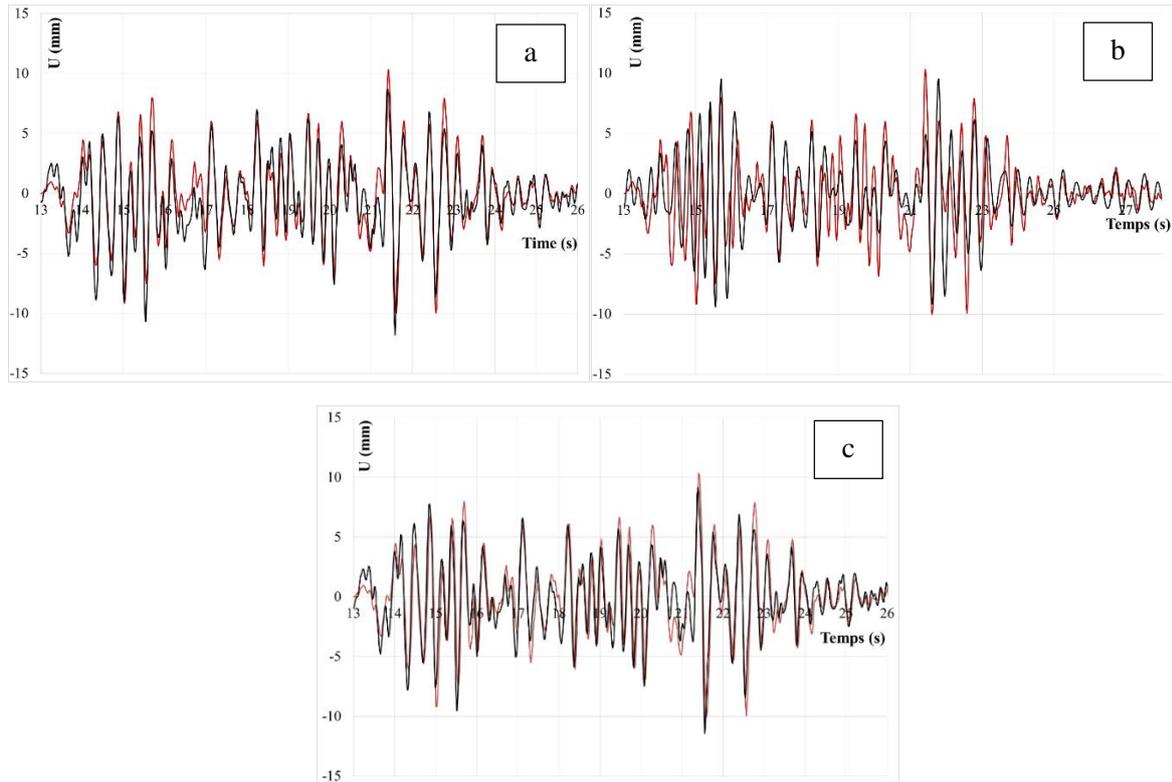


Figure V-6 : Comparaison entre les résultats d’essais dynamiques (en rouge – séisme Lointain, PGA = 0,33 g) et les résultats de l’analyse dynamique (en noir) – (a) modèle d’Humbert, (b) modèle LMA et (c) modèle CASHEW

On constate sur la figure V-6 que le modèle d’Humbert et de CASHEW sont à même de reproduire l’ensemble des pics de déplacement expérimentaux. Le modèle LMA peine à reproduire les pics de moindre amplitude (entre 17 s et 20 s). En passant au niveau supérieur (PGA = 1,06 g), les trois modèles perdent en précision et on observe des décrochages significatifs de la part du modèle LMA. Pour les modèles d’Humbert et CASHEW, les décrochages apparaissent sur la seconde partie du signal (à partir de 17 s) où l’on observe une sous-estimation notable des déplacements. Le modèle LMA, quant à lui, ne reproduit que très partiellement les pics de déplacement aux mêmes instants. Ils captent cependant les déplacements maximaux.

Afin de quantifier la précision des modèles vis-à-vis des valeurs pics expérimentales, on se donne comme estimateur d’erreur :

$$e^2 = \alpha_p \cdot e_u^2 + (1 - \alpha_p) \cdot e_A^2 \quad (\text{V-1})$$

avec :

$$e_U = \left| \frac{U_{\text{modèle}} - U_{\text{exp}}}{U_{\text{exp}}} \right| \quad (\text{V-2})$$

$$e_A = \left| \frac{A_{\text{modèle}} - A_{\text{exp}}}{A_{\text{exp}}} \right| \quad (\text{V-3})$$

où les paramètres $U_{\text{modèle}}$, U_{exp} , $A_{\text{modèle}}$ et A_{exp} représentent, respectivement, le déplacement maximal en valeur absolue fourni par le modèle, le déplacement maximal expérimental en valeur absolue, l’accélération maximale en valeur absolue du modèle et l’accélération maximale expérimentale en valeur absolue. Le coefficient α_p introduit une pondération en fonction de la « confiance » que l’on a

dans la valeur mesurée. On considérera, n'ayant pas d'a priori, que l'accélération et le déplacement sont associés au même niveau de confiance. On prendra un coefficient α_p égal à 0,5.

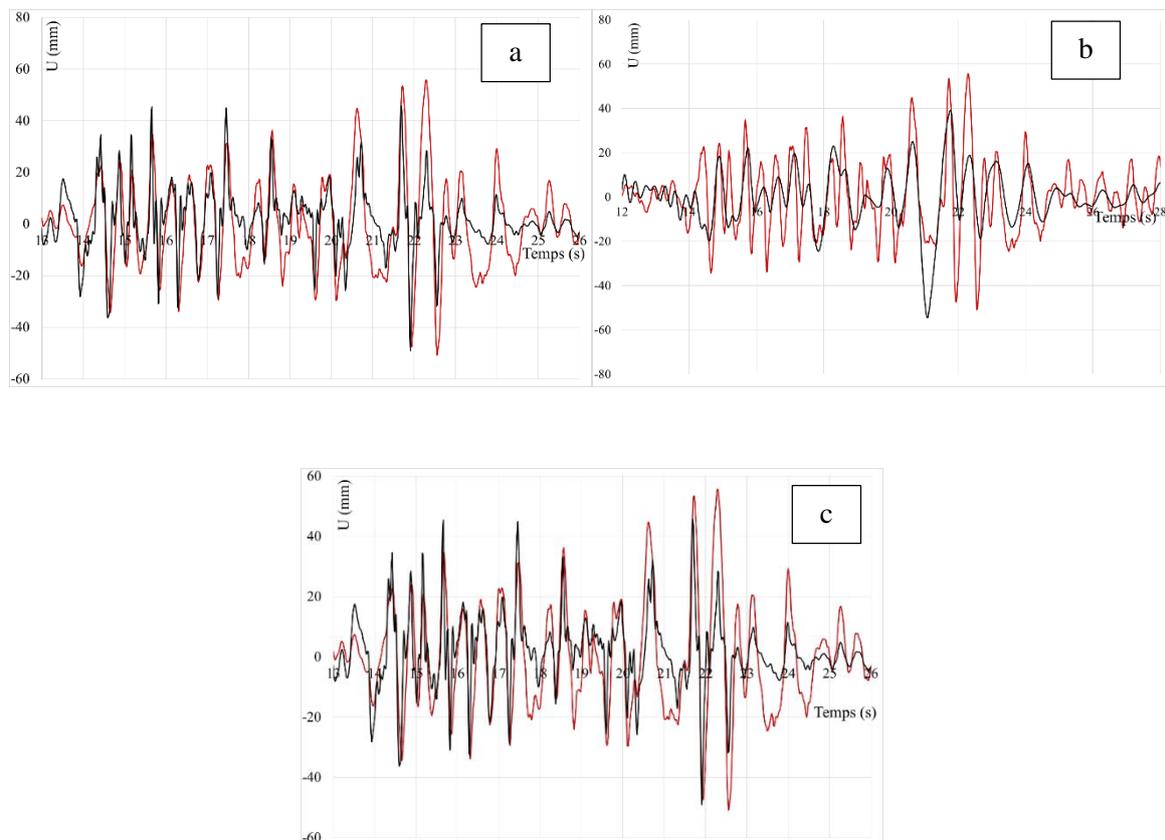


Figure V-7 : Comparaison entre les déplacements temporels d'essais dynamiques (en rouge – séisme Lointain, PGA = 1,06 g) et les résultats de l'analyse dynamique (en noir) – (a) modèle d'Humbert, (b) modèle LMA et (c) modèle CASHEW

On donne dans le tableau V-1 les valeurs des déplacements maximaux et des accélérations maximales ainsi que les valeurs de l'indicateur e et ses composantes pour les deux niveaux d'accélération d'entrée (0,33 g et 1,06 g).

Tableau V-1 : Comparaison entre les déplacements maximaux et accélérations maximales issus du modèle et issus des données expérimentales

	Modèle	$U_{\max, \text{modèle}}$ (mm)	$A_{\max, \text{modèle}}$ (m/s ²)	$U_{\max, \text{exp}}$ (mm)	$A_{\max, \text{exp}}$ (mm)	e (%)	e_U (%)	e_A (%)
Niveau 1 (0,33 g)	Humbert	11,8	6,2	10,4	5,7	16,1	13,5	8,77
	LMA	9,54	5			14,8	8,27	12,3
	CASHEW	11,4	5,4			11,0	9,62	5,26
Niveau 2 (1,06 g)	Humbert	49	12,7	55,8	14	15,3	12,2	9,29
	LMA	54,5	13,5			4,26	2,33	3,57
	CASHEW	55,1	15,6			11,5	1,25	11,4

Malgré une très bonne reproduction des pics de déplacement expérimentaux, le modèle d'Humbert fournit les résultats les plus éloignés avec une erreur de 16% et 15% pour, respectivement, les niveaux

1 et 2. Concernant le modèle CASHEW, on observe une stabilité de l'erreur totale commise (~11%) pour les deux niveaux d'accélération. Dans le cas du troisième modèle, LMA, l'erreur totale commise passe de 15% à 4% lors du changement du niveau d'accélération.

Lors de l'examen de l'ensemble des comparaisons entre modélisation et essais dynamiques, il est constaté une prédiction des déplacements maximaux par le modèle LMA similaire à celle présentée ici. Cependant, la reproduction des différents pics de déplacement souffre d'une certaine imprécision qui peut être, en partie, expliquée par la définition des cycles et de l'enveloppe basée sur des droites.

Dans le cas du modèle d'Humbert, malgré une très bonne reproduction des essais cycliques, l'écart relatif global décrit par le paramètre e reste supérieur à 15%. Il est possible que la méthode d'identification des paramètres soit en cause. Cette dernière est rendue difficile par le grand nombre de paramètres.

Finalement, le modèle CASHEW assure un équilibre convenable entre complexité de mise en œuvre et reproduction des signaux.

V.2 Méthodes capacitives

Dans les chapitres précédents, nous avons détaillé les outils nécessaires à la mise en place des méthodes d'ASNL (objectifs de performance en §II.2.3 et courbes de poussée progressive en §IV2). Nous donnons dans cette partie, le cadre théorique permettant l'application de ces méthodes aux structures à ossature en bois.

Un grand nombre de méthodes associant l'analyse en poussée progressive et l'analyse par spectre de réponse ont été proposées. On peut citer parmi les toutes premières, la méthode par spectre de capacité (CSM) initialement développée par Freeman *et al.* (1975), Freeman (1978) et introduite dans l'ATC-40 (1996). Cependant, la méthode CSM souffre de certaines limitations parmi lesquels la non-convergence vers une solution dans certains cas, la surestimation de la demande en déplacements, l'incompatibilité entre le diagramme de capacité et le spectre de réponse (Gencturk & Elnashai, 2008). Des développements ont été proposés comme la méthode CSM non-itérative (Xue, 2001), (Albanesi *et al.*, 2000), (Lin & Miranda, 2004) ou l'utilisation d'un coefficient de réduction pour la construction du spectre inélastique (Chopra & Goel, 1999).

On citera également la méthode des coefficients de déplacement (FEMA 356, 2000), la méthode N2 (Fajfar, 2000) (employée dans l'Eurocode 8), l'analyse en poussée progressive modale (Chopra & Goel, 2001) reprise et modifiée par Kim et Kuruma (2008) ou par Poursha *et al.* (2011), la méthode de Gupta & Kunnath (2000) ou encore la méthode de Kalkan & Kunnath (2006) qui ont proposé une méthode combinant la méthode MPA, la méthode CSM et une analyse modale adaptative. Notons enfin l'apparition de méthodes énergétiques permettant la prise en compte des modes propres supérieurs notamment développées par Hernandez-Montes *et al.* (2004), Leelataviwat *et al.* (2009) ou Manoukas *et al.* (2011). Ces dernières nécessitent la construction de diagrammes de demande en énergie et capacité qui complexifient les procédures.

A notre connaissance peu de méthodes d'ASNL ont été utilisées dans le cadre des structures à ossature bois. Gencturk & Elnashai (2008) ont proposé l'application d'une variante de la méthode CSM à une structure à ossature bois à deux niveaux issue du projet CUREE Caltech Woodframe (Fischer *et al.*, 2000). Les auteurs montrent que la méthode CSM et ses dérivées peinent à prédire les déplacements de la structure tandis que leur proposition d'une méthode CSM améliorée manque de robustesse.

La seconde méthode ayant été appliquée dans le cadre des structures à ossature bois est la méthode par déplacement direct (DDD) développée par Filiatrault & Folz (2002) présentée en §V.2.1.

Deux autres méthodes d'ASNL sont retenues afin d'être appliquées aux MOB par la suite :

- la méthode MPA de Chopra & Goel (2001) présentée en §V.3.2. ;
- la méthode N2 de Fajfar (2000) présentée en §V.3.3.

V.2.1 Méthode de dimensionnement par déplacement direct (DDD) – Revue bibliographique

La méthode de dimensionnement par Déplacement Direct (DDD) a été proposée en premier lieu par Priestley (1998) à la fin des années 90. La procédure suppose que le comportement global d'une structure multi-étagées peut être modélisé par l'intermédiaire d'un système SDOF équivalent caractérisé par une raideur sécante équivalente et un amortissement visqueux équivalent. Filiatrault & Folz (2002) ont ensuite adapté cette approche pour les structures à ossature bois pour des systèmes SDOF et c'est ensuite Pang & Rosowsky (2007) qui ont étendu l'approche aux structures à ossature bois multi-étagées.

On donne un résumé succinct de la procédure décomposée en cinq étapes, on se reportera utilement au rapport NEESWood NW-02 (Pang & Rosowsky, 2007) pour le développement de chacune des étapes :

- (1) définition des objectifs de performance : ces objectifs sont exprimés en terme de déplacement inter-étage pour un niveau d'aléa sismique donné. Ils sont à définir en fonction des règlements ;
- (2) estimation, par calcul ou modélisation, des rapports de masses et de raideur de chacun des étages par rapport au premier étage de la structure : afin de faciliter la mise en œuvre de la méthode, Pang & Rosowsky (2007) proposent de mettre en place une linéarisation du comportement des éléments de contreventement (MOB). Pour cela, ils réalisent une équivalence énergétique entre le système linéarisé et le système initial. Le déplacement ultime est choisi en fonction des objectifs de performances définis en (1) ;
- (3) réalisation d'une analyse modale normalisée de la structure : l'analyse modale est effectuée sur le système linéarisé construit à l'étape (2) ;
- (4) construction du spectre de déplacement inter-étage pour le niveau d'aléa sismique le plus sévère : La structure est d'abord transformée en un système SDOF. Pour chacun des étages de la structure, on construit le spectre de déplacement inter-étage normalisé par rapport à la période propre du premier niveau de la structure. Une combinaison SRSS peut être utilisée suivant la contribution des modes propres de vibration supérieurs déterminée en (3) ;
- (5) sélection des systèmes de contreventement pour chacun des niveaux : Les périodes propres par niveaux permettant l'atteinte des objectifs définis en (1) peuvent être déterminées par lecture directe sur le spectre de déplacement inter-étage, étape (4), figure V-8. Il est possible alors de déterminer la raideur linéarisée des étages de la structure et de sélectionner les contreventements nécessaires. Afin de faciliter le processus de sélection des murs de contreventement, une base de données a été développée. Les paramètres des courbes enveloppes associées au modèle CASHEW pour différentes configurations géométriques, configurations de connecteurs et épaisseur de panneaux sont donnés.

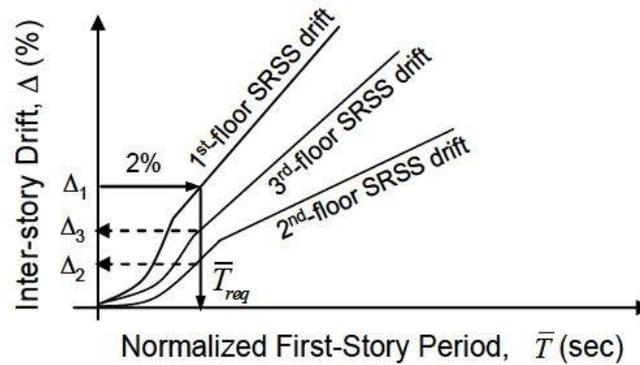


Figure V-8 : Détermination de la période propre du premier étage de la structure et des déplacements inter-étages suivant l'objectif de performance (Pang & Rosowsky, 2007)

La méthode proposée peut être aussi bien appliquée aux bâtiments réguliers qu'aux bâtiments irréguliers sans transformation supplémentaire.

V.2.2 Procédure par analyse de poussée progressive modale (MPA) – Revue bibliographique

Constatant que les procédures d'établissement des courbes de poussée progressive ne pouvaient prendre en compte les effets des modes propres au-delà du premier et que l'établissement des courbes de poussée progressive adaptative pouvaient être complexes à mettre en œuvre, Chopra & Goel (2001) ont développé une procédure basée sur des courbes de poussée progressive pour lesquelles les distributions d'effort sont données par les déformées modales. Nous supposons que les objectifs de performance ont été définis en termes de déplacements en tête de structure pour un niveau d'aléa donné. On donne succinctement les étapes d'application de la méthode MPA :

- (1) pour la structure considérée, on réalise une analyse modale permettant de déterminer les n premières pulsations propres, ω_n , et les déformées des n premiers modes propres, ϕ_n ;
- (2) pour le n ème mode propre, on développe la courbe de poussée progressive pour la distribution d'efforts, s_n (figure V-9) :

$$s_n = [M]\phi_n \quad (\text{V-4})$$

L'application incrémentale de la distribution permet d'avoir accès au cisaillement à la base de la structure et au déplacement en tête de structure associé. La structure doit être « poussée » jusqu'à atteinte du déplacement cible fixé par les objectifs de performance.

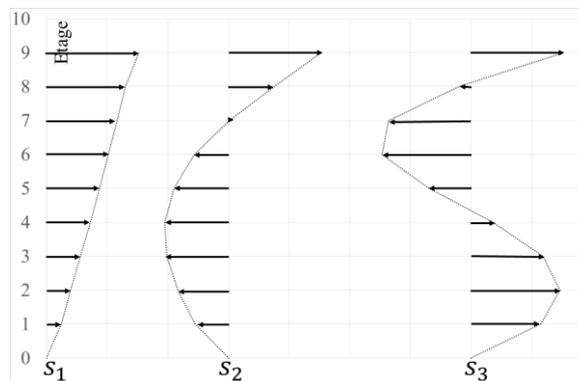


Figure V-9 : Exemple de distribution des efforts, s_n , déduite de l'analyse modale d'une structure à 9 étages et utilisée pour l'établissement des courbes de poussée progressive (Chopra & Goel, 2001)

- (3) les courbes de poussée progressive sont idéalisées par une courbe bilinéaire : dans le cas d'une structure à ossature bois, les méthodes d'idéalisation seront données en §V.2.4 ;
- (4) on convertit la courbe de poussée progressive idéalisée en une courbe exprimée dans le plan $\frac{F_{sn}}{L_n} - D_n$:

Les courbes de poussée progressive établies à l'étape (2) expriment, pour le nième mode propre, une relation entre le cisaillement à la base, V_{bn} , de la structure et le déplacement au toit, u_{rn} . Nous avons alors les relations suivantes (figure V-10) :

$$F_{sn} = \frac{V_{bn}}{\Gamma_n} \quad ; \quad D_n = \frac{u_{rn}}{\Gamma_n \phi_{rn}} \quad (\text{V-5})$$

et les valeurs au palier de plastification sont données par (figure V-10) :

$$\frac{F_{sny}}{L_n} = \frac{V_{bny}}{M_n^*} \quad ; \quad D_{ny} = \frac{u_{rny}}{\Gamma_n \phi_{rn}} \quad (\text{V-6})$$

avec $M_n^* = L_n \Gamma_n$ représentant la masse généralisée, Γ_n le facteur de participation modale associé au mode propre n :

$$\Gamma_n = \frac{\phi_n^T [M] \mathbf{1}}{\phi_n^T [M] \phi_n}$$

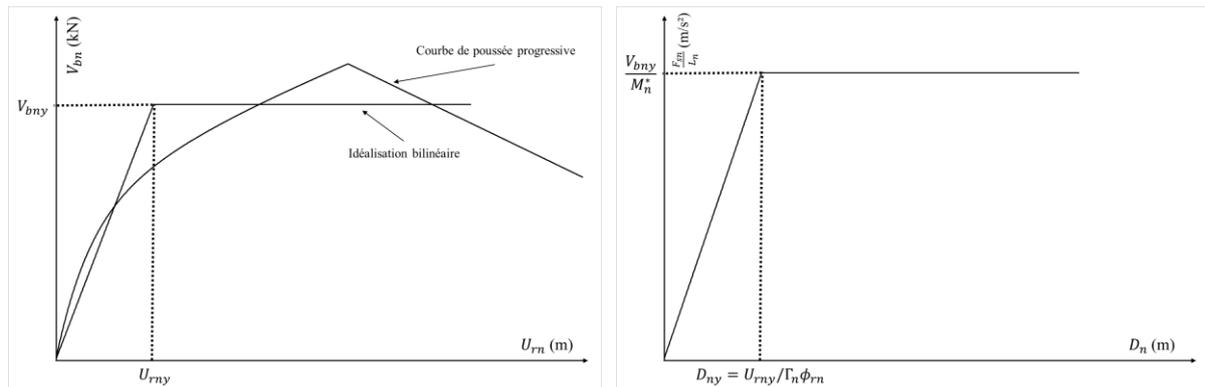


Figure V-10 : Propriétés du système SDOF équivalent pour le nième mode propre

et nous avons la relation suivante :

$$\frac{F_{sny}}{L_n} = \omega_n^2 D_{ny} \quad (\text{V-7})$$

Ce qui implique que la pente initiale de la courbe bilinéaire est ω_n^2 . La période propre du système SDOF équivalent est donnée par :

$$T_n = 2\pi \left(\frac{L_n D_{ny}}{F_{sny}} \right)^{1/2} \quad (\text{V-8})$$

Le passage de la courbe de poussée progressive dans le plan $\frac{F_{sn}}{L_n} - D_n$ exprime le passage de la structure complète composée d'un grand nombre de degrés de liberté (système MDOF) à un système SDOF équivalent possédant les propriétés modales ω_n et ξ_n (figure V-11).

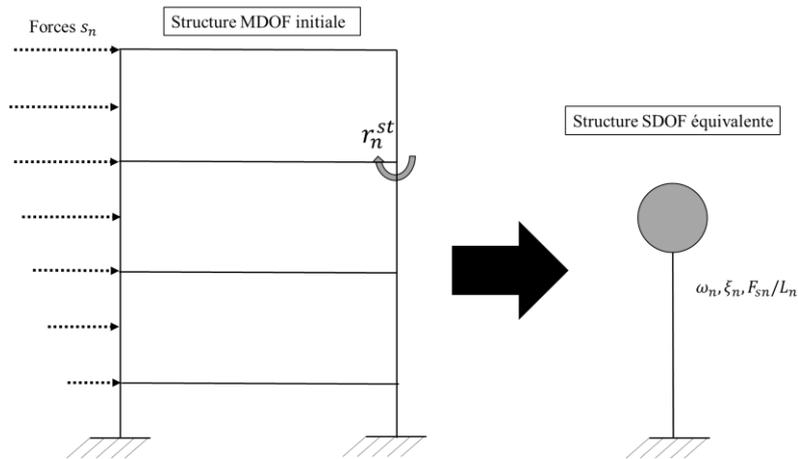


Figure V-11 : Passage d'une structure MDOF à un système SDOF équivalent

- (5) calcul de la demande sismique, (D_n, A_n) , pour les systèmes SDOF équivalent par spectre de réponse : à partir du spectre de réponse élastique du séisme considéré, on détermine la demande en accélération à la période propre T_n , pour le nième système SDOF. La demande en déplacement est alors :

$$D_n = \frac{A_n}{\omega_n^2} \quad (\text{V-9})$$

- (6) on calcule le pic de déplacement au toit u_{rn0} de la structure MDOF associé au nième système SDOF inélastique :

$$u_{rn0} = \Gamma_n \phi_{rn} D_n \quad (\text{V-10})$$

- (7-1) analyse en poussée progressive modale : on réalise une nouvelle fois une poussée progressive en prenant comme déplacement cible les déplacements, u_{rn0} , puis on extrait les grandeurs d'intérêt, r_{n0} – glissement inter-étage, efforts dans les éléments de contreventement, rotation des liaisons poteau - poutre, etc. La distribution des efforts est alors :

$$s_n^* = [M] \phi_n \quad (\text{V-11})$$

- (7-2) analyse par spectre de réponse modale : il est également possible d'exprimer la valeur pic r_{n0} de la nième contribution modale par :

$$r_{n0} = r_n^{st} A_n \quad (\text{V-12})$$

avec r_n^{st} correspondant à la réponse statique modale maximum déduite de l'analyse en poussée progressive pour la distribution d'effort :

$$s_n = \Gamma_n [M] \phi_n \quad (\text{V-13})$$

et A_n correspondant à l'accélération spectrale déduite de l'analyse par spectre de réponse pour le système SDOF équivalent au nième mode propre de la structure MDOF ;

- (8) on détermine les réponses modales totales par combinaison selon la méthode CQC. Dans le cas où la structure possède des modes propres de vibration bien distincts (condition de régularité en élévation et en plan), la méthode CQC donne :

$$r_0 \approx (\sum_n^N r_{n0}^2)^{1/2} \quad (\text{V-14})$$

La méthode mise en place est applicable dans le cas de structures régulières en plan et en élévation. Une adaptation aux structures non-symétriques a été proposée par Chopra et Goel (2004).

V.2.3 Méthode N2

Le développement de la méthode N2 a commencé à la fin des années 80 par les publications de Fajfar & Fishinger (1987), (1989) et Gaspersic *et al.* (1992) et s'est poursuivi avec la publication de Kreslin & Fajfar (2011) concernant la prise en compte d'effets des modes supérieurs de vibrations. Cette méthode a également été incluse dans l'Eurocode 8 (§4.3.3.4.2.1) dans son format original. Comme la méthode MPA, cette approche couple une analyse par courbe de poussée progressive d'un système MDOF à une analyse par spectre de réponse d'un modèle SDOF équivalent. Cependant, la méthode N2 suppose l'établissement d'un spectre de réponse initialement exprimée dans le plan $S_{ae} - S_{de}$ tandis que la courbe de poussée progressive initiale est transformée en un diagramme de capacité. La demande engendrée par la sollicitation est appelée point de performance.

L'emploi de la méthode initialement proposée est assujéti à l'hypothèse que le premier mode de vibration de la structure est prépondérant. Les étapes de calcul constituant la méthode N2 originale sont :

- (1) construction du spectre de réponse élastique à partir d'un accélérogramme réel ou du choix d'un spectre réglementaire. Ce spectre est défini initialement dans le plan Accélération-Période ($S_{ae} = f(T)$) et doit être transformé en un spectre élastique exprimé dans le plan $S_{ae} - S_{de}$ (figure V-12) :

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_{ae} \quad (V-15)$$

Pour un système SDOF ayant une relation Force-Déplacement bilinéaire, les spectres de réponses inélastiques sont définis par les relations suivantes (figure V-12) :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (V-16)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} \cdot S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \cdot \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_{ae} = \mu \cdot \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_a \quad (V-17)$$

où μ correspond à la demande en ductilité, R_μ correspond au coefficient de réduction caractérisant la capacité de la structure à dissiper de l'énergie (§II.2.4) ;

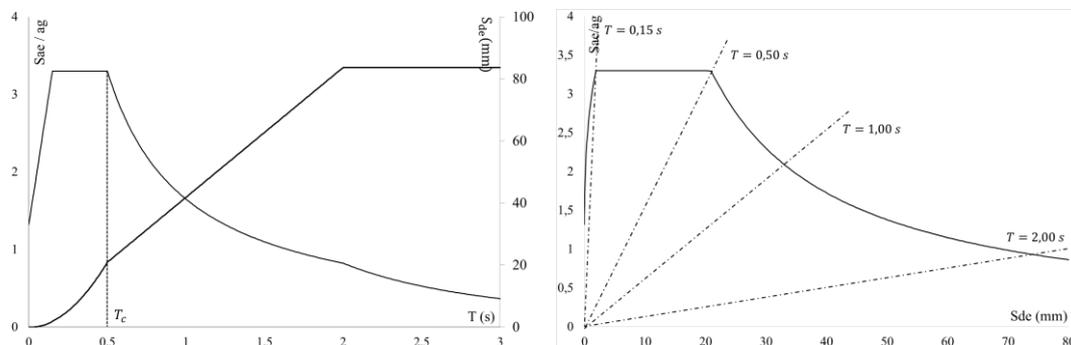


Figure V-12 : Spectre réglementaire pour $\xi = 5\%$ dans le plan traditionnel (à gauche) et dans le plan Accélération-Déplacement (à droite), (Fajfar, 2000)

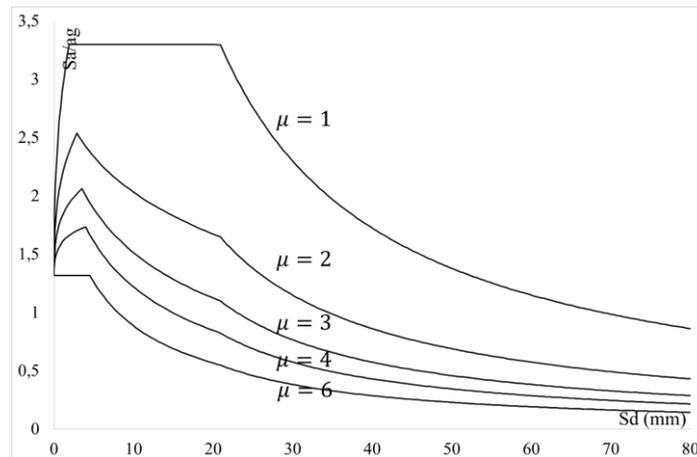


Figure V-13 : Spectre de réponse au format $S_a = f(S_d)$ à ductilité μ fixée (Fajfar, 2000)

- (2) on réalise une analyse en poussée progressive de la structure afin de déterminer une loi de comportement globale Cisaillement à la base – Déplacement au toit ($V_b = f(U_t)$) : dans la pratique, on utilisera au minimum deux distributions, la première s'appuyant sur la déformée du premier mode propre de vibration et la seconde pouvant être une distribution uniforme ou triangulaire ;
- (3) détermination des caractéristiques du système SDOF équivalent au système MDOF et de la courbe de capacité : afin de construire la courbe de capacité de la structure étudiée, il est nécessaire de transformer le système MDOF en un système SDOF équivalent (figure V-13). De nombreuses méthodes existent pour passer d'un système à un autre, la méthode de Rayleigh-Ritz permettant de passer d'un système à N degrés de liberté à un système à 1 degré de liberté a été retenue (Chopra, 1995), (Fajfar, 2000) ;

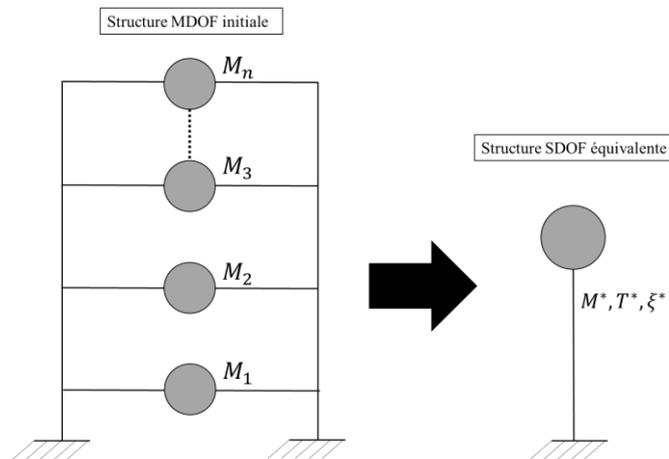


Figure V-14 : Passage d'un système à N degrés de liberté à un système à un degré de liberté équivalent.

Afin de pouvoir construire le diagramme de capacité du système SDOF, on doit procéder à une idéalisation bilinéaire de la loi de comportement déterminée par l'analyse en poussée progressive du système MDOF, on donnera la marche à suivre lors de l'application de la méthode.

La période élastique du système bilinéaire idéalisé peut être alors déterminée par :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} \quad (\text{V-18})$$

où D_y^* correspond au déplacement seuil du système SDOF, F_y^* correspond à l'effort seuil du système SDOF et m^* correspond à la masse du système SDOF équivalent ;

Finalement il est possible de tracer le diagramme de capacité du SDOF équivalent dans le plan $S_{ae} = f(S_{de})$ en divisant les forces dans le diagramme force-déplacement ($F^* - D^*$) par la masse équivalente (figure V-15).

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \tag{V-19}$$

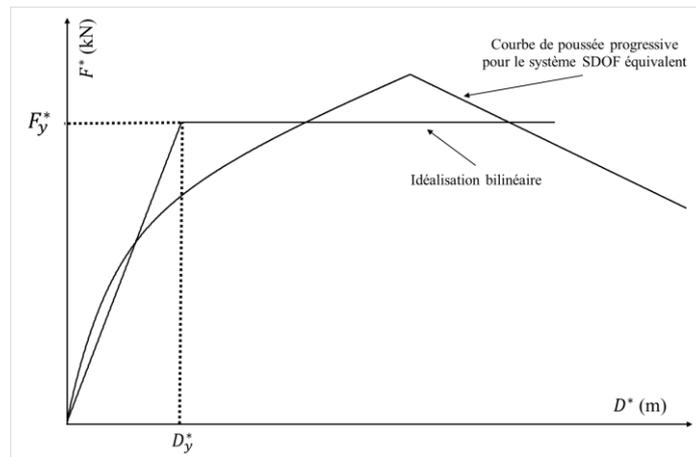


Figure V-15 : Courbe de poussée progressive transformée pour correspondre au système SDOF équivalent et son idéalisation bilinéaire

- (4) détermination du point de performance, lieu d'intersection entre le spectre inélastique du système SDOF et de la courbe de capacité (figure V-16) : la demande sismique pour le système SDOF qui est définie comme le déplacement maximal et l'effort de cisaillement subis lors du séisme peut être déterminée soit graphiquement soit analytiquement ;

On trace dans le plan spectral le spectre de réponses inélastiques S_a et le diagramme de capacité construit précédemment. L'intersection entre le spectre de réponse élastique, $S_{ae} = f(S_{de})$, et la droite d'isopériode correspondante à la période propre, T^* , du système à un seul degré de liberté idéalisé permet de déterminer la demande en terme d'effort, induite par le mouvement de sol, pour un système ayant un comportement élastique parfait et la demande en déplacement élastique correspondante.

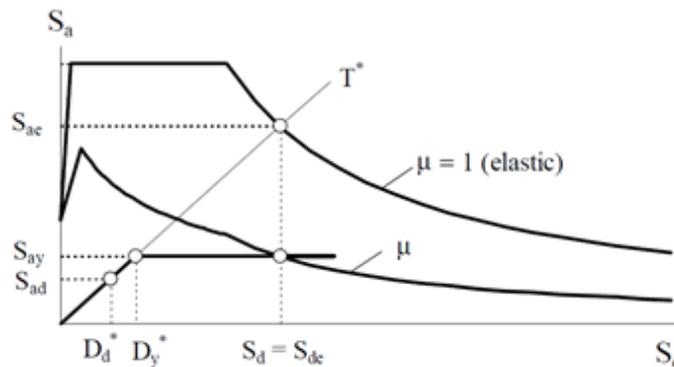


Figure V-16 : Spectres de réponses élastiques et inélastiques superposés avec le diagramme de capacité, (Fajfar, 2000)

L'accélération seuil, S_{ay} , représente à la fois la demande en accélération et la capacité résistante du système inélastique. On peut ainsi définir le coefficient de réduction de la structure comme étant (§II.2.5) :

$$R_{\mu} = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (\text{V-20})$$

Dans le cas où $T^* \geq T_c$, la règle des déplacements égaux s'applique et la demande en déplacement inélastique, S_d , est égale à la demande en déplacement élastique, S_{de} , nous avons (voir figure V-17) :

$$\text{si } T^* \geq T_c \begin{cases} S_d = S_{de}(T^*) \\ \mu = R_{\mu} \end{cases} \quad (\text{V-21})$$

Dans le cas où $T^* < T_c$, la demande en déplacement peut être déterminée par (figure V-17) :

$$S_d = \mu D_y^* = \frac{S_{de}}{R_{\mu}} \left(1 + (R_{\mu} - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*} \right) \quad (\text{V-22})$$

Dans les deux cas ($T^* < T_c$ et $T^* \geq T_c$) la demande inélastique en terme d'accélération et de déplacement correspond au point d'intersection entre diagramme de capacité et le spectre de demande à la ductilité, μ , calculée.

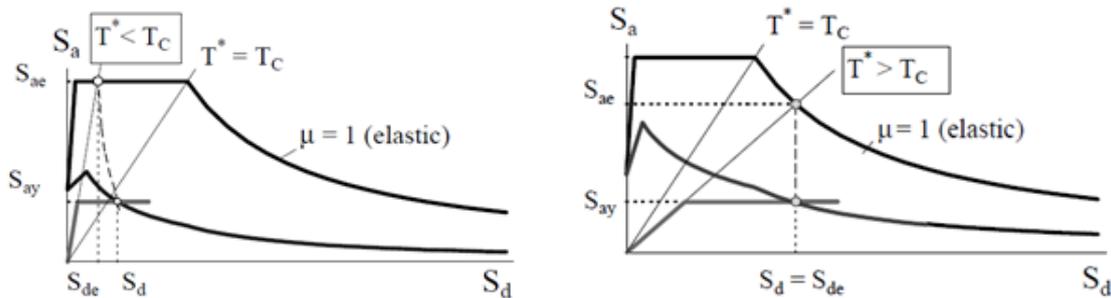


Figure V-17 : Spectres de réponses élastiques et inélastiques superposés au diagramme de capacité dans le cas où $T^* < T_c$ (à gauche) et $T^* \geq T_c$ (à droite), (Fajfar, 2000)

- (5) retour au système MDOF et calcul des déplacements globaux, inter-étages et forces sismiques :

A partir des grandeurs déterminées précédemment au point de performance pour le système SDOF, il est possible de revenir au système MDOF en utilisant l'équation suivante et le coefficient de participation modale, Γ :

$$\Gamma D^* = D_{toit} \quad (\text{V-23})$$

$$\Gamma F^* = V_b \quad (\text{V-24})$$

On obtient ainsi le déplacement « cible », c'est-à-dire le déplacement maximum au toit que va subir la structure durant le chargement sismique. A partir de ce déplacement au toit, il est possible de déterminer le déplacement inter-étages ainsi que la distribution des dommages.

Comme les méthodes précédemment décrites, la méthode N2 est applicable sur des modèles plans de la structure. Notons aussi qu'il existe un grand nombre d'expression du coefficient de réduction R_{μ}

(§III.4.4), la formulation donnée dans le cadre de cette méthode représente une version simplifiée de celle proposée initialement par Vidic et al. (1994). Dans la version originale, la période de transition entre la partie linéaire et la partie constante dépendait de la ductilité. En supposant que cette période de transition est égale à la période de fin du plateau du spectre de réponse élastique, T_C , les résultats restent conservatifs pour des structures à période propre courte ($T_1 < T_C$) et une demande en ductilité inférieure à 4. Lorsque la demande en ductilité est au-delà de 4, il est observé des résultats très légèrement non-conservatifs (Fajfar, 2000).

Afin d'améliorer la proposition initiale, Kreslin & Fajfar (2011) ont proposé une procédure permettant de prendre en compte les effets des modes propres supérieurs. La méthode reprend le déroulement de la méthode originale décliné pour des courbes de poussée progressive établies sur les déformées modales des premiers modes propres puis des facteurs de corrections sont construits afin d'inclure dans le résultat final les effets des modes propres supérieurs.

V.2.4 Méthodes statiques non-linéaires - Cas d'étude

Dans cette partie nous employons les méthodes d'ASNL (méthode N2 et méthode MPA) à l'échelle d'une structure multi-étagée afin de déterminer les déplacements dynamiques maximaux de la structure en faisant appel à une méthode qualifiée de statique. La structure sélectionnée provenant du projet CUREE-Caltech Woodframe est caractéristique d'une maison individuelle à 2 niveaux construite en Californie (Camelo, 2003). Cette structure a subi un essai sur table vibrante à l'Université de San Diego avec pour signal d'entrée le séisme de Northridge en 1994 (enregistrement de Canoga Park – figure V-18) pour des amplitudes de PGA échelonnées entre 0,05 g et 0,89 g.

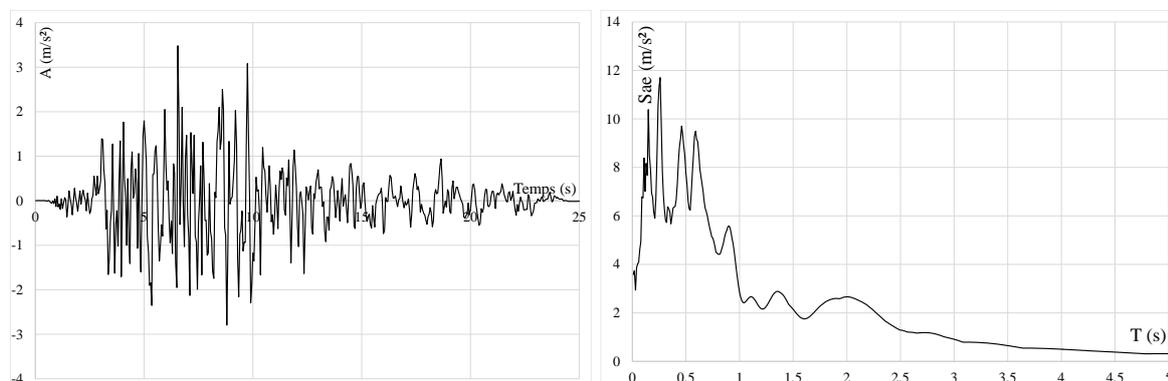


Figure V-18 : Accélérogramme du séisme de Northridge (1994 – enregistrement de Canoga Park) et son spectre de réponse élastique

La figure V-19 présente une photo de la structure tandis que les figures suivantes présentent les plans des façades extérieures (figure V-20) et les plans des étages (figure V-21).



Figure V-19 : Photo de la structure à deux niveaux testée à l'Université de San Diego (Camelo, 2003)

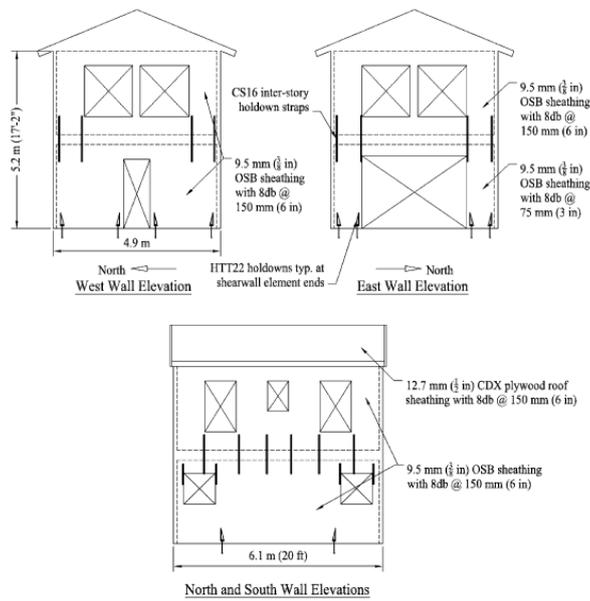


Figure V-20 : Plan des façades de la structure (Filiatrault *et al.*, 2003)

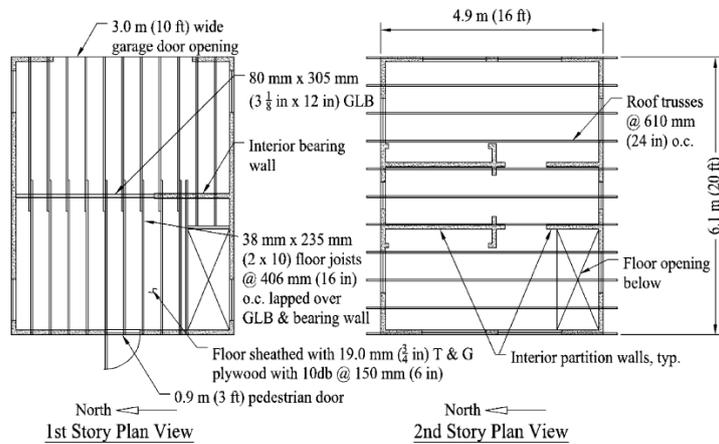


Figure V-21 : Plan des niveaux de la structure (Filiatrault *et al.*, 2003)

Les dimensions extérieures sont de 4,90 x 6,10 m² pour une élévation de 5,20 m (au faîtage). La hauteur des étages est de 2,60 m. Toutes les façades extérieures sont composées de panneaux OSB3 d'épaisseur 9,5 mm assemblés à l'ossature par des pointes de diamètre 2,8 mm et de longueur 65 mm espacées de 75 mm en rive et de 150 mm sur les montants intermédiaires. Une masse de 61,4 kN et 48 kN est considérée pour les niveaux 1 et 2. L'essai dynamique est réalisé suivant la direction nord.

Cette structure a également été étudiée par Filiatrault *et al.* (2003). Ils utilisent le modèle CASHEW associé aux éléments de façades. En lieu et place du modèle proposé par Filiatrault *et al.*, nous modélisons la structure par un modèle à deux niveaux auxquels nous assignons les paramètres de loi de comportement identifiés par Filiatrault *et al.* Ce modèle est construit sous OPENSEES©.

Pour chacun des incréments de PGA, Camelo (2003) fournit les propriétés modales (fréquence propre et amortissement) ainsi que les déplacements inter-étages obtenus (Tableau V-2). Ces données sont utilisées pour valider le modèle mis en place.

Tableau V-2 : Données relevées durant les essais dynamiques (Camelo, 2003)

Niveau de sollicitation	1	2	3	4	5
PGA (g)	0,05	0,22	0,36	0,5	0,89
déplacement inter-étage	0,05%	0,30%	0,57%	1,10%	1,80%
Fréquence propre (Hz)	4,16	3,58	2,88	2,23	1,88
Amortissement	7,40%	20,10%	19,20%	16,30%	15,10%

La modélisation réalisée sous OPENSEES à l'aide des données fournies précédemment possède une fréquence propre de 4,25 Hz ce qui représente une erreur de 2,16% et la figure suivante présente les déformées modales des deux modes propres (figure V-22(a)), ces dernières étant normalisées par le déplacement au toit de la structure, ainsi que les facteurs de participation modale massique (figure V-22(b)).

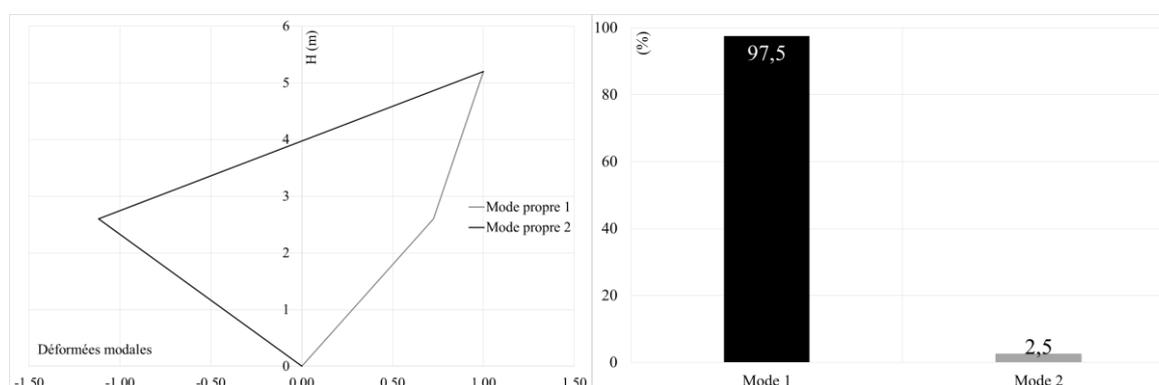


Figure V-22 : Propriétés modales de la structure (a) déformées modales et (b) facteur de participation modale massique

Afin d'appliquer les méthodes N2 et MPA, on se donne les courbes de poussée progressive associées aux modes propres 1 et 2. Pour chacune de ces courbes, l'idéalisation bilinéaire est réalisée par la

méthode précédemment présentée (équivalence énergétique) à l'aide des expressions de raideur données par :

- la norme ISO 21581 (2011) ;
- la norme ASTM E 2126 (2008) ;
- la méthode de Karacabeyli et Ceccotti (1996) ;
- le CSIRO (1996).

La définition du déplacement ultime est reprise de l'ASTM E 2126 et correspond à $U_{u,80}$ déjà défini. On donne alors en figure V-23 les courbes de poussée progressive des modes propres 1 et 2 ainsi que les 4 idéalizations bilinéaires pour chacune.

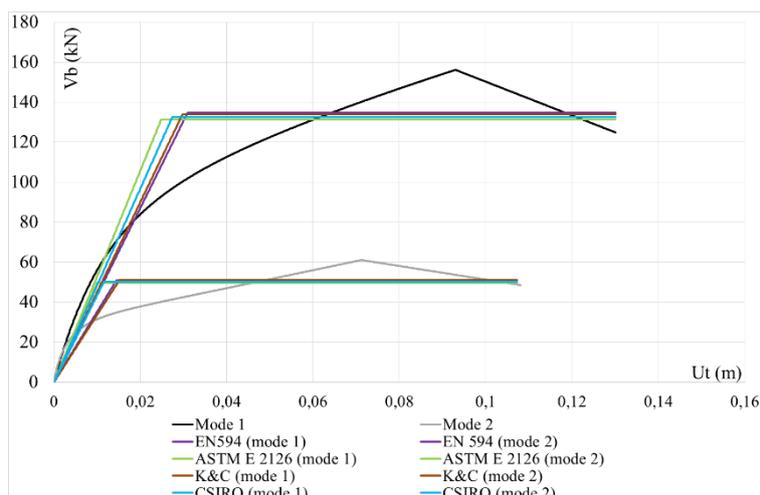


Figure V-23 : Courbes de poussée progressive établies pour les modes propres 1 et 2 accompagnées de leurs idéalizations bilinéaires respectives

Le tableau V-3 récapitule les caractéristiques de chacune des idéalizations bilinéaires (raideur initiale, K, point de plastification (U_y ; F_y)) en fonction de la méthode d'établissement de la raideur initiale et pour les deux modes propres.

Tableau V-3 : Récapitulatif des caractéristiques des idéalizations bilinéaires associées aux courbes de poussée progressive

	mode 1				mode 2			
	NF EN 594	ASTM E 2126	K&C	CSIRO	NF EN 594	ASTM E 2126	K&C	CSIRO
K (kN/m)	4352	5283	4497	4835	3517	4966	3364	4347
U_y (mm)	30,9	24,8	29,8	27,4	14,5	10	15,2	11,5
F_y (kN)	134,6	131,1	134	132,6	50,9	49,8	51	50,1

Dans le cas de la méthode N2, seule la courbe de poussée progressive établie à partir du mode propre 1 est utilisée tandis que la méthode MPA suppose l'application de la méthode d'analyse par spectre de réponse pour chacune des courbes de poussée progressive puis le déplacement et l'accélération sont donnés par :

$$r = \sqrt{\sum_n^N (\Gamma_n \cdot \phi_{toit,n} \cdot r_n^*)^2} \quad (\text{V-25})$$

où r représente une grandeur quelconque de la structure initiale (déplacement au toit, accélération au toit, rotule plastique, ...), r_n^* désigne une grandeur réponse quelconque de la structure associée au système à un seul degré de paramètre et déterminée par le spectre de réponse élastique converti dans le plan ($S_{ae} - S_{de}$), $\phi_{toit,n}$ représente la composante au toit de la déformée modale associée au mode n et Γ_n représente le facteur de participation modale associé au mode propre n .

Le tableau V-4 récapitule les points de performance (déplacements spectraux, accélérations spectrales) pour les systèmes SDOF équivalents, S_{de}^* et S_{ae}^* , ainsi que pour le système initial, $S_{de,total}$ et $S_{ae,total}$.

Tableau V-4 : Récapitulatif des résultats de l'application de la méthode N2 et de la méthode MPA sur la structure à deux niveaux

	Résultats			
	Méthode N2	Méthode MPA (mode 1)	Méthode MPA (mode 2)	Expérimental
ISO 21581				
S_{de}^* (mm)	2,29	2,29	0,85	---
S_{ae}^* (m/s ²)	0,89	0,89	1,33	---
$S_{de,total}$ (mm)	2,63	2,63		2,60
$S_{ae,total}$ (m/s ²)	1,02	1,04		1,47
ASTM E 2126				
S_{de}^* (mm)	2,20	2,20	0,50	---
S_{ae}^* (m/s ²)	1,04	1,04	1,12	---
$S_{de,total}$ (mm)	2,53	2,53		2,60
$S_{ae,total}$ (m/s ²)	1,19	1,20		1,47
K&C				
S_{de}^* (mm)	2,24	2,24	0,78	---
S_{ae}^* (m/s ²)	0,90	0,90	1,18	---
$S_{de,total}$ (mm)	2,57	2,57		2,60
$S_{ae,total}$ (m/s ²)	1,03	1,05		1,47
CSIRO				
S_{de}^* (mm)	2,05	2,05	0,61	---
S_{ae}^* (m/s ²)	0,89	0,89	1,19	---
$S_{de,total}$ (mm)	2,36	2,36		2,60
$S_{ae,total}$ (m/s ²)	1,02	1,03		1,47

Les applications des méthodes N2 et MPA conduisent à des résultats très proches compte-tenu du caractère prépondérant du premier mode propre. La distinction entre les deux méthodes serait accentuée dans le cas d'une structure multi-étagée dont les masses modales des premiers modes sont plus équilibrées.

V.2.5 Application des méthodes capacitatives aux éléments de MOB

Nous appliquons dans cette partie les méthodes N2 (Fajfar, 2000) et MPA (Chopra & Goel, 2001) à l'échelle d'un MOB. Dans le cas d'un système à un seul degré de liberté, tel que peuvent l'être les éléments de MOB, l'application de ces deux méthodes est équivalente. On présente en figure V-24 un diagramme synthétisant les étapes de la méthode N2.

Afin d'appliquer la méthode spectrale non-linéaire, les accélérographes sont transformés en spectres de réponses élastiques exprimés dans le plan spectral Accélération-Déplacement ($S_{ae} = f(S_{de})$) pour l'amortissement moyen relevé durant les essais dynamiques sur la base du bruit blanc, soit 12,8% (Annexe III.2).

Dans un deuxième temps, on construit le diagramme de capacité des murs à ossature bois. Initialement, il est considéré que le diagramme de capacité est construit sur la base d'une courbe de poussée progressive issue d'un chargement monotone. En sachant que les performances sismiques d'une structure, en termes d'effort et de déformation, dépendent des dommages cumulés à la suite des cycles de déplacement du sol, et que le chargement monotone ne permet pas de prendre en compte les propriétés d'affaiblissement des structures à ossature bois sous sollicitation cyclique, on choisit de travailler avec les courbes enveloppes provenant des essais cycliques (§III.2.3 et §III.2.4 – Verdret *et al.*, (2014)).

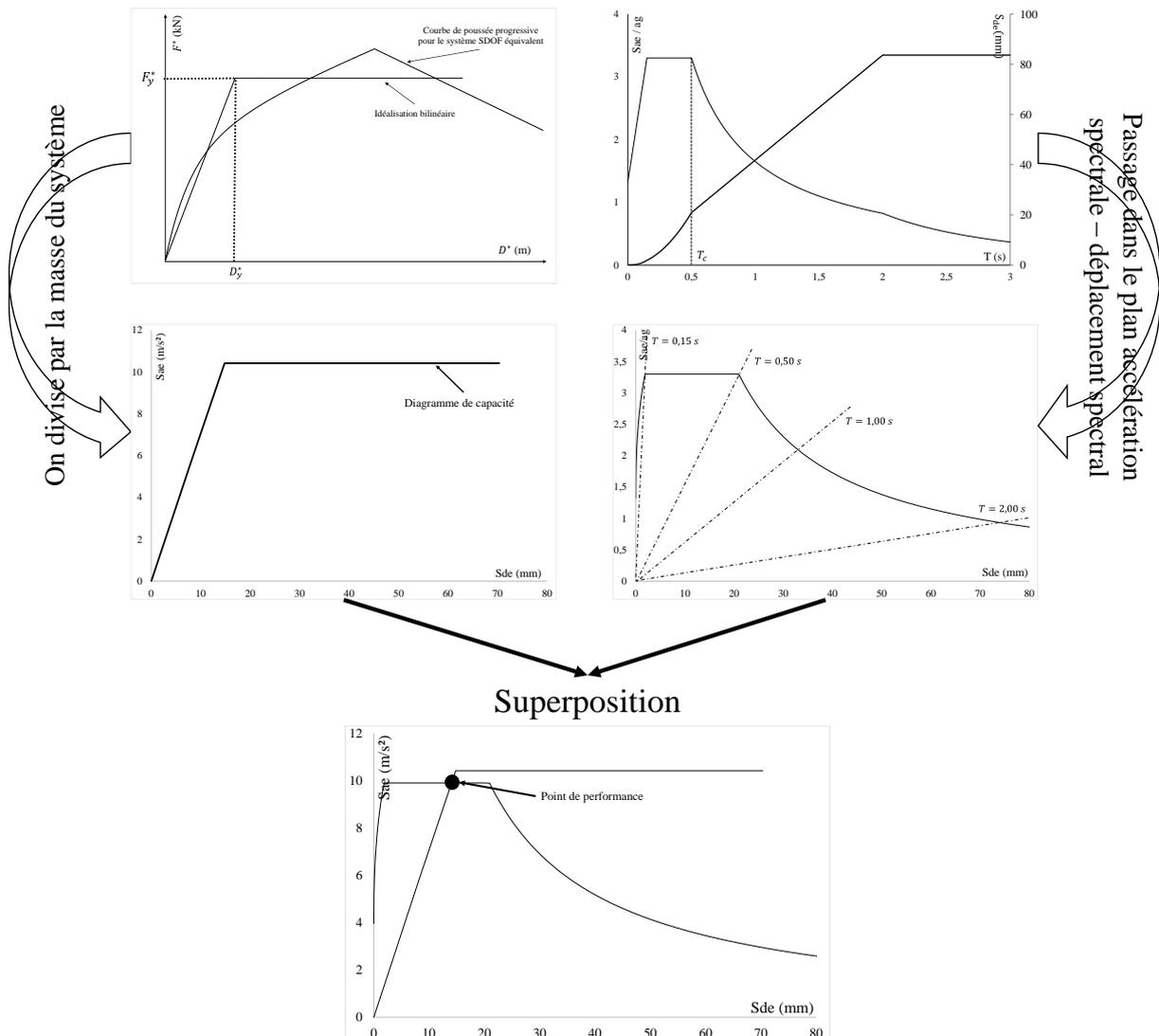


Figure V-24 : Diagramme synthétisant les étapes de la méthode N2 dans le cas d'une sollicitation gardant la structure dans son domaine élastique

Afin de construire le diagramme de capacité, les courbes enveloppes sont idéalisées par une relation Force-Déformation bilinéaire. On détermine une raideur initiale, puis le palier plastique est ajusté de telle sorte que les aires situées sous les courbes Force-Déplacement réelles et idéalisées soient égales (équivalence énergétique). La raideur post-pic est supposée nulle.

En résumé, nous avons initialement, d'un côté, les courbes enveloppes des essais cycliques idéalisées par une relation force-déplacement bilinéaire et les spectres de réponses élastiques de la sollicitation. En divisant la relation force-déplacement bilinéaire par la masse du système nous obtenons le diagramme de capacité. Dans un même temps, le spectre de réponses élastiques est transformé pour être exprimé dans le plan accélération spectrale – déplacement spectral. Enfin, les deux composantes sont superposées et l'intersection correspond au point de performance.

Le calcul de la raideur initiale a fait l'objet d'une attention toute particulière au §IV.3. Il a été constaté que les normes ISO 21581 et ASTM E2126 reproduisent la raideur initiale de référence établie par analyse modale avec un écart relatif de, respectivement, 6% et 14%. Le calcul analytique des raideurs initiales à partir des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments de MOB a également été introduit ce qui nous a conduit à proposer une méthode de calcul nommée MOB-R. En se basant sur cette proposition, nous avons montré que la méthode proposée estime la raideur de référence avec un écart de moins de 3%.

L'établissement des points de plastification, ($U_y ; F_y$), permet également le calcul d'une raideur initiale (§III.1). Par une analyse de la bibliographie, la méthode de K&C a été jugée la plus à même de déterminer le déplacement au seuil de plastification.

A la vue de ces conclusions, nous retenons pour la suite :

- la méthode de Karacabeyli et Ceccotti (2005) (K&C, §III.1.1) ;
- la méthode de la norme ISO 21581 (§IV.3.1) ;
- la méthode de la norme ASTM E2126 (§IV.3.1) ;
- la méthode du CSIRO (§III.1.1) ;
- l'approche MOB-R proposée (§IV.3.3).

Comme indiqué précédemment, les courbes enveloppes issues des essais cycliques sont considérées représentatives de la courbe de poussée progressive. Nous introduisons donc les essais cycliques rapides chargés verticalement à 6,25 kN/ml (murs n°15, n° 17 et n° 18). Les essais dits lents et chargés verticalement à 6,25 kN/ml (murs n° 19, n° 20 et n° 21 - §III.3.2.4) sont également repris. Cela nous permet d'examiner l'influence de la vitesse d'essai sur les résultats de la méthode capacitive. Il a été également établi pour chacune des courbes enveloppes un déplacement ultime, $U_{u,80}$, à partir de l'équation (II-14) :

$$\text{Mur n° 15, } U_{u,80,15} = 70,5 \text{ mm} \quad (\text{V-26})$$

$$\text{Mur n° 17, } U_{u,80,17} = 70,3 \text{ mm} \quad (\text{V-27})$$

$$\text{Mur n° 18, } U_{u,80,18} = 60,1 \text{ mm} \quad (\text{V-28})$$

$$\text{Mur n° 19, } U_{u,80,19} = 68,1 \text{ mm} \quad (\text{V-29})$$

$$\text{Mur n° 20, } U_{u,80,20} = 74,2 \text{ mm} \quad (\text{V-30})$$

$$\text{Mur n° 21, } U_{u,80,21} = 69,8 \text{ mm} \quad (\text{V-31})$$

On présente en figures V-26 à V-28 les courbes enveloppes ainsi que les idéalizations bilinéaires par les cinq méthodes d'établissement de la raideur initiale pour les murs n° 15 à n°18.

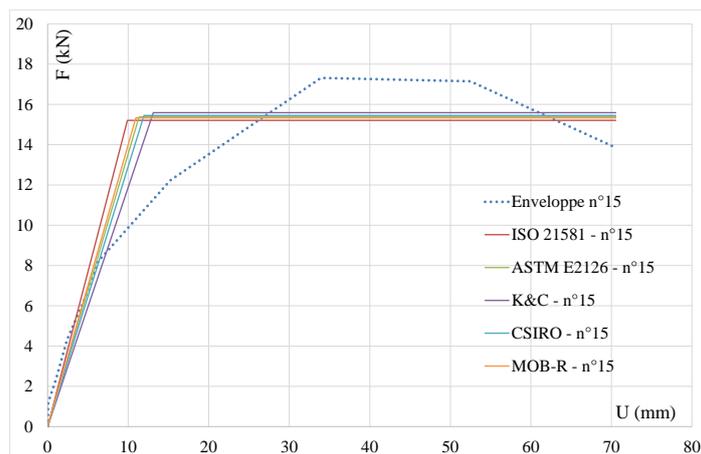


Figure V-25 : Courbe enveloppe issue de l'essai cyclique n°15 et les courbes bilinéaires associées

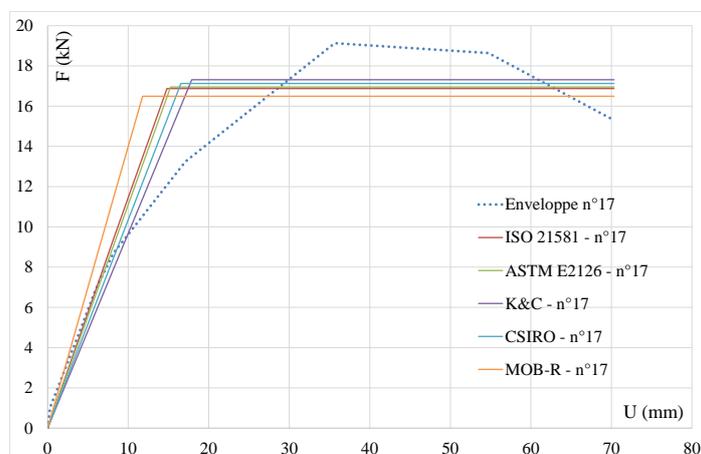


Figure V-26 : Courbe enveloppe issue de l'essai cyclique n°17 et les courbes bilinéaires associées

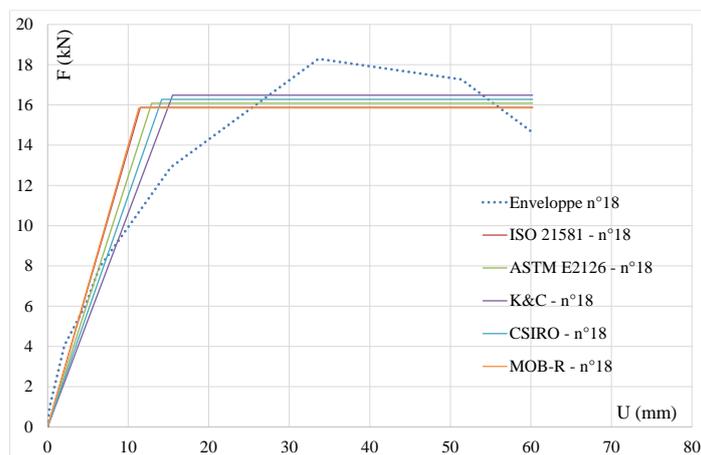


Figure V-27 : Courbe enveloppe issue de l'essai cyclique n°18 et les courbes bilinéaires associées

On constate que pour chacune des courbes enveloppes, les idéalizations bilinéaires sont encadrées par les méthodes d'établissement de la raideur initiale de l'ISO 21581 et de l'approche MOB-R.

On construit alors le diagramme de capacité en divisant les efforts par la masse totale du système étudié, soit 6,25 kN/ml (soit 15 kN au total). La figure V-29 présente une superposition des diagrammes de capacité pour les éléments de MOB retenus.

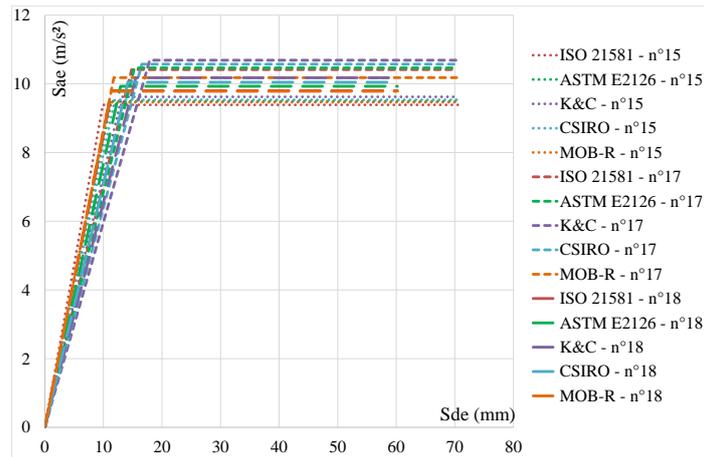


Figure V-28 : Diagrammes de capacité construits pour les éléments de MOB ayant subi un essai rapide chargé à 6,25 kN/ml

En superposant les diagrammes de capacité et le spectre de réponse élastique exprimé dans le plan spectral Accélération – Déplacement ($S_{ae} = f(S_{de})$), il est possible de déterminer le point de performance (PP) de la structure correspondant au déplacement maximum et à l'accélération maximale que subirait la structure sous l'action d'un séisme donné. Afin d'évaluer la précision de la méthode capacitive, nous considérerons que les essais dynamiques sont des points de référence.

Les essais dynamiques ont été réalisés avec les 3 signaux présentés en §III.3.2 :

- le signal Lointain (PGA = 0,33 g) ;
- le signal 4653ya (PGA = 0,24 g) ;
- le signal Synthétique 4 (PGA = 0,18 g).

Par souci de concision nous donnerons dans le corps du texte les résultats de l'application de la méthode N2 pour le séisme Lointain. Afin de quantifier l'écart relatif entre la méthode capacitive et les données d'essais dynamiques, nous reprenons les indicateurs donnés en §V.1 :

$$e^2 = \alpha_p \cdot e_u^2 + (1 - \alpha_p) \cdot e_A^2 \quad (\text{V-32})$$

$$\Leftrightarrow e = \sqrt{\left(\frac{U_{N2} - U_{dyn,moy}}{U_{dyn,moy}}\right)^2 + \left(\frac{A_{N2} - A_{dyn,moy}}{A_{dyn,moy}}\right)^2} \quad (\text{V-33})$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} E_U = \frac{e_U^2}{e^2} \\ E_A = \frac{e_A^2}{e^2} \end{cases} \quad (\text{V-34})$$

où U_{N2} et A_{N2} désignent, respectivement, le déplacement et l'accélération obtenus au point de performance par application de la méthode N2 tandis que $U_{dyn,moy}$ et $A_{dyn,moy}$ désignent, respectivement, le déplacement et l'accélération obtenus expérimentalement. Ces dernières grandeurs correspondent au déplacement moyen et à l'accélération moyenne relevés expérimentalement (essais dynamiques - §III.4). Le paramètre α_p est pris égal à 0,5 donnant ainsi le même poids pour la partie déplacement et la partie accélération.

Pour le signal Lointain à 100% (PGA = 0,33 g), les tableaux V-5 et V-6 présentent l'application de la méthode capacitive pour, respectivement, les courbes enveloppes des essais cycliques rapides et lents. Les valeurs relevées sont mises en regard avec le déplacement moyen et l'accélération moyenne relevés expérimentalement, respectivement, notés $U_{dyn,moy}$ et $A_{dyn,moy}$. La moyenne est calculée sur la base des essais n° 26 / 27 / 28 / 29 / 32 et 35 (§III.3.3). Les valeurs données dans la colonne correspondant au

point de performance proviennent de la moyenne des points de performance relevés. On fournit également le C.O.V.

A première vue, considérer les enveloppes des essais cycliques rapides (tableau V-5) permet de mieux approcher les déplacements observés lors des essais dynamiques avec une meilleure précision. Dans le cas des accélérations, les essais cycliques lents fournissent de meilleurs résultats. Comme souligné en §III.3.2.5, la diminution de la vitesse implique une diminution de la résistance latérale accompagnée d'une augmentation de la raideur initiale. Cela conduit donc à une diminution des points de performances relevés. Notons, cependant, que les accélérations prédites dans le cas des courbes enveloppes des essais lents se rapprochent sensiblement de l'accélération de référence ce qui est dû à la diminution de la résistance latérale du MOB.

Afin de vérifier ces constatations nous utilisons les équations (V-32) à (V-34). Les résultats sont donnés dans les tableaux V-7 et V-8.

Tableau V-5 : Moyenne des points de performance par méthode d'établissement de la raideur initiale (essais cycliques rapides), séisme Lointain – PGA = 0,33 g

Numéro de mur	Méthode	Point de Performance	C.O.V (%)	$U_{dyn,moy}$ (mm)	$A_{dyn,moy}$ (m.s ⁻²)
Résultat moyen sur les murs n° 15, n° 17 et n° 18	K&C	10,6 mm	6,08	10,5 (C.O.V = 12,2%)	5,28 (C.O.V = 9,92%)
		6,65 m.s ⁻²	5,52		
	CSIRO	10,1 mm	4,42		
		6,83 m.s ⁻²	6,30		
	ISO 21581	10,3 mm	4,67		
		6,82 m.s ⁻²	9,70		
	ASTM E2126	9,76 mm	3,82		
		7,02 m.s ⁻²	3,69		
	MOB-R	10,3 mm	3,71		
		7,50 m.s ⁻²	12,9		

Tableau V-6 : Moyenne des points de performance par méthode d'établissement de la raideur initiale (essais cycliques lents), séisme Lointain – PGA = 0,33 g

Numéro de mur	Méthode	Point de Performance	C.O.V (%)	$U_{dyn,moy}$ (mm)	$A_{dyn,moy}$ (m.s ⁻²)
Résultat moyen sur les murs n°19, n° 20 et n° 21	K&C	10,3 mm	4,66	10,5 (C.O.V = 12,2%)	5,28 (C.O.V = 9,92%)
		6,43 m.s ⁻²	1,71		
	CSIRO	9,53 mm	4,11		
		6,98 m.s ⁻²	3,26		
	ISO 21581	10,1 mm	3,62		
		6,49 m.s ⁻²	3,96		
	ASTM E2126	8,61 mm	10,03		
		7,10 m.s ⁻²	3,06		
	MOB-R	9,15 mm	9,88		
		6,82 m.s ⁻²	6,42		

L'écart relatif total moyen, donnée par l'indicateur e , se trouve être globalement plus élevé dans le cas des essais rapides (cf. tableau V-7), 32,1% (C.O.V = 19,3%) contre 29,8%. Cela s'explique par l'écart à l'accélération de référence de l'ordre de 30% lorsque l'écart au déplacement de référence se situe en deçà des 8%. La faible erreur sur le déplacement ne permet pas de contrebalancer l'erreur sur les accélérations.

Dans les deux cas, nous notons une disparité des résultats suivant les méthodes d'établissement de la raideur initiale. Les méthodes de K&C et de l'ISO 21581 approchent les résultats avec moins de 30% d'erreur globale. Ces deux méthodes mènent en effet à des diagrammes de capacité très proches (figure V-29) malgré des définitions différentes (§III.1.1 et §IV.2.3). La méthode analytique du calcul de la raideur initiale permet une bonne approximation du déplacement de référence avec un écart relatif sur ce paramètre de moins de 2% (tableau V-7). Lors du changement de configuration (tableau V-8) on observe une augmentation conséquente de l'erreur sur le déplacement (13%) cependant l'erreur sur l'accélération de référence diminue (29%) ce qui la classe en troisième position.

Tableau V-7 : Examen de la précision de la méthode capacitive en utilisant les courbes enveloppes des essais cycliques rapides chargés à 6,25 kN/ml

Numéro de mur	Méthode	e (%)	e_U (%)	e_A (%)	E_U (%)	E_A (%)
Résultat moyen sur les murs n° 15, n° 17 et n° 18	K&C	26,0	0,86	25,9	0,11	99,9
	CSIRO	29,6	3,90	29,4	1,73	98,3
	ISO 21581	29,2	1,69	29,1	0,33	99,7
	ASTM E2126	33,6	7,23	32,8	4,62	95,4
	Approche MOB-R	42,1	1,91	42,0	0,21	99,8

Tableau V-8 : Examen de la précision de la méthode capacitive en utilisant les courbes enveloppes des essais cycliques lents chargés à 6,25 kN/ml

Numéro de mur	Méthode	e (%)	e_U (%)	e_A (%)	E_U (%)	E_A (%)
Résultat moyen sur les murs n°19, n° 20 et n° 21	K&C	21,7	1,93	21,6	0,79	99,2
	CSIRO	33,4	9,38	32,1	7,89	92,1
	ISO 21581	23,3	4,03	22,9	3,0	97,0
	ASTM E2126	38,9	18,2	34,4	21,8	78,2
	Approche MOB - R	31,8	13,0	29,0	16,6	83,4

Compte-tenu du caractère très proche des données calculées à partir des deux types d'essais, il n'est pas possible de discriminer les méthodes d'établissement de la raideur initiale.

Les données présentées précédemment mènent à considérer une sollicitation pour laquelle la structure reste dans le domaine élastique. On compare maintenant les résultats de la méthode capacitive appliquée au séisme Lointain amplifié à 320% (PGA = 1,06 g). Pour cela, on retient les résultats d'essais dynamiques pour lesquels ce niveau est appliqué dès le début (essais n° 36 à n° 39 - tableau III-23,

§III.4.3). Cela permet de s'affranchir d'un possible endommagement provenant des incréments précédents.

Nous procédons, comme au paragraphe précédent, à la comparaison entre le déplacement moyen et l'accélération moyenne relevés expérimentalement, respectivement notés $U_{dyn,moy}$ et $A_{dyn,moy}$ et les données issues de la méthode capacitive. Nous avons :

$$U_{dyn,moyen} = 45,8 \text{ mm} \quad (\text{V-35})$$

$$A_{dyn,moyen} = 8,63 \text{ m.s}^{-2} \quad (\text{V-36})$$

On donne dans les tableaux V-9 et V-10 les points de performance issus de l'application de la méthode capacitive sur, respectivement, les courbes enveloppes des essais rapides et lents mises en regard avec les données issues des essais dynamiques (signal Lointain, PGA = 1,06 g). Nous intégrons également aux tableaux la ductilité développée par l'élément de MOB calculée à partir de la méthode capacitive.

Tableau V-9 : Point de performance moyen par méthode d'établissement de la raideur initiale (essais cycliques rapides chargés à 6,25 kN/ml), séisme Lointain – PGA = 1,06 g

Numéro de mur	Méthode	Point de Performance	C.O.V (%)	μ	$U_{dyn,moy}$ (mm)	$A_{dyn,moy}$ (m.s ⁻²)
Résultat moyen sur les murs n° 15, n° 17 et n° 18	K&C	43,1 mm	14,5	2,73	45,8 (C.O.V = 7,22%)	8,63 (C.O.V = 6,85%)
		10,2 m.s ⁻²	5,31			
	CSIRO	43,2 mm	14,4	2,84		
		10,0 m.s ⁻²	5,34			
	ISO 21581	43,1 mm	12,5	2,70		
		10,2 m.s ⁻²	4,59			
	ASTM E2126	42,0 mm	14,0	2,94		
		9,97 m.s ⁻²	5,08			
	Approche MOB - R	41,9 mm	10,3	2,97		
		10,2 m.s ⁻²	3,6			

Tableau V-10 : Point de performance moyen par méthode d'établissement de la raideur initiale (essais cycliques lents chargés à 6,25 kN/ml), séisme Lointain – PGA = 1,06 g

Numéro de mur	Méthode	Point de Performance	C.O.V (%)	μ	$U_{dyn,moy}$ (mm)	$A_{dyn,moy}$ (m.s ⁻²)
Résultat moyen sur les murs n°19, n° 20 et n° 21	K&C	43,0 mm	9,04	3,17	45,8 (C.O.V = 7,22%)	8,63 (C.O.V = 6,85%)
		9,30 m.s ⁻²	3,61			
	CSIRO	41,6 mm	11,1	3,24		
		9,10 m.s ⁻²	4,37			
	ISO 21581	42,1 mm	10,8	2,99		
		9,30 m.s ⁻²	4,22			
	ASTM E2126	42,0 mm	12,1	3,26		
		9,01 m.s ⁻²	4,87			
	Approche MOB - R	42,0 mm	11,7	3,25		
		9,29m.s ⁻²	4,60			

En termes de déplacement, considérer l'une ou l'autre des courbes enveloppes semble conduire la méthode capacitive à prédire des déplacements similaires. Cependant, la ductilité développée augmente avec la réduction de la vitesse tandis que l'accélération prédite diminue. Notons également que les C.O.V du tableau V-10 sont légèrement moins élevés et que les valeurs de déplacement prédites sont conservatives.

Afin de vérifier les affirmations précédentes, nous reprenons l'indicateur de l'écart relatif développé au travers de l'équation (V-32) que nous appliquons aux données des tableaux V-9 et V-10. Ces calculs sont intégrés aux tableaux V-11 et V-12.

Tableau V-11 : Examen de la précision de la méthode capacitive en utilisant les courbes enveloppes des essais cycliques rapides chargés 6,25 kN/ml

Numéro de mur	Méthode	e (%)	e _U (%)	e _A (%)	E _U (%)	E _A (%)
Résultat moyen sur les murs n° 15, n° 17 et n° 18	K&C	19,4	5,82	17,9	17,7	82,3
	CSIRO	18,0	5,68	16,4	20,0	80,0
	ISO 21581	19,3	5,82	17,7	17,3	82,7
	ASTM E2126	17,8	8,37	15,6	25,9	74,1
	Approche MOB - R	16,2	8,44	13,7	29,9	70,1

Tableau V-12 : Examen de la précision de la méthode capacitive en utilisant les courbes enveloppes des essais cycliques lents chargés à 6,25 kN/ml

Numéro de mur	Méthode	e (%)	e _U (%)	e _A (%)	E _U (%)	E _A (%)
Résultat moyen sur les murs n° 19, n° 20 et n° 21	K&C	10,5	6,19	7,65	40,9	59,1
	CSIRO	11,2	9,10	5,52	73,0	27,0
	ISO 21581	11,3	8,15	7,38	55,2	44,8
	ASTM E2126	9,99	8,22	4,40	75,7	24,3
	Approche MOB - R	9,78	8,22	4,02	78,8	21,2

L'indicateur d'erreur relatif global montre une erreur réduite lors de l'emploi des données établies sur la base des essais lents chargés à 6,25 kN/ml. Cela s'explique par une balance entre l'erreur sur le déplacement et l'erreur sur l'accélération plus équilibrée comparativement aux essais rapides. Comparativement à la sollicitation initiale (tableaux V-5 et V-6) l'erreur sur le déplacement se trouve accrue tandis que l'erreur sur l'accélération est quasiment divisée par deux.

Concernant les méthodes d'établissement de la raideur initiale, l'erreur globale commise présente un faible coefficient de variation (C.O.V = 6,55%) pour une erreur moyenne de 10,6%. On peut expliquer cela par la faible variation d'amplitude des plateaux de plastification mis en place par équivalence énergétique. La méthode de l'ASTM E2126 et la méthode analytiques MOB-R passent en-dessous des 10% d'erreur avec notamment une erreur sur l'accélération de moins de 5%.

V.2.6 Conclusion

L'application de la méthode capacitive a été proposée dans cette partie. Celle-ci se base sur les données d'essais récoltées en §III. Nous avons montré que la courbe de poussée progressive doit être établie à partir d'un protocole cyclique afin de tenir compte des dommages cumulés à la suite des cycles de déplacement du sol présents lors d'un séisme. Nous avons vu au chapitre III que la vitesse a une influence sur les caractéristiques des MOB. Se pose alors la question de la vitesse à laquelle doit être fait l'essai pour s'intégrer au mieux dans la méthode capacitive. Nous avons donc travaillé avec les courbes enveloppes des essais cycliques rapides et lents (respectivement, §III.3.2.3 et §III.3.2.4). Puis la comparaison entre les résultats des essais dynamiques et les points de performance, prédiction du déplacement et de l'accélération en tête de structure, a été réalisée. Le diagramme de capacité nécessitant une idéalisation bilinéaire de la courbe de poussée progressive, cinq méthodes d'établissement de la raideur initiale ont été reprises des chapitres précédents.

Au niveau initial de sollicitation, il est relativement difficile de conclure quant à la vitesse d'essai à employer. Au second incrément d'accélération, les essais lents montrent un meilleur équilibre dans la prédiction des déplacements et des accélérations. Ressortent, également, les méthodes d'établissement de la raideur initiale donnée par l'ASTM E2126 ainsi que la méthode MOB-R proposée.

V.3 Analyse de vulnérabilité et prise en compte de l'incertitude

La ruine ou l'endommagement des structures du fait des séismes causent régulièrement des pertes humaines et économiques importantes. L'analyse de vulnérabilité sismique consiste en l'identification des dommages subis par un bâti face à un mouvement sismique donné tout en intégrant les sources d'incertitudes inhérentes à tous systèmes complexes (Michel, 2007). La courbe de fragilité sismique, dérivée de l'analyse de vulnérabilité, joue un rôle très important dans les études probabilistes de sûreté face aux aléas naturels. Elles permettent une prédiction des endommagements (ou pertes) potentiels ou d'évaluer rapidement l'état des structures suite à une catastrophe naturelle (Dang, 2014). L'analyse de vulnérabilité peut être appliquée à l'échelle d'une structure (Hemsas *et al.*, 2014) mais également à l'échelle d'un quartier / d'une ville (Mekki M. , 2015), (Mekki *et al.*, (2014)).

L'incertitude liée à la fois à la demande (caractéristiques des séismes en un lieu donné) et à la capacité des structures à résister provoque une incertitude sur les niveaux d'endommagement que peuvent atteindre une structure (Helton & Davis, 2003).

Nous pouvons distinguer deux grandes familles d'analyse de vulnérabilité. La première englobe les méthodes empiriques. Elle est fondée sur le retour d'expérience et les caractéristiques structurales relevées sur site (Yamazaki *et al.*, 1999), (Limoge Shraen *et al.*, 2014), (Ioannou *et al.*, 2015). La seconde s'appuie sur l'analyse du comportement des structures obtenue par modélisation numérique (Li & Ellingwood, 2007), (Wang & Rosowsky, 2014).

V.3.1 Incertitudes et variabilité

L'évaluation des sources d'incertitude et leurs effets doit faire partie de l'analyse des systèmes complexes (Helton & Burmaster, 1996). Une telle analyse peut être vue si l'on prend l'exemple d'une fonction :

$$\mathbf{y} = f(\mathbf{x}) \quad (\text{V-37})$$

où la fonction f représente le modèle étudié, $\mathbf{x} = [x_1, x_2, \dots, x_n]$ est un vecteur composé des données d'entrée et $\mathbf{y} = [y_1, y_2, \dots, y_n]$ représente le vecteur sortie du modèle étudié. Le but de l'analyse est d'étudier la propagation des incertitudes liées à l'entrée, \mathbf{x} , sur la sortie, \mathbf{y} . Les incertitudes liées à

l'entrée, \mathbf{x} , sont supposées être caractérisées par un ensemble de distributions probabilistes (D_1, D_2, \dots, D_n) où D_j représente la distribution probabiliste associée à l'élément x_j de \mathbf{x} et n représente le nombre d'éléments contenus dans \mathbf{x} . Ces derniers sont alors appelés des variables aléatoires.

La distribution liée à l'entrée peut être représentée par une fonction de répartition (CDF) :

$$F_X(x) = \mathbb{P}(X \leq x) \quad (\text{V-38})$$

Ou par une fonction de répartition complémentaire (CCDF) :

$$F_X(x) = 1 - \mathbb{P}(X \leq x) = \mathbb{P}(X > x) \quad (\text{V-39})$$

Donc, dans notre cas, les incertitudes peuvent être catégorisées en deux groupes :

- les incertitudes épistémiques ;
- les incertitudes aléatoires.

Il est très difficile de donner une définition rigoureuse à ces deux sources d'incertitudes et cela reste un sujet de discussion encore nettement ouvert pour les statisticiens et les ingénieurs (Der Kiureghian & Ditlevsen, 2009).

Dans la suite du document, nous considérerons que les incertitudes épistémiques représentent les incertitudes sur lesquelles il est possible d'agir ou qu'il est possible de réduire tandis que les incertitudes aléatoires représentent les incertitudes supposées être intrinsèques à un phénomène et souvent non réductibles. Dans le premier cas, l'incertitude provient d'un manque d'information, de connaissance. Dans le second cas l'incertitude provient d'une variabilité interne.

La procédure de Monte Carlo reste la méthode la plus usitée pour propager des incertitudes. Elle peut être généralement couplée à une méthode de réduction de variance telle que l'échantillonnage par Hypercube Latin (*Latin Hypercube Sampling*, LHS) que nous utiliserons par la suite. Le principe de la méthode LHS est donné en annexe §VIII.

V.3.2 Variabilités du comportement des murs à ossature bois et génération probabiliste

V.3.2.1 Variabilité sur les paramètres des lois de comportement

Au §V.1, nous avons développé une méthodologie afin de générer une loi de comportement simulant le comportement moyen d'un élément de mur à ossature bois pour la configuration d'essai chargée verticalement à 6,25 kN/ml pour une vitesse qualifiée de rapide. En partant de l'élément de mur moyen nous examinons la variabilité des différentes grandeurs rattachées à la courbe enveloppe (figure V-30).

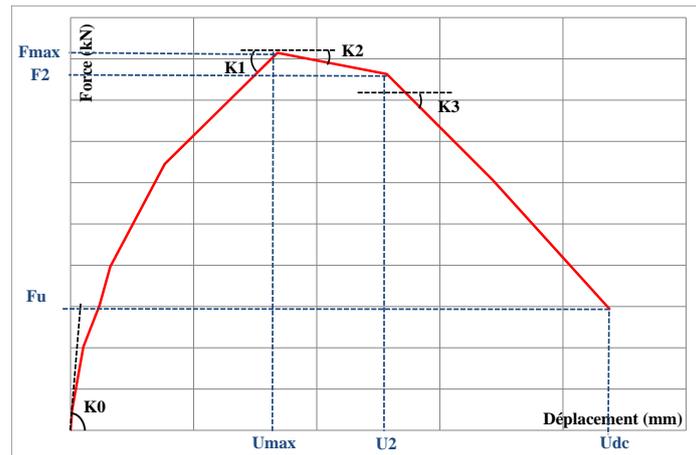


Figure V-29 : Paramètres descriptifs de la courbe enveloppe des essais cycliques

L'ensemble des paramètres donnés est relevé directement sur les courbes enveloppes considérées (§IV.1.5). On examine alors la variabilité des paramètres au travers des C.O.V., de la variance et de l'écart-type. Les résultats rattachés à la courbe enveloppe des essais de référence (murs n° 15, n° 17 et n° 18, §III.3.2) sont présentés dans le tableau V-13 pour la partie positive et dans le tableau V-14 pour la partie négative.

Les structures de corrélations existantes entre paramètres doivent être conservées. La matrice de corrélation d'un vecteur de n variables aléatoires $\vec{X} = \begin{pmatrix} X_1 \\ \vdots \\ X_n \end{pmatrix}$ dont chacune possède une variance finie, est la matrice carrée dont le terme générique est donné par :

$$\rho_{i,j} = \text{Cor}(X_i, X_j) = \frac{\text{Cov}(X_i, X_j)}{\sigma_{X_i} \sigma_{X_j}} \quad (\text{V-40})$$

On a dans le tableau V-15 les coefficients de corrélation obtenus à l'aide des données expérimentales des tableaux V-13 et V-14. On notera que la taille de l'échantillon considéré, 3 éléments de MOB, reste faible.

Tableau V-13 : Valeur des paramètres de construction des courbes enveloppes pour les essais rapides chargés à 6,25 kN/ml (côté positif)

	Moyenne	COV (%)	Ecart-type (σ)
K₀ (N.mm⁻¹)	3206	28,3	909
F_{max} (kN)	18,2	4,97	0,91
K₁ (N.mm⁻¹)	294	7,73	22,8
K₂ (N.mm⁻¹)	-30,8	80,3	24,7
K₃ (N.mm⁻¹)	-248	23,4	58,0
F₂ (kN)	17,7	4,70	0,83
F_{dc} (kN)	8,22	36,7	3,02

Tableau V-14 : Valeur des paramètres de construction des courbes enveloppes pour les essais lents chargés à 6,25 kN/ml (côté négatif)

	Moyenne	COV (%)	Ecart-type (σ)
K_0 (N.mm ⁻¹)	2238	23,6	528
F_{max} (kN)	-14,0	3,85	0,540
K_1 (N.mm ⁻¹)	182	15,9	29,1
K_2 (N.mm ⁻¹)	-56,5	40	22,6
K_3 (N.mm ⁻¹)	-267	8,27	22,1
F_2 (kN)	-13,0	4,56	0,593
F_{dc} (kN)	-0,625	7,55	0,47

Tableau V-15 : Matrice de la structure de corrélation déterminée sur la base des essais cycliques rapides chargés à 6,25 kN/ml

Matrice de corrélation							
	K_0 (N.mm ⁻¹)	F_1 (kN)	K_1 (N.mm ⁻¹)	K_2 (N.mm ⁻¹)	K_3 (N.mm ⁻¹)	F_2 (kN)	F_{dc} (kN)
K_0 (N.mm ⁻¹)	1	0,884	1	-0,984	-0,500	0,476	-0,518
F_1 (kN)	---	1	0,884	-0,787	-0,847	0,832	-0,858
K_1 (N.mm ⁻¹)	---	---	1	-0,984	-0,500	0,476	-0,518
K_2 (N.mm ⁻¹)	---	---	---	1	0,339	-0,313	0,358
K_3 (N.mm ⁻¹)	---	---	---	---	1	-1,000	1,000
F_2 (kN)	---	---	---	---	---	1	-0,999
F_{dc} (kN)	---	---	---	---	---	---	1

Afin de garder la relation observée expérimentalement :

$$|K_3| > |K_2| \quad (\text{V-41})$$

les paramètres K_2 et K_3 sont générés simultanément à l'aide de l'expression :

$$K_{23} = |K_2 - K_3| \quad (\text{V-42})$$

Enfin dans le cas des paramètres relatifs à l'effort, nous avons les relations suivantes :

$$F_2 = F_{max} + K_2 \cdot (U_2 - U_{max}) \quad (\text{V-43})$$

$$F_{dc} = F_2 + K_3 \cdot (U_{dc} - U_2) \quad (\text{V-44})$$

Les paramètres F_2 et F_{dc} sont donc déduits à partir des paramètres F_{max} , K_2 et K_3 . On donne dans les tableaux V-16 et V-17 les paramètres associés à leurs moyennes et écart-type calculés. Compte-tenu du faible nombre de murs, il n'est pas possible d'examiner la distribution probabiliste des grandeurs décrivant les courbes enveloppes. Nous choisissons donc une distribution log-normale. Dans le cas où les paramètres descriptif sont négatifs, nous travaillons avec la valeur absolue du paramètre concerné.

Tableau V-16 : Paramètres statistiques associés aux lois de probabilité supposées des paramètres descriptifs de la courbe enveloppe pour les essais rapides chargés à 6,25 kN/ml (côté positif)

	Loi de probabilité supposée	Moyenne	C.O.V. (%)	Ecart-type (σ)	Variance (σ^2)
K_0 (N/mm)	Log-Normale	3206	28,3	909	825501
F_{\max} (kN)	Log-normale	18,2	4,97	0,91	0,82
K_1 (N/mm)	Log-Normale	294	7,73	23	518
$ K_2-K_3 $ (N/mm)	Log-Normale	217	16,4	35,6	1267

Tableau V-17 : Paramètres statistiques associés aux lois de probabilité supposées des paramètres descriptifs de la courbe enveloppe pour les essais rapides chargés à 6,25 kN/ml (côté négatif)

	Loi de probabilité supposée	Moyenne	C.O.V. (%)	Ecart-type (σ)	Variance (σ^2)
K_0 (N/mm)	Log-Normale	2238	23,6	528	278838
F_{\max} (kN)	Log-normale	-14,0	3,85	0,54	0,29
K_1 (N/mm)	Log-Normale	182	15,9	29,1	848
$ K_2-K_3 $ (N/mm)	Log-Normale	210	13,5	28,5	813

Lorsque l'on est en présence de deux variables corrélées non gaussiennes (X_i, X_j), la procédure suivie, qui reste une méthode approchée, pour la génération de ces variables à l'aide de la méthode LHS est celle donnée par Liu & Der Kiureghian (1986a), (1986b) qui propose de corriger par un facteur F_p le coefficient de corrélation « réel » entre les deux variables X_i et X_j . Un coefficient de corrélation corrigé, $\rho_{XY,C}$ est utilisé :

$$\rho_{XY,C} = F_p \cdot \rho_{XY} \quad (\text{V-45})$$

Ce facteur de correction dépend des distributions d'entrée supposées. Par exemple si X et Y suivent des lois log-normales, ce facteur s'écrit :

$$F_p = \frac{\ln(1+\rho_{XY} \cdot COV(X) \cdot COV(Y))}{\sqrt{\rho_{XY} \cdot \ln(1+COV(X)^2) \cdot \ln(1+COV(Y)^2)}} \quad (\text{V-46})$$

Dans le cas de distribution d'entrées différentes, on se reportera à Liu & Der Kiureghian (1986a).

A l'aide des paramètres probabilistes explicités et la méthode Monte Carlo, on génère une famille de courbes enveloppes représentatives des configurations d'essais cycliques rapides chargées verticalement à 6,25 kN/ml. On présente en figure V-31 un échantillon de la famille de courbes enveloppes générées.

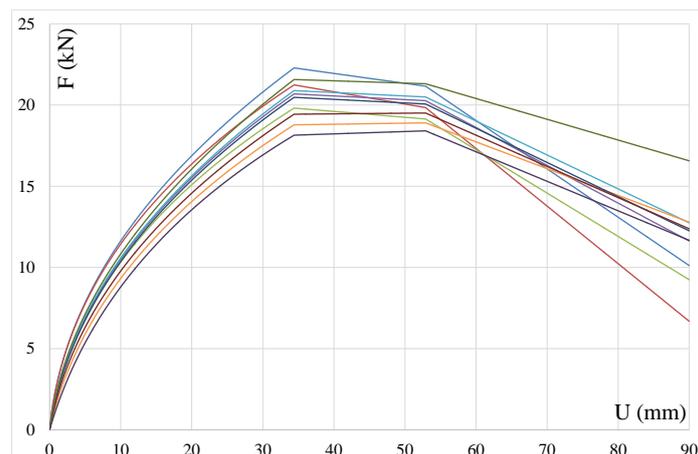


Figure V-30 : Echantillon d'une famille de courbes enveloppes issues d'essais cycliques généré aléatoirement

Cette première méthode de génération probabiliste d'une population d'élément de MOB est appliquée pour les deux modèles de loi de comportement retenus suite à l'examen des résultats de l'analyse dynamique non-linéaire décrit en §V.1. Ainsi, les courbes de fragilité seront construites par analyse dynamique non-linéaire à l'aide de ces deux modèles.

V.3.2.2 Variabilité des paramètres des courbes de poussée progressive idéalisées

En vue de l'application de la méthode capacitive en lieu et place de l'analyse dynamique, la méthode décrite précédemment peut être appliquée directement aux courbes bilinéaires provenant de l'idéalisation des courbes enveloppes (§V.2.4). Dans ce cas, on examine la variabilité rattachée aux courbes bilinéaires sur les paramètres :

- $K_{0,Id}$: la raideur initiale de l'idéalisation bilinéaire ;
- F_y : l'effort au palier de plastification ;
- $U_{ult,80}$: le déplacement ultime correspondant au déplacement à 80% de l'effort maximum relevé sur la courbe enveloppe.

La figure V-31 résume les grandeurs considérées comme probabilistes lors de l'idéalisation bilinéaire des courbes enveloppes.

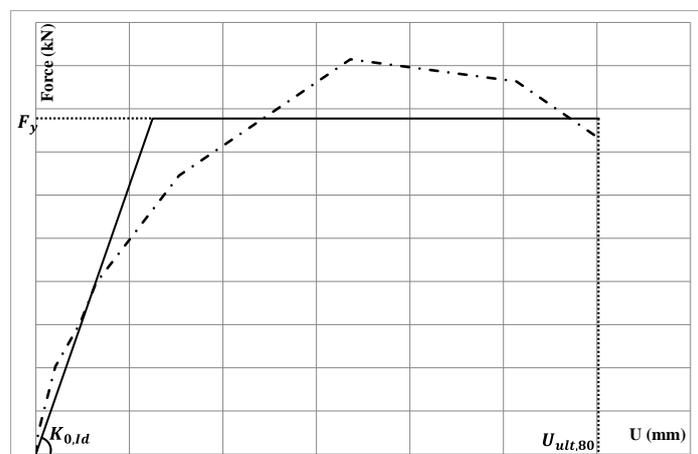


Figure V-31 : Paramètres probabilistes de définition des idéalisations bilinéaires des courbes enveloppes issues des essais cycliques

On donne alors dans le tableau V-18 les moments statistiques (moyenne, COV, variance et écart-type) associés à ces variables aléatoires et aux méthodes d'établissement de la raideur initiale utilisée durant l'idéalisation bilinéaire (§IV.2.3).

Tableau V-18 : Paramètres de construction des idéalizations bilinéaires des courbes enveloppes positives des essais rapides chargés à 6,25 kN/ml

		Moyenne	COV (%)	Ecart-type (σ)	Variance (σ^2)
$K_{0,Id}$ (N.mm ⁻¹)	K&C	1073	10,3	111	12321
	CSIRO	1159	11,1	129	16641
	ISO 21581	1355	14,3	194	37705
	ASTM E2126	1237	9,94	123	15129
	Méthode 1	1410	---	---	---
F_y (kN)	K&C	16,4	5,27	0,86	0,75
	CSIRO	16,3	5,15	0,84	0,70
	ISO 21581	16,0	5,24	0,83	0,70
	ASTM E2126	16,1	4,90	0,79	0,62
	Méthode 1	15,9	3,66	0,58	0,34
$U_{u,80}$ (mm)	ASTM E 2126	67,0	8,81	5,90	34,8
	NF EN 594				
	K&C				
	CSIRO				
	Méthode 1				

Le déplacement ultime, étant défini à partir des données expérimentales, est identique pour les quatre méthodes d'idéalisation. Chacun des paramètres ainsi sélectionnés est supposé suivre une loi log-normale. On donne alors en figure V-32 un échantillon d'une famille de courbes idéalises provenant de la génération probabiliste décrite précédemment pour les méthodes de K&C et du CSIRO.

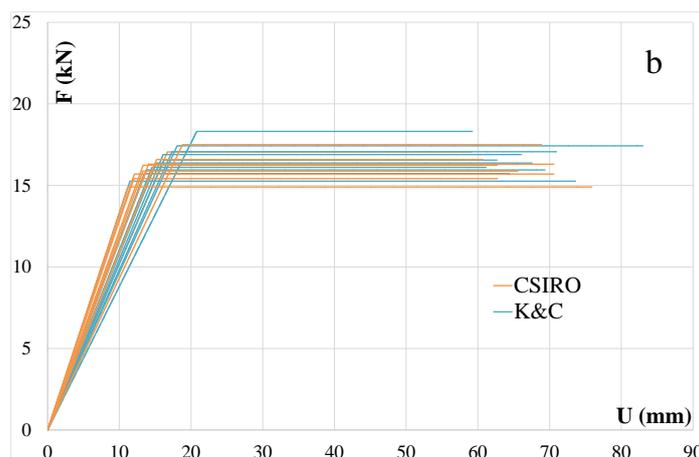


Figure V-32 : Echantillons de courbes idéalises provenant d'une génération probabiliste à l'aide des méthodes de K&C et du CSIRO

Cette seconde approche sera uniquement utilisée dans le cadre de l'application de la méthode capacitive.

V.4 Etats limites

L'appel à une méthode PBD (§II.2.3) nécessite la définition de niveaux de performance de la structure attendus lors d'un séisme. Cela peut se traduire par la définition d'états limites exprimés en termes de déplacements inter-étages.

Dans l'état actuel, l'Eurocode 8 (§4.4.3) considère que l'exigence de « limitation des dommages » est satisfaite si pour une action sismique ayant une plus forte probabilité d'occurrence que l'action sismique de calcul, correspondant à l'exigence de « non-effondrement », les déplacements entre étages sont limités pour les bâtiments ayant des éléments non-structuraux fixés de manière à ne pas interférer avec les déformations de la structure ou n'ayant pas d'éléments non-structuraux.

On définit des domaines de dommages intermédiaires également basés sur le déplacement en tête de structure. Pour cela, nous reprenons les dénominations et descriptions données par la partie 3 de l'Eurocode 8 auxquelles nous assignons des limites en déplacement en se basant sur les essais réalisés à l'échelle des éléments de mur.

La première des limitations correspond à l'état des dommages limités (LD). La structure n'est que faiblement endommagée, ses éléments structuraux n'ayant pas subi d'incursion post-élastique significative et conservant leurs propriétés de résistance et de raideur. Le déplacement au seuil de plastification moyen déterminé sur les configurations de référence (tableau III-15, §III.3.2.3) est d'approximativement 14 mm ce qui correspond à 0,6% de la hauteur de l'élément de mur. Afin de s'assurer du caractère sécuritaire de ce critère, on choisit de fixer la frontière supérieure de l'état de limitation des dommages à :

$$d_{r,LD} = 0,005 \cdot h_{mur} = 12 \text{ mm} \quad (\text{V-47})$$

Un état intermédiaire est défini comme étant un état limite de dommages significatifs (DS). La structure est endommagée de manière significative avec une certaine résistance et une certaine raideur latérales résiduelles. Les éléments verticaux sont capables de supporter des charges verticales. Des déplacements permanents modérés sont observés et la structure peut supporter des répliques d'intensité modérée. Cet état étant qualifié par une demande en ductilité modérée, la structure subissant une incursion post-élastique tout en gardant une résistance et une raideur latérales résiduelles, nous choisissons de fixer la frontière de l'état limite de DS à :

$$d_{r,DS} = 0,01 \cdot h_{mur} = 24 \text{ mm} \quad (\text{V-48})$$

Dans le cadre de notre étude, lors des campagnes expérimentales il a été choisi de définir deux critères de ruine applicables à l'échelle de l'élément de MOB :

- $U_{u,80}$ (équation II-14 - §II.2.2.7) ;
- $U_{u,90}$ (équation III-12 - §III.4.3).

Pour la suite nous retenons le second critère permettant ainsi de garder une marge de sécurité et de prévenir toute instabilité structurale.

Cette limitation sera considérée dans le cas de l'analyse de fragilité comme correspondante à une limite de quasi-effondrement (QE) de la structure, au-delà de cette dernière est fortement endommagée avec une résistance et une raideur latérales résiduelles faibles (figure III-64 - §III.4.3).

En résumé, nous avons défini trois frontières d'états limites représentées sur la figure V-33. L'idéalisation de la courbe enveloppe est réalisée à l'aide de la méthode de l'ASTM E2126 (2008). Au-delà de la frontière de l'EL 3, nous supposons qu'il y a ruine complète de la structure (RS).

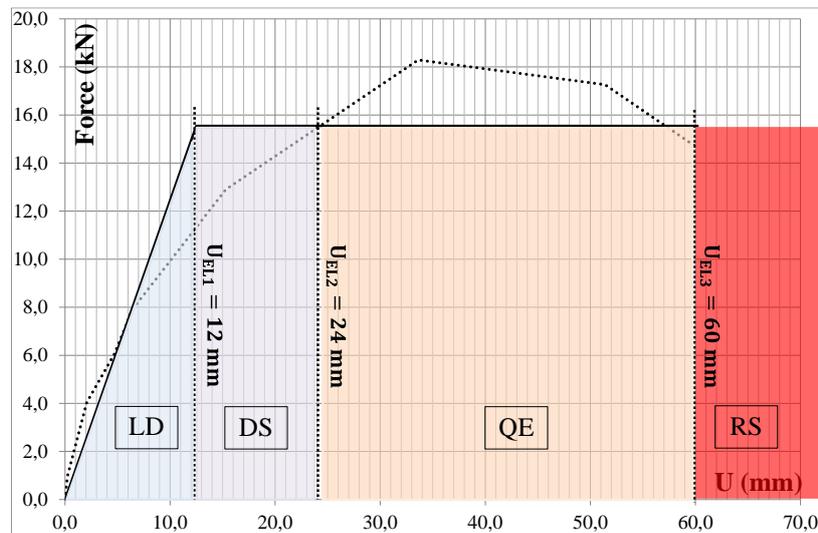


Figure V-33 : Représentation des états limites définis pour l'analyse de vulnérabilité

Il en résulte quatre classes d'endommagement délimitées par les frontières explicitées précédemment :

- classe des dommages limités (CLD) ;
- classe de dommages significatifs (CDS) ;
- classe de quasi-effondrement (CQE) ;
- classe de ruine de la structure (CRS).

V.5 Courbes de fragilité à l'échelle du MOB

La construction des courbes de fragilité peut se faire selon quatre méthodes, figure V-34.

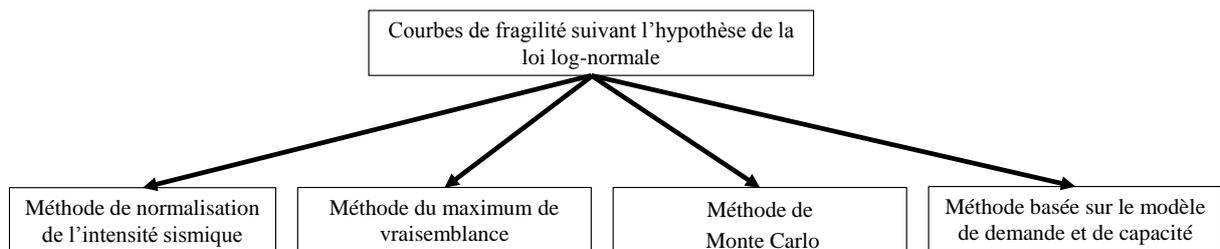


Figure V-34 : Méthodes existantes de construction des courbes de fragilité basées sur l'hypothèse de la loi log-normale

Nous donnons ci-après un bref descriptif de la méthode de simulation de Monte Carlo couplée à la méthode LHS.

Dans le cas où un nombre suffisamment important de simulations peut être réalisé, chaque point de la courbe de fragilité, $F_r(a)$, peut être déduit par la méthode de Monte Carlo :

$$F_r(a) = P[G(\mathbf{Z}) \leq 0 | A = a] \cong \frac{\sum \mathbf{1}_{[G(\mathbf{Z}) \leq 0 | A = a]}}{N_{S_a}} \quad (\text{V-49})$$

où $\mathbf{1}[\cdot]$ est la fonction indicatrice qui est égale à 1 s'il y a défaillance et 0 sinon. N_{S_a} désigne le nombre total de séismes ayant la même accélération maximale $PGA = a$ et $\sum \mathbf{1} \cdot [G(\mathbf{Z}) \leq 0 | A = a]$ représente le nombre de séismes d'intensité a provoquant le dépassement de l'état limite considéré. La qualité de l'approximation dans l'équation (V-49) dépend de N_{S_a} qui doit être suffisamment grand.

L'intensité sismique est choisie aléatoirement pour chacun des mouvements de sol ce qui rend impossible en pratique la génération de séismes de même intensité.

Les courbes de fragilité pour les MOB seront exprimées pour deux grandeurs décrivant la sollicitation : le PGA, on se place ainsi du côté des mouvements de sol, et l'accélération spectrale, on se place ainsi du côté de la structure. L'utilisation de la méthode Monte Carlo permet de s'affranchir de l'hypothèse log-normale pour la construction des courbes de fragilité.

Les mouvements de sol retenus pour l'application de la méthode Monte Carlo sont repris du paragraphe §III.4.2. L'ensemble du jeu de séismes synthétiques (100) concernant la classe de sol B aléa fort est repris (figure III-54). Nous privilégions cette classe de sol puisqu'il s'agit de la classe la plus communément pour les zones constructibles sur le territoire français (BRGM, 2010). Les séismes sont amplifiés sur l'intervalle $[0 ; 2]$ g.

On détermine dans cette partie les courbes de fragilité à l'échelle de l'élément de mur. L'application de la méthode capacitive nous permet de construire les courbes de fragilité en incluant les méthodes d'idéalisation bilinéaire retenues précédemment au paragraphe §IV.2.4. Celles-ci sont ensuite comparées aux courbes dérivées d'une analyse dynamique classique.

V.5.1 Analyse de vulnérabilité par la méthode capacitive

La méthode capacitive, telle qu'appliquée en §V.2.5, est reprise et appliquée au jeu de séismes synthétiques retenu (aléa fort classe de sol B). La méthode du maximum de vraisemblance est utilisée pour déterminer la loi de distribution qui s'ajuste le mieux aux courbes de fragilité obtenues par simulation numérique à partir de laquelle les courbes de fragilité vont être construites. Cela nous permet d'examiner l'hypothèse communément retenue selon laquelle les courbes de fragilité suivent une loi log-normale.

Cinq lois de distribution sont présélectionnées :

- la loi Normale ($X \sim N(\sigma_N, \mu_N)$) ;
- la loi Log-Normale ($X \sim LN(\sigma_{LN}, \mu_{LN})$) ;
- la loi Gamma ($X \sim \Gamma(k_\Gamma, \theta_\Gamma)$) ;
- les lois d'extrémum généralisées ($X \sim GEV(k, \lambda_{GEV}, \theta_{GEV})$) ;
- la loi extrême ($X \sim EV(\sigma_{EV}, \mu_{EV})$).

où (σ, μ) désigne l'écart-type et la moyenne associés à une loi de probabilité tandis que $(\lambda_{GEV}, \theta_{GEV})$ désigne, respectivement, le paramètre d'échelle et le paramètre de position associés aux lois d'extrémum généralisées.

On observe (cf. Annexes VIII.2) que ce sont les lois d'extrémum généralisées qui s'ajustent le mieux aux données simulées par la méthode de Monte Carlo. Cette constatation s'oppose à l'acceptation communément admise que la courbe de fragilité suit une loi log-normale (Verdret *et al.*, (2015)). Nous donnons les données associées à l'analyse paramétrique en annexe VIII.

Les figures V-35 et V-36 présentent les courbes de fragilité identifiées pour chacune des classes d'endommagement et chacune des méthodes d'établissement de la raideur initiale, respectivement, dans

le plan accélérations spectrales (Sa) et dans le plan du PGA. Concernant la figure V-37, la classe RS n'est pas représentée puisque le niveau de sollicitation considéré ne permet pas d'atteindre complètement ce niveau d'endommagement. Le tableau V-19 présente les paramètres statistiques des courbes de fragilité.

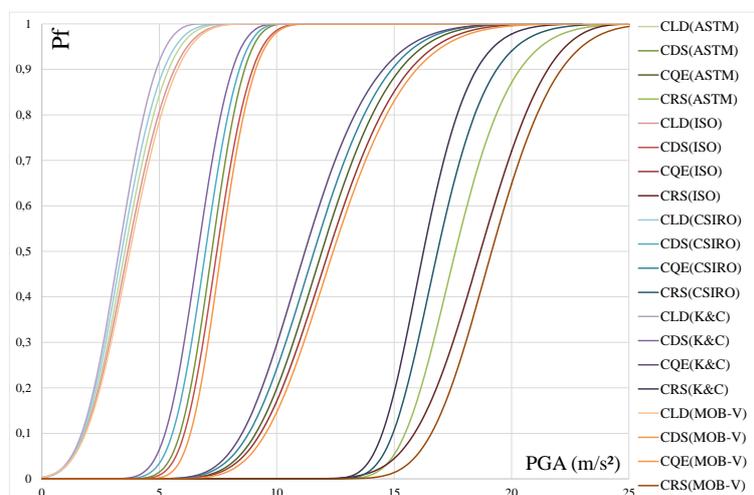


Figure V-35 : Courbes de fragilité dans le plan accélération spectrales (Sa) – probabilité d'appartenance à une classe d'endommagement (P) – classe de sol B, aléa fort

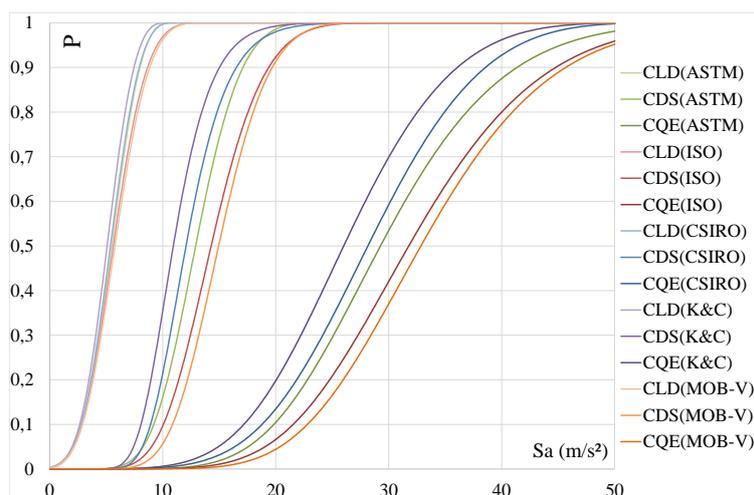


Figure V-36 : Courbes de fragilité dans le plan PGA – probabilité d'appartenance à une classe d'endommagement (P) – classe de sol B, aléa fort

L'utilisation de l'une ou l'autre méthode d'établissement de la raideur initiale mène à considérer, au sein d'une même classe, des niveaux d'accélération disparates pour une même probabilité d'atteinte. Les courbes issues des approches K&C et MOB-R encadrent les résultats quel que soit l'indicateur de mouvement sismique. Les systèmes les plus souples en moyenne (tableau IV-3) vont atteindre une classe d'endommagement plus prématurément. Les différences entre méthodes s'accroissent avec l'augmentation des niveaux d'endommagement. On constate notamment, à la médiane, un étalement de 0,5 m/s² pour la classe CLD et un étalement de 2,9 m/s² pour la classe CRS (figure V-35). Pour un même PGA (ou Sa), la probabilité d'atteinte d'une classe d'endommagement s'en trouve alors largement augmentée. En considérant une accélération du sol de 10 m/s², la probabilité d'atteinte de la classe d'endommagement CQE est de 0,15 pour la méthode MOB-R et de 0,30 pour la méthode de K&C. Notons une proximité des courbes issues des méthodes de l'ISO 21581 et de l'approche MOB-R s'expliquant par la similitude des raideurs initiales moyennes et des efforts au plateau de plastification.

Les lois de probabilité d'extrémum généralisées sont caractérisées par trois paramètres :

- $k \in \mathbb{R}$: paramètre de forme ;
- $\lambda_{GEV} \in \mathbb{R}^+$: paramètre d'échelle qualifiant la dispersion de l'échantillon (écart-type) ;
- $\theta_{GEV} \in \mathbb{R}$: paramètre de position qualifiant la moyenne de l'échantillon.

Dans le cas des courbes de fragilité exprimées à l'aide de l'accélération spectrale (S_a), la dispersion observée est importante en comparaison du second indicateur (PGA) et nous avons (tableau V-19), quelle que soit la méthode d'idéalisation bilinéaire :

$$k < 0 \quad (\text{V-50})$$

Le paramètre k étant négatif, la loi de Weibull est retenue et la densité de probabilité s'écrit :

$$f(x; k, \lambda, \theta) = \frac{1}{\lambda} \cdot \exp\left(-\left(1 + k \cdot \frac{x-\theta}{\lambda}\right)^{-\frac{1}{k}}\right) \cdot \left(1 + k \cdot \frac{x-\theta}{\lambda}\right)^{-1-\frac{1}{k}} \quad (\text{V-51})$$

pour : $1 + k \cdot \frac{x-\theta}{\lambda} > 0$

Tandis que la fonction de répartition s'écrit :

$$F(x; \theta, \lambda, k) = \exp\left(-\left(1 + k \cdot \frac{x-\theta}{\lambda}\right)^{-\frac{1}{k}}\right) \quad (\text{V-52})$$

L'analyse de vulnérabilité a également été conduite à l'aide d'une analyse dynamique classique pour les modèles de loi de comportement d'Humbert et CASHEW (§IV.1).

Comme pour l'analyse de vulnérabilité par la méthode capacitive, on montre à l'aide d'une étude paramétrique que les lois d'extrémum généralisées sont les plus à même de reproduire les données issues de la méthode Monte Carlo.

Tableau V-19 : Paramètres associés aux courbes de fragilité suivant la grandeur observée (S_a ou PGA) et aux méthodes d'établissement de la raideur initiale – classe de sol B, aléa fort

	Méthode N2						
		PGA (m/s ²)			Sa (m/s ²)		
		k	λ_{GEV}	θ_{GEV}	k	λ_{GEV}	θ_{GEV}
K&C	CLD	-0,30	1,23	2,85	-0,31	1,87	4,43
	CDS	-0,27	1,09	6,27	-0,06	2,35	10,1
	CQE	-0,15	2,15	10,4	-0,21	6,99	23,6
	CRS	-0,13	1,42	15,7	---	---	---
CSIRO	CLD	-0,24	1,29	2,95	-0,32	2,01	4,67
	CDS	-0,28	1,09	6,58	-0,06	2,58	11,1
	CQE	-0,18	2,22	10,8	-0,23	7,38	25,6
	CRS	-0,11	1,54	16,3	---	---	---
ISO 21581	CLD	-0,24	1,43	3,15	-0,23	2,17	4,85
	CDS	-0,23	1,09	7,07	-0,17	3,38	13,1
	CQE	-0,18	2,31	11,4	-0,14	8,24	28,8
	CRS	-0,28	2,18	17,9	---	---	---
ASTM E2126	CLD	-0,25	1,36	3,06	-0,34	2,05	4,76
	CDS	-0,28	1,05	6,87	-0,22	2,93	11,9
	CQE	-0,18	2,24	11,1	-0,13	7,61	26,5
	CRS	-0,13	1,73	17,0	---	---	---
MOB-V	CLD	-0,25	1,48	3,22	-0,25	2,24	4,97
	CDS	-0,22	1,03	7,27	-0,20	3,24	13,8
	CQE	-0,15	2,31	11,6	-0,13	8,10	29,9
	CRS	-0,20	2,04	18,4	---	---	---

V.5.2 Comparaison entre les courbes de fragilité issues de la méthode capacitive et de l'analyse dynamique non-linéaire

Les courbes de fragilité ayant été construites par deux méthodes, nous réalisons dans ce paragraphe une comparaison des résultats. Nous considérerons par la suite que les courbes de références sont données par l'analyse dynamique. Afin de garder des figures lisibles, la comparaison est réalisée pour les trois premiers états limites, les courbes de référence sont représentées en pointillé.

On donne en figure V-37 les courbes exprimées dans le plan PGA – probabilité de dépassement et en figure V-38 la superposition des courbes de fragilité exprimées dans le plan accélération spectrale – probabilité de dépassement. Les paramètres statistiques des courbes de fragilité construites par l'analyse dynamique sont donnés dans le tableau V-20.

On retrouve une nouvelle fois, un paramètre de forme, k , négatif (tableau V-20) pour l'ensemble des modèles de loi de comportement ce qui induit que les courbes de fragilité issues de l'analyse dynamique suivent une distribution de Weibull. On donne les résultats de l'analyse paramétrique en annexe VIII.

Concernant les courbes de fragilité exprimées en fonction du PGA, on constate, pour la classe CLD, une bonne correspondance entre l'analyse dynamique temporelle (modèle d'Humbert) et la méthode capacitive s'appuyant sur l'approche K&C. Le modèle CASHEW s'éloigne en queue de distribution ce qui se vérifie par l'écart-type associé plus faible ($\lambda_{GEV,CASHEW} = 1,02$ - tableau V-20) pour une

moyenne similaire. Dans le cas des classes d'endommagement supérieures, la correspondance entre les courbes issues des deux méthodes se dégrade et l'on constate une différence significative pour la classe CQE. L'écart-type moyen constaté pour l'analyse par méthode capacitive est de 2,25 et de 3,50 pour l'analyse dynamique temporelle. Les courbes de fragilité basées sur le PGA sont très dépendantes de la méthode de construction. Cela en fait un indicateur délicat à utiliser dans le cadre d'une analyse de vulnérabilité. Notons que, malgré son utilisation courante dans ce type d'analyse, Kafali & Grigoriu (2007) relèvent que le PGA ne peut être utilisé lors d'une analyse dynamique temporelle non-linéaire.

Concernant les courbes de fragilité exprimées en fonction de l'accélération spectrale (S_a), les modèles d'Humbert et CASHEW fournissent des courbes très proches pour les trois classes d'endommagement. En comparaison, pour la première classe d'endommagement, CLD, on obtient par la méthode capacitive des résultats conservatifs. Tandis que pour les classes supérieures, les deux méthodes se rejoignent. On constate alors des moyennes similaires (tableau v-20). L'écart-type semble légèrement plus élevé dans le cas de l'analyse par méthode capacitive. Sur la queue de distribution inférieure ($P \in [0 ; 0,3]$ pour la classe CDS et $P \in [0 ; 0,1]$ pour la classe CQE), on constate que les approches de l'ISO 21581 et MOB-R permettent une bonne reproduction de l'analyse dynamique temporelle. En queue de distribution supérieure ($P > 0,3$), il s'agit plutôt de l'approche du CSIRO. Notons le caractère conservatif de l'approche K&C pour l'ensemble des classes d'endommagement.

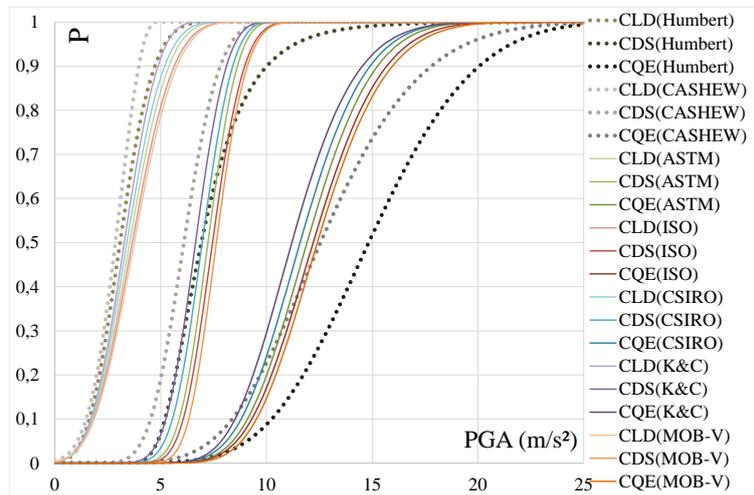


Figure V-37 : Superposition des courbes de fragilité issues de l'analyse par la méthode capacitive (traits pleins) et de l'analyse dynamique (pointillé)

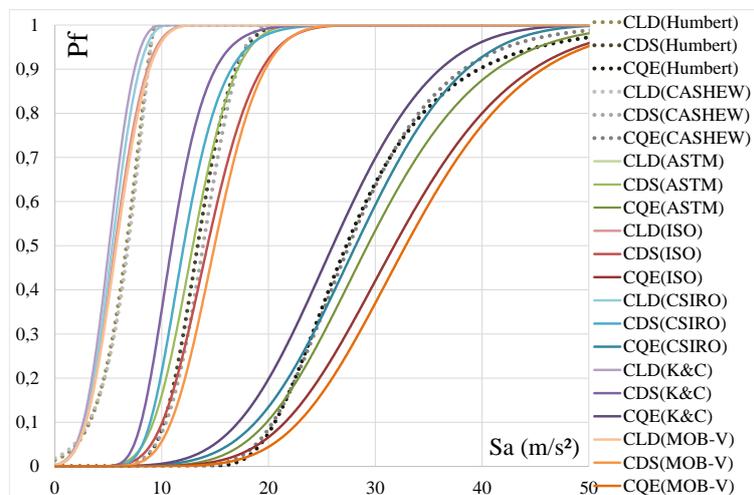


Figure V-38 : Superposition des courbes de fragilité issues de l'analyse par la méthode capacitive (traits pleins) et de l'analyse dynamique (pointillé)

Tableau V-20 : Paramètres associés aux courbes de fragilité suivant la grandeur observée (Sa ou PGA) et aux méthodes d'idéalisation bilinéaire – classe de sol B, aléa fort

	Dynamique						
		PGA (m/s ²)			Sa (m/s ²)		
		k	λ_{GEV}	θ_{GEV}	k	λ_{GEV}	θ_{GEV}
Humbert	CLD	-0,21	1,14	2,67	-0,69	2,38	5,93
	CDS	-0,24	1,45	6,37	-0,22	2,48	12,5
	CQE	-0,21	3,63	13,6	-0,11	5,71	25,1
	CRS	-0,40	2,37	24,3	---	---	---
CASHEW	CLD	-0,45	1,02	2,51	-0,77	2,48	6,07
	CDS	-0,24	1,24	5,66	-0,35	2,64	13,0
	CQE	-0,15	3,36	11,4	-0,02	5,90	25,4
	CRS	-0,28	1,97	21,5	---	---	---

V.6 Synthèse

Nous avons présenté dans cette partie une étude du comportement dynamique des éléments de MOB. Dans une première partie (§V.1), les résultats des essais dynamiques ainsi que les résultats de l'identification des paramètres ayant permis la modélisation du comportement cyclique des éléments de MOB ont été repris afin de proposer une évaluation des modèles de loi de comportement retenu au paragraphe §IV.1.

Lors de l'examen de l'ensemble des comparaisons entre modélisation et essais dynamiques, il a été constaté une reproduction des différents pics de déplacement par le modèle LMA souffrant d'une certaine imprécision qui peut être, en partie, expliquée par la définition des cycles et de l'enveloppe basée sur des droites.

Dans le cas du modèle d'Humbert, malgré une très bonne reproduction des essais cycliques, l'écart relatif global décrit par le paramètre e reste supérieur à 15%. Il est possible que la méthode d'identification des paramètres soit en cause. Cette dernière a été rendue difficile par le grand nombre de paramètres (48 paramètres en tenant compte de la possibilité d'intégrer la dissymétrie du comportement cyclique).

Finalement, nous avons montré que le modèle CASHEW assure un équilibre convenable entre complexité de mise en œuvre et reproduction des signaux.

Au sein d'une deuxième partie (§V.2), nous avons proposé une méthodologie d'application de la méthode N2 – équivalente à la méthode MPA pour les systèmes SDOF – pour les éléments de MOB avec diaphragme agrafé ou pointé.

Celle-ci se base sur les données d'essais récoltées en §III.3 et §III.4. Nous avons montré que la courbe de poussée progressive doit être établie à partir d'un protocole cyclique afin de tenir compte des dommages cumulés à la suite des cycles de déplacement du sol présents lors d'un séisme.

Au travers du paragraphe §III.3.2, il a été montré que la vitesse a une influence sur les caractéristiques des MOB. S'est donc posé naturellement la question de la vitesse à laquelle doivent être réalisés les essais pour s'intégrer au mieux dans la méthode capacitive. Nous avons donc travaillé avec les courbes enveloppes des essais cycliques rapide et lent (respectivement, §III.3.2.3 et §III.3.2.4). Puis la comparaison entre les résultats des essais dynamiques et les points de performance, prédiction du

déplacement et de l'accélération en tête de structure, a été réalisée. Le diagramme de capacité nécessitant une idéalisation bilinéaire de la courbe de poussée progressive, cinq méthodes d'établissement de la raideur initiale ont été reprises des chapitres précédents.

Au niveau initial de sollicitation, il est relativement difficile de conclure quant à la vitesse d'essai à employer. Au second incrément d'accélération, les essais lents montrent un meilleur équilibre dans la prédiction des déplacements et des accélérations. Ressortent, également, les méthodes d'établissement de la raideur initiale donnée par l'ASTM E2126 ainsi que la méthode MOB-R proposée.

La dernière partie de ce chapitre (§V.3 à §V.5) a présenté l'analyse de vulnérabilité réalisée à partir de la méthode capacitive sur les configurations de référence données au paragraphe §III.3.2. Dans un premier temps, nous avons proposé la définition de quatre classes d'endommagement en s'appuyant sur les résultats des différentes campagnes expérimentales :

- classe de limitation des dommages (CLD - $U_{LD} \leq 12$ mm) ;
- classe de dommages significatifs (CDS - 12 mm < $U_{DS} \leq 24$ mm) ;
- classe de quasi-effondrement (CQE - 24 mm < $U_{QE} \leq 60$ mm) ;
- classe de ruine de la structure (CRS - $U_{RS} > 60$ mm).

Une comparaison avec l'analyse de vulnérabilité conduite à partir d'une analyse dynamique a été effectuée. La génération des courbes de fragilité a été réalisée sur la base de la méthode de Monte Carlo couplée à la méthode LHS. Contrairement à l'hypothèse communément répandue, une analyse paramétrique a montré que la loi de Weibull permet de reproduire les données ainsi construites.

Deux indicateurs de mouvements sismiques ont été retenus : le premier se place du « côté » de l'action extérieure (PGA) tandis que le second se place du « côté » de la structure (S_a). Nous avons montré que les courbes de fragilité basées sur le PGA sont très dépendantes de la méthode d'établissement de la raideur initiale. Cela en fait un indicateur délicat à utiliser dans le cadre d'une analyse de vulnérabilité. Notons que cette constatation avait été relevée par Kafali & Grigoriu (2007).

Conclusion générale et perspectives

Cette thèse avait pour objectif d'étudier le comportement statique et dynamique ainsi que le développement d'une méthodologie d'application de la méthode capacitive dans le cas des éléments de MOB avec diaphragmes agrafés ou pointés.

Pour ce faire l'Institut de Mécanique I2M de l'université de Bordeaux et l'Institut Technologique de la Forêt, de la Cellulose, du bois dans la construction et de l'Ameublement (FCBA) ont mis en place le Projet SISBOIS au sein duquel les travaux exposés dans cette thèse se sont inscrits. Trois objectifs principaux ont été dégagés :

- (1) contribuer au développement et à l'utilisation de la méthode capacitive (méthodes N2 ou MPA) ;
- (2) étudier le comportement dynamique des éléments de MOB avec diaphragme agrafé dont le développement est croissant depuis cinq ans du fait de leur process de fabrication rapide ;
- (3) intégrer l'effet des incertitudes (aléatoires et/ou épistémiques) sur le comportement dynamique des éléments de MOB.

Pour tenter de répondre à cette problématique, nous avons proposé une démarche complète de qualification des assemblages agrafés ainsi que des éléments de MOB avec diaphragme agrafé.

Les méthodes de dimensionnement basées sur la performance sismique d'une structure ont été, dans un premier temps, introduites au chapitre II. La notion de performance sismique trace les limites et le cadre dans lesquels la suite de l'étude et les méthodes d'ASNL s'inscrivent. Quatre classes d'endommagement associées aux niveaux de performance ont été considérées à partir d'une étude bibliographique et des campagnes d'essais à l'échelle de la structure.

La mise en place des limites de notre étude a permis l'identification des verrous scientifiques.

Nous avons, notamment, montré la difficulté de déterminer analytiquement la période fondamentale des structures à ossature en bois. Ceci est dû pour partie au manque d'une définition de la raideur de telles structures. En effet, à ce jour, contrairement aux structures acier ou béton, l'estimation de la raideur d'un élément de MOB reste un problème récurrent et peut être imputé aux nombreux phénomènes à prendre en compte. Deux définitions du déplacement ultime de la structure ont également été définies. Le premier s'appuie sur la définition donnée par l'Eurocode 8 et sur un protocole d'essai donné par la norme NF EN 12512. Celle-ci s'applique à l'échelle de l'assemblage panneau-ossature. A ce jour, la détermination de ce critère de ruine permet de classer le comportement de la structure en fonction d'une classe de ductilité. S'est alors posée la question de définir la raideur des éléments de MOB et de savoir si le protocole de l'Eurocode 8 en place permet un classement réaliste des structures à ossature en bois.

Les questions soulevées par le chapitre II ont introduit les trois campagnes d'essais réalisées à l'Institut Technologique FCBA :

- des essais statiques (monotones et cycliques) à l'échelle de l'assemblage pointé et agrafé pour lesquels une éprouvette a été développée ;
- des essais statiques (monotones et cycliques) à l'échelle de l'élément de mur avec diaphragmes agrafés s'appuyant sur la réglementation en vigueur et des protocoles d'essai recommandés ;

- des essais dynamiques sur table vibrante à l'échelle de l'élément de mur avec diaphragmes agrafés pour lesquels un protocole de sélection d'accélérogrammes a dû être élaboré.

Lors d'une revue bibliographique précédant la description et les résultats d'essais, nous avons montré que la définition des essais cycliques par l'intermédiaire de la définition du déplacement au seuil de plastification, U_y , ne peut être viable compte-tenu du caractère incertain de ce paramètre. Ceci est le cas de la norme NF EN 12512. La représentativité des cycles définis par cette norme a, également, été remise en cause ce qui pourrait être dû à la vitesse d'essai préconisée très faible. Ainsi, la norme ISO 21581 a été privilégiée. Afin de conforter ou d'infirmer l'influence de la vitesse d'essai sur le comportement des éléments de MOB, la vitesse d'essai donnée par la norme NF EN 12512 a été reprise et appliquée durant les deux campagnes d'essais statiques.

Il a été constaté une influence non négligeable de ce paramètre quelle que soit l'échelle d'application. Les éprouvettes agrafées ayant subi des essais rapides ont présenté une résistance accrue comparativement aux éprouvettes ayant subi des essais lents. Cependant, nous avons constaté une perte de résistance sur la partie adoucissante d'autant plus rapide ce qui limite la valeur de la ductilité au sens de l'ASTM E2126. A la vue de ces résultats, nous avons mis en évidence une influence similaire de la vitesse de sollicitation et la conservation des tendances des valeurs de ductilité d'une échelle à une autre.

La comparaison entre les résultats d'essais cycliques lents sur pointes et agrafes (orientation de 90° par rapport au fil du bois) à l'échelle de l'assemblage a permis de mettre en évidence des comportements analogues. A l'inverse, lors des essais rapides, le comportement des configurations agrafées s'est trouvé peu impacté par la vitesse d'exécution tandis que nous avons observé une augmentation de la résistance des configurations pointées. A l'échelle de l'élément de MOB (chargement vertical de 6,25 kN/ml – essais rapides), les configurations agrafées ont présenté une résistance latérale nettement supérieure aux configurations pointées. A l'inverse, la ductilité cyclique développée pour ces essais s'est trouvée être plus grande pour les configurations pointées mais seulement de 15%.

Dans le cas des essais rapides à l'échelle de l'élément de MOB avec diaphragme agrafé, nous avons constaté que l'augmentation de la charge verticale n'induit pas nécessairement une modification monotone de la résistance latérale. L'écart de résistance latérale mis en évidence lors de l'augmentation de la charge s'est trouvé être dans la plage d'incertitude de mesure expérimentale ce qui tempère cette conclusion.

L'application du calcul de la ductilité cyclique au sens de l'Eurocode 8 a été réalisée à partir des résultats d'essais cycliques lents à l'échelle de l'élément de MOB. Comparativement au calcul de la ductilité cyclique au sens de l'ASTM E2126, les critères de l'Eurocode 8 se sont avérés très sévères puisqu'ils conduisent à une ductilité cyclique réduite de moitié. Cela s'explique par les valeurs du déplacement au critère de « ruine » proches du déplacement à l'effort maximum. Notons que l'application de cette méthode de détermination de la ductilité cyclique, D_{EC8} , lors de l'étude SISMOB a montré que cette approche n'est pas applicable en l'état. Pour des systèmes qualifiés DCH, cette approche a classifié les éléments de MOB en DCL.

Lors des essais dynamiques, quinze essais ont pu être réalisés à partir de 3 accélérogrammes pour deux chargements verticaux :

- un essai à partir d'un accélérogramme synthétique (chargement vertical de 8,33 kN/ml) ;
- deux essais à partir de l'accélérogramme naturel 4653ya (compatible avec le contexte sismique de la Guadeloupe - chargement vertical de 8,33 kN/ml) ;
- douze essais à partir de l'accélérogramme modifié Lointain (compatible avec le contexte sismique de la Guadeloupe - chargement vertical de 6,25 kN/ml).

Trois types de dommages localisés aux niveaux des agrafes ont été relevés :

- traversée du panneau OSB/3 de la tête d'agrafes ;
- arrachement des agrafes ;
- ruptures par fatigue des pattes d'agrafes après répétition du séisme considéré.

Enfin, nous profitons de la base de données ainsi constituée pour procéder au calcul du coefficient de comportement au sens de l'Eurocode 8 (éq. II-30). Nous avons montré alors que la valeur qu'il est possible de lui assigner pour les éléments de MOB est fonction du chargement vertical mais aussi de l'accélérogramme d'entrée. La méthodologie mise en place a permis de simplifier la caractérisation du coefficient de comportement pour les éléments de MOB et également de tenir compte de l'ensemble des phénomènes mis en jeu durant une sollicitation dynamique. Nous nous sommes donc affranchis des problèmes inhérents à l'utilisation de la norme NF EN 12512. Notons tout de même qu'un essai dynamique sur table vibrante représente un coût certain et peut être difficilement envisageable pour des structures entières.

Le chapitre IV a introduit les stratégies de modélisation du comportement d'un MOB (encadré 2 - figure IV-1) découlant de la caractérisation parasismique par voie d'essais. Quelle que soit l'échelle de modélisation, la prise en compte du comportement non-linéaire des éléments de notre étude s'appuie sur des modèles de loi de comportement (encadré 2 – figure IV-1). La littérature en proposant un grand nombre, nous avons sélectionné trois modèles de loi de comportement. Dans un deuxième temps, l'identification des paramètres d'entrée a été réalisée à partir des essais cycliques à l'échelle de l'élément de MOB, cela a permis d'intégrer l'influence de la vitesse d'essai et du chargement vertical.

Il a été observé que chacun des modèles se superpose plus ou moins finement selon le degré d'intégration des phénomènes observés durant les essais. Le modèle CASHEW a semblé le moins performant sur la partie adoucissante et l'endommagement consécutif aux cycles à déplacements constants. La dissymétrie n'étant pas prise en compte, la partie négative n'a pu être convenablement reproduite. Malgré une définition du modèle à l'aide uniquement de droites, le modèle LMA a semblé prendre en compte l'ensemble des phénomènes de manière « correcte ». Des différences ont été relevées sur les derniers cycles de l'essai cyclique. Le modèle d'Humbert, quant à lui, a semblé correspondre le mieux aux formes des boucles d'hystérésis. Seule la courbure des phases de rechargement est faiblement prise en compte.

Dans la deuxième partie du chapitre IV, il a été introduit les méthodes capacitives (ou méthodes d'ASNL) à travers la définition des courbes de poussée progressive. Celles-ci modélisent le comportement d'une structure sous une sollicitation latérale croissante. L'étude de l'idéalisation de telles courbes afin d'appliquer les méthodes capacitives suppose le calcul de la raideur des éléments de MOB. Comme mis en évidence lors du chapitre II, la raideur des éléments de MOB est, à ce jour encore, un sujet très largement discuté. Trois approches ont été distinguées :

- l'estimation de la raideur initiale par analyse modale ;
- l'estimation de la raideur initiale par voie d'essai ;
- l'estimation de la raideur initiale analytiquement.

Afin d'établir un point de comparaison pouvant être considéré comme une référence, la raideur initiale des éléments de MOB a été calculée à partir des analyses modales réalisées lors des essais dynamiques.

Il a été constaté que les normes ISO 21581 et ASTM E2126 reproduisent la raideur initiale dite de référence avec un écart relatif de, respectivement, 6% et 14%. Les écarts calculés par rapport à la raideur de référence pour les autres normes ont été de l'ordre de 25%. Cependant, ces méthodes d'établissement de la raideur initiale ont nécessité la réalisation d'essais cycliques ce qui n'est pas toujours possible lors d'une utilisation en ingénierie. Un second paragraphe a introduit le calcul analytique des raideurs initiales à partir des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments de MOB. Les

propositions de la littérature ont montré un écart relatif de l'ordre de 30% et 10% ce qui nous a conduit à proposer une méthode de calcul nommée MOB-R. En se basant sur cette proposition, nous avons montré que la méthode proposée estime la raideur de référence avec un écart de moins de 3%.

Enfin le chapitre V reprend l'ensemble des conclusions des chapitres précédents en vue de proposer une caractérisation du comportement dynamique des MOB. Une première partie a été consacrée à l'analyse dynamique temporelle pour laquelle l'identification des paramètres à partir des essais cycliques a été réalisée au §IV.1.3. Une comparaison des résultats individuels, en termes de déplacement et d'accélération, avec les essais dynamiques a été donnée. Afin de prendre en compte la variabilité des éléments de MOB sous divers chargements, il a été discuté de la possibilité de mettre en place un modèle représentatif du comportement moyen des MOB.

Lors de l'examen de l'ensemble des comparaisons des réponses dynamiques entre modélisations et essais, il est constaté une reproduction des déplacements souffrant d'une certaine imprécision par le modèle LMA. Cela peut être, en partie, expliqué par la définition des cycles et de l'enveloppe basée sur des droites. Dans le cas du modèle d'Humbert, malgré une très bonne reproduction des essais cycliques, l'erreur globale décrite par le paramètre e est restée supérieure à 15%. Il est possible que la méthode d'identification des paramètres soit en cause. Cette dernière est rendue difficile par le grand nombre de paramètres. Finalement, le modèle CASHEW a assuré un équilibre convenable entre complexité de mise en œuvre et reproduction des signaux

Dans la deuxième partie du chapitre V, nous avons procédé à une bibliographie succincte des méthodes capacitives puis à l'application de celles-ci à l'échelle de l'élément de MOB. Les données d'essais cycliques ont été introduites afin d'examiner l'influence de la vitesse d'essai sur la méthode d'établissement des courbes de poussée progressive. L'application des méthodes capacitives nécessitant une idéalisation bilinéaire, les méthodes d'établissement de la raideur initiale discriminées dans le chapitre IV ont été reprises.

Nous avons montré que la courbe de poussée progressive doit être établie à partir d'un protocole cyclique afin de tenir compte des dommages cumulés à la suite des cycles de déplacement du sol présents lors d'un séisme. Nous avons vu au chapitre III que la vitesse a une influence sur les caractéristiques des MOB. S'est alors posé la question de la vitesse à laquelle doit être réalisé l'essai pour s'intégrer au mieux dans la méthode capacitive. Nous avons donc travaillé avec les courbes enveloppes des essais cycliques rapides et lents (respectivement, §III.3.2.3 et §III.3.2.4) chargés verticalement à 6,25 kN/ml. Puis la comparaison entre les résultats des essais dynamiques et les points de performance, prédiction du déplacement et de l'accélération en tête de structure, a été réalisée. Au niveau initial de sollicitation, il est relativement difficile de conclure quant à la vitesse d'essai à employer. Au second incrément d'accélération, les essais lents montrent un meilleur équilibre dans la prédiction des déplacements et des accélérations. Pour l'ensemble des méthodes d'établissement de la raideur initiale, l'écart relatif global est de l'ordre de 10% pour cette configuration d'essais contre un écart relatif global de l'ordre de 18% pour les configurations dites rapides et chargés verticalement à 6,25 kN/ml. Ressortent, également, les méthodes d'établissement de la raideur initiale données par l'ASTM E2126 ainsi que la méthode MOB-R proposée.

Enfin la dernière partie du chapitre V a abordé l'analyse de vulnérabilité à partir de l'analyse dynamique temporelle et de la méthode capacitive. Afin d'étudier les sources d'incertitudes, nous avons repris le modèle représentatif du comportement moyen des MOB. L'hypothèse selon laquelle la courbe de fragilité suit une loi log-normale a été discutée à l'aide d'une étude paramétrique. La comparaison entre les deux approches de construction des courbes de fragilité a été également réalisée.

Dans un premier temps, nous proposons la mise en place de classes d'endommagement en lien avec la réglementation et les comportements observés durant les essais à l'échelle de l'élément de MOB. Ainsi quatre classes d'endommagement ont été définies :

- classe de limitation des dommages (CLD - $U_{CLD} \leq 12$ mm) ;
- classe de dommages significatifs (CDS - 12 mm $< U_{CDS} \leq 24$ mm) ;
- classe de quasi-effondrement (CQE - 24 mm $< U_{CQE} \leq 60$ mm) ;
- classe de ruine de la structure (CRS - $U_{CRS} > 60$ mm).

La première des limitations correspond à l'état de limitation des dommages (CLD). La structure n'est que faiblement endommagée, ses éléments structuraux n'ayant pas subi d'incursion post-élastique significative et conservant leurs propriétés initiales de résistance et de raideur. Le déplacement au seuil de plastification moyen (méthode de l'ASTM E2126) a été déterminé sur les configurations de référence (Tableau III-15, §III.3.2.3) et est d'approximativement 14 mm ce qui correspond à 0,6% de la hauteur de l'élément de mur. Afin de s'assurer du caractère sécuritaire de ce critère, nous avons choisis de fixer la frontière supérieure de l'état de limitation des dommages à :

$$d_{r,LD} = 0,005 \cdot h_{mur} = 12 \text{ mm} \quad \text{(VI-1)}$$

Un état intermédiaire est défini comme étant un état limite de dommages significatifs (CDS). La structure est endommagée de manière significative avec une certaine résistance et une certaine raideur latérales résiduelles. Des déplacements permanents modérés sont observés et la structure peut supporter des répliques d'intensité modérée. Cet état étant qualifié par une demande en ductilité modérée, la structure subissant une incursion post-élastique tout en gardant une résistance et une raideur latérales résiduelles, nous avons choisi de fixer la frontière de l'état limite de la CDS à 1% de la hauteur de l'élément de MOB.

La dernière frontière a été reprise du critère de non-effondrement établi pour les essais dynamiques, $U_{u,90}$. Cette limitation sera considérée dans le cas de l'analyse de fragilité comme correspondant à une limite de quasi-effondrement (CQE) de la structure, au-delà cette dernière est fortement endommagée avec une résistance et une raideur latérales résiduelles permettant de subir une réplique au niveau initial des accélérogrammes.

Dans le cadre de l'établissement des courbes de fragilité, contrairement à l'hypothèse communément répandue, une analyse paramétrique a montré que la loi de Weibull permet de reproduire les données construites par la méthode Monte Carlo couplée à la méthode LHS.

Deux indicateurs de mouvements sismiques ont été retenus : le premier se place du « côté » des séismes (PGA) tandis que le second se place du « point de vue » de la structure (S_a). Nous avons montré que les courbes de fragilité basées sur le PGA sont très dépendantes de la méthode de construction. Cela en fait un indicateur délicat à utiliser dans le cadre d'une analyse de vulnérabilité. Notons que cette constatation a été précédemment relevée par Kafali & Grigoriu (2007).

Malgré les travaux présentés dans cette thèse, de nombreuses questions demeurent et ouvrent ainsi des perspectives nouvelles. Durant la période consacrée à ces travaux, l'influence des ouvertures sur le comportement dynamique des éléments de MOB n'a pu être examinée. Les méthodes de dimensionnement prenant en compte ces ouvertures communément usitées sont considérées comme très conservatives. Ainsi dans un souci d'économie pour les professionnels, il conviendrait de réaliser une étude similaire à celle présentée appliquée à des éléments de façades contenant des ouvertures de types fenêtres et portes.

Dans le cadre d'un dimensionnement basé sur la performance sismique de la structure, des études ont montré la pertinence de travailler avec des indices d'endommagement tels que celui de Park & Ang dont il a été question au chapitre II. Cependant, il a été souligné la nécessité de compléter leur étude par des essais supplémentaires. Dans ce même contexte, nous avons montré que les coefficients de réductions, R_{μ} , présentés au chapitre II ont été établis pour des modèles de loi de comportement simplifiés de type EPP ou des modèles correspondants à des structures en acier ou en béton. Les mécanismes de fonctionnement des structures à ossature en bois présentant un caractère très particulier, il conviendrait d'établir des coefficients de réductions propres à ce contexte.

Au chapitre III, les campagnes expérimentales ont été présentées à l'échelle de l'assemblage agrafé et de l'élément de MOB sans ouverture. Il conviendrait alors de compléter ces campagnes expérimentales, d'abord, par des essais sur des éléments de MOB présentant des ouvertures (portes, fenêtres, etc.) puis par des essais à l'échelle d'une structure multi-étagées. Dans le cadre des essais dynamiques, la base de données de séismes synthétiques présente un caractère conservatif, il serait donc nécessaire d'établir une base de données de séisme représentative de l'aléa sismique français.

Il est communément admis que la sollicitation sismique introduit un endommagement structural et donc un glissement de la fréquence propre durant la durée du séisme. Les méthodes d'ASNL intégrant des courbes de poussée progressive adaptatives pourraient reproduire ce phénomène. Cependant, à l'heure actuelle, ce type d'analyse souffre d'une grande complexité de mise en œuvre. La mise au point d'une méthodologie simplifiée s'avère donc essentielle.

Bibliographie

- Abbasnia, R., Davoudi, A. T., Maddah, M. M. (2013). An adaptive pushover procedure based on effective modal mass combination rule. *Engineering Structures* 52, 654 - 666.
- Albanesi, T., Nuti, C., Vanzi, I. (2000). A simplified procedure to assess the seismic response of nonlinear structures. *Earthquake Spectra* 16(4), 715-34.
- Allemang, R. J., Brown, D. L. (2006). *A complete review of the Complex Mode Indicator Function (CMIF) with its Applications*. University of Cincinnati. Cincinnati: Structural Dynamics Research Laboratory - Mechanical, Industrial and Nuclear Engineering.
- Arias, A. (1970). *Seismic design for nuclear powerplants, Chapitre A measure of earthquake intensity*. MIT Press.
- (2010). *Arrêté du 22 octobre 2010*. Journal officiel de la république française.
- ASTM E 2126. (2008). *Standard test methods for cyclic reversed load test for shear resistance of vertical element of the lateral force resisting systems for buildings*. AFNOR.
- 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).
- ASTM E2126. (2008). *Standard Test Methods for Cyclic Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings*. AFNOR.
- ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and retrofit of concrete buildings*. California: Applied Technology Council.
- Atkinson, G. M., Kaka, S. I. (2007). Relationship between felt intensity and instrumental ground motion in the central United States and California. *Bull. Seismol. Soc. Am., Vol. 97, No. 2*, 497-510.
- Aydinoglu, M. N. (2003). An incremental response spectrum analysis procedure based on inelastic spectral displacement for multi-mode seismic performance evaluation. *Bulletin of Earthquake Engineering* 1, 3-36.
- Baber, T. T., Noori, Y. N. (1985). Random vibration of degrading pinching systems. *J. Eng. Mech.* 111, 1010-1026.
- Baber, T. T., Wen, I. K. (1981). Random vibration of hysteretic degrading systems. *J. Eng. Mech.* 107(6), 1069-1087.
- Baker, J. W. (2011). Conditional Mean Spectrum: Tool for ground motion selection. *Journal of Structural Engineering*, 137(3), 322-331.
- Benazouz, C., Moussa, L., Ali, Z. (2012). Ductility and inelastic deformations demands of structures. *Structural Engineering and Mechanics* 42(5), 631-641.
- Benoit, Y., Legrand, B., Tastet, V. (2008). *Calcul des structures en bois - Guide d'application*. AFNOR / Eyrolles.
- Bommer, J. J., Elnashai, A. S., Chlimintzas, G. O., Lee, D. (1998). *Review and development of response spectra for displacement-based seismic design*. London: ICONS, Imperial College.
- Borzi, B., Elnashai, A. S. (1999). Assessment of inelastic response of buildings using force- and displacement-based approaches. *The structural design of tall buildings*, 9, 251-277.
- Borzi, B., Elnashai, A. S. (2000). Refined force reduction factors for seismic design. *Engineering Structures* 22(10), 1244 - 1260.
- Bouc, R. (1967). Force Vibration of mechanical systems with hysteresis. *Proc. of the 4th Conference on Nonlinear Oscillation*. Prague, Czechoslovakia.
- Boudaud, C. (2012). *Analyse de la vulnérabilité sismique des structures à ossature bois*. Grenoble: Ph.D. thesis, Université de Grenoble.

- Boudaud, C., Hameury, S., Faye, C., Daudeville, L. (2010). European seismic design of shear wall: experimental and numerical tests and observations. *World Conference on Timber Engineering*.
- Bracci, J., Kunnath, S. K., Reinhorn, A. M. (1997). Seismic performance and retrofit evaluation of RC structures. *ASCE, ST Division 123(1)*, 3-10.
- BRGM. (2010). *Projet ANR SISBAT - Modélisation de l'action sismique*. ANR - BRGM.
- Camelo, V. S. (2003). *Dynamic characteristic of woodframe buildings*. Pasadena, CA: California Institute of Technology.
- Casagrande, D., Rossi, S., Sartori, T., Tomasi, R. (2015). Proposal of an analytical and a simplified numerical model for elastic response of single-storey timber shear-walls. *Construction and Building Materials*.
- Casagrande, D., Rossi, S., Tomasi, R., Mischi, G. (2015). A predictive analytical model for the elasto-plastic behaviour of a light timber-frame shear-wall. *Construction and Building Materials*.
- CBH - construction bois. (2015). *CBH - construction bois*. Récupéré sur www.cbh-construction.com
- Ceccotti, A., Foschi, R. O. (1999). Reliability assessment of wood shear walls under seismic excitation. *3rd Int. Conf. on Computational Structural Mechanics*. Thera-Santorini, Greece.
- Ceccotti, A., Sandhaas, C. (2010). A proposal for a standard procedure to establish the seismic behaviour factor q of timber buildings. *Proceedings of the World Conference on Timber Engineering*.
- Charalampakis, A. E., Koumoussis, V. K. (2008). On the response and dissipated energy of Bouc-Wen hysteretic model. *Journal of Sound and Vibration*, 309(3), 887-895.
- Charbonnel, P.-E., Garnier, C., Vasic, S. (2013). *Protocole expérimental de la campagne SISBAT : Maison à ossature bois*. Saclay, France: Direction de l'Energie Nucléaire.
- Chopra, A. K. (1995). *Dynamics of Structures*. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice-Hall, Inc.
- Chopra, A. K., Goel, R. K. (1999). *Capacity-Demand-Diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems*. Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Chopra, A. K., Goel, R. K. (2001). *A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings*. Berkeley, CA (USA): Pacific Earthquake Engineering Research Center .
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2004). A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 903-927.
- CSIRO. (1996). *Timber evaluation of mechanical joint systems - part 3, Earthquake loading*. Melbourne, Australia: Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization.
- CUREE. (2002). *Recommendations for earthquake resistance in the design and construction of woodframe buildings*. Richmond, Californie: Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering.
- Dang, C.-T. (2014). *Méthodes de construction des courbes de fragilité sismique par simulations numériques*. Clermont-Ferrand: Université Blaise Pascal - Clermont-Ferrand II.
- Davenne, L., Humbert, J., Faye, C., Boudaud, C., Baroth, J., Garcia, P., . . . Rivillon, P. (2011). Comportement dynamique des toitures en charpentes industrielisées en bois - Couplage modélisation / expérimentation. *8ème Colloque National AFPS*. Paris: AFPS.
- Dean, P. K., Shenton III, H. W. (2005). Experimental investigation of the effects of vertical load on the capacity of wood shear walls. *Journal of Structural Engineering*, 131(7), 1104-1113.
- (2010). *Décret n°2010-1255*. Journal officiel de la république française.

- Deierlein, G. G., Kanvide, A. M. (2003). *Seismic Performance of gypsum walls-analytical investigation*. Richmond, Californie: CUREE Publication No. W-23.
- Delavaud, E., Cotton, F., Akkar, S., Scherbaum, F., Danciu, L., Beauval, C., . . . Theodoulidis, N. (2012). Toward a ground-motion logic tree for probabilistic seismic hazard assessment in Europe. *Journal of Seismology*, 16:451-473.
- Der Kiureghian, A. (1980). Probabilistic modal combination for earthquake loading. *Proceedings of the 7th world Conference on Earthquake Engineering*, (pp. Vol. 6, pp. 729-736). Istanbul, Turkey.
- Der Kiureghian, A., Ditlevsen, O. (2009). Aleatory or epistemic? Does it matter? *Structural Safety* 31, 105 - 112.
- Der Kiureghian, A., Liu, P. L. (1986a). Structural reliability under incomplete probability information. *J. of Eng. Mech.*, 112, 85-104.
- Dolan, J. D., Foschi, R. O. (1991). Structural analysis model for static loads on timber shear walls. *Journal of Structural Engineering* 117(3), 851-861.
- Duccini, J.-C. (2015). *Rapport d'essais - Essais sismiques de murs à ossature en bois*. Bordeaux: Institut Technologique FCBA.
- Duccini, J.-C., Faye, C., Garcia, P. (2012). *Essais sismiques de murs à ossature bois - Projet SISMOB*. DHUP.
- Dujic, B., Zarnic, R. (2007). Influence of vertical load on lateral resistance of timber-framed walls. *Working commission W18 - Timber structures*. Ljubljana, Slovenia.
- Elachachi, S., Yanez-Godoy, H. (2015). Response of buried pipes taking into account seismic and soil spatial variabilities. *Proceedings of the 12th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering (ICASPI2)*. Vancouver, Canada.
- Elghadamsi, F. E., Mohraz, B. (1987). Inelastic earthquake spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 15(1), 91-104.
- Ellingwood, B. R., Rosowsky, D. V., Li, Y., Kim, J. H. (2004). Fragility assessment of light-frame wood construction subjected to wind and earthquake hazards. *Journal of structural engineering*.
- Elnashai, A. S., Di Sarno, L. (2008). *Fundamentals of earthquake engineering*. John Wiley & Sons, Ltd.
- Fajfar, P. (2000, August). A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*, pp. 573-592.
- Fajfar, P. (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*, Vol. 16, N°3, 573-592.
- Fajfar, P., Fishingier, M. (1987). Non-linear seismic analysis of RC buildings : Implications of a case study. *European Earthquake Engineering*, 31-43.
- Fajfar, P., Fishingier, M. (1989). N2 - A method for non-linear seismic analysis of regular buildings. *Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering*, (pp. 111-116). Tokyo, Kyoto.
- Faye, C. (2012). *Comportement parasismique des murs à ossature bois - SISMOB 3*. FCBA - CSTB.
- Faye, C. (2012). *Comportement parasismique des murs ossature bois / SISMOB 3 - PHASE 2*. Insitut Technologique FCBA.
- Faye, C., Hameury, S. (2010). *Comportement' parasismique des murs à ossature bois - SISMOB 3, phase 1*. Rapport final, FCBA - CSTB.
- Faye, C., Le Magorou, L., Garcia, P., & Duccini, J.-C. (2009). *Comportement parasismique des murs à ossature bois*. Institut Technologique FCBA.

- Faye, C., Le Magorou, L., Garcia, P., Duccini, J.-C. (2013). Experimental investigation on seismic behaviour of conventional timber frame wall with OSB sheathing : proposal of behaviour factor. *Meeting 46 of the working Commission W18-Timber Structures, CIB*. Vancouver.
- FEMA 273. (1997). *NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA 356. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Management Agency.
- Filiatrault, A., Folz, B. (2002). Performance-based seismic design of wood framed buildings. *Journal of Structural Engineering*, 128(1), 39-47.
- Filiatrault, A., Foschi, R. O., Folz, B. (1990). Reliability of timber shear walls under wind and seismic loads. *Proc. Int. Timber Engineering Conf.* Tokyo.
- Filiatrault, A., Isoda, H., Folz, B. (2003). Hysteretic damping of wood framed buildings. *Engineering Structures* 25, 461-471.
- Fischer, D., Filiatrault, A., Folz, B., Uang, C.-M., Seible, F. (2000). *Shake table test of a two-story woodframe house*. Structural Systems Research Report No. SSRP 2000/15, University of California, Department of Structural Engineering, San Diego.
- Foliente, G. C., Paevere, P., Saito, T., Kawai, N. (2000). Reliability assessment of timber shear walls under earthquake loads. *12th World Conf. on Earthquake Engineering (12WCEE)*. Auckland, New Zealand.
- Folz, B., Filiatrault, A. (2000). *CASHEW - Version 1.0: A computer program for cyclic analysis of wood shear walls*. Univ. of California. La Jolla, Calif.: Structural System Research Project, Dept of Structural Engineering, .
- Folz, B., Filiatrault, A. (2001a). Cyclic analysis of wood wood shear walls. *Journal of Structural Engineering*, 127(4), 433-441.
- Folz, B., Filiatrault, A. (2004a). Seismic analysis of woodframe structures. I: Model formulation. *Journal of Structural Engineering*, 130(9), 1353-1360.
- Folz, B., Filiatrault, A. (2004b). Seismic analysis of woodframe structures. II: Model implementation and verification. *Journal of Structural Engineering*, 130(9), 1361-1370.
- Fragiacomo, M., Amadio, C., Rajgelj, S. (2006). Evaluation of the structural response under seismic actions using non-linear methods. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1511-1531.
- Freeman, S. A. (1978). *Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motion*. Detroit, MI: American Concrete Inst.
- Freeman, S. A., Nicoletti, J. P., Tyrell, J. V. (1975). Evaluations of existing buildings for seismic risk - a case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington. *Proceedings of the 1st US National Conference on Earthquake Engineering*, (pp. 113-122). Berkeley, CA.
- Gasparini, D. A., Vanmarcke, E. H. (1976). *Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra*. Cambridge, Mass.: MIT Civil Engineering.
- Gaspersic, P., Fajfar, P., Fishinger, M. (1992). An approximate method for seismic damage analysis of buildings. *Earthquake Engineering, 10th World Conference*, (pp. 3921-3926). Rotterdam.
- Gatto, K., Uang, C. (2003). Effects of loading protocol on the cyclic response of woodframe shearwalls. *Journal of Structural Engineering* 129(10), 1384-1393.
- Gencturk, B., Elnashai, A. S. (2008). Development and application of an advanced capacity spectrum method. *Engineering Structures* 30, 3345-3354.

- Germano, F., Metelli, G., Giurani, E. (2015). Experimental results on the role of sheathing-to-frame and base connections of a European framed shear wall. *Construction and Building Materials* 80, 315-328.
- Gibson, E. J. (1982). *Working with the performance approach in building*. Rotterdam, Netherland: CIB Working Commission W060.
- Girhammar, U. A., Bovim, N. I., Källsner, B. (2004). Characteristic of sheathing-to-timber joints in wood shear walls. *8th World Conference on Timber Engineering*. Lahti, Finland.
- Gupta, B., Kunnath, S. K. (2000). Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures. *Earthquake Spectra* 16(2), 367-391.
- Haselton, C. B. (2009). *Evaluation of ground motion selection and modifications methods: predicting median interstory drift response of building*. Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- He, M., Lam, F., Prion, H. G. (1998). Influence of cyclic tests protocols on performance of wood-based shear walls. *Canadian Journal of Civil Engineering* 25, 539-550.
- Helton, J. C., Burmaster, D. E. (1996). Guest editorial: treatment of aleatory and epistemic uncertainty in performance assessments for complex systems. *Reliability Engineering and System Safety* 54(2-3), 91-94.
- Helton, J. C., Davis, F. J. (2003). Latin Hypercube sampling and the propagation of uncertainty in analyses of complex systems. *Reliability Engineering and System Safety*, 23-69.
- Hemsas, M., Elachachi, S., Breyse, D. (2014). Seismic response and damage development analysis of an RC structural wall building macro-element. *Structural Engineering & Mechanics*, 51(3), 447-470.
- Hernandez-Montes, E., Kwon, O. S., Aschheim, M. A. (2004). An energy based formulation for first and multiple-mode nonlinear static pushover analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(1), 69-88.
- Humbert, J. (2010). *Characterization du comportement des structures bois à assemblages métallique sous sollicitations sismiques*. Grenoble: PH.D. thesis, Université de Grenoble.
- Hummel, J., Seim, W. (2011). *OPTIMBERQUAKE: Deliverable 1 - preliminary design and testing program*. University of Kassel, Department of Structural Engineering, Chair for Building Rehabilitation and Timber Engineering, Kassel.
- Hummel, J., Seim, W. (2012). Wall-slab interaction of multi-storey timber buildings under earthquake impact. *In: 12th World conference on timber engineering*. Auckland, New-Zeland.
- Iman, R., Conover, W. J. (1982). A distribution-free approach to inducing rank correlation among input variables. *Commun Stat: Simul. Comput.*, B11(3), 311 - 334.
- Ioannou, I., Douglas, J., Rossetto, T. (2015). Assessing the impact of ground-motion variability and uncertainty on empirical fragility curves. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 69, 82-92.
- IRABOIS. (2009). *Manuel d'application des Eurocodes pour les structures bois - Règles et recommandations particulières applicables aux structures à ossature bois*. Ministère de l'agriculture et de la pêche.
- Ismail, M., Ikhouane, F., Rodellar, J. (2009). The hysteretic Bouc-Wen Model, a survey. *Arch. Comput. Methods Eng.* 16, 161-188.
- ISO 16670. (2003). *Timber Structures - joints made with mechanical fasteners - quasi-static reversed-cyclic test method*. ISO.
- ISO 21 581. (2010). *Timber structures - Static and cyclic lateral load test method for shear walls*. Draft international standard.
- ISO 6891. (1983). *Structures en bois - Assemblages réalisés avec des éléments mécanique de fixation - Principes généraux pour la détermination des caractéristiques de résistance et de déformation*. AFNOR.

- ISO/DIS 21581. (2010). *Timber structures - Static and cyclic lateral load test method for shear walls*. ISO.
- Jalayer, F., Franchin, P., Pinto, P. E. (2007). A scalar damage measure for seismic reliability analysis of RC frame. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 2059-2079.
- Johnston, A. R., Dean, P. K., Shenton III, H. W. (2006). Effects of vertical load and hold-down anchors on the cyclic response of wood framed shear walls. *Journal of Structural Engineering*, 139(2), 1426-1434.
- Kafali, C., Grigoriu, M. (2007). Seismic fragility analysis: Application to simple linear and nonlinear systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(13), 1885-1900.
- Kalkan, E., Chopra, A. K. (2010). *Practical guidelines to select and scale earthquake records for nonlinear response history analysis of structures*. U.S. Geological Survey.
- Kalkan, E., Kunnath, S. K. (2006). Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures. *Journal of Structural Engineering*, 132(11), 1721-31.
- Källsner, B., Girhammar, U. (2009). Analysis of fully anchored light-frame timber shear walls-elastic model. *Materials and Structures*, 301-20.
- Källsner, B., Girhammar, U. A. (2009). Analysis of fully anchored light-frame timber shear walls - elastic model. *Materials and Structures*, 42:301-320.
- Karacabeyli, E., Ceccotti, A. (1996). Quasi-static reversed cyclic testing of nailed joints. *Proceedings of International Council for Building and Research Studies and Documentation Working Commission W18*, (pp. 29-7-7). Karlsruhe, Germany.
- Karacabeyli, E., Ceccotti, A. (1998). Nailed wood-frame shear walls for seismic loads: Test results and design considerations. *Proc. Structural Engineering Worldwide*, (pp. Paper No. T207-6). New-York.
- Kim, J. H., Rosowsky, D. V. (2005). Fragility analysis for performance-based seismic design of engineered wood shearwalls. *Journal of structural engineering*.
- Kim, S.-P., Kuruma, Y. C. (2008). An alternative pushover analysis procedure to estimate seismic displacement demands. *Engineering Structures* 30, 3793-807.
- Kocetov Misulic, T., Dujic, B., Gramatikov, K., Zarnic, R. (2006). Influence of loading protocols on hysteretic response of sheathing-to-framing nailed joints in shear walls. *International Workshop on Earthquake Engineering on Timber Structures*, (pp. 135-142). Coimbra, Portugal.
- Kozem Silih, E., Premrov, M. (2010). Analysis of timber-frames wall elements with openings. *Construction and Building Materials* 24, 1656-1663.
- Krawinkler, H., Parisi, F., Ibarra, L., Ayoub, A., Medina, R. (2000). *Development of a testing protocol for wood frame structures*. Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering, Richmond, California: CUREE Publication No. W-02.
- Kreslin, M., Fajfar, P. (2011). The extend N2 method considering higher mode effects in both plan and elevation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, pp. 695-715.
- Lagaros, N. D., Fragiadakis, M. (2011). Evaluation of ASCE-41, ATC-40 and N2 static pushover methods based on optimally designed buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 31, 77-90.
- Leelataviwat, S., Saewon, W., Goel, S. C. (2009). Application of energy balance concept in seismic evaluation of structures. *Journal of Structural Engineering*, 135(2), 113-21.
- Li, Y., Ellingwood, B. R. (2007). Reliability of woodframe residential construction subjected to earthquakes. *Struct. Saf.*, 29(4), 294-307.

- Liang, H. (2007). *Reliability evaluation and damage reduction of wood-frame buildings under seismic loads*. Urbana, Ill.: Ph.D. thesis, Univ of Illinois at Urbana-Champaign.
- Liang, H., Wen, Y.-K., Foliente, G. C. (2011). Damage modeling and damage limit state criterion for wood-frame buildings subjected to seismic loads. *Journal of structural engineering*.
- Limoge Schraen, C., Giry, C., Desprez, C., Ragueneau, F., Brocato, M. (2014). Evaluation de la vulnérabilité sismique du patrimoine historique : Modélisation numérique. *AUGC - 32ème rencontre de l'Association Universitaire de Génie Civil*, (p. 10p.). Orléans, France.
- Lin, Y.-Y., Miranda, E. (2004). Non-iterative capacity spectrum method based on equivalent linearization for estimating inelastic deformation demands of building. *Struct. Eng./Earthq. Eng.*, 113-9.
- Liu, P. L., Der Kiureghian, A. (1986b). Multivariate distribution model with prescribed marginals and covariances. *Prob. Eng. Mech.*, 1(2), 105-112.
- Lowes, L. N., Mitra, N., Altoontash, A. (2004). *A beam-column joint model for simulating the earthquake response of reinforced concrete frames*. Berkeley, CA (US): Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Mahjoubi, N. (2010). *Méthodes générale de couplage de schéma d'intégration multi-échelles en temps en dynamique des structures*. Lyon: thèse de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.
- Manoukas, G., Athanopoulou, A., Avramidis, I. (2011). Static pushover analysis based on an energy-equivalent SDOF system. *Earthquake Spectra*, 27(1), 89-105.
- McKay, M. D., Beckman, R. J., Conover, W. J. (1979). A comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis of output from a computer code. *Tecnometrics (American Statistical Association)*, 239-245.
- Mekki, M. (2015). *Approche probabiliste dans la détermination des courbes de vulnérabilité sismique de structures génie civil*. Université de Bordeaux.
- Mekki, M., Elachachi, S., Breysse, D., Nedjar, D., Zoutat, M. (2014). Soil-structure interaction effects on RC structures within a performance-based earthquake engineering framework. *European Journal of Environmental and Civil Engineering* 18(8).
- Michel, C. (2007). *Vulnérabilité sismique : de l'échelle du bâtiment à celle de la ville - Apport des techniques expérimentales in situ - Application à Grenoble*. Observatoire de Grenoble - Laboratoire de Géophysique interne et Tectonophysique. Université Joseph Fourier - Grenoble I.
- Miranda, E. (1993). Site-dependent strength reduction factor. *Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 12*.
- Miranda, E., Bertero, V. V. (1994). Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design. *Earthquake Spectra, Vol. 10, No. 2*, 357-379.
- Mitropoulou, C. C. (2011). *Advanced computational methods for seismic design and assessment of reinforced concrete structures*. Athènes: PhD Dissertation, Institute of Structural Analysis and Antiseismic Research.
- Mohammadioun, B., Mohammadioun, G. (2004). *The relationship between Macroseismic Intensity and the Physical Parameter of Ground Motion*. APAT (Agency for Environmental Protection and Technical Services).
- Muñoz, W. (2007). *Evaluation des systèmes de connexion pour les murs en bois en panneaux préfabriqués*. Faculté de foresterie et géomatique, Département de sciences du bois et de la forêt. Laval, Québec: Université de Laval.
- Muñoz, W., Mohammad, M., Salenikovitch, A., Quenneville, P. (2008). Determination of yield point and ductility of timber assemblies: in search for a harmonised approach. *Proceedings of the 10th World Conference on Timber Engineering*. Miyazaki, Japan.

- Murphy, J. F. (1988). *Load and resistance factor design for engineered wood construction - A prestandard report*. New York: ASCE.
- Nassar, A. A., Krawinkler, H. (1991). *Seismic Demands for SDOF and MDOF Systems*. Stanford University, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford, CA, USA.
- Nazé, P.-A. (2004). *Contribution à la prédiction des dommages des structures en béton armé sous sollicitation sismique*. Lyon: Thèse de doctorat - INSA Lyon.
- Newmark, N. M., Hall, W. J. (1969). Seismic design criteria for nuclear facilities. *Proceedings of the 4th World Conference on Earthquake Engineering*, (pp. 37-50). Santiago, Chile.
- Newmark, N. M., Hall, W. J. (1982). *Earthquake Spectra and design*. EERI Monograph Series.
- NF DTU 31.2. (2010). *Construction de maisons et bâtiments à ossature en bois*. AFNOR.
- NF DTU 31.2. (2011). *Construction de maison et bâtiments à ossature en bois - Partie 1-1 : Cahier des Clauses Techniques Types*. AFNOR.
- NF EN 12 512. (2002). *Structures en bois - Méthodes d'essai - Essais cycliques d'assemblages réalisés par organes mécaniques*. AFNOR.
- NF EN 12512. (2002). *Structures en bois : Méthodes d'essai - Essais cyclique d'assemblages réalisés par organes mécaniques*. AFNOR.
- NF EN 12512. (2002). *Structures en bois : Méthodes d'essai - Essais cyclique d'assemblages réalisés par organes mécaniques*. AFNOR.
- NF EN 14592. (2012). *Structures en bois - Eléments de fixation de type tige*. AFNOR.
- NF EN 1995-1-1. (2005). *Conception et calcul des structures en bois*. AFNOR.
- NF EN 1995-1-1. (2005). *Conception et calcul des structures en bois*. AFNOR.
- NF EN 1998-1. (2005). *Calcul des structures pour leur résistance aux séismes*. Bruxelles: AFNOR.
- NF EN 1998-1/NA. (2007). *Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments. Annexe nationale à la NF EN 1998-1*. AFNOR.
- NF EN 1998-3. (2005). *Evaluation et renforcement des bâtiments*. Bruxelles: AFNOR.
- NF EN 26891. (1991). *Structures en bois - Assemblages réalisés avec des éléments mécaniques de fixation*. AFNOR.
- NF EN 338. (2009). *Bois de structure - Classes de résistance*. AFNOR.
- NF EN 594. (2011). *Timber structures - Tests method - Test of stiffness and strength for shear walls*. AFNOR.
- Ordaz, M., Pérez-Rocha, L. E. (1998). Estimation of strength-reduction factors for elastoplastic systems: a new approach. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27, 889-901.
- Ozcebe, G., Saatcioglu, M. (1989). Hysteretic shear model for reinforced concrete members. *Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 115*, 133-148.
- Paevere, P. J. (2002). *Full-scale testing, modeling and analysis of light-frame structures under lateral loading*. Melbourne, Australia: Ph.D. thesis, University of Melbourne.
- Pang, W. C., Rosowsky, D. V. (2007). *Direct Displacement Procedure for Performance-based Seismic Design of Multistory Woodframe Structures*. Texas A&M University, College Station. NEESWood Report NW-02.
- Pang, W. C., Rosowsky, D. V., Pei, S., Van de Lindt, J. W. (2007). Evolutionary Parameter Hysteretic Model for Wood Shear Walls. *Journal of Structural Engineering, Vol. 133, No. 8*.

- Pang, W., Rosowsky, D. (2010). Beam-spring model for timber diaphragm and shear walls. *Structures and Buildings*, 163(SB4), 227-244.
- Papanikolaou, V. K., Elnashai, A. S. (2011). Evaluation of conventional and adaptive pushover analysis I : methodology. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol 9, No. 6, 923 - 941.
- Park, R., Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. New-York: John Wiley & Sons.
- Park, Y. J., Ang, A. H.-S. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 111, No. 4, 722-739.
- Payeur, M., Salenikovich, A., Muñoz, W. (2011). Influence of vertical loads on lateral resistance and deflections of light-frame shear walls. *Working Commission W18 - Timber Structures*, (pp. 44-15-2). Alghero, Italy.
- Pei, S., van de Lindt, J. W., Wehbe, N. (2013). Experimental Study of Collapse Limits for Wood Frame Shear Walls. *Journal of Structural Engineering*.
- Pei, van de Lindt, J. W., Wehbe, N., Liu, H. (2013). Experimental Study of Collapse Limits for Wood Frame Shear Walls. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 139, No. 9, 1489-1497.
- Pintaric, K., Premrov, M. (2013). Mathematical modelling of timber-framed walls using fictive diagonal elements. *Applied Mathematical Modelling* 37, 8051-8059.
- PIPAME. (2012). *Marché actuel des nouveaux produits issus du bois et évolution à échéance 2020*. Ministère de l'agriculture, de l'alimentation, de la pêche, de la ruralité et de l'aménagement du territoire.
- Pitilakis, K., Riga, E., Anastasiadis, A. (2012). Design spectra and amplification factors for Eurocode 8. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10:1377-1400.
- Poursha, M., Khoshnoudian, F., Moghadam, A. S. (2011). A consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of tall buildings. *Engineering Structures* 33, 2417-34.
- Pousse, G. (2005). *Analyse des données accélérométrique de K-net et Kik-net : implication pour la prédiction du mouvement sismique - accélérogrammes et spectres de réponses - et la prise en compte des effets de site non-linéaire*. Bureau d'Evaluation des Risques Sismiques pour la Sûreté des Installation Nucléaire.
- Pousse, G., Berge-Thierry, C., Bonilla, L. F., Bard, P.-Y. (2005). Eurocode 8 design response spectra evaluation using the K-net japanese database. *Journal of Earthquake Engineering*.
- Priestley, M. J. (1998). Displacement-based approaches to rational limit states design of new structures. *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*. Paris, France.
- Prince, J. D. (1904). The Code of Hammurabi. *The American Journal of Theology*, Vol. 8, No 3, pp. 601-609.
- Richard, N. (2001). *Approche multi-échelle pour la modélisation de structures en bois sous sollicitation sismique*. Cachan, France: Ecole Normale Supérieure de Cachan.
- Riddel, R., Hidalgo, P. A., Cruz, E. (1989). Response Modification Factors for Earthquake Resistant Design of Short Period Structures. *Earthquake Spectra*, Vol. 15, No. 3, 91-104.
- Romão, X., Guedes, J., Costa, A. (2007). Analytical evaluation of structural component limit state probabilities. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6:309-333.
- Rosowsky, D. V. (2002). Reliability-based seismic design of wood shear wall. *Journal of structural engineering*.
- Rosowsky, D., Ellingwood, B. (1992). Limit-State Interaction In Reliability-Based Design For Wood Structures. *Journal of Structural Engineering*.
- Roy, B. (1985). *Méthodologie multicritère d'aide à la décision*. Paris: Economica.

- Schädle, P., Blass, H. J. (2010). Influence of different standards on the determination of earthquake properties of timber shear wall systems. *International council for research and innovation in building and construction - Working commission W18 - Timber Structures*. Nelson, New-Zeland.
- Seim, W., Hummel, J., Vogt, T. (2014). Earthquake design of timber structures - Remarks on force-based design procedures for different wall systems. *Engineering Structures* 76, 124-137.
- Seim, W., Hummel, J., Vogt, T. (2014). Earthquake design of timber structures - Remarks on force-based design procedures for different wall systems. *Engineering Structures* 76, 124-137.
- Sgobba, S., Stafford, P. J., Marano, G. C., & Guaragnella, C. (2011). An evolutionary stochastic ground-motion model defined by a seismological scenario and local site conditions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 31, 1465-1479.
- Suzuki, M., & Yasumura, M. (1999). Dynamic model of wood framed shear walls. *Abstract of the 49th annual Meeting of the Japan Wood Research Society*.
- Swedish Building Code. (1979). *Section 2A - Load-bearing structures, Chapter 21A*. Stockholm, Sweden: Swedish National Planning Authority.
- Tomasi, R., Sartori, T. (2013). Mechanical behaviour of connections between wood framed shear walls and foundations under monotonic and cyclic load. *Construction and Building Materials* 44, 682-690.
- Trifunac, M. D. (2012). Earthquake response spectra for performance based design - A critical review. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 37, 73 - 83.
- Trifunac, M. D., Novikova, E. I. (1994). State of the art review on strong motion duration. *10th World Conference On Earthquake Engineering*, (pp. 131-139). Vienna, Austria.
- Uang, C. M. (1991). Establishing R (Rw) and Cd factors for buildings seismic provisions. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 117(1), 19-28.
- Van de Lindt, J. W. (2004). Evolution of wood shear wall testing, modeling, and reliability analysis: bibliography. *Practice Periodical on Structural Design and Construction - ASCE*, Vol. 9, No. 1, 44-53.
- Van de Lindt, J. W. (2005). Damage-Based Seismic Reliability Concept for Woodframe structures. *Journal of Structural Engineering*.
- Van de Lindt, J. W., & Walz, M. A. (2003). Development and Application of Wood Shear Wall Reliability Model. *Journal of structural Engineering*.
- Van Overschee, P., De Moor, B. (1996). *Subspace Identification for linear systems*. Katholieke Universiteit Leuven: Kluwer Academic Publishers.
- Verdret, Y., Elachachi, S., Faye, C. (2014). Behaviour analysis of an element of timber frame wall under seismic action. *World Conference on Timber Engineering*. Quebec city.
- Verdret, Y., Elachachi, S., Faye, C. (2015). Incertitudes et methode performancielle - Application aux structures à ossature bois. *9ème Colloque National AFPS*. Marne-la-Vallée.
- Verdret, Y., Elachachi, S., Faye, C., Garcia, P. (2013). Modélisation du comportement d'un mur à ossature bois sous action sismique. *Rencontre universitaire de génie civil*. Cachan.
- Verdret, Y., Faye, C., Elachachi, S., Le Magorou, L., Garcia, P. (2015). Experimental investigation on stapled and nailed connections in light timber frame walls. *Construction and Building Materials* 91, 260-273.
- Vidic, T., Fajfar, P., Fischinger, M. (1994). Consistent inelastic design spectra: Strength and displacements. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 23(5), 507-521.

- Wang, C.-H., Foliente, G. C. (2006). Seismic reliability of low rise, non-symmetric wood frame buildings. *Journal of Structural Engineering*, 132(5), 733-744.
- Wang, Y., Rosowsky, D. V. (2014). Effects of Earthquake ground motion selection and scaling method on performance-based engineering of wood-frame structures. *Journal of Structural Engineering*.
- Wen, Y. K. (1976). Method for random vibration of hysteretic systems. *J. Eng. Mech. Div. 102(EM2)*, 246-263.
- Wen, Y. K. (1980). Equivalent linearization for hysteretic systems under random excitation. *J. Appl. Mech.* 47, 150-154.
- Whittaker, A., Hart, G., Rojahn, C. (1999). Seismic response modification factors. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 125(4), 438-444.
- Xue, Q. (2001). Assessing the accuracy of the damping models used in displacement-based seismic demand evaluation and design of inelastic structures. *Earthq. Eng. Eng. Seismology* 3(2) , 37-45.
- Yamazaki, F., Hamada, T., Motoyama, H., Yamauchi, H. (1999). Earthquake damage assessment of expressway bridges in Japan. *Proceedings of the 5th U.S. Conference on Lifeline Earthquake Engineering*, (pp. 361-370). Seattle, WA.
- Yasumura, M., Kawai, N. (1998). Estimating seismic performance of wood-framed structures. *Proceedings of 1998 I.W.E.C., Vol. 2*, (pp. pp. 564-571). Switzerland.

Annexes

Annexe I : Essais à l'échelle de l'assemblage

1. Homogénéité des éprouvettes

Afin de vérifier l'homogénéité des matériaux utilisés pour la campagne d'essais à l'échelle de l'assemblage, une série de panneaux et de montants est prélevée puis mesurée et pesée. Les dimensions, la masse et la masse volumique obtenues pour les panneaux sont données dans le tableau AI-1 et pour les montants dans le tableau AI-2.

Tableau AI-1 : Dimensions, masses et masses volumiques des panneaux

Numéro panneau	Dimensions (mm)		Masse (g)	Masse volumique (kg.m-3)
	hauteur	largeur		
1	452	231	860	686
2	451	230	800	643
3	452	231	921	735
4	451	231	785	628
5	451	231	891	713
6	451	231	839	671
7	452	230	901	722
8	452	230	887	711
9	452	230	864	693
10	452	230	820	657
11	451	231	885	708
12	452	230	879	705
13	452	231	872	696
14	452	231	896	715
15	452	231	856	683
16	452	231	835	666
Moyenne	452	231	862	690
C.O.V (%)	0,11	0,22	4,38	4,33

Tableau AI-2 : Dimensions, masses et masses volumiques des montants

Numéro montant	Dimensions (mm)			Masse (g)	Masse volumique (kg.m-3)
	Hauteur	Largeur	Profondeur		
1	500	46	147	1418	419,4
2	500	47	147	1468	425,0
3	500	45	145	1364	418,1
4	500	45	146	1528	465,1
5	501	46	146	1725	512,7
6	500	45	146	1737	528,8
Moyenne	500	46	146	1540	461,5
C.O.V (%)	0,08	1,79	0,52	10,2	10,7

2. Test de Student pour les essais à l'échelle de l'assemblage

Sur la base des efforts maximaux déterminés durant les essais monotones, la population AM00 est différente des populations de AM90 et PM. Tandis que les populations AM90 et PM semblent être semblables. Le même travail est réalisé à partir de la raideur calculée. Les tableaux AI-3 et AI-4 récapitulent les résultats.

Tableau AI-3 : Test de Student réalisé sur les efforts maximaux des essais monotones à l'échelle de l'assemblage

Comparaison Effort (Monotones)			
	AM00	AM90	PM
AM00	---	Non	Non
AM90	Non	---	Oui
PM	Non	Oui	---

Tableau AI-4 : Test de Student réalisé sur les efforts maximaux des essais monotones à l'échelle de l'assemblage

Comparaison Raideur (Monotones)			
	AM00	AM90	PM
AM00	---	Oui	Non
AM90	Oui	---	Oui
PM	Non	Oui	---

Dans le cadre des essais cycliques sur assemblages, nous allons comparer les grandeurs moyennes de chacune des configurations testées en vitesse lente et rapide afin de voir si les populations sont différentes d'une vitesse à une autre.

Nous appliquons dans un premier temps la méthode de comparaison sur l'effort maximum (vitesse lente/vitesse rapide) de chacune des populations (AC90 & PC) et dans les deux sens de sollicitation. Puis la méthode est appliquée au déplacement correspondant à l'effort maximal, $U_{F_{max}}$ et enfin au déplacement ultime.

Les tableaux AI-5 à AI-7 ci-dessous récapitulent l'ensemble des résultats obtenus par le test de Student.

Tableau AI-5 : Test de Student réalisé sur les efforts maximaux des essais cycliques à l'échelle de l'assemblage

F_{max} Traction		
	AC90(Rapide)	AC90(Lent)
AC90(Rapide)	---	Oui
AC90(Lent)	Oui	---

F_{max} Compression		
	AC90(Rapide)	AC90(Lent)
AC90(Rapide)	---	Non
AC90(Lent)	Non	---

F_{max} Traction		
	PC(Rapide)	PC(Lent)
PC(Rapide)	---	Non
PC(Lent)	Non	---

F_{max} Compression		
	PC(Rapide)	PC(Lent)
PC(Rapide)	---	Non
PC(Lent)	Non	---

Tableau AI-6 : Test de Student réalisé sur les déplacements correspondant aux efforts maximaux des essais cycliques à l'échelle de l'assemblage

U(F _{max}) Traction		
	AC90(Rapide)	AC90(Lent)
AC90(Rapide)	---	Oui
AC90(Lent)	Oui	---

U(F _{max}) Compression		
	AC90(Rapide)	AC90(Lent)
AC90(Rapide)	---	Oui
AC90(Lent)	Oui	---

U(F _{max}) Traction		
	PC(Rapide)	PC(Lent)
PC(Rapide)	---	Oui
PC(Lent)	Oui	---

U(F _{max}) Compression		
	PC(Rapide)	PC(Lent)
PC(Rapide)	---	Oui
PC(Lent)	Oui	---

Tableau AI-7 : Test de Student réalisé sur les déplacements correspondant aux efforts maximaux des essais cycliques à l'échelle de l'assemblage

U _{u,80} Traction		
	AC90(Rapide)	AC90(Lent)
AC90(Rapide)	---	Oui
AC90(Lent)	Oui	---

U _{u,80} Compression		
	AC90(Rapide)	AC90(Lent)
AC90(Rapide)	---	Oui
AC90(Lent)	Oui	---

U _{u,80} Traction		
	PC(Rapide)	PC(Lent)
PC(Rapide)	---	Non
PC(Lent)	Non	---

U _{u,80} Compression		
	PC(Rapide)	PC(Lent)
PC(Rapide)	---	Non
PC(Lent)	Non	---

3. Essais Monotones

La figure AI-1 récapitule les courbes d'essais monotones.

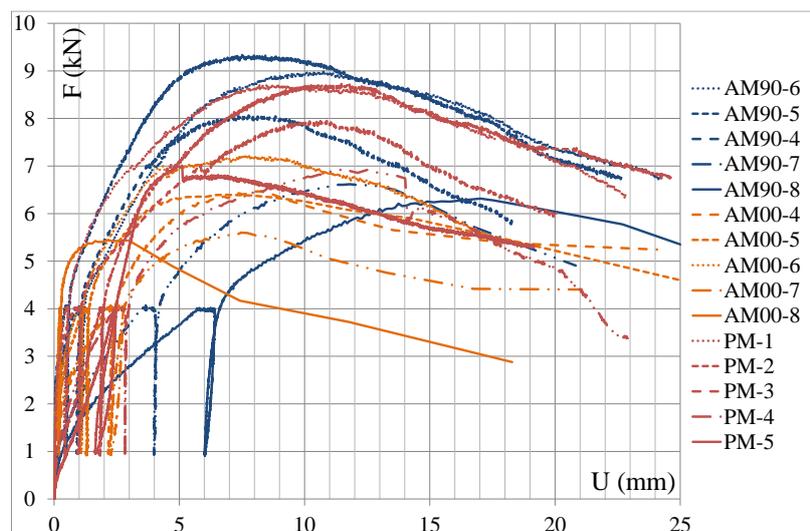


Figure AI-1 : Récapitulatif des courbes d'essais monotones à l'échelle de l'assemblage

4. Essais cycliques à l'échelle de l'assemblage

On donne en figures I-2, I-3, I-4, I-5, I-6 et I-7 l'ensemble des courbes d'essais cycliques à l'échelle de l'assemblage.

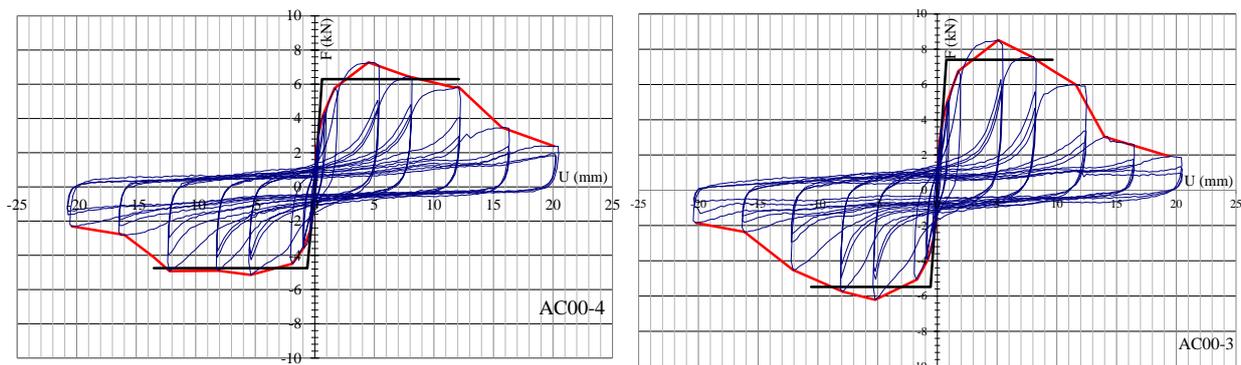


Figure AI-2 : Essais cycliques rapides pour les configurations agrafées à 0°

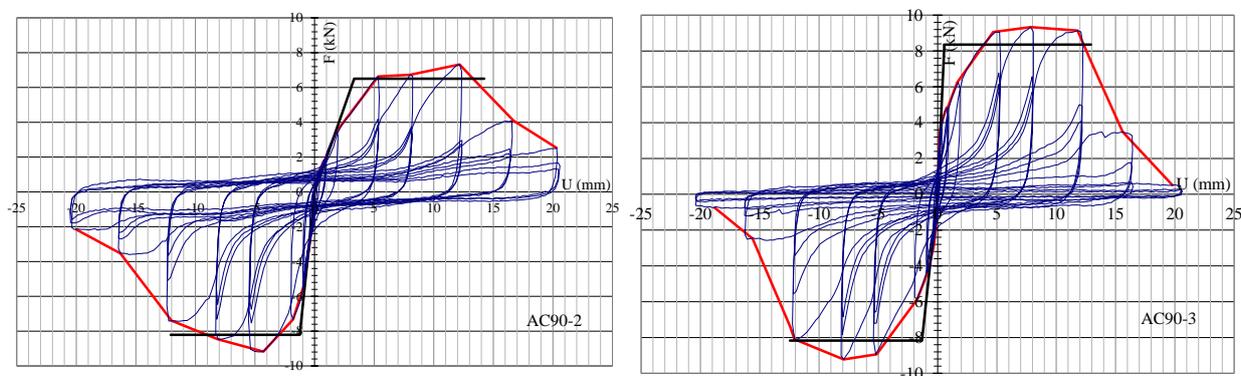


Figure AI-3 : Essais cycliques rapides pour les configurations agrafées à 90°

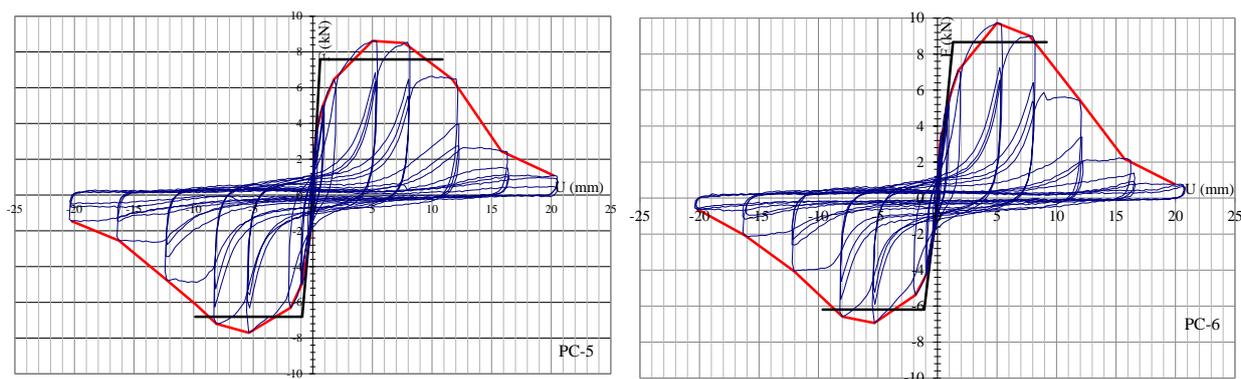


Figure AI-4 : Essais cycliques rapides pour les configurations pointées

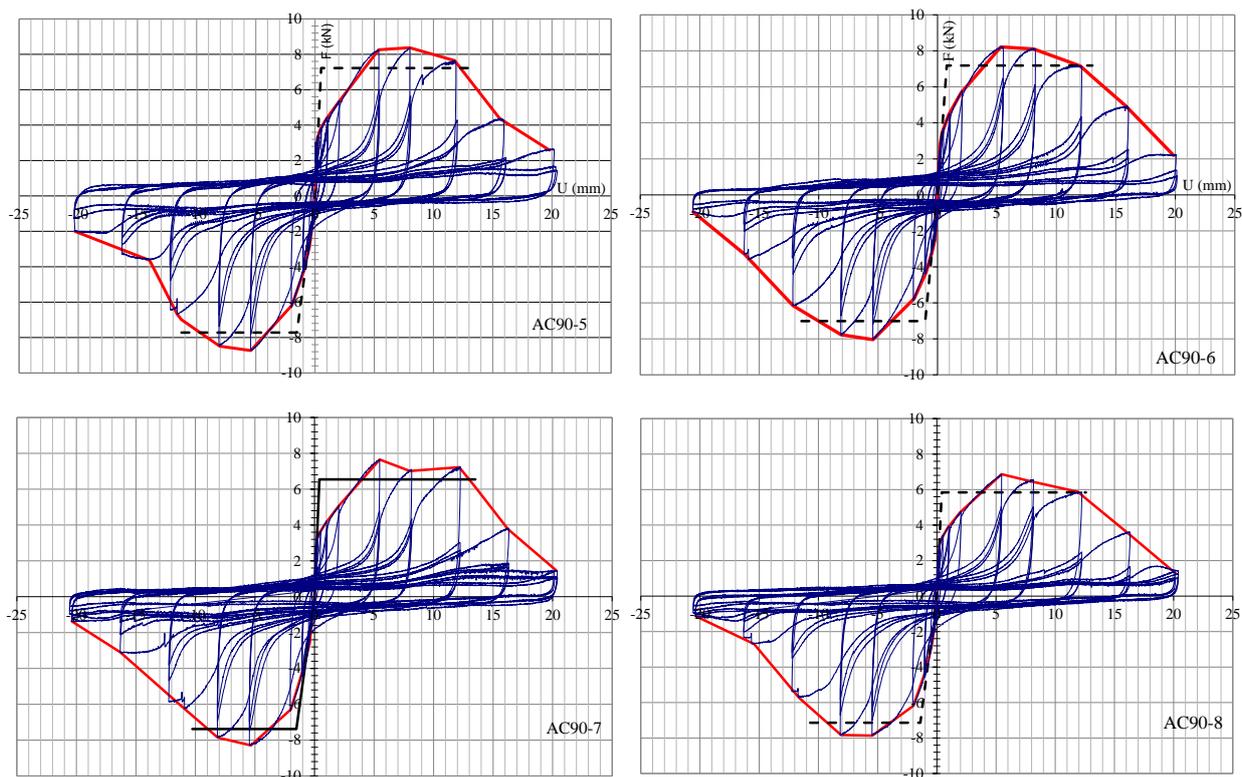


Figure AI-5 : Essais cycliques lents pour les configurations agrafées à 90°

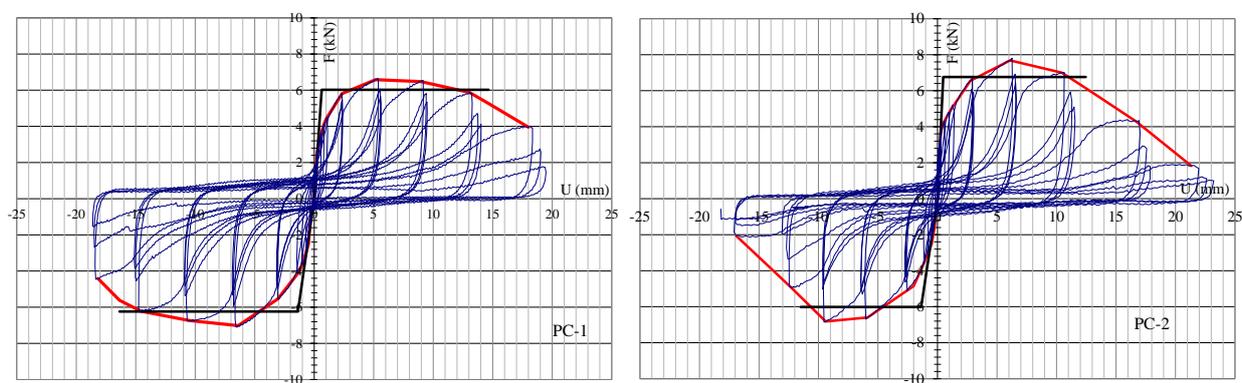


Figure AI-6 : Essais cycliques lents pour les configurations pointées

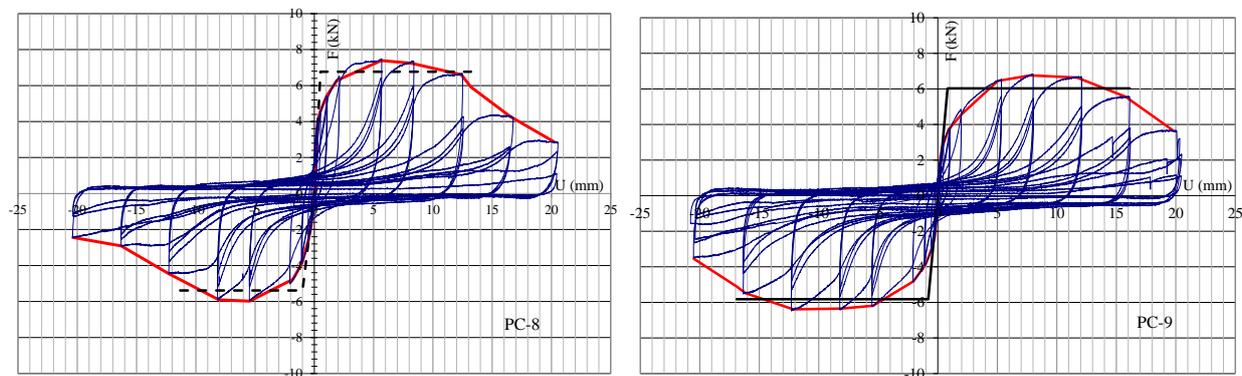


Figure AI-7 : Essais cycliques lents pour les configurations pointées

Annexe II : Essais à l'échelle du MOB

1. Test de vibration pour les MOB

Le tableau AII-1 donne les résultats de l'essai de vibration en termes de fréquence propre et amortissement.

Tableau AII-1 : Résultats d'essais de vibration libre

Mur N°	1er essai		2nd essai		Moyenne	
	Fréquence propre (Hz)	Amortissement (%)	Fréquence propre (Hz)	Amortissement (%)	Fréquence propre (Hz)	Amortissement (%)
2	25	22	24	22	24,5	22
3	26	21	23	26	24,5	23,5
4	27	25	27	ND	27	25
5	27	24	26	26	26,5	25
6	26	28	26	28	26	28
7	21	24	21	20	21	22
12	24	19	24	19	24	19
13	23	28	22	ND	22,5	28
14	22	24	22	22	22	23
15	23	23	23	20	23	21,5
17	23	ND	23	23	23	23
18	23	23	22	20	22,5	21,5
19	23	17	23	13	23	15
20	22	20	20	26	21	23
21	25	22	22	24	23,5	23
22	22	ND	20	ND	21	ND
Moyenne	23,9	22,9	23,0	22,2	23,4	22,8
C.O.V (%)	7,93	13,5	8,84	17,9	8,1	14,1

2. Essais cycliques à l'échelle des MOB

On donne en figures AII-1, AII-2, AII-3 et AII-4 l'ensemble des courbes issues des essais cycliques à l'échelle des MOB.

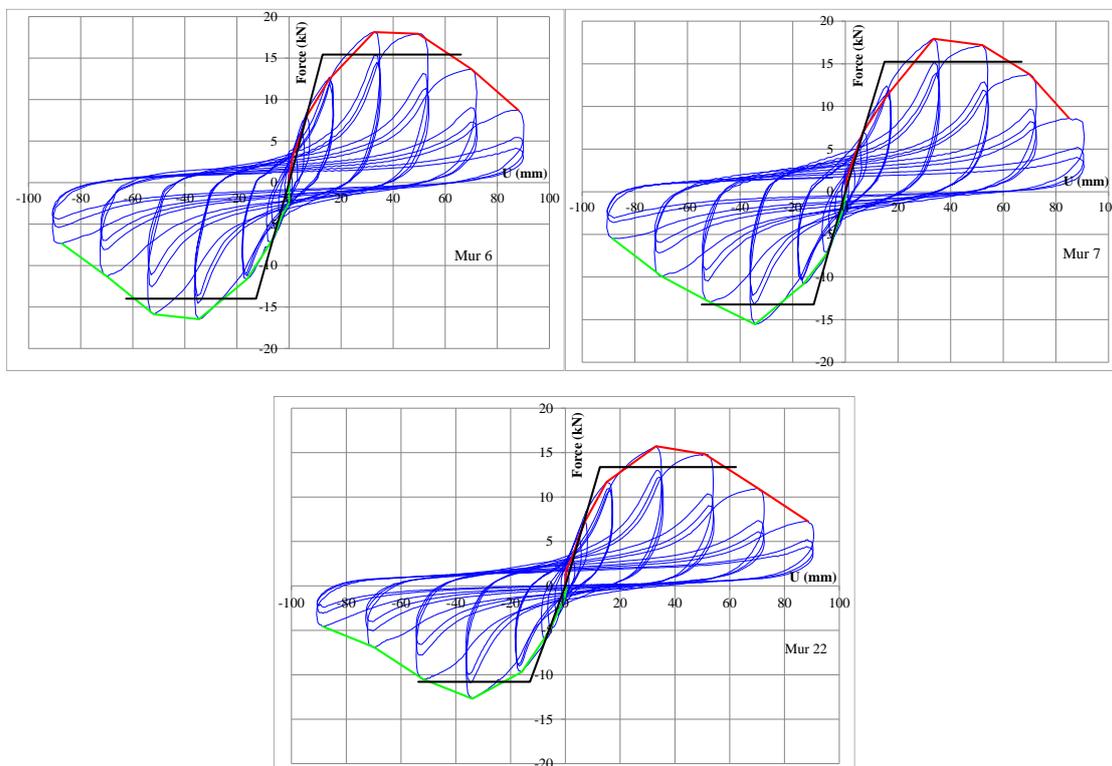


Figure AII-1 : Essais cycliques rapides à vide

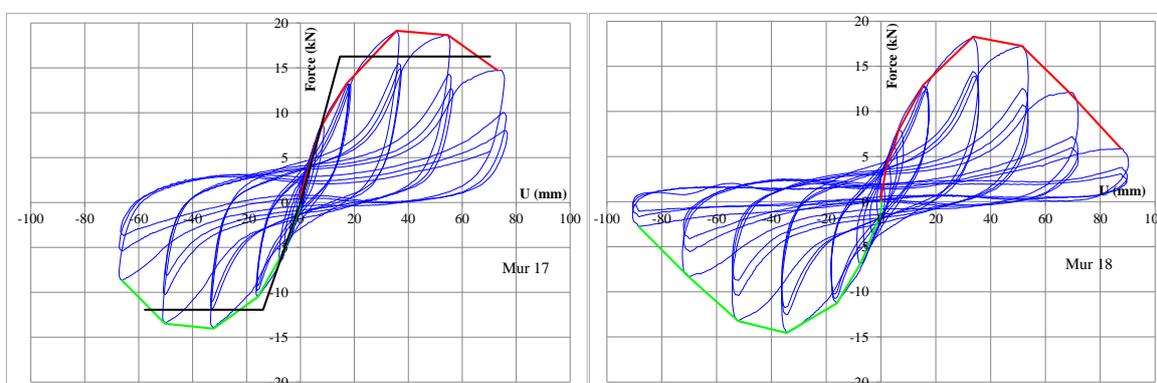


Figure AII-2 : Essais cycliques rapides chargé verticalement à 6,25 kN/ml

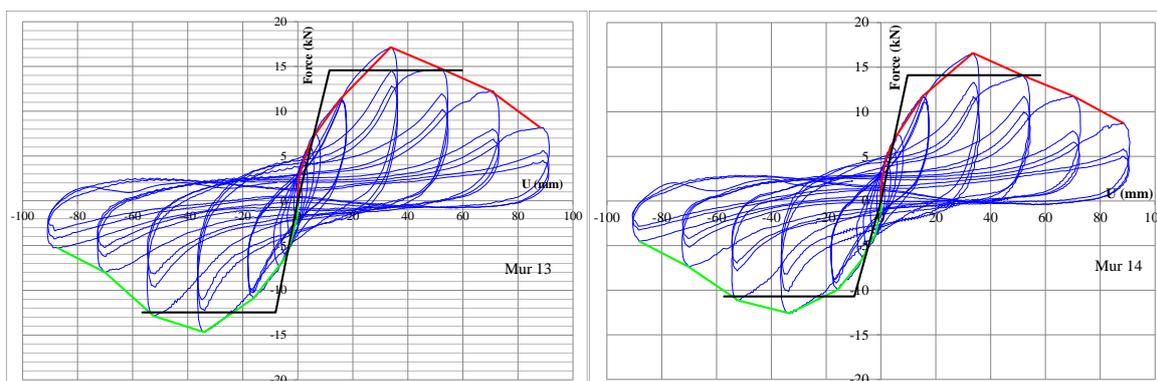


Figure AII-3 : Essais cycliques rapides chargés verticalement à 12,5 kN/ml

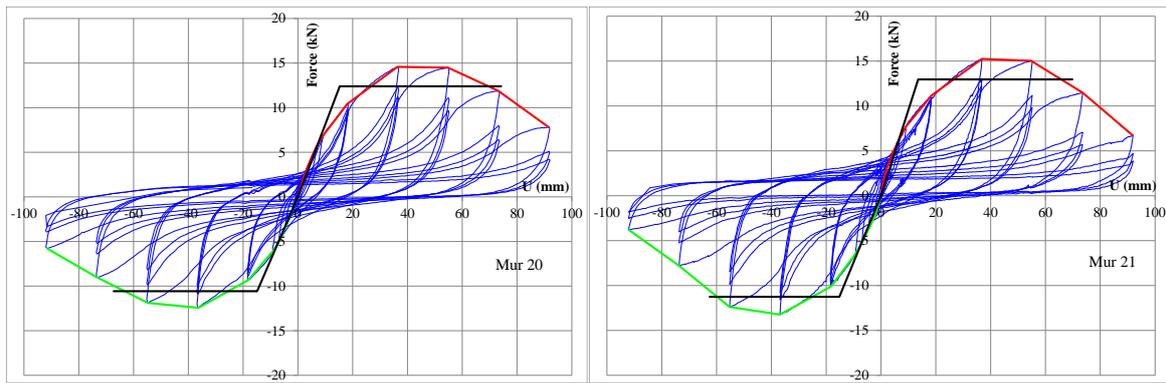


Figure AII-4 : Essais cycliques lents chargés verticalement à 12,5 kN/ml

3. Test de Student

Dans cette partie, nous allons examiner par la méthode de Student les moyennes des différentes grandeurs relevées durant les essais cycliques à l'échelle de l'assemblage et de l'élément de mur.

Par souci de concision, on note dans ce paragraphe :

- R0 : essais rapides – configurations à vide ;
- R300 : essais rapides – configurations chargées à 6,25 kN/ml ;
- R600 : essais rapides – configurations chargées à 12,5 kN/ml.

Les comparaisons sont réalisées pour 3 grandeurs relevées durant les essais cycliques ou calculées à partir des courbes :

- F_{\max} : effort maximum relevé durant l'essai ;
- $U_{u,80}$: déplacement ultime calculé comme le déplacement correspondant à l'effort à $0,8F_{\max}$;
- U_y : déplacement au palier de l'idéalisation bilinéaire effectuée selon la norme ASTM E 2126.

L'étude est réalisée sur la partie positive (+) et la partie négative (-) des courbes issues des essais cycliques. Les tableaux AII-2 à AII-4 récapitulent les résultats de l'analyse.

Tableau AII-2 : Récapitulatif des résultats de la comparaison de l'effort maximum moyen par la méthode de Student dans le cas des essais rapides

F_{\max} traction & compression					
	R300 (+)	R0 (+)		R300 (-)	R0 (-)
R300 (+)	---	Oui	R300 (-)	---	Oui
R0 (+)	Oui	---	R0 (-)	Oui	---

F_{\max} traction & compression					
	R300 (+)	R600 (+)		R300 (-)	R600 (-)
R300 (+)	---	Oui	R300 (-)	---	Oui
R600 (+)	Oui	---	R600 (-)	Oui	---

F_{\max} traction & compression					
	R600 (+)	R0 (+)		R600 (+)	R0 (-)
R600 (+)	---	Oui	R600 (+)	---	Oui
R0 (+)	Oui	---	R0 (-)	Oui	---

Tableau AII-3 : Récapitulatif des résultats de la comparaison des déplacements ultimes moyens par la méthode de Student dans le cas des essais rapides

U_{u,80} traction & compression					
	R300 (+)	R0 (+)		R300 (-)	R0 (-)
R300 (+)	---	Oui	R300 (-)	---	Oui
R0 (+)	Oui	---	R0 (-)	Oui	---

U_{u,80} traction & compression					
	R300 (+)	R600 (+)		R300 (-)	R600 (-)
R300 (+)	---	Non	R300 (-)	---	Oui
R600 (+)	Non	---	R600 (-)	Oui	---

U_{u,80} traction & compression					
	R600 (+)	R0 (+)		R600 (+)	R0 (-)
R600 (+)	---	Non	R600 (+)	---	Oui
R0 (+)	Non	---	R0 (-)	Oui	---

Tableau AII-4 : Récapitulatif des résultats de la comparaison des déplacements au palier de plastification moyen par la méthode de Student dans le cas des essais rapides

U_y ASTM traction & compression					
	R300 (+)	R0 (+)		R300 (-)	R0 (-)
R300 (+)	---	Oui	R300 (-)	---	Oui
R0 (+)	Oui	---	R0 (-)	Oui	---

U_y ASTM traction & compression					
	R300 (+)	R600 (+)		R300 (-)	R600 (-)
R300 (+)	---	Oui	R300 (-)	---	Oui
R600 (+)	Oui	---	R600 (-)	Oui	---

U_y ASTM traction & compression					
	R600 (+)	R0 (+)		R600 (+)	R0 (-)
R600 (+)	---	Non	R600 (+)	---	Non
R0 (+)	Non	---	R0 (-)	Non	---

Comme pour les essais « rapides », nous allons dans ce paragraphe réaliser une comparaison de moyennes entre les essais cycliques rapides chargés à 6,25 kN/ml et les essais cycliques lents chargés à 6,25 kN/ml.

Par souci de concision, on note dans ce paragraphe :

- R300 : essais rapides – configurations chargées à 300 kg / montant ;
- L300 : essais lents – configurations chargées à 300 kg / montant.

La comparaison a été réalisée sur les grandeurs suivantes :

- F_{\max} : effort maximum relevé durant l'essai ;
- $U_{u,80}$: déplacement ultime calculé comme le déplacement correspondant à l'effort à $0,8F_{\max}$;
- U_y : déplacement au palier de l'idéalisation bilinéaire effectuée selon la norme ASTM E 2126.

On récapitule les résultats dans le tableau AII-5.

Tableau AII-5 : Récapitulatif des résultats de la comparaison des déplacements au palier de plastification moyen par la méthode de Student dans le cas des essais rapides et lents

F_{max} traction & compression					
	R300 (+)	L300 (+)		R300 (-)	L300 (-)
R300 (+)	---	Non	R300 (-)	---	Non
L300 (+)	Non	---	L300 (-)	Non	---

U_{u,80} traction & compression					
	R300 (+)	L300 (+)		R300 (-)	L300 (-)
R300 (+)	---	Oui	R300 (-)	---	Oui
L300 (+)	Oui	---	L300 (-)	Oui	---

U_y traction & compression					
	R300 (+)	L300 (+)		R300 (-)	L300 (-)
R300 (+)	---	Oui	R300 (-)	---	Non
L300 (+)	Oui	---	L300 (-)	Non	---

Annexe III : Essais Dynamiques

III.1 Caractéristique de la table vibrante (Institut Technologique FCBA)

On donne dans le tableau AIII-1 les caractéristiques et performances de la table vibrante présente à l'Institut Technologique FCBA.

Tableau AIII-1 : Caractéristiques et performances de la table vibrante à l'institut technologique FCBA

Table vibrante	
Dimensions	6 m x 6 m
Masse	4 tonnes
Déplacement maximal	± 125 mm
Vitesse maximale	0,75 mm/s
Accélération maximale	4 g
Gamme de fréquence	0 – 30 Hz
Vérin servohydraulique	
Modèle	Palier Hydrostatique
Capacité	250 kN
Course	250 mm
Groupe hydraulique	400 L/min

III.2 Fréquence propre et amortissement relevés durant les essais dynamiques

Comme durant les essais statiques, en préambule de chaque essai, un essai de vibration libre est réalisé sur l'éprouvette (tableau AIII-2). Cet essai est réalisé à vide et une seconde fois lorsque la charge verticale est mise en place. Ce second essai de vibration libre est accompagné d'une analyse modale sur la base d'un bruit blanc. Les valeurs entre parenthèses donnent les coefficients d'amortissement relevés. La figure III-1 présente le glissement de la fréquence propre en fonction des incréments de PGA durant les essais n° 28 et n° 29.

Tableau AIII-2 : Détails de la campagne d'essais dynamiques et relevés de la fréquence propre

N° mur	Fréquence propre par analyse modale (Hz)	Fréquence propre par vibration libre Chargé (Hz)		Fréquence propre par vibration libre A vide (Hz)		Accélérogrammes	Charge verticale
24	Non-fait	non fait		26 (25%)	26 (25%)	Lointain	15 kN
26	5,12 (15%)	4,75 (22%)	4,75 (22%)	27 (24%)	25 (25%)	Lointain	15 kN
27	5,12 (14%)	4,90 (19%)	4,80 (20%)	26 (19%)	25 (19%)	Lointain	15 kN
28	5,13 (20%)	4,40 (25%)	4,40 (25%)	26 (18%)	25 (18%)	Lointain	15 kN
25	4,25 (15%)	5,00 (22%)	4,75 (20%)	28 (19%)	25 (25%)	4653ya	20 kN
29	4,38 (14%)	5,00 (20%)	4,60 (21%)	24 (20%)	24 (19%)	Lointain	15 kN
30	4,38 (13%)	4,90 (16%)	4,90 (15%)	29 (18%)	29 (21%)	4653ya	20 kN
31	4,38 (12%)	5,00 (15%)	5,00 (14%)	32 (14%)	32 (13%)	séisme synthétique	20 kN
32	4,75 (7%)	5,60 (12%)	5,50 (16%)	30 (14%)	29 (14%)	Lointain	15 kN
33	4,75 (13%)	5,60 (16%)	5,70 (15%)	27 (25%)	25 (26%)	Lointain	15 kN
34	4,75 (8%)	4,75 (17%)	4,75 (17%)	25 (20%)	23 (22%)	Lointain	15 kN
35	5 (15%)	5,00 (19%)	4,75 (19%)	26 (21%)	25 (20%)	Lointain	15 kN
36	Non-fait	5,10 (19%)	4,60 (19%)	23 (18%)	24 (18%)	Lointain	15 kN
37	4,30 (10%)	4,40 (19%)	4,40 (19%)	26 (19%)	24 (18%)	Lointain	15 kN
38	4,50	4,90 (22%)	4,80 (20%)	26 (19%)	25 (22%)	Lointain	15 kN
39	4,50 (10%)	4,90 (17%)	4,50 (16%)	25 (17%)	24 (17%)	Lointain	15 kN

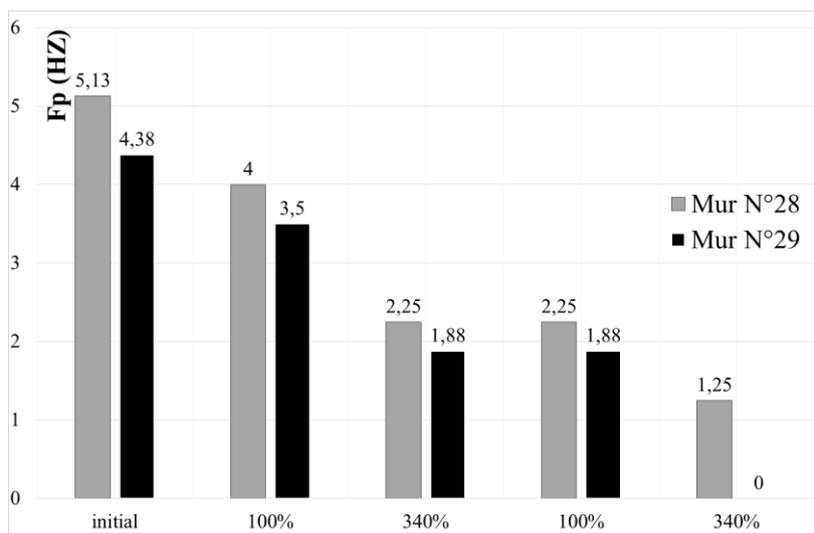
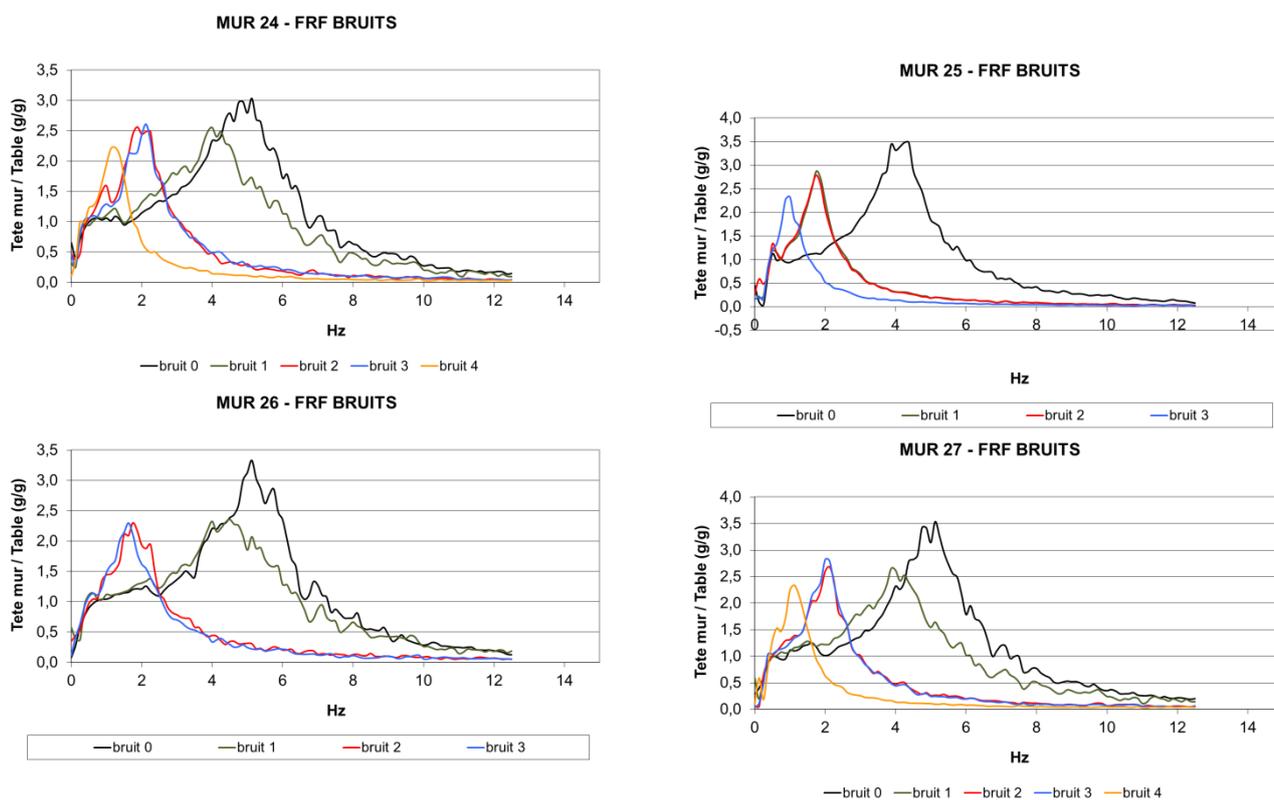
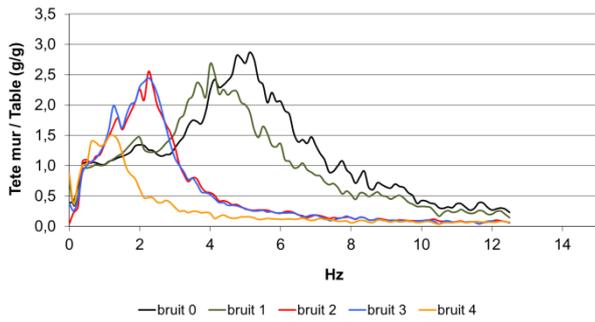


Figure AIII-1 : Mesure de la fréquence propre sur la base d'un bruit en fonction de l'endommagement consécutif à l'amplification du signal d'entrée (Lointain) pour les murs n°28 et n°29

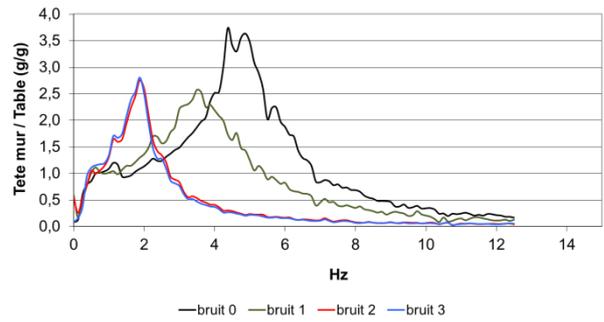
Les courbes suivantes représentent les FRF calculées sur la base d'un bruit blanc pour l'ensemble des essais dynamiques. Ces courbes traduisent l'endommagement consécutif à un niveau d'accélération.



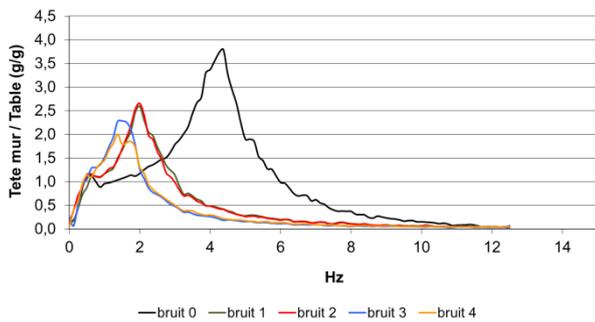
MUR 28 - FRF BRUITS



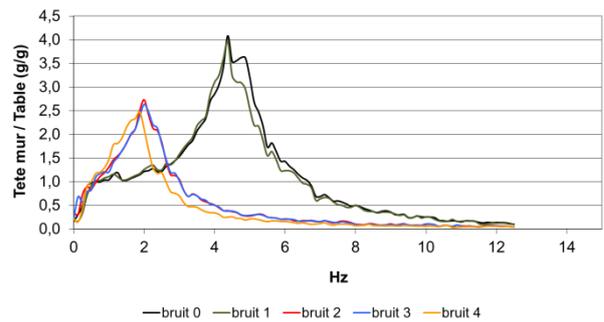
MUR 29 - FRF BRUITS



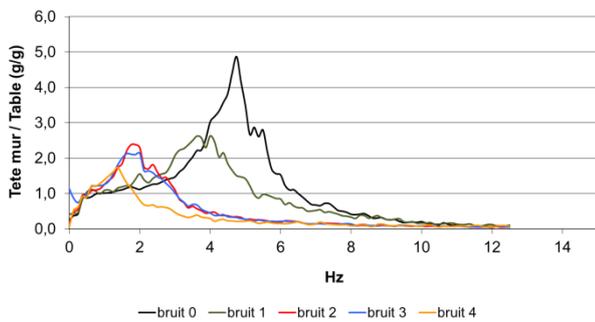
MUR 30 - FRF BRUITS



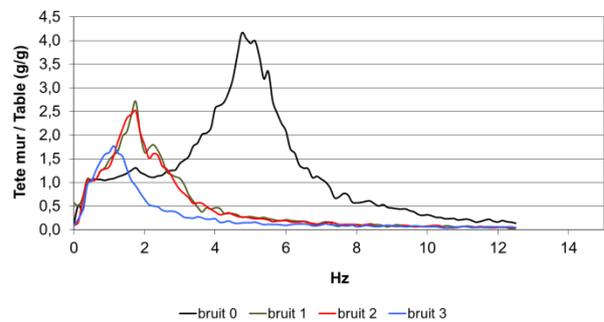
MUR 31 - FRF BRUITS



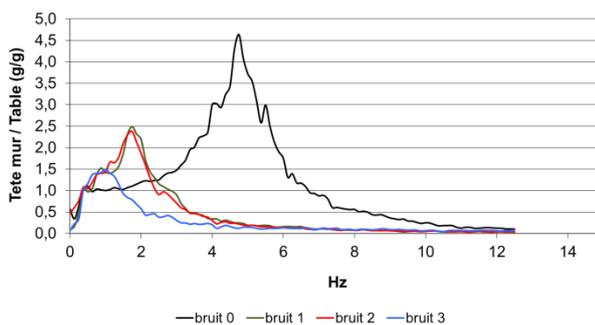
MUR 32 - FRF BRUITS



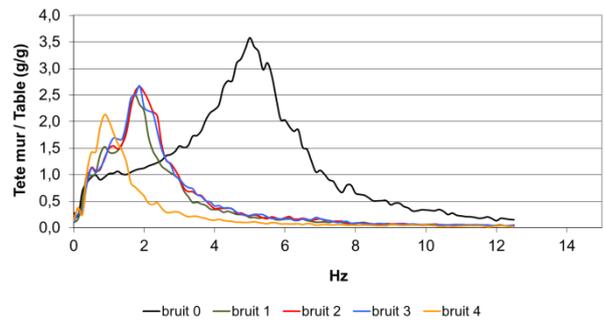
MUR 33 - FRF BRUITS



MUR 34 - FRF BRUITS



MUR 35 - FRF BRUITS



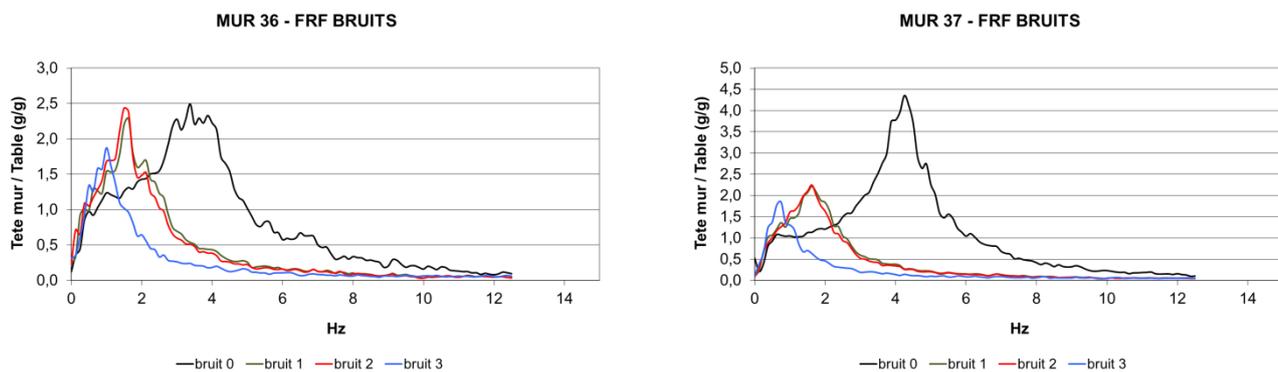


Figure AIII-2 : Fonctions de réponse en fréquence (FRF) entre la réponse au faitage et à la table consécutive à un bruit blanc

III.3 Résultats des essais dynamiques

Nous donnons dans cette partie, les courbes des déplacements et de l'accélération issues des essais dynamiques.

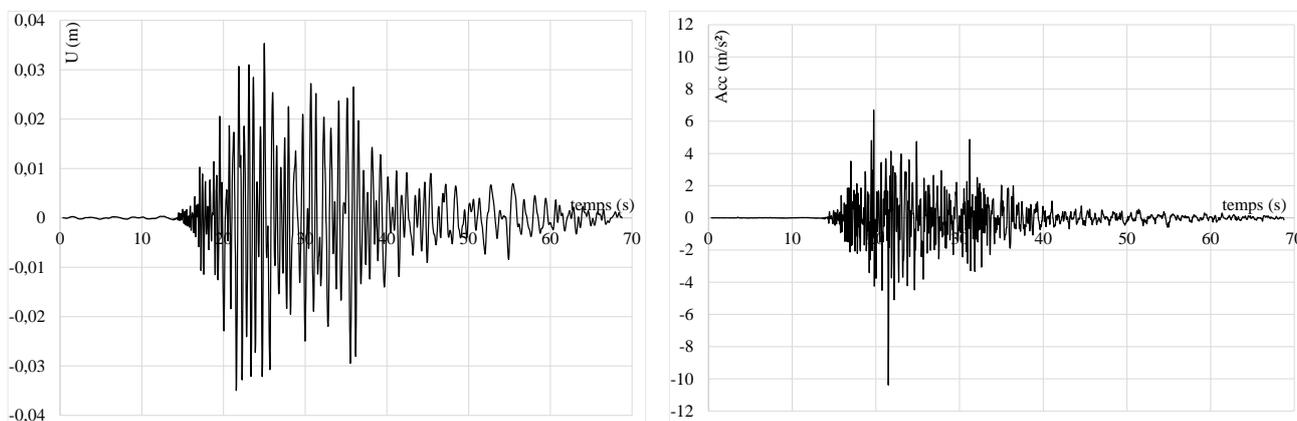


Figure AIII-3 : Mur 25 (4653ya – PGA = 10,4 m.s⁻²)

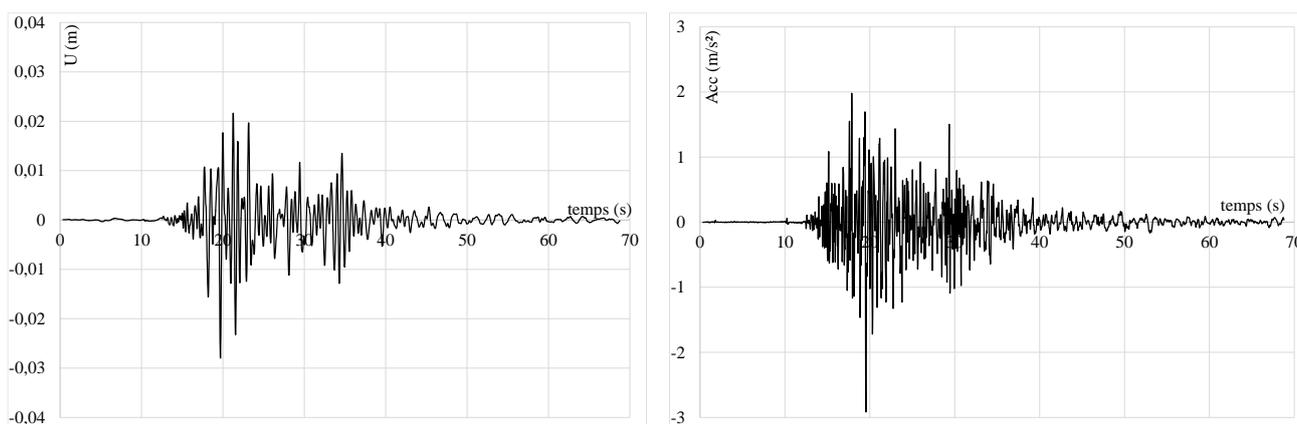


Figure AIII-4 : Mur 25 (4653ya – PGA = 2,90 m.s⁻²)

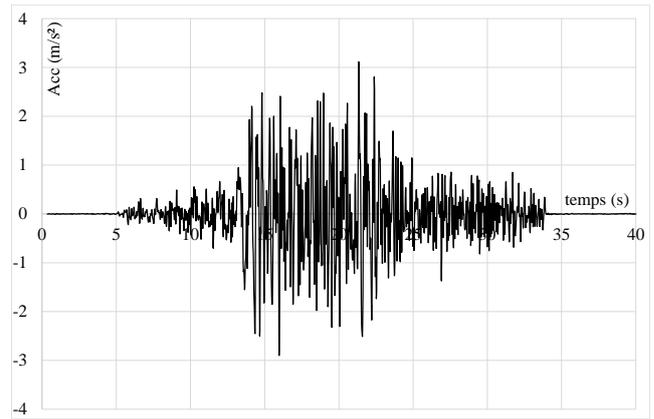
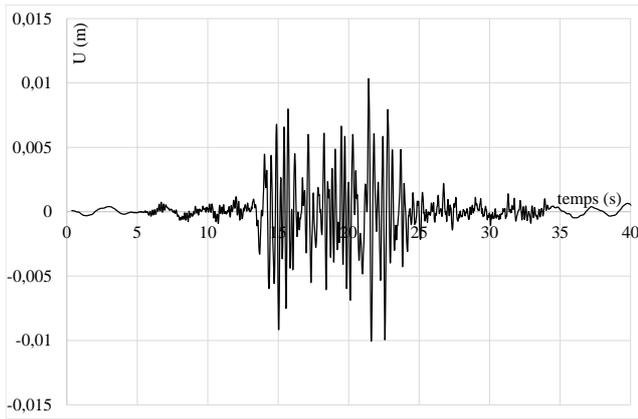


Figure AIII-5 : Mur 26 (Lointain – PGA = 3,10 $m.s^{-2}$)

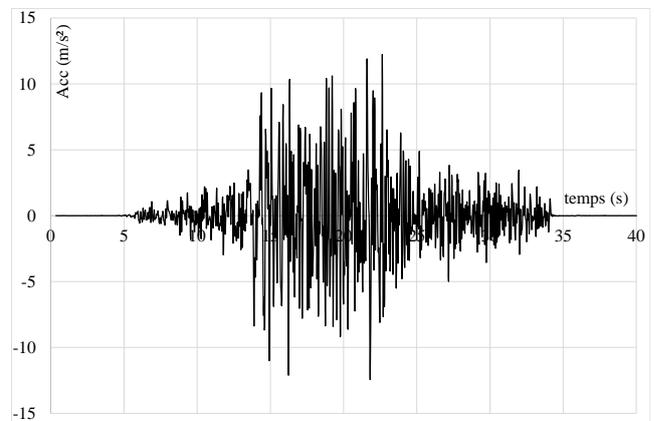
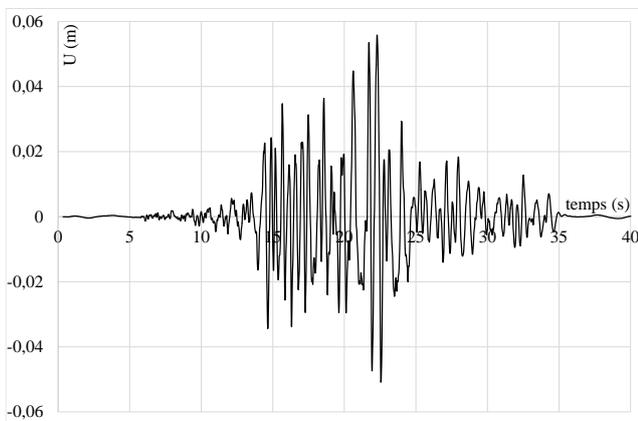


Figure AIII-6 : Mur 26 (Lointain – PGA = 12,4 $m.s^{-2}$)

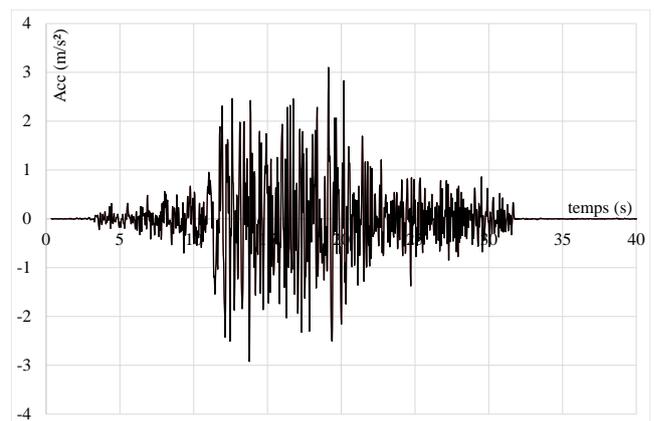
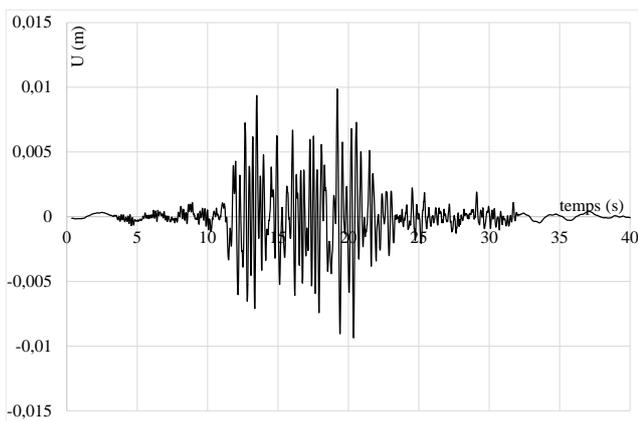


Figure AIII-7 : Mur 27 (Lointain – PGA = 3,10 $m.s^{-2}$)

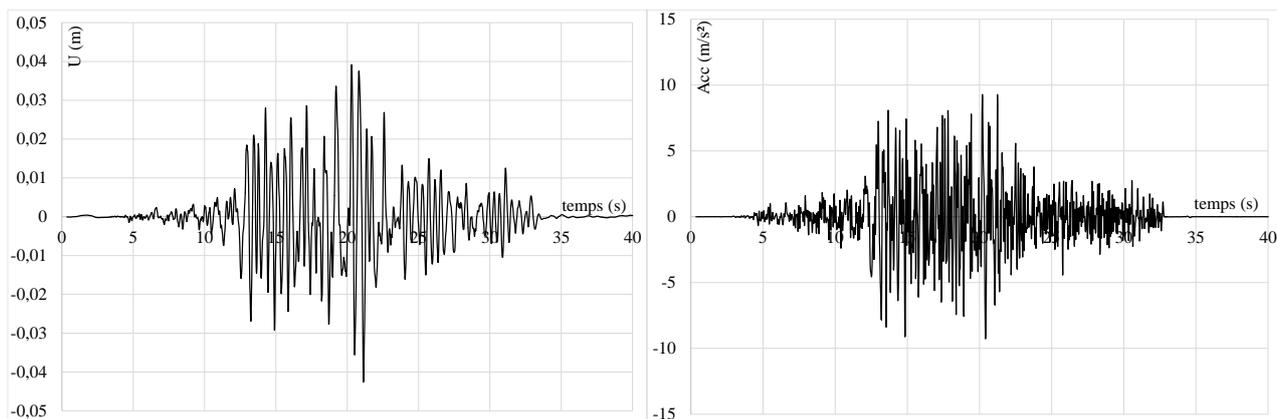


Figure AIII-8 : Mur 27 (Lointain – $PGA = 9,30 m.s^{-2}$)

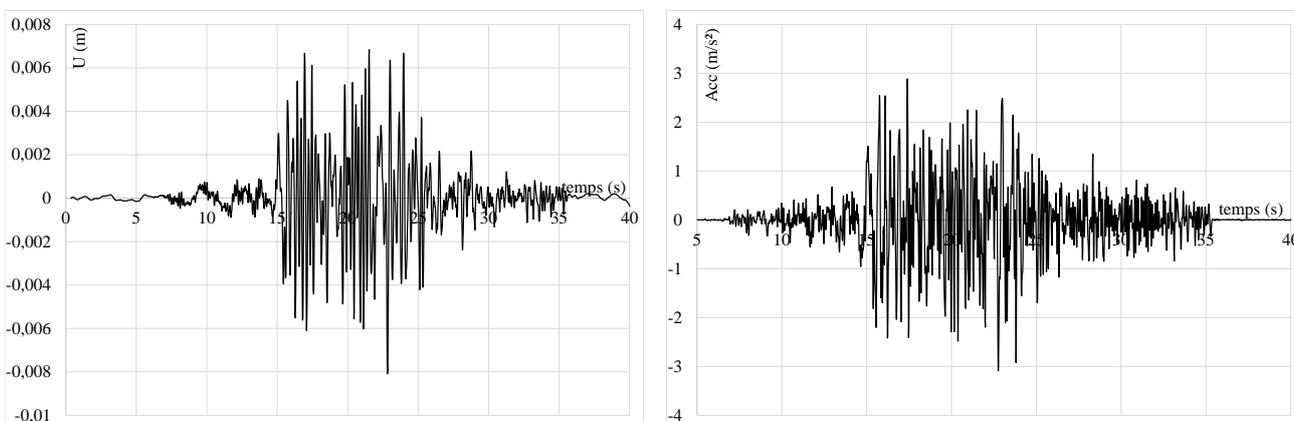


Figure AIII-9 : Mur 28 (Lointain – $PGA = 3,10 m.s^{-2}$)

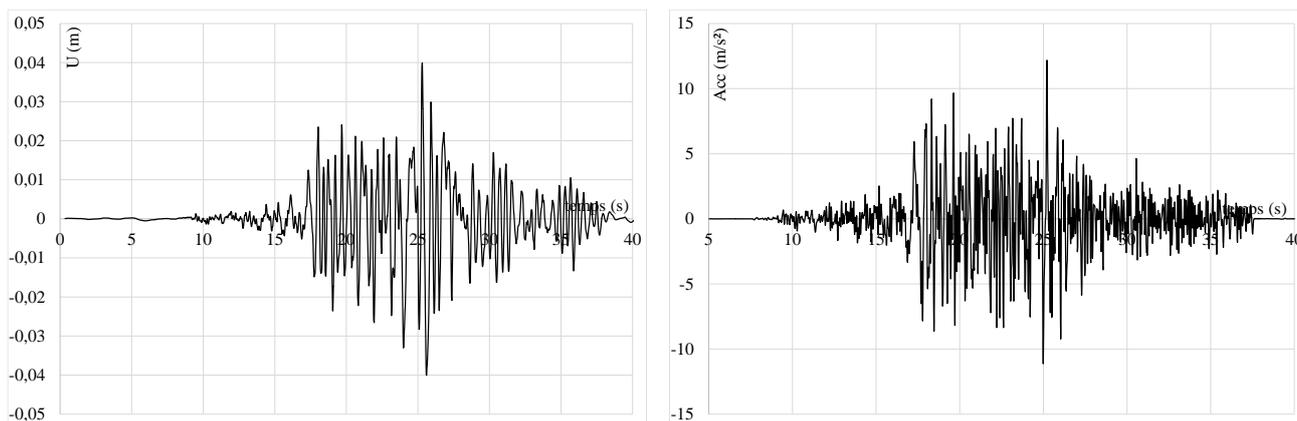


Figure AIII-10 : Mur 28 (Lointain – $PGA = 12,2 m.s^{-2}$)

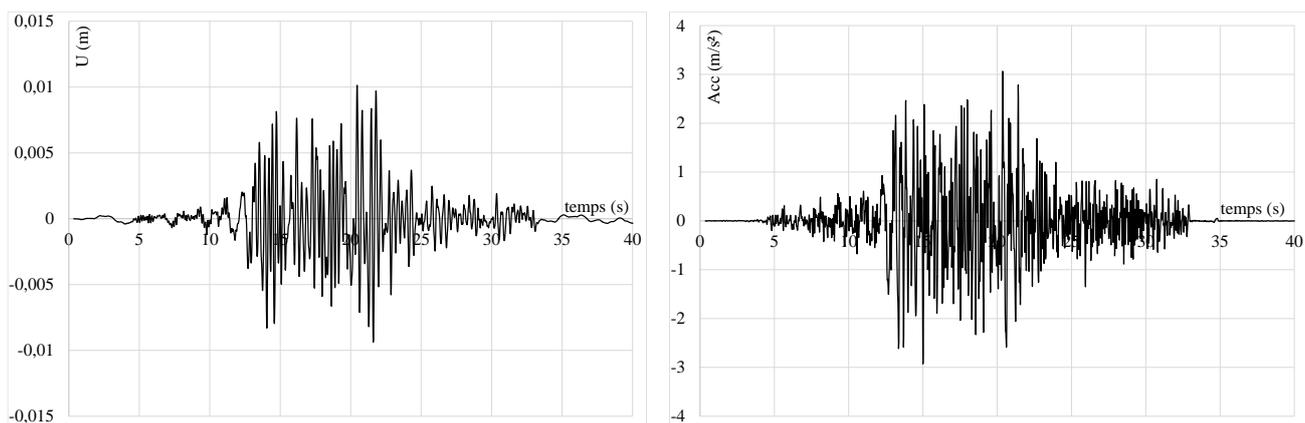


Figure AIII-11 : Mur 29 (Lointain – PGA = 3,10 m.s⁻²)

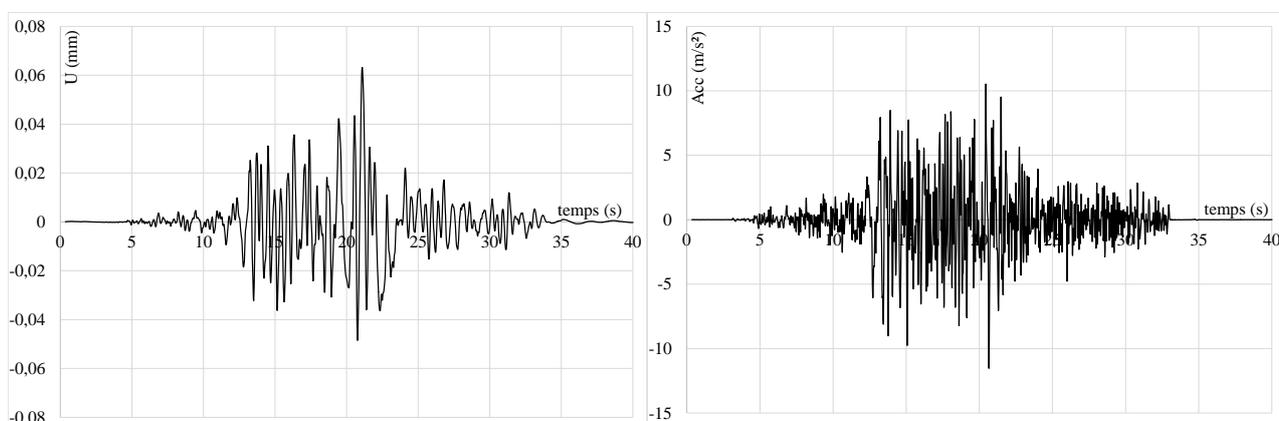


Figure AIII-12 : Mur 29 (Lointain – PGA = 11,5 m.s⁻²)

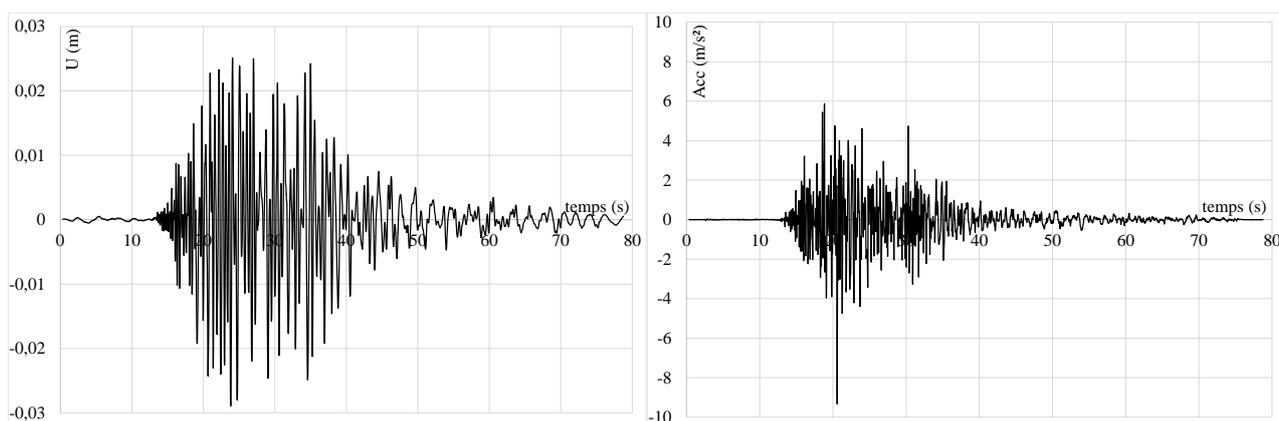


Figure AIII-13 : Mur 30 (4653ya – PGA = 9,30 m.s⁻²)

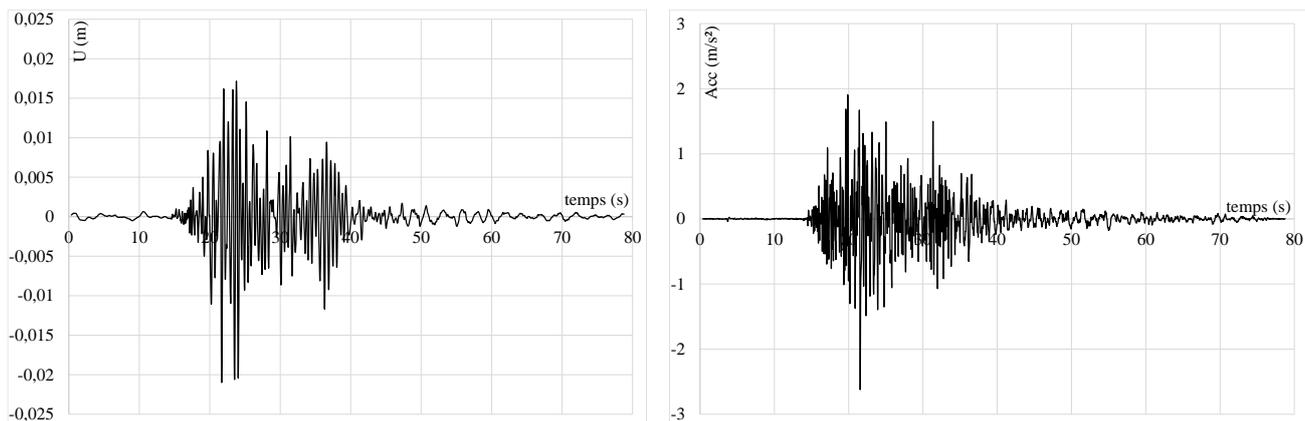


Figure AIII-14 : Mur 30 (4653ya – $PGA = 2,60 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$)

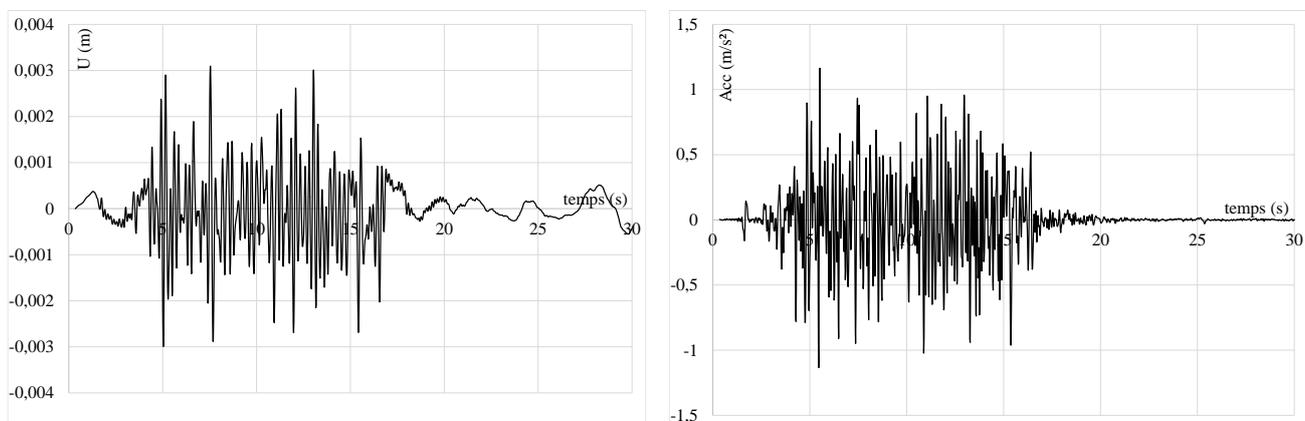


Figure AIII-15 : Mur 31 (Synthétique – $PGA = 1,20 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$)

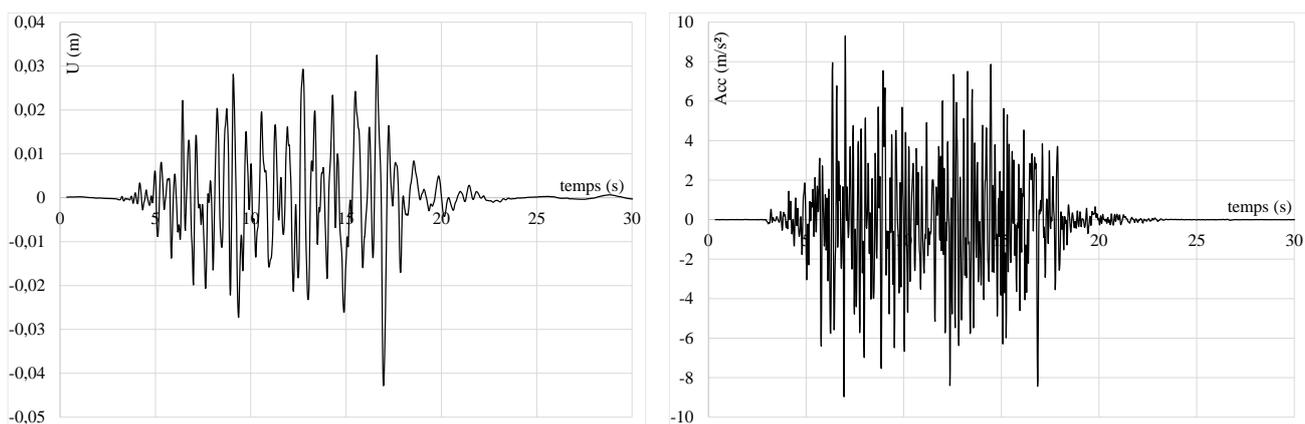


Figure AIII-16 : Mur 31 (Synthétique – $PGA = 9,30 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$)

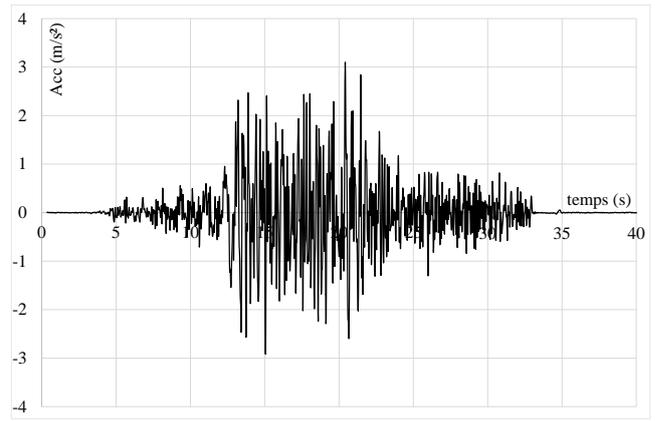
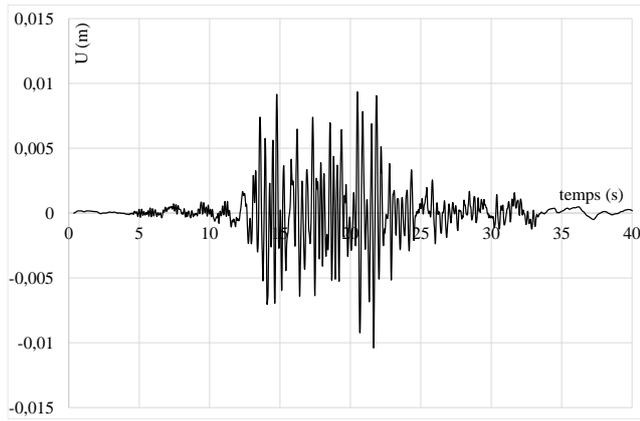


Figure AIII-17 : Mur 32 (Lointain – PGA = 3,10 $m.s^{-2}$)

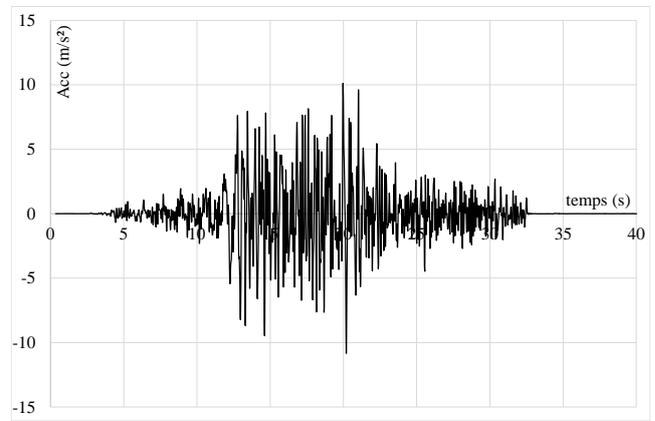
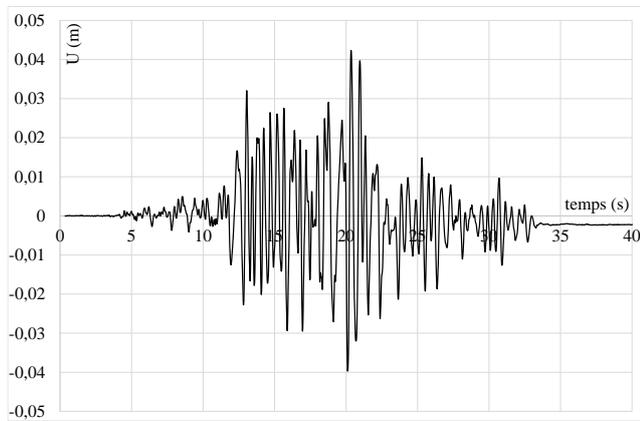


Figure AIII-18 : Mur 32 (Lointain – PGA = 10,8 $m.s^{-2}$)

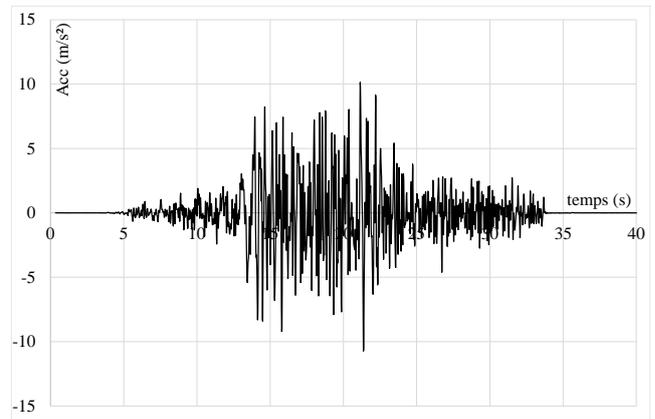
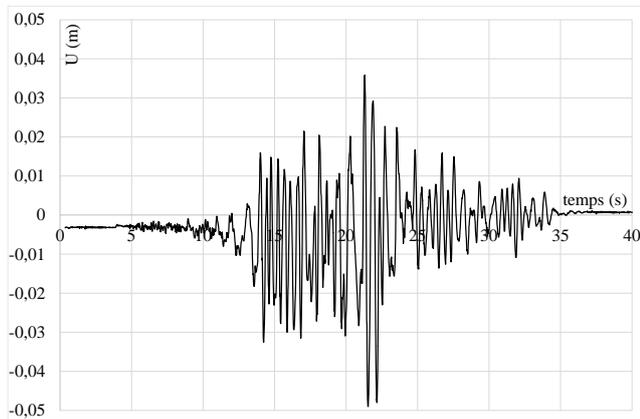


Figure AIII-19 : Mur 33 (Lointain – PGA = 10,7 $m.s^{-2}$)

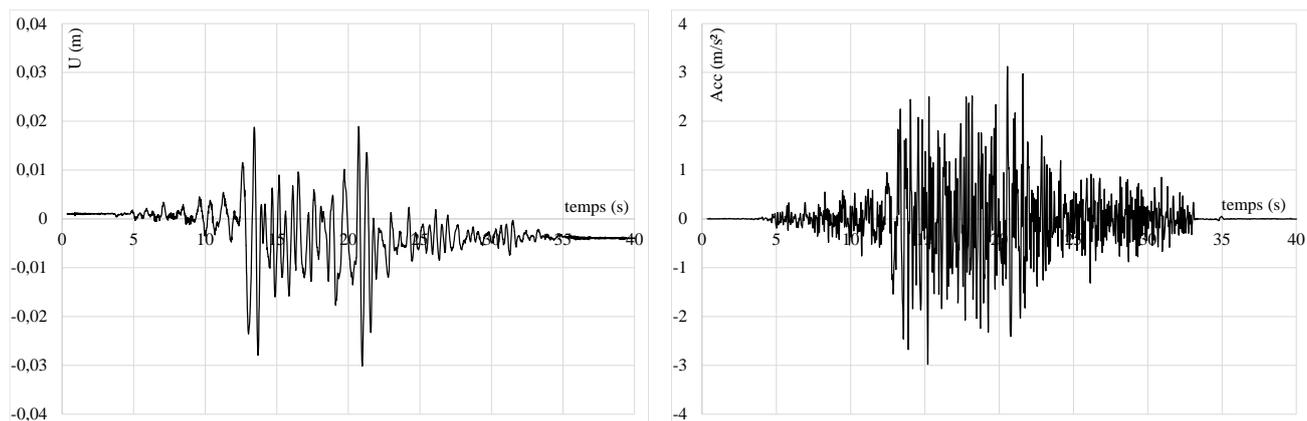


Figure AIII-20 : Mur 33 (Lointain – PGA = 3,10 $m.s^{-2}$)

Annexe IV : Indicateurs d'intensité sismique

1. Indicateurs directs (PGA, PGV)

Il est possible de caractériser les signaux par le pic d'accélération du sol (PGA), ainsi que par le pic de vitesse (PGV).

Le PGA est un paramètre couramment utilisé pour catégoriser les séismes et en prédire leur nocivité (BRGM, 2010). La raison à cela est qu'il constitue l'un des principaux paramètres utilisés dans les codes de construction parasismique. Il est directement corrélé à la force inertielle sollicitant les structures et par conséquent indirectement au potentiel destructeur. Cependant, dès que le comportement de la structure n'est plus linéaire, la notion de durée ou de cycles de sollicitation paraît un indicateur plus approprié (Nazé, 2004).

Le PGV est régulièrement cité comme étant un des paramètres les plus adaptés pour rendre compte du pouvoir destructeur des mouvements de sol (Atkinson & Kaka, 2007). Facile d'accès par simple intégration de l'accélérogramme et relié directement au flux d'énergie transmis à la structure par le mouvement du sol, le PGV semble plus approprié pour rendre compte de la nocivité d'un signal sismique (Mohammadioun & Mohammadioun, 2004).

2. Intensité d'Arias

L'intensité d'Arias (1970) est définie en monodimensionnel par :

$$I_A = \frac{\pi}{2 \cdot g} \int_0^{\infty} a^2(t) dt \quad (\text{IV-1})$$

Elle permet de mesurer le potentiel destructeur en se basant sur l'énergie des mouvements de sol dissipée par une famille de fréquence propre variable. Il est fonction de l'amplitude du signal, de son contenu fréquentiel ainsi que de sa durée. Notons que le théorème de Parseval permet de relier l'intensité d'Arias à la densité spectrale d'énergie :

$$I_A = \frac{\pi}{2 \cdot g} \int_0^{\infty} a^2(t) dt = \frac{1}{4 \cdot g} \int_{-\infty}^{+\infty} |A(\omega)|^2 d\omega \quad (\text{IV-2})$$

3. Le cumul absolu de la vitesse (CAV)

Le CAV est, tout comme l'intensité d'Arias, un indicateur de nocivité cumulatif. Il a fait l'objet de nombreuses corrélations avec les dégâts observés (Nazé, 2004). Il représente l'aire cumulée en fonction du temps sous la courbe d'un accélérogramme. Il est défini par :

$$CAV = \int_0^{t_f} |a(t)| dt \quad (\text{IV-3})$$

Il est généralement accompagné d'un seuil en accélération afin d'exclure les faibles accélérations non-susceptibles de causer des dommages. Contrairement à l'intensité d'Arias, le CAV ne prend pas en compte le contenu fréquentiel du signal.

4. La durée de phase forte

La durée totale d'un enregistrement ne présente qu'un intérêt limité pour l'étude des effets des séismes sur les structures car elle est simplement liée à un seuil de déclenchement d'un appareil de mesure et intègre une part non négligeable du signal pour laquelle l'amplitude est trop faible pour produire le moindre endommagement.

La durée de phase forte est définie comme l'intervalle de temps D_s entre les instants pour lesquels l'intensité d'Arias vaut 5% et 95% de l'énergie totale correspondant à l'intensité d'Arias pour la totalité de l'enregistrement (Trifunac & Novikova, State of the art review on strong motion duration, 1994). C'est cette définition de durée conventionnelle qui est recommandée par l'Association Française de Génie Parasismique (AFPS) pour l'utilisation d'accélérogrammes naturels et artificiels.

Annexe V : Calcul analytique du $PGA_{EC8,q=1}$

On présente ci-dessous le calcul du $PGA_{EC8,q=1}$, l'accélération de sol correspondant à un taux de travail des murs de 100% pour un dimensionnement fait selon l'Eurocode 8 avec $q=1$ dans le cas d'un mur de $2,4 \times 2,4 \text{ m}^2$ fait de panneaux OSB d'épaisseur de 12 mm (OSB12) fixés par des agrafes de type Haubold (Section : $1,34 \times 1,6 \text{ mm}^2$, Empattement : 11,2 mm, Longueur : 50 mm) sur ossature bois C24.

Pour la détermination de $PGA_{EC8,q=1}$, la masse du mur est négligée tandis que le chargement verticalement est introduit. Ainsi l'évaluation de q est conservatrice. La réalisation de l'essai sur table vibrante correspond à un sol de type rocheux (classe de sol A), ainsi $S = 1$. On réalise le calcul pour les chargements verticaux rencontrés durant les essais dynamiques et on ajoute en sus le calcul pour un chargement vertical de 30 kN correspondant alors au chargement vertical rencontré durant les essais statiques à l'échelle de l'élément de mur. Ce dernier calcul sera utilisé lors de l'évaluation du coefficient de comportement à l'aide de la modélisation.

1. Mur OSB12 chargé verticalement à $6,25 \text{ kN.ml}^{-1}$

$R_{v,k} = 12,9 \text{ kN}$ est la résistance caractéristique du mur de 2,4 m de long.

$R_{v,d} = 12,8 \text{ kN}$ (avec $\gamma_M = 1$, $k_{mod} = \sqrt{1,1 * 0,9}$) est la résistance de calcul du mur de 2,4 m.

$E_{v,d} = M * S_d(T) = M * (\gamma_i * a_{gr} * S^{2,5}/q) = 1500 * (1 * a_{gr} * S^{2,5}/q)$ est l'effort induit par la sollicitation sismique sur l'élément de mur.

$PGA_{EC8,q=1}$ étant l'accélération de sol correspondant à un taux de travail des murs de 100% pour un dimensionnement fait selon l'Eurocode 8 avec $q=1$, on a l'égalité suivante :

$$E_{v,d} = R_{v,d} \text{ avec } q = 1$$

Soit :

$$PGA_{EC8,q=1} * S = 12\,800 / (1500 * 2,5)$$

$$PGA_{EC8,q=1} = a_{gr} = 3,41 \text{ m.s}^{-2}$$

2. Mur OSB12 chargé verticalement à $8,33 \text{ kN.ml}^{-1}$

$R_{v,k} = 12,9 \text{ kN}$ est la résistance caractéristique du mur de 2,4 m de long.

$R_{v,d} = 12,8 \text{ kN}$ (avec $\gamma_M = 1$, $k_{mod} = \sqrt{1,1 * 0,9}$) est la résistance de calcul du mur de 2,4 m.

$E_{v,d} = M * S_d(T) = M * (\gamma_i * a_{gr} * S^{2,5}/q) = 2000 * (1 * a_{gr} * S^{2,5}/q)$ est l'effort induit par la sollicitation sismique sur l'élément de mur.

$PGA_{EC8,q=1}$ étant l'accélération de sol correspondant à un taux de travail des murs de 100% pour un dimensionnement fait selon l'EC8 avec $q=1$, on a l'égalité suivante :

$$E_{v,d} = R_{v,d} \text{ avec } q = 1 \quad (\text{V-1})$$

Soit :

$$PGA_{EC8,q=1} * S = 12\,800 / (2000 * 2,5) \quad (\text{V-2})$$

$$PGA_{EC8,q=1} = a_{gr} = 2,56 \text{ m.s}^{-2} \quad (\text{V-3})$$

3. Mur OSB12 chargé verticalement à $12,5 \text{ kN.ml}^{-1}$

$R_{v,k} = 12,9 \text{ kN}$ est la résistance caractéristique du mur de 2,4 m de long.

$R_{v,d} = 12,8 \text{ kN}$ (avec $\gamma_M = 1$, $k_{mod} = \sqrt{1,1 * 0,9}$) est la résistance de calcul du mur de 2,4 m.

$E_{v,d} = M \cdot S_d(T) = M \cdot (\gamma_1 \cdot a_{gr} \cdot S^{2,5}/q) = 3000 \cdot (1 \cdot a_{gr} \cdot S^{2,5}/q)$ est l'effort induit par la sollicitation sismique sur l'élément de mur.

$PGA_{EC8,q=1}$ étant l'accélération de sol correspondant à un taux de travail des murs de 100% pour un dimensionnement fait selon l'EC8 avec $q=1$, on a l'égalité suivante :

$$E_{v,d} = R_{v,d} \text{ avec } q = 1 \quad (\text{V-4})$$

Soit :

$$PGA_{EC8,q=1} \cdot S = 12\,800 / (3000 \cdot 2,5) \quad (\text{V-5})$$

$$PGA_{EC8,q=1} = a_{gr} = \mathbf{1,70 \text{ m.s}^{-2}} \quad (\text{V-6})$$

Annexe VI : Modélisation

1. Loi de Foshi (2000)

Le modèle développé par Foschi est un des très rare cas de modèle hystérétique mécanique composé d'un modèle de loi de comportement pour les connecteurs en acier et d'un modèle de loi de comportement pour les éléments en bois. Le connecteur est modélisé à partir d'un modèle élasto-plastique propre à l'acier. Les éléments en bois sont modélisés par un comportement non-linéaire en compression.

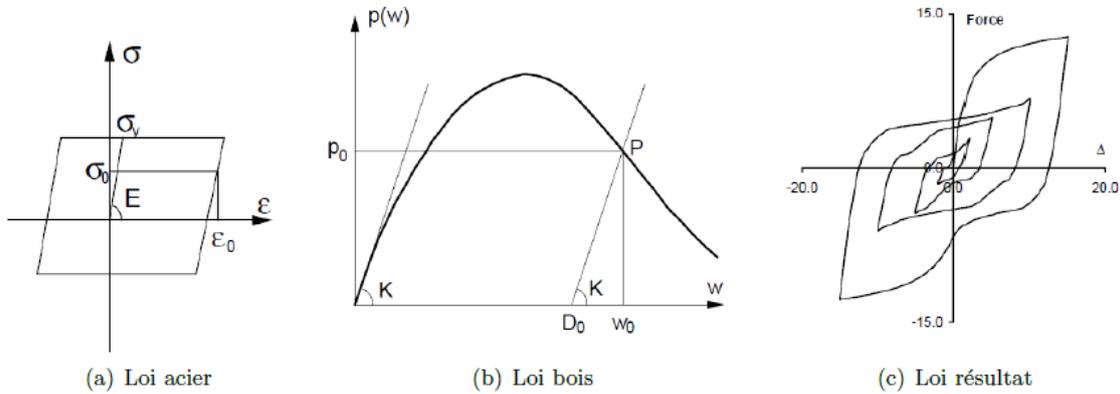


Figure AVI-1 : Loi de Foshi (2000)

Les paramètres d'entrée sont, contrairement aux modèles présentés ensuite, des grandeurs physique (σ_y, E, \dots). Ce modèle est donc défini l'échelle du matériau et ne peut permettre la modélisation du comportement total d'un mur à ossature bois. Il pourra néanmoins être utilisé dans un modèle EF détaillé.

2. Modèle de Ayoub

Le modèle de Ayoub propose une amélioration du modèle de Clough : une branche de chargement bilinéaire est mise en place au lieu d'une branche linéaire et l'adoucissement est modélisé afin de rendre compte de la dégradation d'effort sous chargement monotone. Quatre phénomènes de dégradation sont introduits :

- Dégradation de force liée à la différence entre l'énergie totale dissipée (aire boucle) et énergie totale « dissipable » par la liaison. Plus l'énergie totale dissipée est proche de l'énergie totale « dissipable » plus la réduction de force sera importante.

$$F_y^i = F_y^{i-1} \cdot (1 - \beta_{str}^i) \quad \text{(VI-1)}$$

où F_y^i est l'effort de plastification à l'incrément i , F_y^{i-1} est l'effort de plastification à l'incrément $i-1$ et β_{str}^i est un paramètre scalaire compris entre 0 et 1 de prise en compte de l'endommagement à l'incrément i :

$$\beta_{str}^i = \left[\frac{E_i}{E_{capacity} - \sum^i E_j} \right]^{C_{str}} \quad \text{(VI-2)}$$

avec E_i l'énergie dissipée par l'incursion dans le domaine plastique à l'incrément i et $E_{capacity}$ représente la capacité de dissipation de l'élément. Enfin le paramètre C_{str} définit le taux d'endommagement.

- Même principe pour la dégradation de la raideur de décharge ;
- La dégradation de la raideur de charge est modélisée par l'augmentation de l'abscisse du pic de la boucle en cours en reprenant le même principe que précédemment :

$$U_{target}^i = U_{target}^{i-1} \cdot (1 + \beta_{acc}^i) \quad \text{(VI-3)}$$

où U_{target} est le déplacement visé à l'incrément i ou $i-1$.

- *Cap dégradation* : modélise le fait que le pic d'effort pour une courbe enveloppe est plus faible que pour une courbe monotone. Cette dégradation est reprise de la même manière que précédemment ;

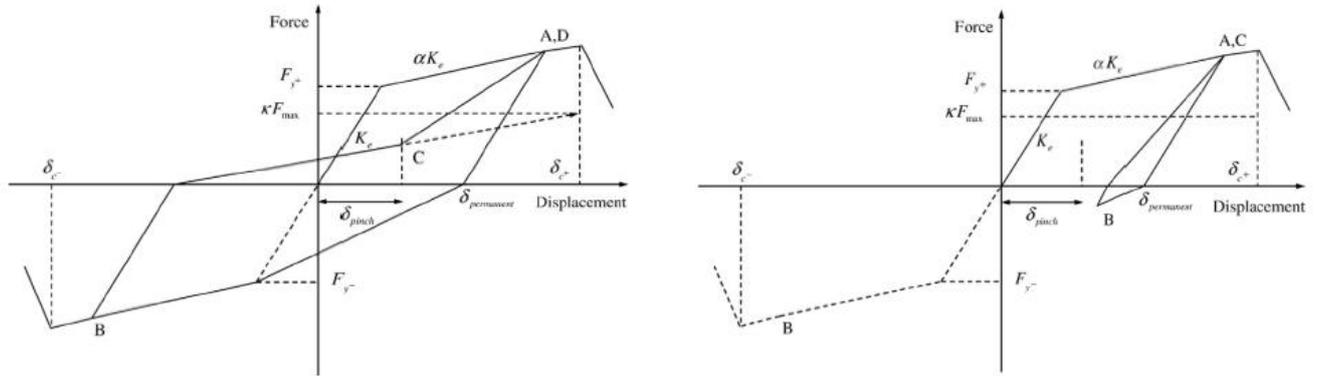


Figure AVI-2 : Modèle de Ayoub

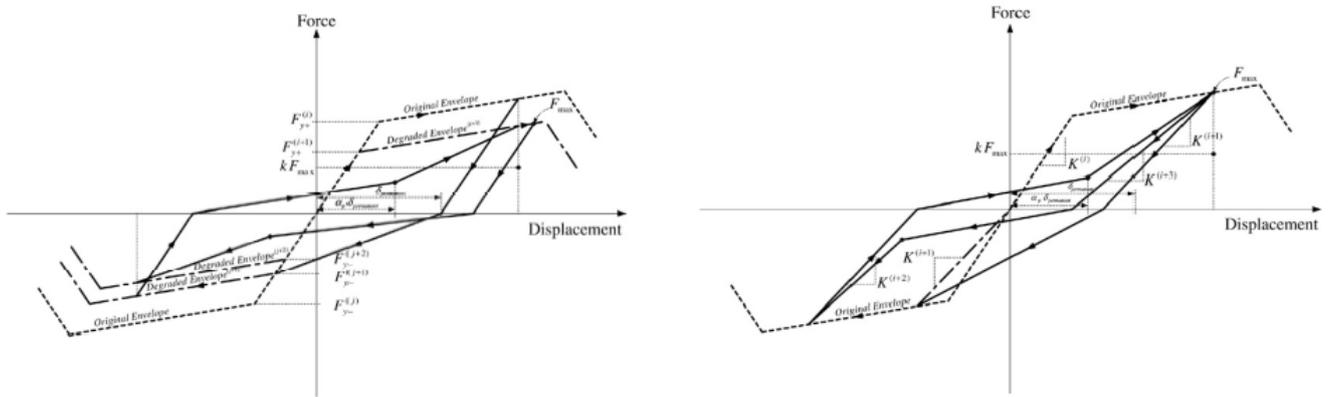


Figure AVI-3 : Modèle de Ayoub, a) Dégradation de la force et b) dégradation de la raideur de décharge

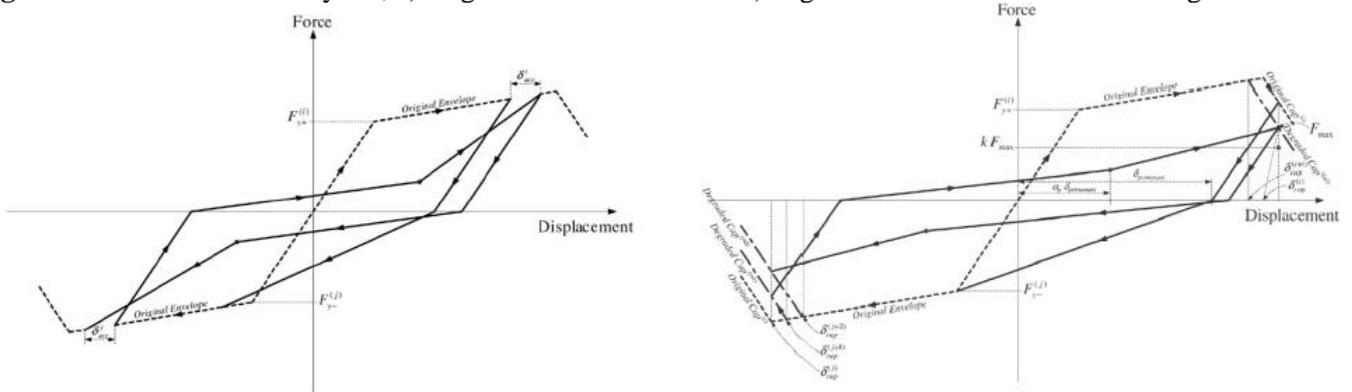


Figure AVI-4 : Modèle de Ayoub, a) Dégradation de la raideur de charge b) Cap dégradation

3. Modèle EPHM (Evolutionary Parameter Hysteretic Model Development)

Le modèle de loi de comportement proposé par Pang *et al.* (2007) est construit en utilisant une série de fonctions exponentielles. La courbe enveloppe est une fonction non-linéaire continue par morceaux (chargement monotone et adoucissement) construite à partir d'équations en exponentielles avec 7 paramètres statiques.

Les courbes de chargement et déchargement sont construites à partir de fonctions exponentielles dont les paramètres sont évolutifs. 10 paramètres sont utilisés dans la fonction de dégradation qui met à jour les paramètres évolutifs. Ces paramètres sont trouvés en utilisant des indices de suivi de la dégradation.

Ce modèle est une évolution du modèle CASHEW (Folz & Filiatrault, 2001a) permettant la prise en compte de la dégradation de raideur de déchargement et l'amélioration des caractéristiques de dissipation d'énergie lors d'une sollicitation sismique.

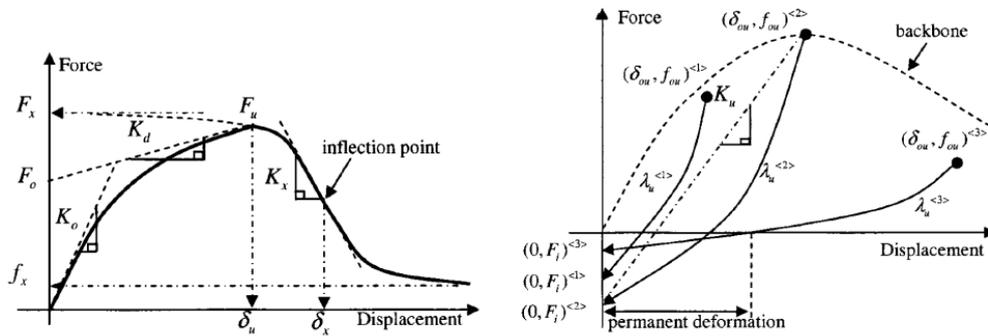


Figure AVI-5 : Courbe enveloppe (à gauche) cycle de décharge de la boucle hystérétique (à droite)

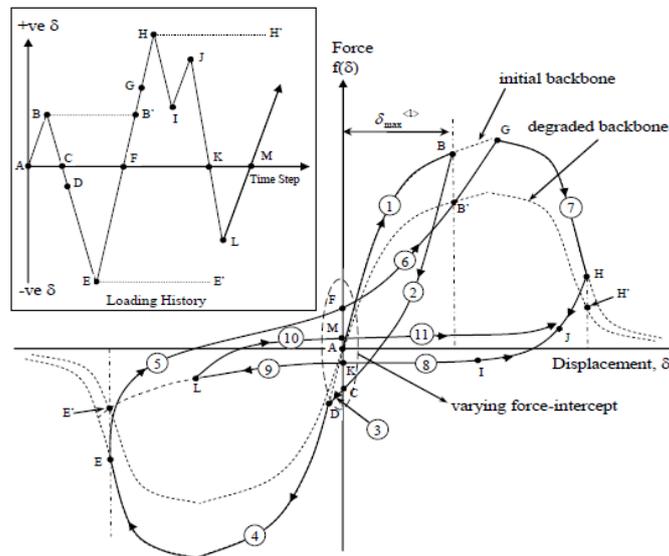


Figure AVI-6 : Détails d'un cycle complet en fonction de l'historique de chargement

4. Modèle BWBN (Bouc, Wen, Baber and Noori)

Ce modèle a été originalement développé par Bouc (1967) puis généralisé par Wen (1976), (1980). Il fut d'abord utilisé pour l'étude des vibrations des systèmes mécaniques puis a subi de nombreuses transformations. On trouve dans la littérature des applications à ce modèle en biologie, optique, électronique, etc (Ismail *et al.*, 2009). Il s'agit d'un modèle hystérétique analytique pour lequel la prise en compte de la dégradation de l'effort et de la raideur (Baber & Wen, 1981), le pincement des boucles d'hystérésis (1985) sont décrits par des fonctions analytiques et ont été rajoutées à posteriori. On trouvera notamment un revue complète des transformations subies par le modèle de Bouc-Wen dans l'article de Ismail & *al.* (2009).

Ce modèle se base sur la modélisation de la réponse d'un oscillateur SDOF couplé à un ressort linéaire, un ressort hystérétique et amortisseur. Le comportement du ressort hystérétique est défini par une fonction solution d'une équation différentielle qui permet à chaque instant de déterminer la force en fonction du chargement imposé :

$$\frac{d^2x}{dt^2} + \mu^2 x + \sum_i^N Z_i = p(t) \tag{VI-4}$$

$$\frac{dZ_i}{dt} + \alpha_i \left| \frac{dx}{dt} \right| Z_i - A_i \frac{dx}{dt} = 0 \quad i = 1, \dots, N \quad (\text{VI-5})$$

Le modèle fut adapté par Foliente (1995) pour les structures bois :

$$\ddot{u} + 2\xi_0\omega_0\dot{u} + \alpha\omega_0^2u + (1 - \alpha)\omega_0^2z = f(t) \quad (\text{VI-6})$$

$$\dot{z} = h(z) \left\{ \frac{A\dot{u} - \nu(|\dot{u}| |z|^{n-1} z + \gamma \dot{u} |z|^n)}{\eta} \right\} \quad (\text{VI-7})$$

où :

- $f(t)$ représente l'effort en entrée du système dynamique ;
- ω_0 représente la pulsation propre du système ;
- ξ_0 représente le taux d'amortissement ;
- α représente le ratio de participation des termes linéaires et non-linéaires ;
- β, γ et n sont des paramètres de formes ;
- ν, η : paramètres de dégradation ;
- $h(z)$ représente la fonction de pincement introduite par Baber et Noori (1985).

Plus récemment Xu & Dolan (2009b) ont fait évoluer le modèle en remplaçant un coefficient par une fonction afin d'être plus précis sur la partie post-pic. D'autres modifications améliorent la stabilité numérique du modèle ou le calcul de la réponse et de l'énergie dissipée (Charalampakis & Koumousis, 2008).

On notera enfin l'utilisation du modèle de Bouc-Wen pour la construction de spectre de demande en termes de ductilité et de déformation inélastique (Benazouz *et al.*, 2012).

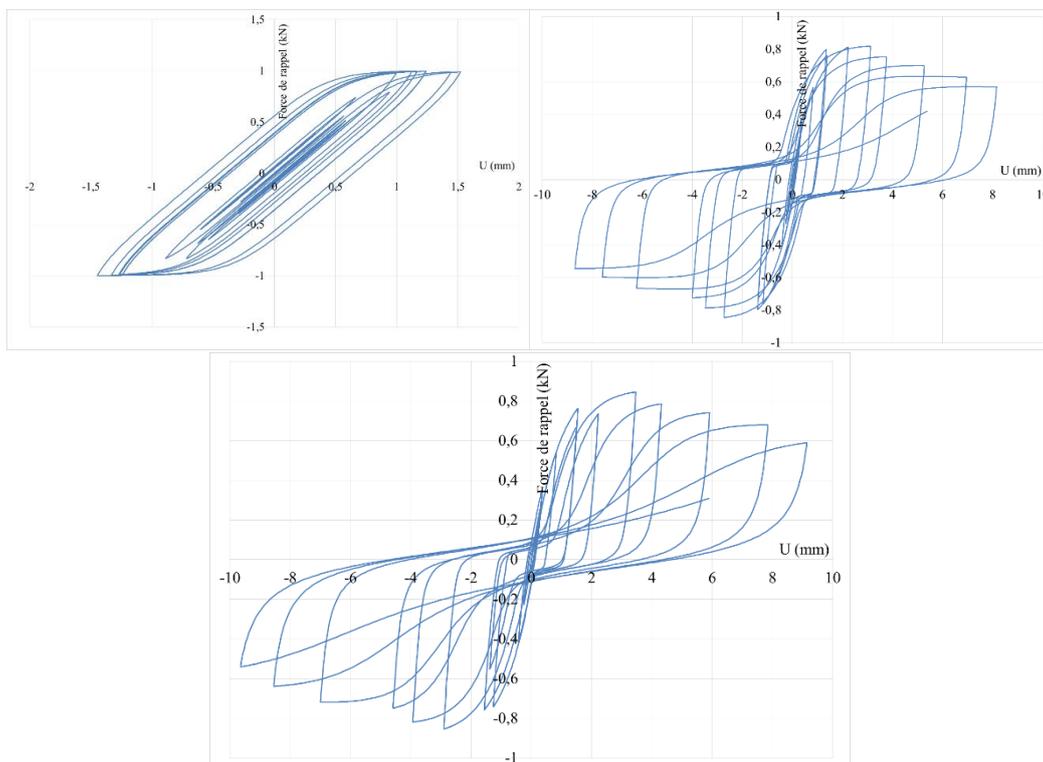


Figure AVI-7 : Exemple d'application du modèle de Bouc-Wen

Annexe VII : Raideur des éléments participant au contreventement des ouvrages en ossature bois

On donne le calcul de la raideur d'un élément de mur à ossature bois communément accepté par la communauté et formalisé par Källsner & Girhammar (2009).

1. Déplacement en tête de l'ossature d'un panneau de mur (p)

Les figures AVII-1(a) et AVII-1(b) représentent respectivement les déplacements $U_{v,Ed,S,m,p}(t)$ et $U_{v,Ed,S,m,p}(m)$ résultant du glissement δ_t du voile sur les traverses et du glissement δ_m du voile sur les montants soumis à l'action de $F_{v,Ed,S,m,p}$ en tête de mur.

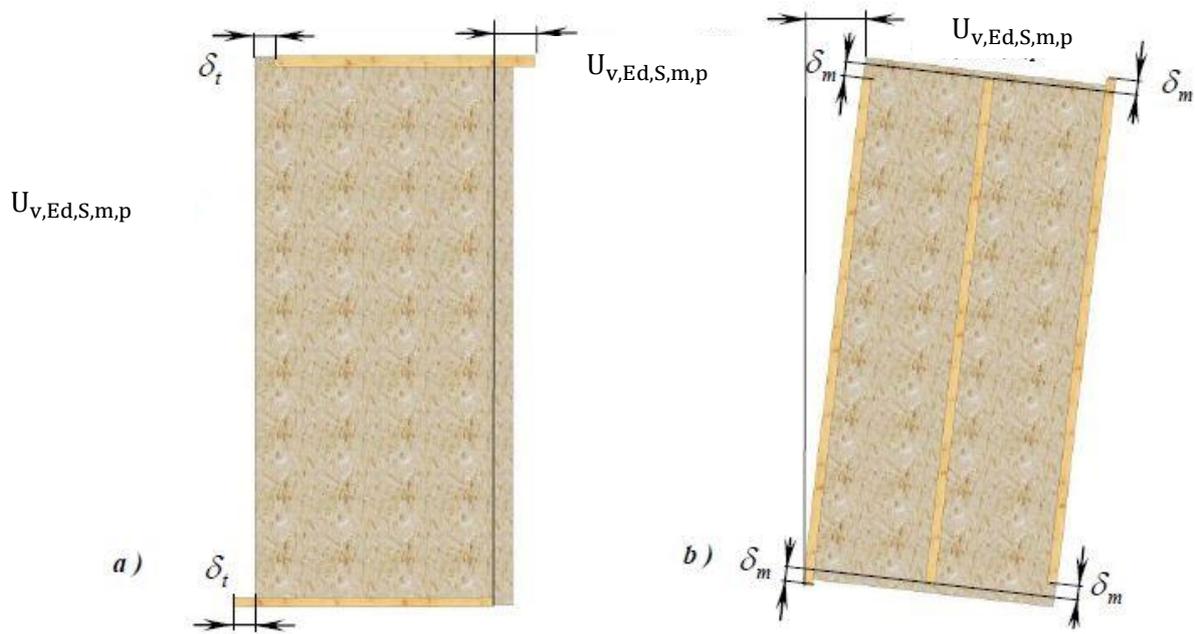


Figure AVII-1 : Déplacement en tête dû au glissement du panneau sur les montants (IRABOIS, 2009)

Il vient alors :

$$U_{v,Ed,S,m,p}(t) = 2 \cdot \delta_t \quad (\text{VII-1})$$

$$U_{v,Ed,S,m,p}(m) = 2 \cdot \frac{h}{b_p} \cdot \delta_m \quad (\text{VII-2})$$

Le glissement résultant est donc égal à la somme des déplacements :

$$U_{v,Ed,S,m,p} = U_{v,Ed,S,m,p}(m) + U_{v,Ed,S,m,p}(t) \quad (\text{VII-3})$$

et, enfin :

$$U_{v,Ed,S,m,p} = 2 \cdot \delta_t + 2 \cdot \frac{h\delta_m}{b_p} \quad (\text{VII-4})$$

Les forces qui équilibrent le panneau de murs sont représentées sur la figure avii-2. Elles conduisent à l'équation suivante :

$$F_{v,Ed,S,m,p} \cdot h - R \cdot b_p = 0 \quad (\text{VII-5})$$

Les forces de liaison qui agissent sur la traverse 2-3 (figure VII-2) sont représentées en figure VII-3 de manière schématique.

Le coefficient d'élasticité linéaire de la couture s'écrit :

$$k_{ser,f} = \frac{K_{ser}}{s} \quad (\text{VII-6})$$

où :

- K_{ser} est la raideur de l'organe d'assemblage à l'ELS ;
- s est l'espacement entre organes sur les montants et traverses périphériques du panneau de mur.

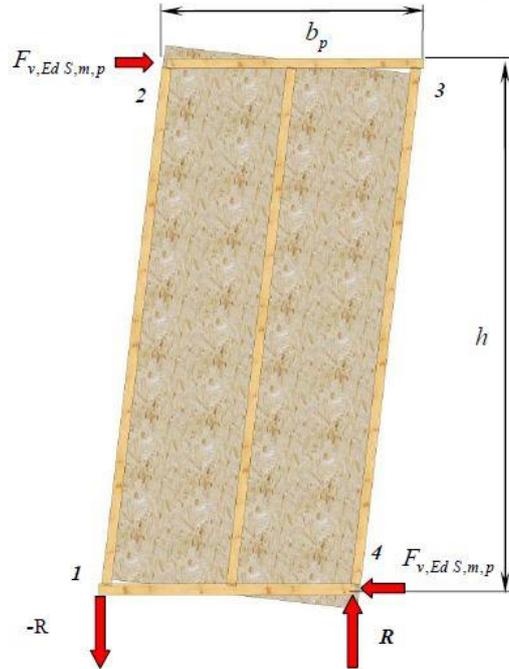


Figure AVII-2 : équilibre de basculement du panneau de mur

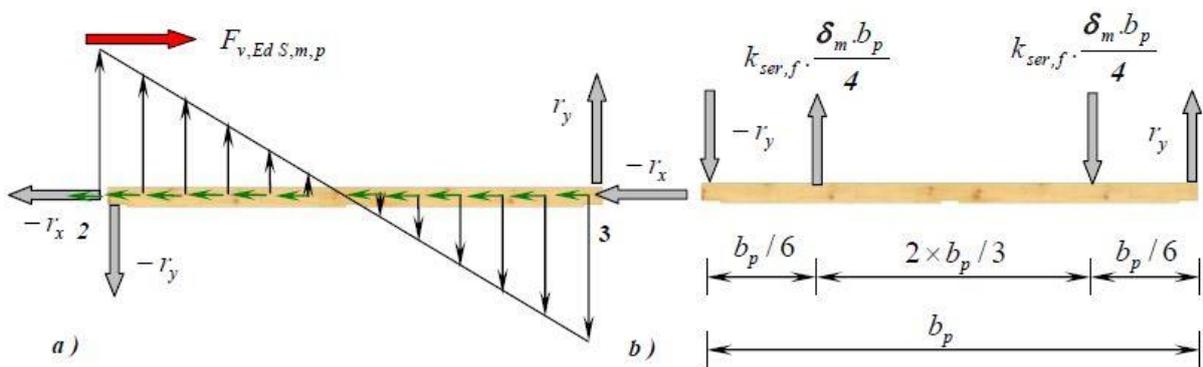


Figure AVII-3 : équilibre de la traverse supérieure du panneau de mur

La traverse est à l'équilibre :

$$F_{v,Ed S,m,p} = 2 \cdot r_x + k_{ser,f} \cdot \delta_t \cdot b_p \quad (\text{VII-7})$$

$$r_y \cdot b_p = k_{ser,f} \cdot \delta_m \cdot \frac{b_p}{4} \cdot \frac{2 \cdot b_p}{3} \quad (\text{VII-8})$$

$$r_y = k_{ser,f} \cdot \delta_m \cdot \frac{b_p}{6} \quad (\text{VII-9})$$

Les forces de liaison qui agissent sur le montant 1-2 (figure avii-2) sont représentées sur la figure avii-4.

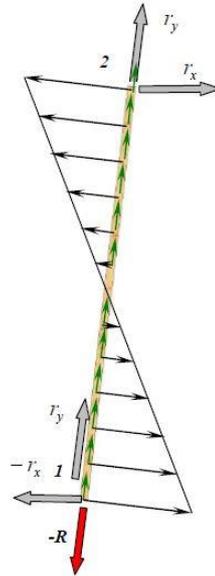


Figure AVII-4 : équilibre du montant du panneau de mur

Le montant est en équilibre :

$$R = 2 \cdot r_y + k_{ser,f} \cdot \delta_m \cdot h \quad (\text{VII-10})$$

$$r_x = k_{ser,f} \cdot \delta_t \cdot \frac{h}{6} \quad (\text{VII-11})$$

D'après (6) et (9) :

$$R = 2 \cdot k_{ser,f} \cdot \delta_t \cdot \frac{b_p}{6} + k_{ser,f} \cdot \delta_t \cdot h \quad (\text{VII-12})$$

$$\Leftrightarrow R = k_{ser,f} \cdot \delta_t \cdot \left(b_p + \frac{h}{3} \right) \quad (\text{VII-13})$$

$$\Leftrightarrow \delta_t = \frac{F_{v,Ed S,m,p}}{k_{ser,f} \cdot \left(b_p + \frac{h}{3} \right)} \quad (\text{VII-14})$$

D'après (7) et (8) :

$$R = 2 \cdot k_{ser,f} \cdot \delta_m \cdot \frac{b_p}{6} + k_{ser,f} \cdot \delta_m \cdot h \quad (\text{VII-15})$$

$$\Leftrightarrow R = k_{ser,f} \cdot \delta_m \cdot \left(b_p + \frac{h}{3} \right) \quad (\text{VII-16})$$

D'après (5) :

$$\delta_m = \frac{F_{v,Ed S,m,p} \cdot h}{k_{ser,f} \cdot b_p \cdot \left(h + \frac{b_p}{3} \right)} \quad (\text{VII-17})$$

En prenant en compte l'influence du couturage des montants intermédiaires, en réalisant l'équilibre des montants et des traverses et en notant que $k'_{ser,f} = \frac{K_{ser}}{s'}$ la raideur de couture des montants intermédiaires, il vient :

- Equilibre de la traverse :

$$F_{v,Ed\ S,m,p} = 2 \cdot r_x + r'_x + k_{ser,f} \cdot \delta_t \cdot b_p \quad (\text{VII-18})$$

$$r_y = k_{ser,f} \cdot \delta_m \cdot \frac{b_p}{6} \quad (\text{VII-19})$$

- Equilibre du montant :

$$R = 2 \cdot r_y + k_{ser,f} \cdot \delta_m \cdot h \quad (\text{VII-20})$$

$$r_x = k_{ser,f} \cdot \delta_t \cdot \frac{h}{6} \quad (\text{VII-21})$$

$$r'_x = k'_{ser,f} \cdot \delta_t \cdot \frac{h}{6} \quad (\text{VII-22})$$

$$\delta_t = \frac{F_{v,Ed\ S,m,p}}{k_{ser,f} \cdot \left(b_p + \frac{h}{3}\right) + k'_{ser,f} \cdot \frac{h}{6}} \quad (\text{VII-23})$$

$$\delta_m = \frac{F_{v,Ed\ S,m,p} \cdot h}{k_{ser,f} \cdot b_p \cdot \left(h + \frac{b_p}{3}\right)} \quad (\text{VII-24})$$

Les résultantes r_x , r_y et r'_x représentent les efforts internes dans l'ossature du panneau de mur. Ils se transmettent par contact bois sur bois ou par clouage. Dans la réalité, le clouage des panneaux aux angles de l'ossature transfère également une partie de ces efforts. Les efforts externes aux panneaux (charges ou continuité des éléments) participent au maintien de ces liaisons.

2. Raideur de cisaillement d'un élément de mur

Il a été établi que :

$$U_{v,Ed\ S,m,p} = 2 \cdot \delta_t + 2 \cdot \frac{h \delta_m}{b_p} \quad (\text{VII-25})$$

Où $U_{v,Ed\ S,m,p}$ représente le déplacement du panneau de mur (p) du mur (m) du système de murs (S) soumis à l'effort $F_{v,Ed\ S,m,p}$. En introduisant les expressions de δ_t et δ_m établies précédemment, il vient :

$$U_{v,Ed\ S,m,p} = \frac{2 \cdot F_{v,Ed\ S,m,p}}{k_{ser,f} \cdot \left(b_p + \frac{h}{3}\right) + k'_{ser,f} \cdot \frac{h}{6}} + \frac{2 \cdot F_{v,Ed\ S,m,p} \cdot h^2}{k_{ser,f} \cdot b_p^2 \cdot \left(h + \frac{b_p}{3}\right)} \quad (\text{VII-26})$$

La raideur d'un panneau de mur (p) appartenant au mur (m) de la paroi (S) s'exprime par :

$$\frac{1}{K_{cp,1}} = \frac{U_{v,Ed\ S,m,p}}{F_{v,Ed\ S,m,p}} = \frac{2}{k_{ser,f} \cdot \left(b_p + \frac{h}{3}\right) + k'_{ser,f} \cdot \frac{h}{6}} + \frac{2 \cdot h^2}{k_{ser,f} \cdot b_p^2 \cdot \left(h + \frac{b_p}{3}\right)} \quad (\text{VII-27})$$

La couture sur le montant intermédiaire augmente peu la raideur de l'élément de mur. La formule peut donc être utilisée de manière conservatrice pour des panneaux de murs comportant 2 ou 3 montants intermédiaires, ce qui est rare en pratique. Lorsque le panneau de mur comporte un diaphragme de part et d'autre de l'ossature, la raideur totale de l'élément sera égale à la somme des raideurs des panneaux de murs constitués de chacun des diaphragmes.

Annexe VIII : Analyse de vulnérabilité

VIII.1 Méthode LHS

L'analyse et la propagation de chacune des sources d'incertitudes peuvent être réalisées à l'aide de la méthode de Monte Carlo, d'une analyse par surface de réponse ou encore à l'aide d'une analyse différentielle.

La procédure Monte Carlo reste la méthode la plus usitée pour la propagation des incertitudes. Elle est généralement couplée à une méthode de réduction de variance telle que l'échantillonnage par Hypercube Latin (*Latin Hypercube Sampling* (LHS - McKay *et al.*, 1979)). Compte-tenu du caractère courant de la procédure Monte Carlo nous ne donnons par la suite qu'un résumé de la méthode LHS.

Dans le cas d'un échantillonnage purement aléatoire des variables d'entrée, il n'y a aucune assurance que l'ensemble de l'intervalle des variables d'entrée soit balayé. En particulier, les valeurs à faible probabilité d'occurrence, et pouvant avoir des conséquences importantes sur la sortie, pourront ne jamais apparaître. Afin de s'affranchir de ce problème, la méthode LHS propose de diviser l'intervalle de valeurs prises par chaque variable aléatoire en N sous-intervalles de probabilité d'occurrence égale et de sélectionner aléatoirement sans remplacement une valeur dans chacun d'eux. Ainsi, en se donnant le vecteur $\mathbf{x} = [x_1, x_2, \dots, x_n]$, les N valeurs de x_i ($i = 1, \dots, n-1$) sont couplées aléatoirement avec les N valeurs de x_{i+1} sans remplacement. Puis les N valeurs de x_{i+1} sont couplées aléatoirement avec les N valeurs de x_{i+2} sans remplacement, etc. On obtient ainsi N n-uplet de la forme :

$$\mathbf{x}_i = [x_{i1}, x_{i2}, \dots, x_{in}], \quad i = 1, 2, \dots, N \quad \text{(VIII-1)}$$

Initialement, les individus x_i devaient être indépendants cependant Iman et Conover (1982) ont proposé une méthode permettant de prendre en compte la corrélation entre variables aléatoires.

Pour illustrer la méthode LHS, on se donne $\mathbf{x} = [U, V]$ et $N = 5$. La variable U est supposée suivre une loi uniforme sur $[0 ; 10]$ tandis que la variable V est supposée suivre une loi triangulaire sur $[0 ; 10]$ de mode 6.

Les N sous-intervalles sont construits à partir de :

$$B_i = B_{i-1} + i \cdot CDF^{-1} \left(\frac{[0;1]}{N} \right) \quad \text{(VIII-2)}$$

où B_i représente la borne supérieure du sous-intervalle i calculée à partir de l'inverse de la CDF et la borne supérieure du sous-intervalle $i-1$. Puis dans chacun des sous-intervalles, une valeur aléatoire est tirée formant ainsi des couples de coordonnées $(U_i ; V_i)$ placés sur le quadrillage de la figure AVIII-1.c. Les couples ne sont pas uniques et l'on peut retrouver toutes les combinaisons possibles sans remplacement.

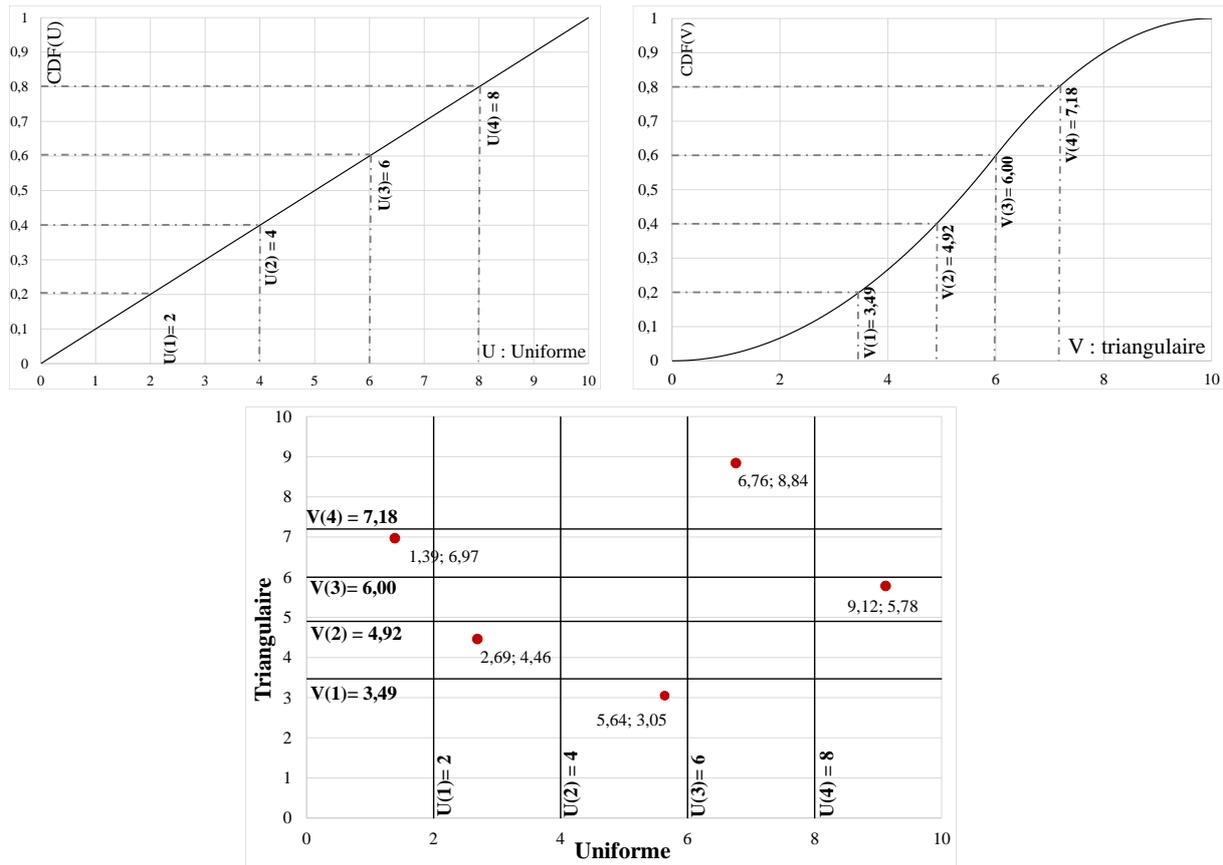


Figure AVIII-1 : Exemple d'application de la méthode LHS afin de générer un échantillon de $N = 5$ valeurs à partir de $x = [U, V]$ avec $U \sim U(0,10)$ et $V \sim T(0,10)$ de mode 6 – a) CDF de la loi uniforme, b) CDF de la loi triangulaire, c) quadrillage formé par les sous-intervalles et placement des couples de points tirés aléatoirement dans chaque sous-intervalle

VIII.2 Analyse paramétrique

Les figures AVIII-2 à AVIII-4 présentent les fonctions de répartition après identification des paramètres par la méthode du maximum de vraisemblance. Les courbes présentées sont exprimées à partir de l'accélération spectrale (S_a) et de l'approche ISO 21581. Le tableau AVIII-1 présente le logarithme du maximum de vraisemblance pour chacune des distributions.

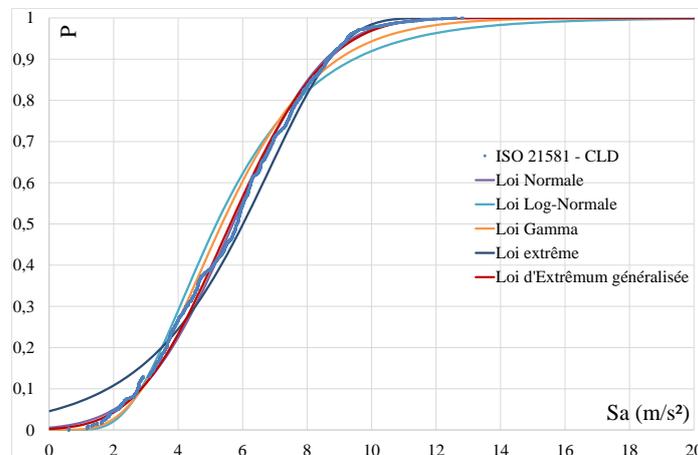


Figure AVIII-2 : Etude paramétrique pour la classe d'endommagement CLD et la méthode capacitive (approche ISO)

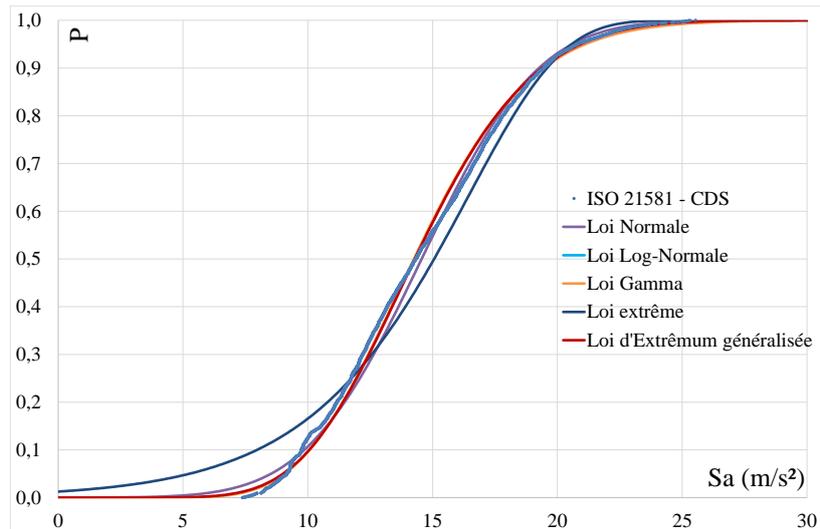


Figure AVIII-3 : Etude paramétrique pour la classe d'endommagement CDS et la méthode capacitive (approche ISO)

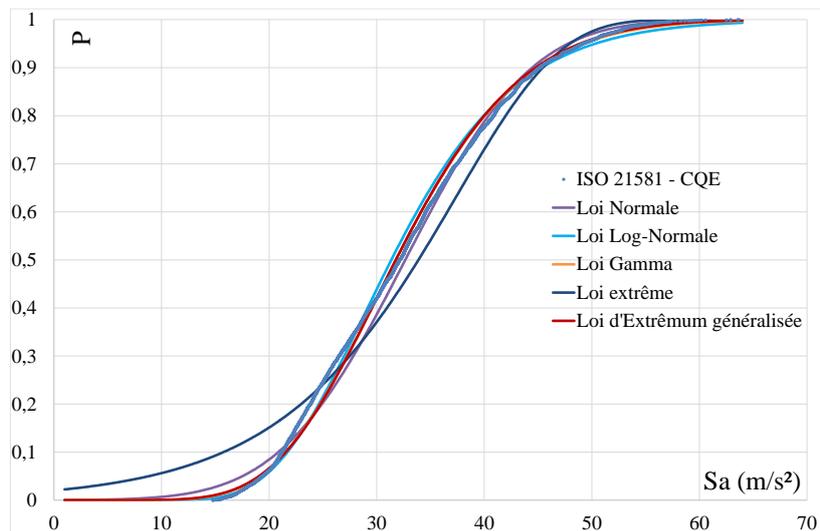


Figure AVIII-4 : Etude paramétrique pour la classe d'endommagement CLD et la méthode capacitive (approche ISO)

Tableau AVIII-1 : Logarithme du maximum de vraisemblance pour les distributions identifiées dans le cas de l'analyse par méthode capacitive (approche ISO 21581)

	log(MV)			Moyenne
	CLD	CDS	CQE	
Normale	-20147	-11864	-21733	-17915
Log-Normale	-20880	-11815	-21609	-18101
Gamma	-20352	-11795	-21588	-17912
EV	-20887	-12329	-22446	-18554
GEV	-20092	-11790	-21591	-17824

Les figures AVIII-5 à AVIII-7 présentent les fonctions de répartition après identification des paramètres par la méthode du maximum de vraisemblance. Les courbes présentées sont exprimées à partir de l'accélération maximale du sol (PGA) et du modèle de loi de comportement CASHEW. Le tableau AVIII-2 présente le logarithme du maximum de vraisemblance pour chacune des distributions.

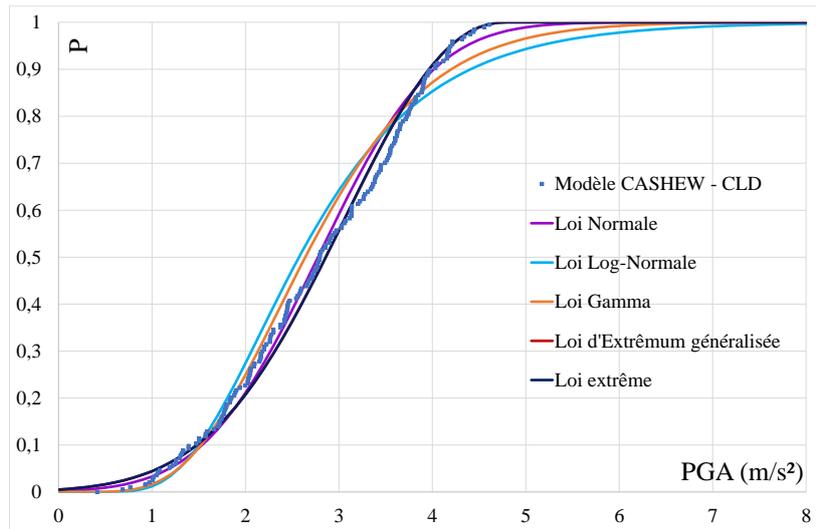


Figure AVIII-5 : Etude paramétrique pour la classe d'endommagement CLD et l'analyse dynamique temporelle (modèle CASHEW)

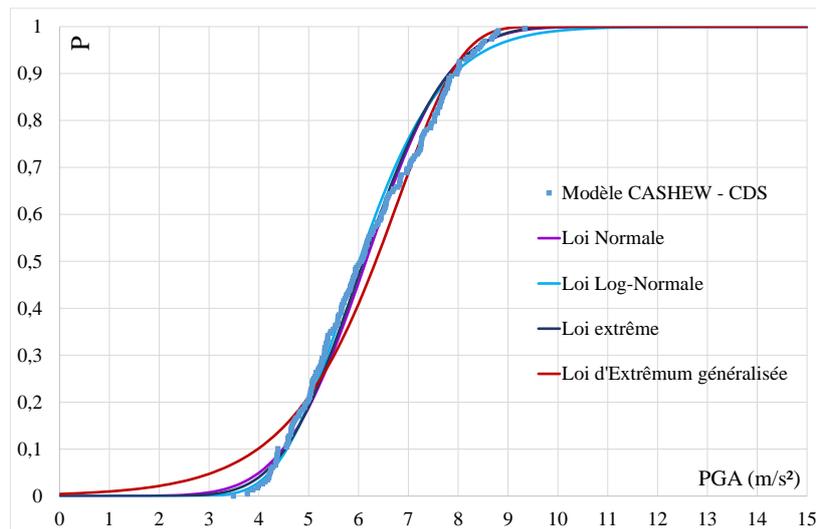


Figure AVIII-6 : Etude paramétrique pour la classe d'endommagement CDS et l'analyse dynamique temporelle (modèle CASHEW)

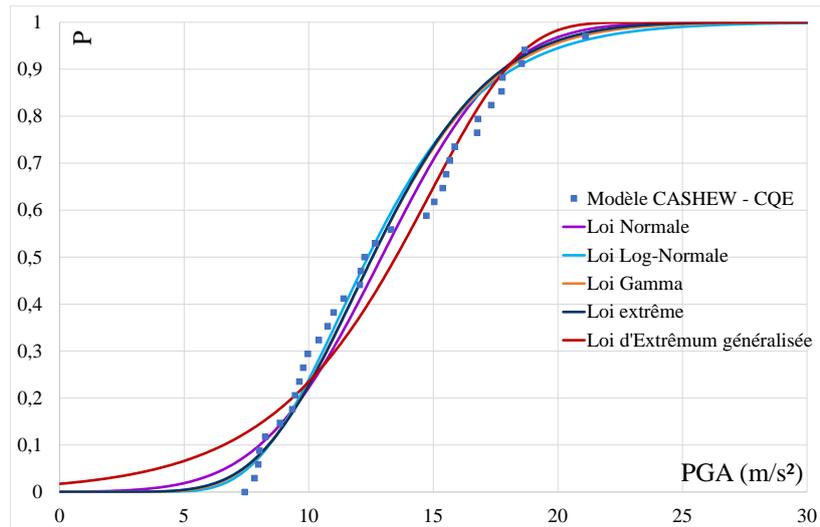


Figure AVIII-7 : Etude paramétrique pour la classe d'endommagement CQE et l'analyse dynamique temporelle (modèle CASHEW)

Pour chacune des distributions identifiées, on donne dans le tableau AVIII-2 le logarithme du maximum de vraisemblance à chacun des états limites ainsi que la moyenne par distribution.

Tableau AVIII-2 : Logarithme du maximum de vraisemblance pour les distributions identifiées dans le cas de l'analyse dynamique temporelle

	log(MV)			Moyenne
	CLD	CDS	CQE	
Normale	-268	-383	-93,3	-248
Log-Normale	-290	-382	-92,4	-255
Gamma	-278	-381	-92,4	-250
EV	-270	-399	-96	-255
GEV	-262	-379	-92,4	-244