



Développement de surfaces de fragilité pour le bâti courant en maçonnerie

Rapport final

BRGM/RP-58906-FR

Octobre 2010

Étude réalisée dans le cadre du projet
de Service public du BRGM PSP09ARN83

P.Gehl, S. Sy, D. Monfort-Climent

Vérificateur :

Nom : D. Seyedi

Date :

Signature :

Original signé le 04/10/10

Approbateur :

Nom : Th. Winter

Date :

Signature :

Original signé le 08/10/10

En l'absence de signature, notamment pour les rapports diffusés en version numérique,
l'original signé est disponible aux Archives du BRGM.

Le système de management de la qualité du BRGM est certifié AFAQ ISO 9001:2008.

Mots clés : TREMURI, vulnérabilité, risque sismique, maçonnerie, surfaces de fragilité

En bibliographie, ce rapport sera cité de la façon suivante :

Gehl P., Sy S., Monfort-Climent D. (2010) – Développement de surfaces de fragilité pour le bâti courant en maçonnerie. Rapport BRGM/RP-58906-FR, 118 p., 76 fig.

© BRGM, 2010, ce document ne peut être reproduit en totalité ou en partie sans l'autorisation expresse du BRGM.

Synthèse

Les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité d'un bâtiment conduisent généralement à des courbes de fragilité (probabilité d'atteindre un niveau d'endommagement en fonction d'un paramètre donné), souvent basées sur des paramètres tels que le PGA ou l'intensité macrosismique. Il a cependant été montré récemment que d'autres paramètres du mouvement fort pouvaient avoir plus d'influence sur la réponse du bâtiment. Par ailleurs, la méthode classique des courbes de fragilité néglige l'incertitude induite par l'utilisation d'un seul paramètre pour représenter l'agression sismique dans l'évaluation de l'endommagement. En effet, en raison de la complexité du chargement sismique, représenter le mouvement sismique par un seul paramètre revient à négliger d'autres caractéristiques importantes comme le contenu fréquentiel ou la durée du signal. Dans cette optique, le remplacement des courbes de fragilité habituelles par des surfaces de fragilités (probabilité en fonction de deux paramètres) pourrait offrir une meilleure vision de la vulnérabilité d'une famille de bâtiments et faciliter la tâche des décideurs publics.

Réalisée dans le cadre de l'opération de Service Public « Surfaces de fragilité pour le bâti courant en maçonnerie » (convention MEEDDAT-BRGM 2009), ce rapport détaille le développement de la méthodologie pour établir des surfaces de fragilité pour des bâtiments courants en maçonnerie. Celle-ci se décompose en plusieurs étapes :

- sélection d'un jeu d'accélérogrammes réels et synthétiques (777 au total) conforme au contexte sismique en France métropolitaine ;
- construction des modèles pour les 3 bâtiments-type et de développement de variantes en se basant sur une distribution aléatoire des propriétés mécaniques ;
- réalisation d'analyses dynamiques non-linéaires sur l'ensemble des modèles et relevé des niveaux d'endommagement en fonction des déplacements et drifts inter-étages ;
- étude paramétrique pour sélectionner les paramètres du mouvement fort utiles à la construction des surfaces de fragilité : ceux-ci doivent être très bien corrélés avec la réponse de la structure, et devrait être peu corrélés entre eux afin de parcourir au maximum l'espace ;
- développement des surfaces de fragilité à l'aide de la méthode d'estimation de probabilité par noyau.

Cette méthodologie est appliquée à trois bâtiments-types en briques, jugés représentatifs des constructions en maçonnerie non chaînée : une structure régulière à deux niveaux (RDC+1), une structure à deux niveaux (RDC+1) présentant des

ouvertures importantes, et une habitation de plain-pied (RDC) avec un garage adjacent.

Pour chaque bâtiment-type et ses différentes variantes, des surfaces de fragilité sont établies en fonction de deux échelles d'endommagement (EMS-98 et recommandations FEMA-356). Les paramètres du mouvement fort prépondérants pour l'endommagement sont PGV et l'Intensité d'Arias pour les trois modèles. Cependant, le couple de variables (**A95 – PGD**) a été retenu pour la construction des surfaces, dans la mesure où ces deux paramètres sont peu corrélés entre eux et ont une influence conséquente sur la réponse de la structure.

Pour chacun des trois modèles, 7 surfaces de fragilité sont représentées (5 pour l'échelle EMS-98, 2 selon les critères FEMA-356), à l'aide de la méthode d'estimation par noyau : il s'agit de représentations statistiques non paramétriques et les valeurs des différentes surfaces sont fournies sur le CD-ROM joint au présent rapport.

Sommaire

1. Introduction	13
2. Modélisation avec le code TREMURI	15
2.1. PRINCIPE DU « CADRE EQUIVALENT »	15
2.2. COMPORTEMENT D'UN MACROELEMENT DE MAÇONNERIE.....	16
2.2.1. Mécanismes en cisaillement et en flexion.....	16
2.2.2. Critères d'endommagement	19
2.3. CALAGE D'UN PANNEAU DE MAÇONNERIE AVEC DES RESULTATS EXPERIMENTAUX.....	21
3. Méthodologie proposée.....	27
3.1. APPROCHE RETENUE	27
3.2. ACCELEROGRAMMES UTILISES.....	29
4. Bâtiment I – Structure RDC+1 régulière	35
4.1. DESCRIPTION DU MODELE.....	35
4.1.1. Description du bâtiment physique.....	35
4.1.2. Construction du modèle et propriétés mécaniques	36
4.2. ANALYSE EN POUSSEE PROGRESSIVE	39
4.2.1. Vérification de la structure	39
4.2.2. Identification des niveaux d'endommagement.....	41
4.3. ANALYSE MODALE.....	42
4.4. DEVELOPPEMENT DES VARIANTES AU MODELE DE BASE	44
4.5. ANALYSES DYNAMIQUES NON-LINEAIRES	48
4.6. CHOIX DES PARAMETRES SISMQUES DETERMINANTS.....	52
4.7. CONSTRUCTION DES SURFACES DE FRAGILITE	57
5. Bâtiment II – Structure RDC+1 « étage souple »	61
5.1. DESCRIPTION DU MODELE.....	61

5.1.1. Description du bâtiment physique.....	61
5.1.2. Construction du modèle et propriétés mécaniques	62
5.2. ANALYSE EN POUSSEE PROGRESSIVE	65
5.2.1. Vérification de la structure	65
5.2.2. Identification des niveaux d'endommagement	68
5.3. ANALYSE MODALE	69
5.4. DEVELOPPEMENT DES VARIANTES AU MODELE DE BASE	70
5.5. ANALYSES DYNAMIQUES NON-LINEAIRES	71
5.6. CHOIX DES PARAMETRES SISMQUES DETERMINANTS	75
5.7. CONSTRUCTION DES SURFACES DE FRAGILITE	78
6. Bâtiment III – Structure RDC irrégulière	81
6.1. DESCRIPTION DU MODELE	81
6.1.1. Description du bâtiment physique.....	81
6.1.2. Construction du modèle et propriétés mécaniques	82
6.2. ANALYSE EN POUSSEE PROGRESSIVE	84
6.2.1. Vérification de la structure	84
6.2.2. Identification des niveaux d'endommagement	85
6.3. ANALYSE MODALE	86
6.4. DEVELOPPEMENT DES VARIANTES AU MODELE DE BASE	87
6.5. ANALYSES DYNAMIQUES NON-LINEAIRES	88
6.6. CHOIX DES PARAMETRES SISMQUES DETERMINANTS	90
6.7. CONSTRUCTION DES SURFACES DE FRAGILITE	93
7. Analyse des résultats.....	95
7.1. COMPARAISON DES RESULTATS POUR LES 3 BATIMENTS-TYPES	95
7.2. COMPARAISON DES RESULTATS AVEC DES ETUDES ANTERIEURES ...	98
7.3. APPORT DES SURFACES DE FRAGILITE PAR RAPPORT AUX COURBES100	
8. Conclusion.....	103
9. Bibliographie	105

Liste des illustrations

Figure 1 - (a) Dommages constatés sur une façade; (b) Modélisation des éléments: intacts (en vert) et endommagés (en rouge), d'après Costa (2007)	15
Figure 2 - Mécanisme de cisaillement (d'après Lagomarsino et al., 2006) et courbe expérimentale de chargement cyclique	16
Figure 3 - Mécanisme de flexion (d'après Lagomarsino et al., 2006) et courbe expérimentale de chargement cyclique	16
Figure 4 - Modèle cinématique utilisé pour la définition du macroélément, d'après Lagomarsino et al. (2008)	17
Figure 5 - Comportement en cisaillement du macroélément : la courbe bleue représente une poussée progressive, et la courbe rouge des chargements cycliques.	18
Figure 6 - Comportement en flexion du macroélément : la courbe bleue représente une poussée progressive, et la courbe rouge des chargements cycliques.	19
Figure 7 - Evolution du critère d'endommagement en flexion	20
Figure 8 - Evolution des deux critères d'endommagement en cisaillement en fonction de l'effort axial : courbe linéaire pour le critère de Mohr-Coulomb et courbe arrondie pour le critère de Turnšek & Cačovic.	21
Figure 9 - Schéma du bâtiment expérimental et du modèle TREMURI correspondant ("door wall")	22
Figure 10 - Résultat des chargements cycliques effectués sur table vibrante	22
Figure 11 - Courbe de poussée progressive réalisée avec le modèle TREMURI (courbe bleue) et courbe expérimentale (rouge)	23
Figure 12 - $d = 6.3$ mm : plastification en cisaillement d'un élément linteau	23
Figure 13 - $d = 17.5$ mm : rupture en cisaillement de l'élément linteau	24
Figure 14 - $d = 31$ mm : plastification en cisaillement de l'élément poutre central	24
Figure 15 - $d = 34.7$ mm : rupture en cisaillement de l'élément central et rupture en flexion d'un élément poutre latéral	24
Figure 16 - $d = 44$ mm : ruine de la structure avec la rupture en flexion du dernier élément poutre	25
Figure 17 - Fissures apparues sur la structure expérimentale à l'issue des chargements cycliques.....	25
Figure 18 - Visualisation des 3 clusters obtenus et liste des variables incluses dans chaque classe, pour les accélérographes réels.....	33
Figure 19 - Visualisation des 3 clusters obtenus et liste des variables incluses dans chaque classe, pour les accélérographes synthétiques	34
Figure 20 - Photographie de la structure testée sur table vibrante (Magenes et al., 1995)	35
Figure 21 - Plans de la structure-test et de ses différentes parois (dimensions en cm).....	36
Figure 22 - Vue en plan de la structure.....	37
Figure 23 - Modèle de la paroi 1 et répartition des macroéléments (« piers » en rouge, « spandrels » en vert et nœuds rigides en bleu).....	37

Figure 24 - Modèle de la paroi 3.....	38
Figure 25 - Modèle des murs transverses (parois 2 et 4). Les éléments linéaires bleus représentent les poutres élastiques nécessaires à la connexion des murs.....	38
Figure 26 - Résultats de l'analyse en poussée progressive. la courbe bleue représente le déplacement du modèle, et la rouge l'équivalent bilinéaire.....	40
Figure 27 – Déformée (paroi 1) des deux premiers modes selon la direction X.....	43
Figure 28 - Evolution de l'amortissement visqueux en fonction de la pulsation (courbe rouge). La courbe noire représente la branche proportionnelle à la masse, et la bleue celle de la rigidité.	44
Figure 29 - Points de mesure des déplacements et calcul du drift maximal (H1 et H2 sont les hauteurs des premier et deuxième étages)	49
Figure 30 - Répartition des résultats selon les niveaux de dommage atteints (EMS-98 en rouge, FEMA-356 en vert)	49
Figure 31 - Courbes de fragilité en fonction du PGA, obtenues pour le bâtiment I.....	51
Figure 32 - Courbes de fragilité en fonction de l'échelle d'endommagement FEMA-356, basées sur les données réelles ou synthétiques.....	52
Figure 33 - Visualisation des 3 clusters obtenus et liste des variables incluses dans chaque classe.....	53
Figure 34 - Distribution des deux couples de paramètres pressentis (PGV-AI) et (PGD-A95)	56
Figure 35 - Surfaces de fragilité obtenues pour le bâtiment-type I, avec l'échelle d'endommagement FEMA-356.....	59
Figure 36 - Surfaces de fragilité obtenues pour le bâtiment-type I, avec l'échelle d'endommagement EMS-98 (niveaux « slight » et « moderate »)	59
Figure 37 - Surfaces de fragilité obtenues pour le bâtiment-type I, avec l'échelle d'endommagement EMS-98 (niveaux « extensive » et « very heavy »)	60
Figure 38 - Surfaces de fragilité obtenues pour le bâtiment-type I, avec l'échelle d'endommagement EMS-98 (niveau « collapse »).....	60
Figure 39 - Vue schématique du bâtiment-type II (Park et al., 2009)	61
Figure 40 - Plans et dimensions du bâtiment-type II (Park et al., 2009)	62
Figure 41 - Vue en plan de la structure	63
Figure 42 - Modèle de la paroi 1	63
Figure 43 - Modèle de la paroi 3.....	64
Figure 44 - Modèles des parois 2 et 4.....	64
Figure 45 - Résultats de l'analyse en poussée progressive. la courbe bleue représente le déplacement du modèle, et la rouge l'équivalent bilinéaire.....	66
Figure 46 - Résultats de l'analyse en poussée progressive. la courbe bleue représente le déplacement du modèle, et la rouge l'équivalent bilinéaire.....	67
Figure 47 - Répartition des résultats selon les niveaux de dommage atteints (EMS-98 en rouge, FEMA-356 en vert)	72

Figure 48 - Courbes de fragilité pour le bâtiment II, dans la direction X, en fonction des échelles d'endommagement FEMA-356 et EMS-98	73
Figure 49 - Répartition des résultats selon les niveaux de dommage atteints (EMS-98 en rouge, FEMA-356 en vert)	74
Figure 50 - Courbes de fragilité pour le bâtiment II, dans la direction Y, en fonction des échelles d'endommagement FEMA-356 et EMS-98	74
Figure 51 - Courbes de fragilité pour le bâtiment II (directions X et Y), en fonction des échelles d'endommagement FEMA-356 et EMS-98	75
Figure 52 - Surfaces de fragilité obtenues pour le bâtiment-type II, avec l'échelle d'endommagement FEMA-356	78
Figure 53 - Surfaces de fragilité obtenues pour le bâtiment-type II, avec l'échelle d'endommagement EMS-98 (niveaux « slight » et « moderate »)	79
Figure 54 - Surfaces de fragilité obtenues pour le bâtiment-type II, avec l'échelle d'endommagement EMS-98 (niveaux « extensive » et « very heavy »)	79
Figure 55 - Surfaces de fragilité obtenues pour le bâtiment-type II, avec l'échelle d'endommagement EMS-98 (niveau « collapse »)	79
Figure 56 - Plan du bâtiment-type III	81
Figure 57 - Vue en plan du modèle du bâtiment III	82
Figure 58 - Modèle de la paroi 1	82
Figure 59 - Modèle de la paroi 2	82
Figure 60 - Modèle de la paroi 3	83
Figure 61 - Modèle de la paroi 4	83
Figure 62 - Modèle de la paroi 5	83
Figure 63 - Modèle de la paroi 6	84
Figure 64 - Résultats de l'analyse en poussée progressive. la courbe bleue représente le déplacement du modèle, et la rouge l'équivalent bilinéaire.	85
Figure 65 - Répartition des résultats selon les niveaux de dommage atteints (EMS-98 en rouge, FEMA-356 en vert)	89
Figure 66 - Courbes de fragilité pour le bâtiment III, en fonction des échelles d'endommagement FEMA-356 et EMS-98	90
Figure 67 - Surfaces de fragilité obtenues pour le bâtiment-type III, avec l'échelle d'endommagement EMS-98 (niveaux « slight » et « moderate »)	93
Figure 68 - Surfaces de fragilité obtenues pour le bâtiment-type III, avec l'échelle d'endommagement EMS-98 (niveaux « extensive » et « very heavy »)	93
Figure 69 - Surfaces de fragilité obtenues pour le bâtiment-type III, avec l'échelle d'endommagement EMS-98 (niveau « collapse »)	94
Figure 70 – Comparaison des courbes de fragilité en fonction de l'échelle FEMA-356, pour les 3 modèles	95
Figure 71 - Comparaison des courbes de fragilité en fonction de l'échelle EMS-98 (niveaux « slight » et « collapse »), pour les 3 modèles	96

Figure 72 - Courbes de fragilité agrégées pour les 3 modèles, par rapport aux échelles d'endommagement EMS-98 et FEMA-356.....	97
Figure 73 - Comparaison entre les courbes de fragilité développées dans cette étude et les résultats de Lagomarsino & Giovinazzi (2006)	99
Figure 74 - Courbe de fragilité usuelle $P=f(A_{95})$ comparée à des coupes de la surface, pour le bâtiment-type I	101
Figure 75 - Evaluation du paramètre SLOPE75 sur un exemple (enregistrement du séisme d'El Centro, d'après Gupta 1992)	112
Figure 76 - Définition d'intervalles équiprobables (exemple d'une distribution normale)	117
Tableau 1 - Paramètres statistiques pour les accélérogrammes réels	30
Tableau 2 - Paramètres statistiques pour les accélérogrammes synthétiques	32
Tableau 3 - Jeu de paramètres retenu pour modéliser la structure-test	39
Tableau 4 - Correspondance entre déplacements limites en tête et niveaux de dommage ($\delta_y = 0.9\delta_u - 0.7\delta_y$) d'après Milutinovic et Trendafiloski, 2003.	41
Tableau 5 - Résultats de l'analyse modale (10 premiers modes)	42
Tableau 6 - Variations retenues pour les propriétés matériaux.....	45
Tableau 7 - Propriétés matériaux tirées aléatoirement pour les 20 structures variantes	46
Tableau 8 - Déplacements limites (en mm) correspondant aux niveaux d'endommagement EMS-98 pour les 20 structures variantes	47
Tableau 9 - Ductilité et coefficients d'amortissement pour les 20 structures variantes.....	47
Tableau 10 - Paramètres obtenus pour les courbes de fragilité exprimées en fonction du PGA	50
Tableau 11 - Indice de corrélation R entre les clusters, et par rapport au drift	53
Tableau 12 - Indice de corrélation R des paramètres sismiques avec l'endommagement de la structure	54
Tableau 13 - Corrélation entre les couples de paramètres potentiels, classés par ordre décroissant de corrélation avec le drift	55
Tableau 14 - Propriétés mécaniques retenus pour le modèle du bâtiment II.....	65
Tableau 15 - Correspondance entre déplacements limites en tête et niveaux de dommage ($\delta_y = 0.9\delta_u - 0.7\delta_y$).....	68
Tableau 16 - Correspondance entre déplacements limites en tête et niveaux de dommage ($\delta_y = 0.9\delta_u - 0.7\delta_y$).....	68
Tableau 17 - Résultats de l'analyse modale (10 premiers modes)	69
Tableau 18 - Variations retenues pour les propriétés matériaux	70
Tableau 19 - Propriétés matériaux tirées aléatoirement pour les 20 structures variantes	71
Tableau 20 - Paramètres obtenus pour les courbes de fragilité exprimées en fonction du PGA	72

Tableau 21 - Paramètres obtenus pour les courbes de fragilité exprimées en fonction du PGA.....	74
Tableau 22 - Paramètres obtenus pour les courbes de fragilité exprimées en fonction du PGA.....	75
Tableau 23 - Indice de corrélation R des paramètres sismiques avec l'endommagement de la structure	77
Tableau 24 - Corrélation entre les couples de paramètres potentiels, classés par ordre décroissant de corrélation avec le drift	77
Tableau 25 - Propriétés mécaniques retenues pour le bâtiment-type III.....	84
Tableau 26 - Correspondance entre déplacements limites en tête et niveaux de dommage ($d_{uy} = 0.9d_u - 0.7d_y$).....	86
Tableau 27 - Résultats de l'analyse modale (10 premiers modes).....	86
Tableau 28 - Variations retenues pour les propriétés matériaux	87
Tableau 29 - Propriétés matériaux tirées aléatoirement pour les 20 structures variantes	88
Tableau 30 - Paramètres obtenus pour les courbes de fragilité exprimées en fonction du PGA.....	89
Tableau 31 - Indice de corrélation R des paramètres sismiques avec l'endommagement de la structure	91
Tableau 32 - Corrélation entre les couples de paramètres potentiels, classés par ordre décroissant de corrélation avec le drift	92
Tableau 33 - Paramètres obtenus pour les courbes de fragilité exprimées en fonction du PGA.....	97
Tableau 34 - Courbes de fragilités récentes pour les bâtiments en maçonnerie non chaînée.....	98
Tableau 35 - Correspondance proposée par Lagomarsino & Giovinazzi (2006), entre leur échelle d'endommagement et EMS-98	99

Liste des annexes

Annexe 1 Paramètres du mouvement fort	109
Annexe 2 Echantillonnage par hypercube latin	115

1. Introduction

Dans le cadre du Plan Séisme 2005-2010 mis en place par le gouvernement, l'évaluation précise de la vulnérabilité du bâti existant (en vue de la décision de mesures de renforcement) est un enjeu de tout premier ordre. Les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité d'un bâtiment conduisent généralement à des courbes de fragilité (probabilité d'atteindre un niveau d'endommagement en fonction d'un paramètre donné), souvent basées sur des paramètres tels que le PGA ou l'intensité macrosismique. Il a cependant été montré récemment que d'autres paramètres du mouvement fort pouvaient avoir plus d'influence sur la réponse du bâtiment.

Par ailleurs, la méthode classique des courbes de fragilité néglige l'incertitude induite par l'utilisation d'un seul paramètre pour représenter l'agression sismique dans l'évaluation de l'endommagement. En effet, en raison de la complexité du chargement sismique, représenter le mouvement sismique par un seul paramètre revient à négliger d'autres caractéristiques importantes comme le contenu fréquentiel ou énergétique du signal.

Dans le cadre des évaluations du risque sismique à l'échelle d'une ville ou d'un tissu urbain (microzonages, simulations d'endommagement...), il est essentiel de disposer d'informations précises sur la vulnérabilité des bâtiments afin de réduire au maximum la dispersion des résultats. Dans cette optique, le remplacement des courbes de fragilité habituelles par des surfaces de fragilités (probabilité en fonction de deux paramètres) pourrait offrir une meilleure vision de la vulnérabilité d'une famille de bâtiments et faciliter la tâche des décideurs publics.

En suivant cet objectif, cette étude – réalisée dans le cadre de la convention MEEDDAT-BRGM 2009 – vise à développer une méthodologie pour établir des surfaces de fragilité pour des bâtiments courants en maçonnerie : cette procédure sera testée sur des structures de faible élévation en maçonnerie non chaînée (briques). Trois bâtiments-type sont proposés à l'étude :

- + bâtiment de deux niveaux (RDC+1) de forme régulière ;
- + bâtiment de deux niveaux (RDC+1) présentant une large ouverture au rez-de-chaussée (étage souple) : cette structure pourrait être représentative d'une petite entité commerciale ou industrielle (i.e. magasin avec vitrine) ;
- + bâtiment de plain-pied (RDC) de forme irrégulière : habitation individuelle avec garage adjacent.

L'étude de l'influence des différents paramètres du mouvement fort nécessite la conduite d'analyses dynamiques (par opposition à une approche par courbe de capacité) : le nombre important de simulations prévues rend nécessaire l'utilisation du code TREMURI, qui permet une modélisation de la maçonnerie par macroéléments,

accélérant ainsi les calculs non-linéaires. Nous allons donc d'abord décrire le fonctionnement du code TREMURI (modélisation par cadres équivalents, mécanismes en flexion et en cisaillement), puis modéliser les trois bâtiments-types considérés. Enfin, pour chacun des trois bâtiments, nous allons dérouler la méthodologie proposée, des analyses dynamiques jusqu'au choix des paramètres du mouvement fort et à la construction des surfaces de fragilité.

2. Modélisation avec le code TREMURI

2.1. PRINCIPE DU « CADRE EQUIVALENT »

L'observation des dommages subis par les structures en maçonnerie lors des séismes permet d'identifier les mécanismes de ruine suivants : cisaillement et flexion. Ces mécanismes dépendent de plusieurs facteurs, tels que la charge axiale, les dimensions des panneaux, ou les caractéristiques mécaniques de la maçonnerie. Globalement, on peut considérer qu'un mur de maçonnerie endommagé est composé d'éléments distincts intacts ou endommagés (voir Figure 1).

Les éléments endommagés sont soumis à leurs extrémités à des forces de cisaillement et des moments de flexion, dus aux forces d'inertie et à la transmission des forces entre le haut de la structure et les fondations. En fonction du type de forces appliquées, un élément endommagé peut être divisé en : poteaux (« piers », la charge sismique induit une variation des forces horizontales aux extrémités de l'élément) ou poutres (« lintels », variation des forces verticales). Chacun de ces éléments peut être représenté par un macroélément et la combinaison avec des éléments rigides (i.e. éléments non endommagés) permet de modéliser entièrement une façade en maçonnerie.

Afin de reproduire le comportement de structures en maçonnerie soumises à une charge sismique, une telle approche en macroélément a été initialement développée par Gambarotta & Lagomarsino (1996), puis modifiée par Penna (2002) et Galasco et al. (2006). Ce modèle de macroéléments a été implémenté dans le code TREMURI

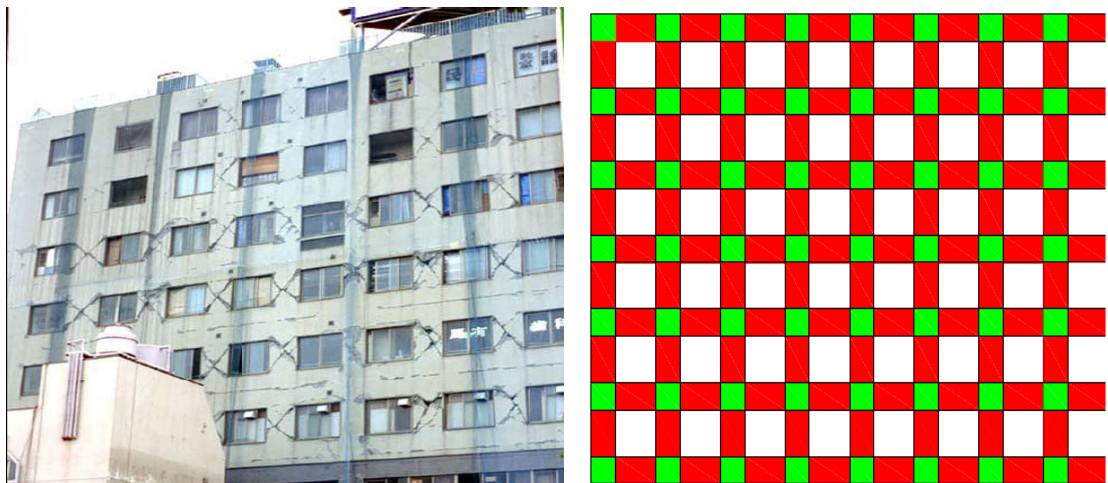


Figure 1 - (a) Dommages constatés sur une façade; (b) Modélisation des éléments: intacts (en vert) et endommagés (en rouge), d'après Costa (2007)

Le macroélément non-linéaire proposé par Gambarotta & Lagomarsino (1996), permet, moyennant un nombre limité de degrés de liberté (8), de représenter les deux principaux mécanismes d'endommagement dans le plan : cisaillement avec frottement (Figure 2) et flexion (Figure 3).

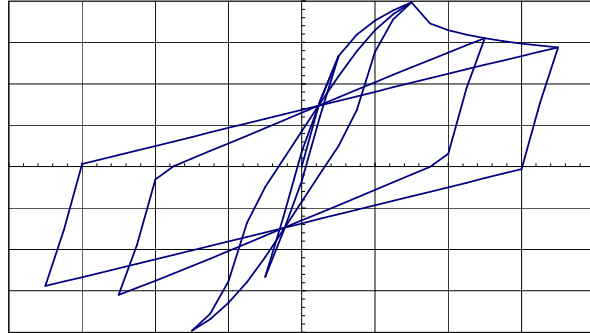


Figure 2 - Mécanisme de cisaillement (d'après Lagomarsino et al., 2006) et courbe expérimentale de chargement cyclique

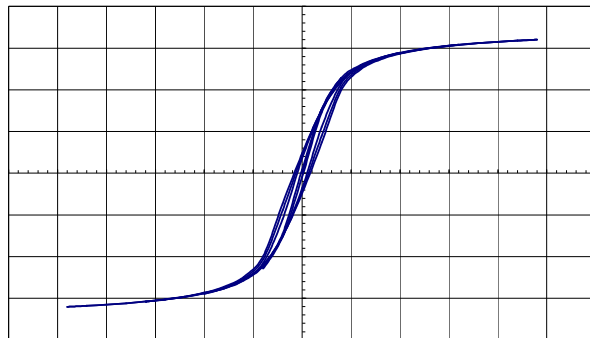


Figure 3 - Mécanisme de flexion (d'après Lagomarsino et al., 2006) et courbe expérimentale de chargement cyclique

2.2. COMPORTEMENT D'UN MACROELEMENT DE MAÇONNERIE

2.2.1. Mécanismes en cisaillement et en flexion

Le développement des équations théoriques régissant le comportement du macroélément est détaillé dans les rapports de Negulescu & Seyed (2007) et Gehl et al. (2010). Nous proposons de nous focaliser sur la modélisation d'un macroélément avec TREMURI et sa réponse en fonction de divers chargements.

Un macroélément est composé de deux couches : une partie centrale soumise aux déformations de cisaillement, et les parties aux extrémités qui prennent en compte les efforts axiaux et de flexion. On définit donc trois degrés de liberté pour chaque extrémité : déplacement axial w , déplacement horizontal u et rotation ϕ . Deux degrés

de liberté complètent le comportement de la partie centrale : déplacement axial δ et rotation ψ .

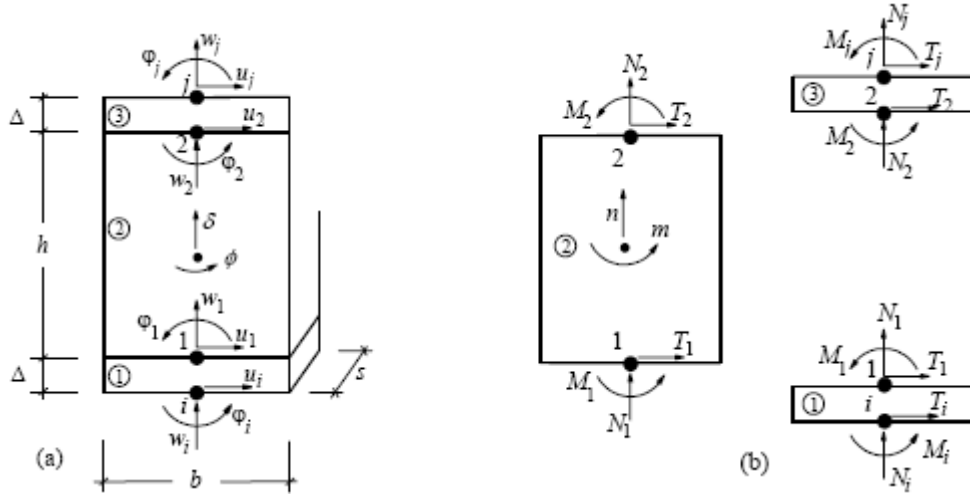


Figure 4 - Modèle cinématique utilisé pour la définition du macroélément, d'après Lagomarsino et al. (2008)

La définition de ces variables permet d'expliciter la matrice de rigidité du macroélément dans le domaine élastique linéaire :

$$\begin{Bmatrix} T_i \\ N_i \\ M_i \\ T_j \\ N_j \\ M_j \\ N_e \\ M_e \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{GA}{h} & 0 & 0 & -\frac{GA}{h} & 0 & 0 & 0 & -GA \\ 0 & kA & 0 & 0 & 0 & 0 & -kA & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{12}kAb^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{12}kAb^2 \\ -\frac{GA}{h} & 0 & 0 & \frac{GA}{h} & 0 & 0 & 0 & GA \\ 0 & 0 & 0 & 0 & kA & 0 & -kA & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{12}kAb^2 & 0 & -\frac{1}{12}kAb^2 \\ 0 & -kA & 0 & 0 & -kA & 0 & 2kA & 0 \\ -GA & 0 & -\frac{1}{12}kAb^2 & GA & 0 & -\frac{1}{12}kAb^2 & 0 & GAh + \frac{1}{6}kAb^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ w_i \\ \phi_i \\ u_j \\ w_j \\ \phi_j \\ \delta \\ \psi \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} T_i^* \\ N_i^* \\ M_i^* \\ T_j^* \\ N_j^* \\ M_j^* \\ N^* \\ M^* \end{Bmatrix}$$

Considérons un macroélément de maçonnerie de type « pier » (poteau), soumis à un chargement latéral de type poussée progressive : le tracé de la relation $T_i = f(u_j)$ permet de représenter le comportement du macroélément en cisaillement (voir Figure 5). L'analyse du modèle montre bien que la plasticité est atteinte à partir de 7.5 mm

(0.25% de drift), et que l'élément expérimente une rupture en cisaillement pour $u_j = 14$ mm ($\sim 0.45\%$).

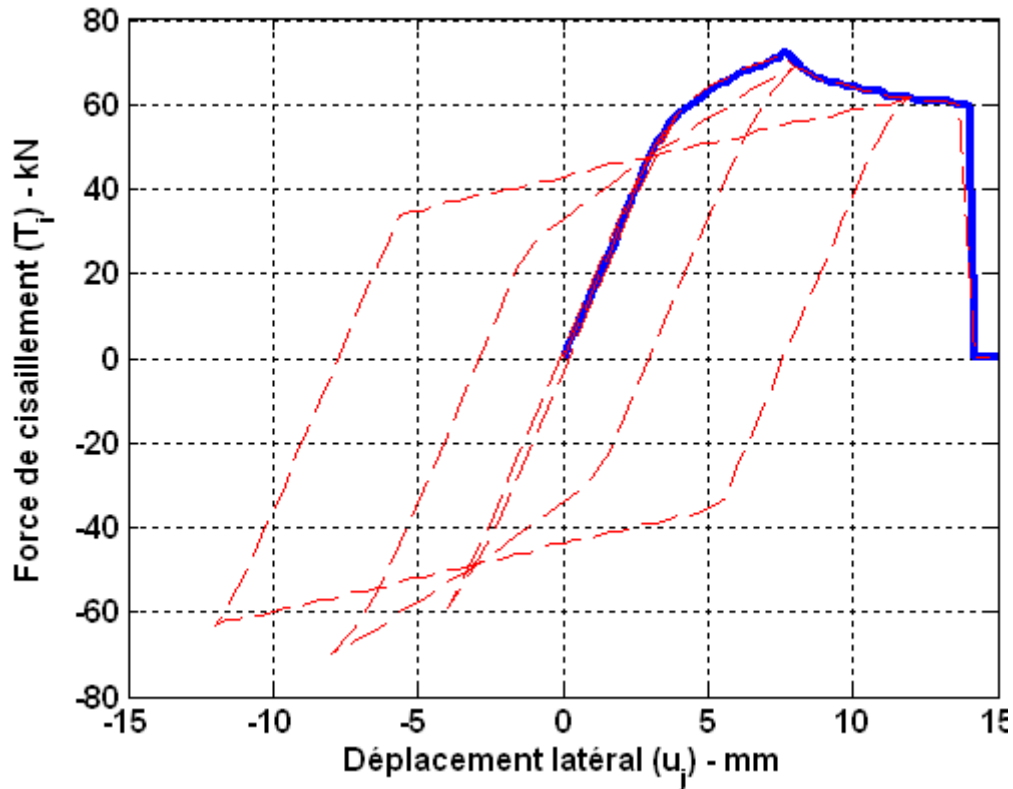


Figure 5 - Comportement en cisaillement du macroélément : la courbe bleue représente une poussée progressive, et la courbe rouge des chargements cycliques.

De même, on simule l'endommagement en flexion du macroélément et on trace la relation $M_i = f(\varphi_i)$ sur la Figure 6. On observe une dégradation de la rigidité, phénomène lié à la modélisation de l'écrasement à la base (« toe-crushing »), qui prend en compte la force-limite en compression de la maçonnerie.

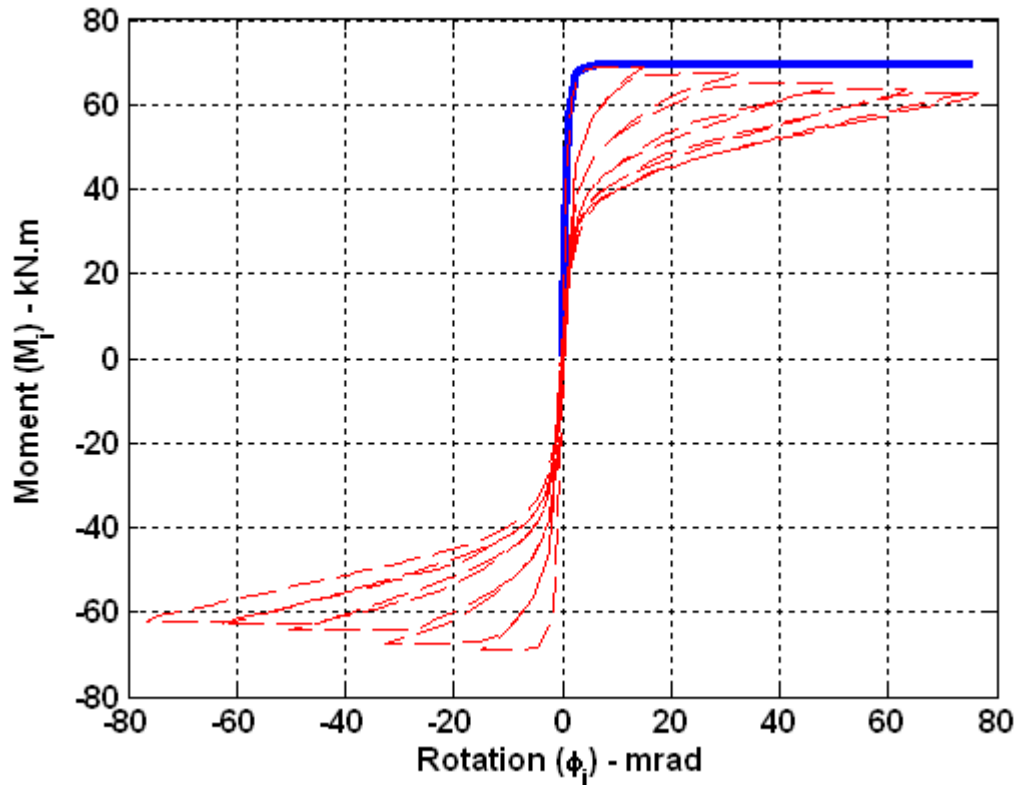


Figure 6 - Comportement en flexion du macroélément : la courbe bleue représente une poussée progressive, et la courbe rouge des chargements cycliques.

2.2.2. Critères d'endommagement

L'ensemble de ce qui suit est détaillé dans le manuel d'utilisation de TREMURI (Lagomarsino et al., 2008).

Pour contrôler l'endommagement en flexion, on définit le moment ultime de flexion par :

$$M_u = \frac{l^2 t \sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_m} \right) = \frac{N l}{2} \left(1 - \frac{N}{N_u} \right)$$

Où l représente la largeur de l'élément, t l'épaisseur, N la compression axiale, σ_0 l'effort de compression et f_m la résistance en compression de la maçonnerie. La Figure 7 permet de voir l'évolution de ce critère en fonction des efforts axiaux. Tout élément dont le moment atteint la courbe-limite sera endommagé en flexion.

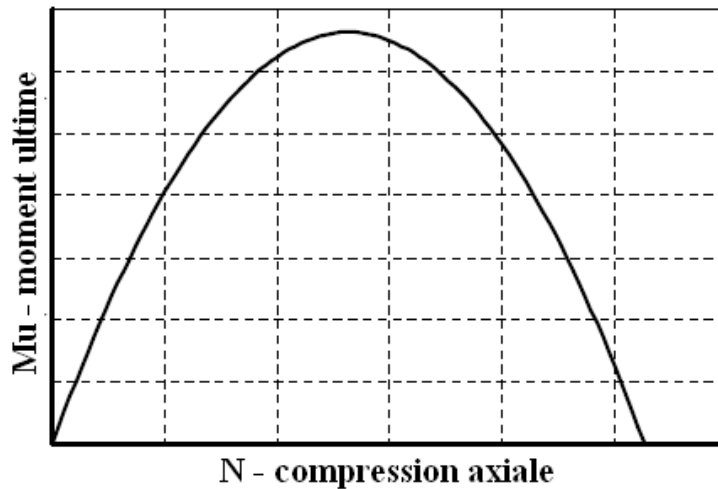


Figure 7 - Evolution du critère d'endommagement en flexion

Pour l'endommagement en cisaillement, il y a le choix entre deux options dans le code TREMURI :

- **critère de Mohr-Coulomb :**

La force de cisaillement ultime s'exprime comme :

$$V_u = l' f_{v0} + \mu N$$

Où l' représente la longueur de la section qui est en compression, t l'épaisseur, f_{v0} la résistance en cisaillement sans compression, N la compression axiale et μ le coefficient de frottement de Mohr-Coulomb.

- **critère de Turnšek & Cačovic :**

La force de cisaillement ultime s'exprime comme :

$$V_u = lt \frac{1.5\tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{N}{1.5\tau_0 lt}}$$

Où τ_0 représente la force de cisaillement lorsque la résistance en tension est atteinte (apparition de fissures diagonales), et b un coefficient de forme (ration hauteur sur longueur de l'élément).

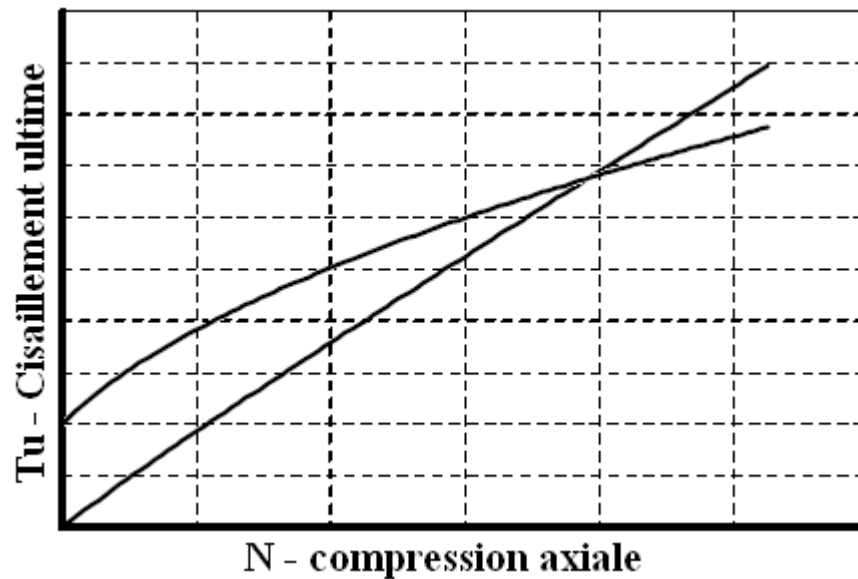


Figure 8 - Evolution des deux critères d'endommagement en cisaillement en fonction de l'effort axial : courbe linéaire pour le critère de Mohr-Coulomb et courbe arrondie pour le critère de Turnšek & Cačovic.

L'endommagement d'un macroélément par flexion ou par cisaillement va donc être gouverné par l'ensemble de ces critères. Il est à noter que les critères adoptés pour l'endommagement en cisaillement ne sont pas des formules classiques utilisées en mécanique des structures, mais proviennent des critères de rupture pour les géométraux, une approche souvent utilisée pour modéliser le comportement d'un mur en maçonnerie.

2.3. CALAGE D'UN PANNEAU DE MAÇONNERIE AVEC DES RESULTATS EXPERIMENTAUX

Afin de démontrer les capacités du code TREMURI et sa validité par rapport aux situations réelles, cette partie propose de détailler le comportement d'un panneau de maçonnerie (mur entier) et de le comparer avec des résultats expérimentaux. Une expérience sur table vibrante menée à l'université de Pavie (voir Magenes et al., 1995) a permis de mesurer la réponse à un chargement cyclique de parois en maçonnerie construites à l'échelle 1:1.

En fonction des plans de la construction, nous modélisons une des parois avec le code TREMURI (voir Figure 9).

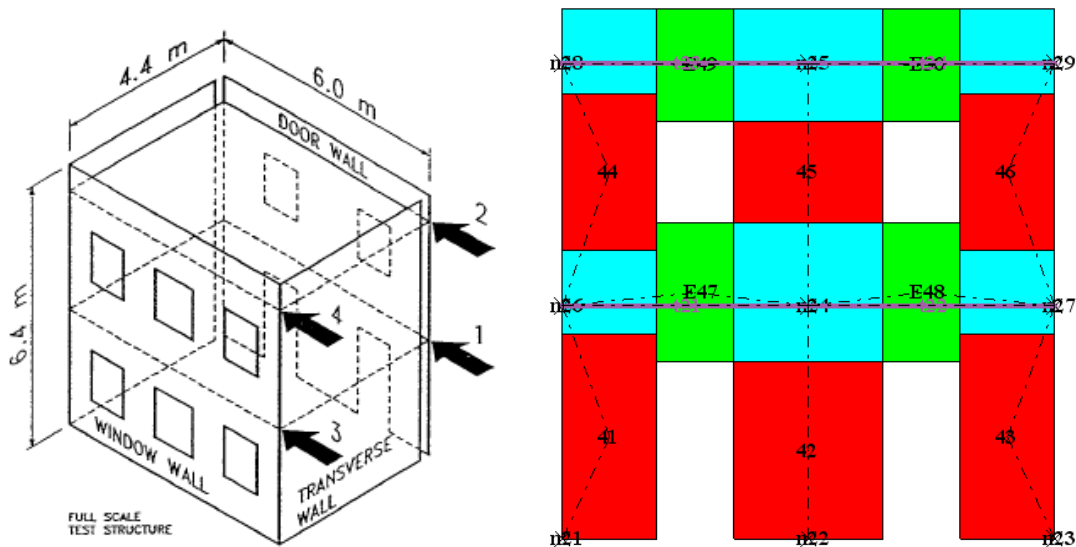


Figure 9 - Schéma du bâtiment expérimental et du modèle TREMURI correspondant ("door wall")

Des forces latérales ont été appliquées sur la paroi au niveau des points de contrôle 1 et 2 (Figure 9) : des chargements cycliques croissants ont permis de tracer la courbe de réponse expérimentale ci-dessous.

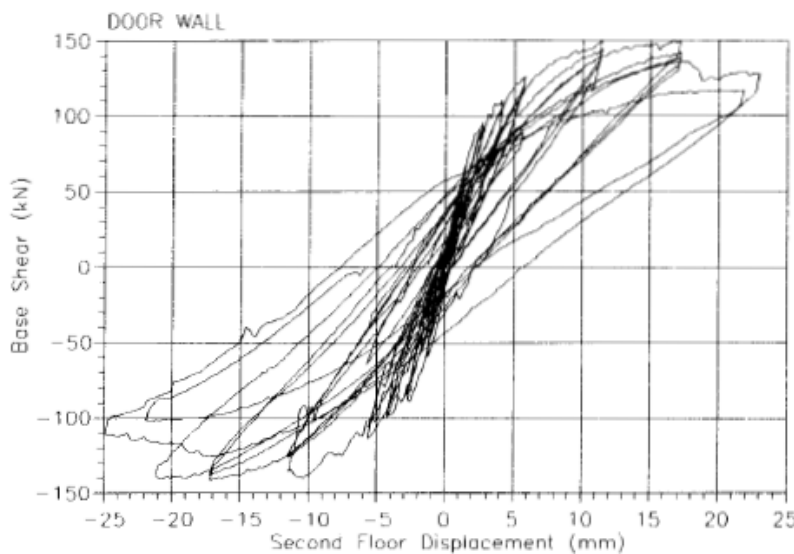


Figure 10 - Résultat des chargements cycliques effectués sur table vibrante

On utilise cette courbe pour relever les déplacements maximum obtenus à chaque cycle et tracer ainsi l'enveloppe des chargements successifs, de sorte à obtenir une courbe de poussée progressive. Les essais mécaniques sur la structure réelle ont permis de déterminer les résistances en compression et en cisaillement, respectivement de 6.2 MPa et 0.23 Mpa. En retenant un module d'Young de 3 600

MPa et un module de cisaillement égal à 600 MPa, il a été possible de reproduire la courbe expérimentale à l'aide du code TREMURI (voir Figure 11). Le modèle présente un assez bon accord avec l'expérience, avec la même rigidité dans le domaine linéaire et la même force maximale (pour $d = 17$ mm environ) : il est à noter que la courbe en pointillés rouges est une interpolation, seuls les points ont été relevés pour déterminer l'enveloppe.

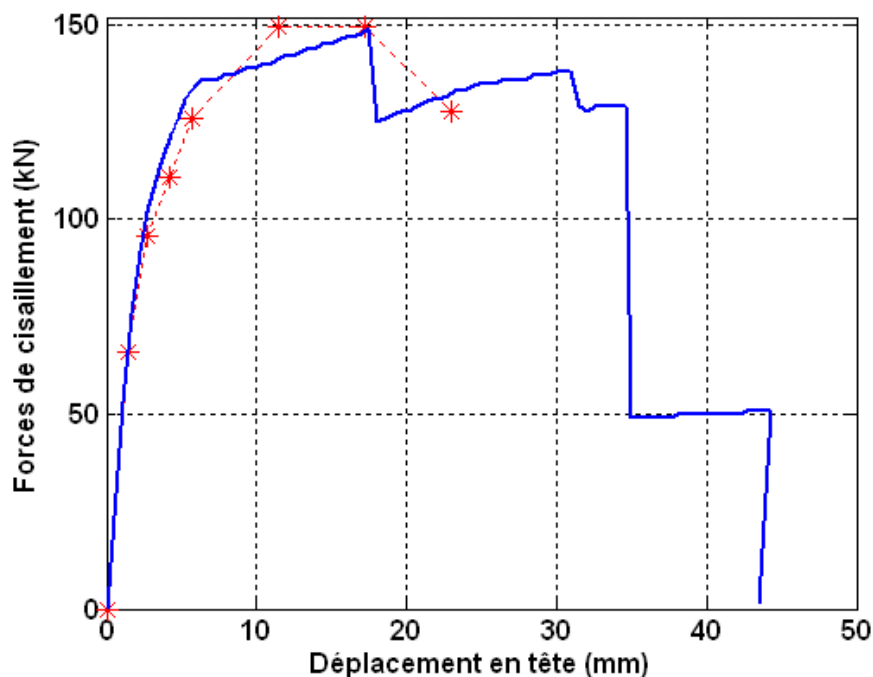


Figure 11 - Courbe de poussée progressive réalisée avec le modèle TREMURI (courbe bleue) et courbe expérimentale (rouge)

Il est intéressant de suivre sur le modèle l'endommagement successif des différents macroéléments composant la paroi, en fonction de l'évolution du déplacement :

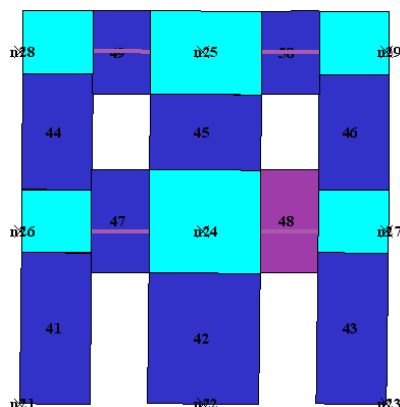


Figure 12 - $d = 6.3$ mm : plastification en cisaillement d'un élément linteau

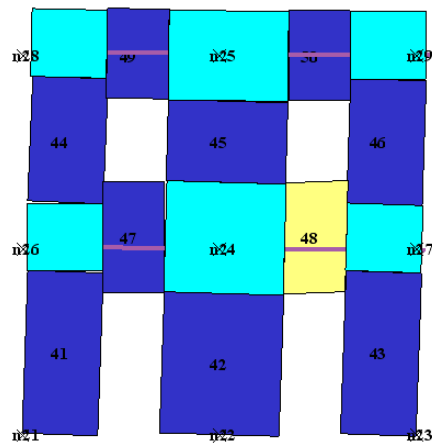


Figure 13 - $d = 17.5 \text{ mm}$: rupture en cisaillement de l'élément linteau

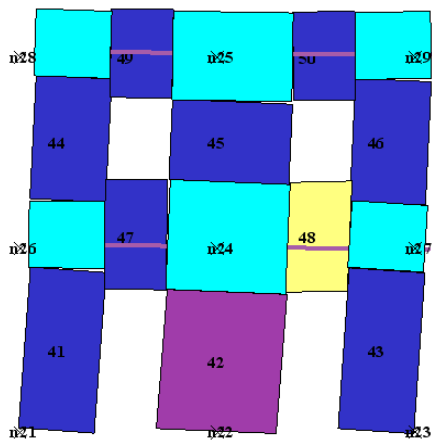


Figure 14 - $d = 31 \text{ mm}$: plastification en cisaillement de l'élément poutre central

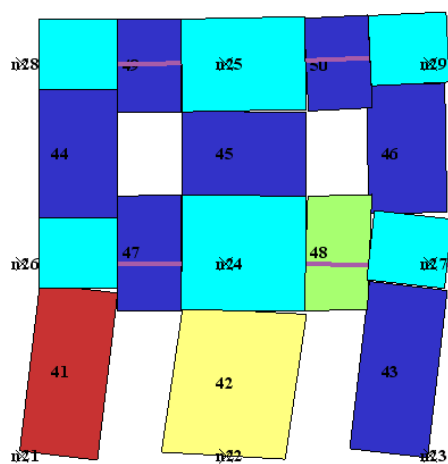


Figure 15 - $d = 34.7 \text{ mm}$: rupture en cisaillement de l'élément central et rupture en flexion d'un élément poutre latéral

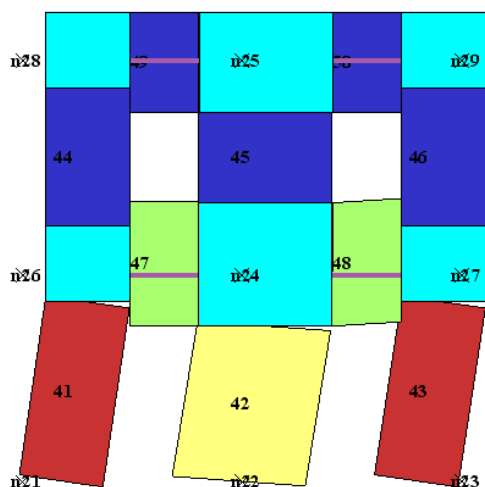


Figure 16 - $d = 44 \text{ mm}$: ruine de la structure avec la rupture en flexion du dernier élément poutre

On peut comparer l'état final du modèle avec un schéma des fissures apparues au niveau de la structure expérimentale (Figure 17) : en accord avec le modèle développé, on remarque que l'endommagement de la paroi est surtout concentré sur le pilier central, et touche aussi les deux linteaux et les deux piliers latéraux.

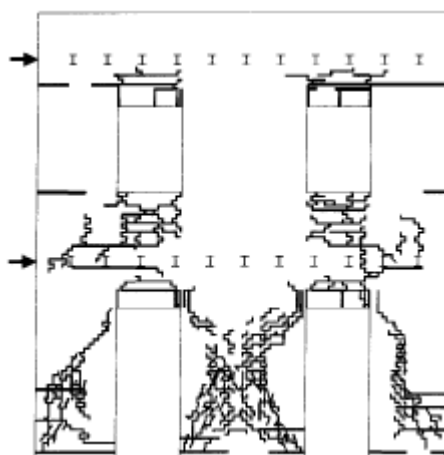


Figure 17 - Fissures apparues sur la structure expérimentale à l'issue des chargements cycliques

3. Méthodologie proposée

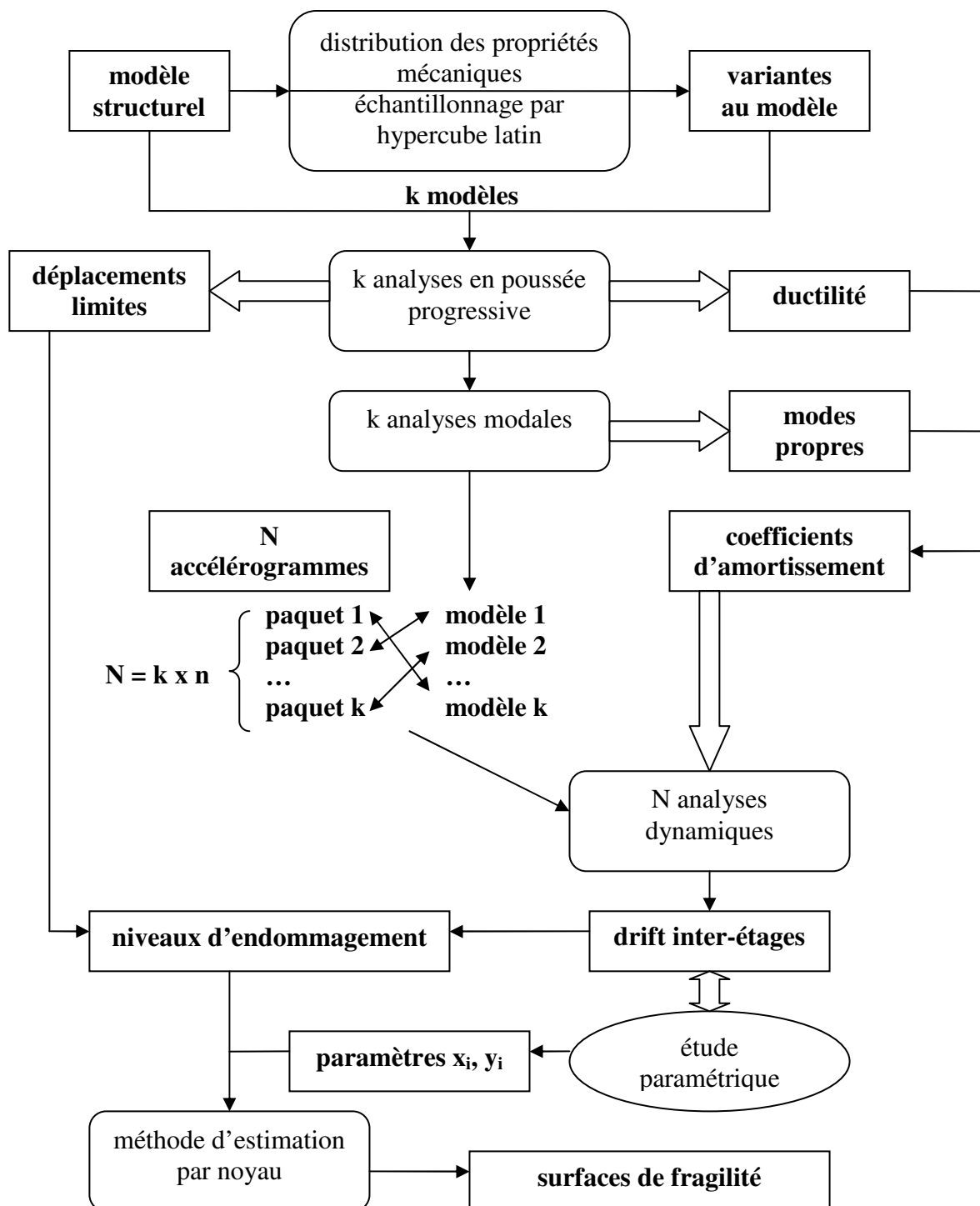
3.1. APPROCHE RETENUE

Afin de construire les surfaces de fragilité, et donc d'évaluer l'influence des différents paramètres du mouvement fort sur l'endommagement des structures, il est nécessaire de mener des analyses dynamiques non-linéaires, en lieu et place des calculs habituels en poussée progressive qui sont essentiellement sensibles aux données spectrales du signal sismique.

Nous proposons dans cette étude de dérouler une méthodologie basées sur les étapes suivantes :

- sélection d'une base de données d'accélérogrammes ;
- construction d'un modèle structurel type ;
- développement et sélection de variantes au modèle de base à partir d'une distribution aléatoire des propriétés mécaniques ;
- analyse en poussée progressive sur chacun des modèles pour déterminer les déplacements limites (éventuellement utiles à la définition des niveaux d'endommagement, en fonction du critère retenu) et la ductilité de la structure ;
- analyse modale sur chacun des modèles pour déterminer les modes propres et les périodes à considérer pour le calcul des coefficients d'amortissement de Rayleigh ;
- classement des accélérogrammes selon leur « force » (en utilisant le PGA a priori, par exemple) et association de chaque modèle avec un paquet d'accélérogrammes représentatifs de la distribution à l'échelle de l'ensemble des signaux sismiques ;
- analyses dynamiques non-linéaires pour chacun des modèles et relevé des drifts inter-étages et des déplacements en tête (critères retenus ici pour l'identification des niveaux d'endommagement) ;
- choix des paramètres du mouvement fort à considérer pour la construction des surfaces de fragilité : le couple de variables doit être à la fois bien corrélé avec la réponse de la structure et le plus indépendant possible ;
- construction des surfaces de fragilité en utilisant la méthode d'estimation de probabilité par densité de noyau.

Le diagramme ci-dessous synthétise le déroulement de la méthodologie telle qu'elle est appliquée dans cette étude.



3.2. ACCELEROGRAMMES UTILISES

Les accélérogrammes utilisés pour les analyses dynamiques proviennent d'une base de données européenne (European Strong-Motion Data, Ambraseys et al., 2004), qui a permis de sélectionner **120 enregistrements**. Ces signaux proviennent de séismes de magnitude (M_w) comprise entre 5.3 et 6.3, à une distance épicentrale inférieure à 30km, et une profondeur de foyer inférieure à 30 km également (de sorte à ce que la sélection soit représentative des scénarios sismiques attendus en France métropolitaine).

Pour augmenter le nombre de signaux à analyser, il a été décidé de générer également une série d'accélérogrammes synthétiques en utilisant la méthode stochastique non-stationnaire de Pousse et al. (2006), qui constitue elle-même une extension de la procédure de Sabetta & Pugliese (1996). Un filtre de magnitude (M_w entre 4.5 et 6.5) et de distance épicentrale (r entre 10 et 100 km) a été utilisé et les enregistrements sont générés sur les cinq classes de sol de l'Eurocode 8, avec les lois d'atténuation de Pousse et al. (2006). Les simulations stochastiques ont permis de créer un total de **657 accélérogrammes synthétiques**.

Les distributions statistiques (moyenne, écart-type, valeurs min et max) de ces deux jeux d'accélérogrammes sont représentées dans les Tableau 1 et Tableau 2, pour un ensemble de 46 paramètres sismiques (la signification de chacun des paramètres du mouvement fort est précisée en Annexe I, et est également détaillée dans le rapport de Douglas, 2006).

Paramètre	Min	Max	Moyenne	Ecart type	COV
PGA	0.0083	10.174	2.0504	2.3121	1.1277
PGV	0.0005	1.0528	0.1732	0.2237	1.2916
PGD	0	0.3446	0.041	0.0647	1.5786
Arias intensity (m/s)	1.12E-05	11.7	0.8152	1.7638	2.1635
A95 (m/s ²)	0.00536	6.25	1.4425	1.5985	1.1082
SLOPE75 (m/s ²)	8.38E-07	1.51	0.1905	0.3489	1.8317
SLOPE95 (m/s ²)	6.05E-07	1.15	0.1084	0.2097	1.9349
ARMS	0.0015	1.0469	0.2184	0.2273	1.0409
ASI	0.0207	19.8095	3.206	3.7364	1.1654
Duration bracketed relative (s)	1.395	103.915	27.3324	23.4467	0.8578
Duration bracketed absolute (s)	0	55.265	10.6464	12.7455	1.1972
Duration uniform relative (s)	0.6	66.18	11.1504	12.3211	1.105
Duration uniform absolute (s)	0	22.5	3.4942	4.7012	1.3454
Relative significant duration (5-75%) (s)	0.225	59.3	9.1751	12.0321	1.3114
Relative significant duration (5-95%) (s)	0.69	84.8828	17.1671	17.4061	1.0139
Duration significant absolute (s)	0	45.825	4.7487	9.0708	1.9102

SD 0.05s	5.12E-05	1.1	0.0714	0.1395	1.9549
SD 0.075s	7.11E-05	0.512	0.0787	0.1207	1.5337
SD 0.1s	6.97E-05	0.462	0.0733	0.1092	1.4906
SD 0.25s	8.22E-05	0.401	0.0675	0.0959	1.4208
SD 0.5s	0.000107	0.321	0.0578	0.0764	1.3208
SD 0.75s	0.000122	0.279	0.0473	0.0606	1.2823
SD 1.0s	0.000138	0.26	0.0347	0.0482	1.3889
SD 1.25s	7.75E-05	0.115	0.0206	0.0255	1.2367
SD 1.5s	2.05E-05	0.0518	0.0069	0.0091	1.3215
SD 1.75s	2.29E-06	0.00546	0.001	0.0012	1.19
SD 2.0s	1.26E-06	0.00388	0.0005	0.0007	1.3026
SD 5.0s	5.75E-07	0.00114	0.0002	0.0003	1.2359
Equivalent number of effective cycles (Rainflow)	2.88	79.4	23.8055	15.4734	0.65
Equivalent number of effective cycles (peak, including non-zero crossings)	3.73	145	26.6038	25.6542	0.9643
Equivalent number of effective cycles (peak, excluding non-zero crossings)	2.31	48.3	14.5324	9.4234	0.6484
cyclic damage parameter (rainflow)	0.00223	2050	153.6071	349.0298	2.2722
cyclic damage parameter (peak, including non-zero crossings)	0.00229	1660	142.0709	311.9352	2.1956
cyclic damage parameter (peak, excluding non-zero crossings)	0.00139	1240	93.4136	211.5432	2.2646
SA 0.05s	0.000103	1.76	0.118	0.225	1.9073
SA 0.075s	0.000732	5.12	0.7844	1.1999	1.5297
SA 0.1s	0.00093	5.97	0.9522	1.4148	1.4858
SA 0.25s	0.00148	7.07	1.1929	1.6922	1.4186
SA 0.5s	0.00275	8.14	1.4715	1.9402	1.3185
SA 0.75s	0.00492	11.1	1.8791	2.409	1.2819
SA 1.0s	0.00979	18.4	2.4499	3.4033	1.3892
SA 1.25s	0.0123	18.2	3.2704	4.041	1.2356
SA 1.5s	0.013	32.9	4.3895	5.8008	1.3215
SA 1.75s	0.00907	21.6	3.9636	4.7169	1.19
SA 2.0s	0.00885	27.1	3.7536	4.8789	1.2998
SA 5.0s	0.00906	17.9	3.1987	3.9475	1.2341

Tableau 1 - Paramètres statistiques pour les accélérogrammes réels

Paramètre	Min	Max	Moyenne	Ecart type	COV
PGA	0.02036	13.4104	1.4282	2.032	1.4228
PGV	0.000885	1.1475	0.1173	0.1543	1.316
PGD	0.000169	0.685926	0.0631	0.0914	1.4475
Arias intensity (m/s)	3.97E-05	18.3	0.3575	1.2085	3.3805
A95 (m/s^2)	0.0139	8.76	0.9859	1.3882	1.408
SLOPE75 (m/s^2)	1.02E-05	3.88	0.12	0.3724	3.1032
SLOPE95 (m/s^2)	4.54E-06	2.21	0.0589	0.1825	3.0995
ARMS	0.00335	2.4592	0.2375	0.3502	1.4744
ASI	0.024958	14.1088	1.1569	1.6394	1.417
Duration bracketed relative (s)	2.53846	49.9679	17.0616	7.9331	0.465
Duration bracketed absolute (s)	0	23.6889	4.7194	5.3432	1.1322
Duration uniform relative (s)	0.622074	19.3249	5.3458	3.0791	0.576
Duration uniform absolute (s)	0	14.4661	1.3696	2.1485	1.5687
Relative significant duration (5-75%) (s)	0.32	13.2	3.5358	2.1543	0.6093
Relative significant duration (5-95%) (s)	1.01	22.7635	8.2182	4.1061	0.4996
Duration significant absolute (s)	0	16.7173	1.1929	2.6577	2.2279
SD 0.05s	0.000321	0.961	0.0819	0.1212	1.4808
SD 0.075s	0.000197	0.642	0.0491	0.0705	1.4353
SD 0.1s	0.00017	0.689	0.0436	0.0642	1.473
SD 0.25s	0.000173	0.52	0.0384	0.0565	1.472
SD 0.5s	0.000266	0.358	0.0322	0.0454	1.4083
SD 0.75s	0.000144	0.255	0.0255	0.0356	1.3941
SD 1.0s	0.000157	0.145	0.0179	0.0232	1.2961
SD 1.25s	0.000111	0.108	0.0114	0.0147	1.2911
SD 1.5s	8.29E-05	0.0533	0.0044	0.006	1.3679
SD 1.75s	1.20E-05	0.0117	0.0008	0.0014	1.6724
SD 2.0s	6.61E-06	0.00458	0.0004	0.0007	1.6537
SD 5.0s	2.30E-06	0.00144	0.0001	0.0002	1.5735
Equivalent number of effective cycles (Rainflow)	3.13	52.9	15.8412	7.907	0.4991
Equivalent number of effective cycles (peak, including non-zero crossings)	2.36	38.4	12.0664	5.868	0.4863
Equivalent number of effective cycles (peak, excluding non-zero crossings)	2.05	32.3	9.7125	4.8322	0.4975
cyclic damage parameter (rainflow)	0.012	4160	83.4362	295.962	3.5472
cyclic damage parameter (peak, including non-zero crossings)	0.00836	2950	60.9813	213.081	3.4942
cyclic damage parameter (peak, excluding non-zero crossings)	0.00703	2480	51.3866	181.457	3.5312

non-zero crossings)					
SA 0.05s	0.000527	1.52	0.131	0.1928	1.4715
SA 0.075s	0.00196	6.38	0.4883	0.7003	1.4341
SA 0.1s	0.00225	8.93	0.5659	0.8327	1.4715
SA 0.25s	0.00313	9.16	0.6784	0.9982	1.4714
SA 0.5s	0.0068	9.07	0.8191	1.1532	1.4079
SA 0.75s	0.00575	10.1	1.0129	1.4108	1.3929
SA 1.0s	0.0111	10.2	1.2654	1.6393	1.2955
SA 1.25s	0.0176	17.1	1.81	2.3361	1.2907
SA 1.5s	0.0524	33.6	2.7906	3.8143	1.3669
SA 1.75s	0.0481	45.4	3.2125	5.3821	1.6753
SA 2.0s	0.0462	32.3	2.7773	4.5968	1.6551
SA 5.0s	0.0363	22.8	2.0824	3.2816	1.5759

Tableau 2 - Paramètres statistiques pour les accélérogrammes synthétiques

L'analyse statistique ci-dessus permet de vérifier l'homogénéité entre accélérogrammes réels et synthétiques : on retrouve les mêmes ordres de grandeur entre les deux jeux de données, même si quelques écarts conséquents (environ 50% de différence) sont à relever pour les paramètres de durée et les nombres de cycles.

On peut également vérifier la cohérence de chaque jeu de données, en analysant les corrélations entre les différents paramètres sismiques et la façon dont les données sont structurées. Pour ce faire, on utilise le code de traitement statistique TANAGRA et sa procédure VARCLUS, qui permet de hiérarchiser l'ensemble des 46 variables en « clusters » : cette méthode conduit à une partition d'un ensemble de variables en classes disjointes, à partir de la matrice de corrélation. La partition obtenue est telle que les variables d'une même classe sont aussi corrélées entre elles que possible, alors que deux variables de classes différentes sont les moins corrélées possibles. L'algorithme VARCLUS est en fait basé sur des ACP (Analyse en Composantes Principales) successives, générant à chaque itération une variable-classe représentant la distribution des variables incluses dans cette classe. L'intérêt de cette méthode réside dans la réduction des 46 variables à 3 ou 4 variables-classes peu corrélées, permettant de voir quelles sont les tendances dominantes pour chaque jeu d'accélérogrammes. Les Figure 18 et Figure 19 présentent les résultats de la procédure VARCLUS appliquée aux paramètres sismiques étudiés, sous forme de dendrogramme

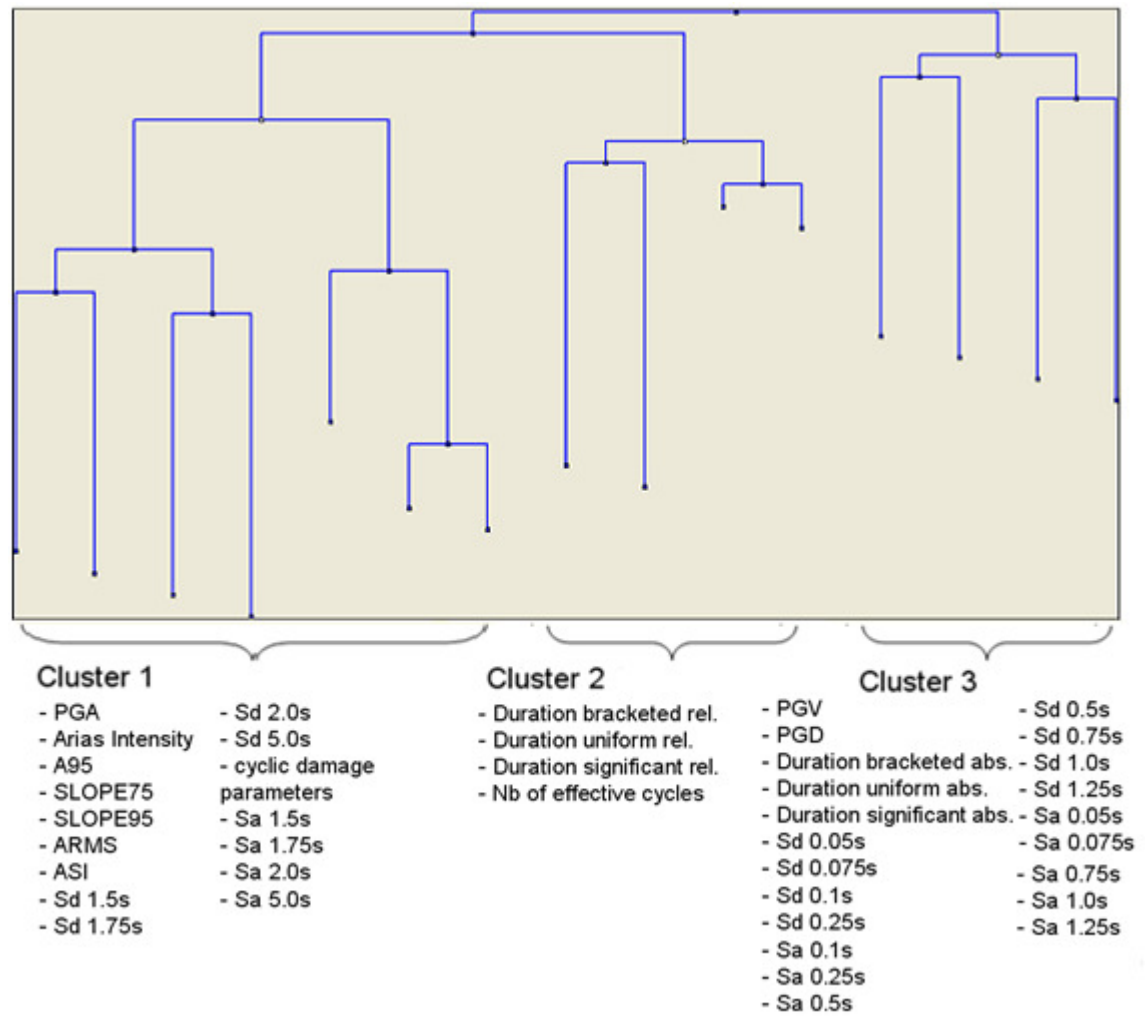


Figure 18 - Visualisation des 3 clusters obtenus et liste des variables incluses dans chaque classe, pour les accélérogrammes réels

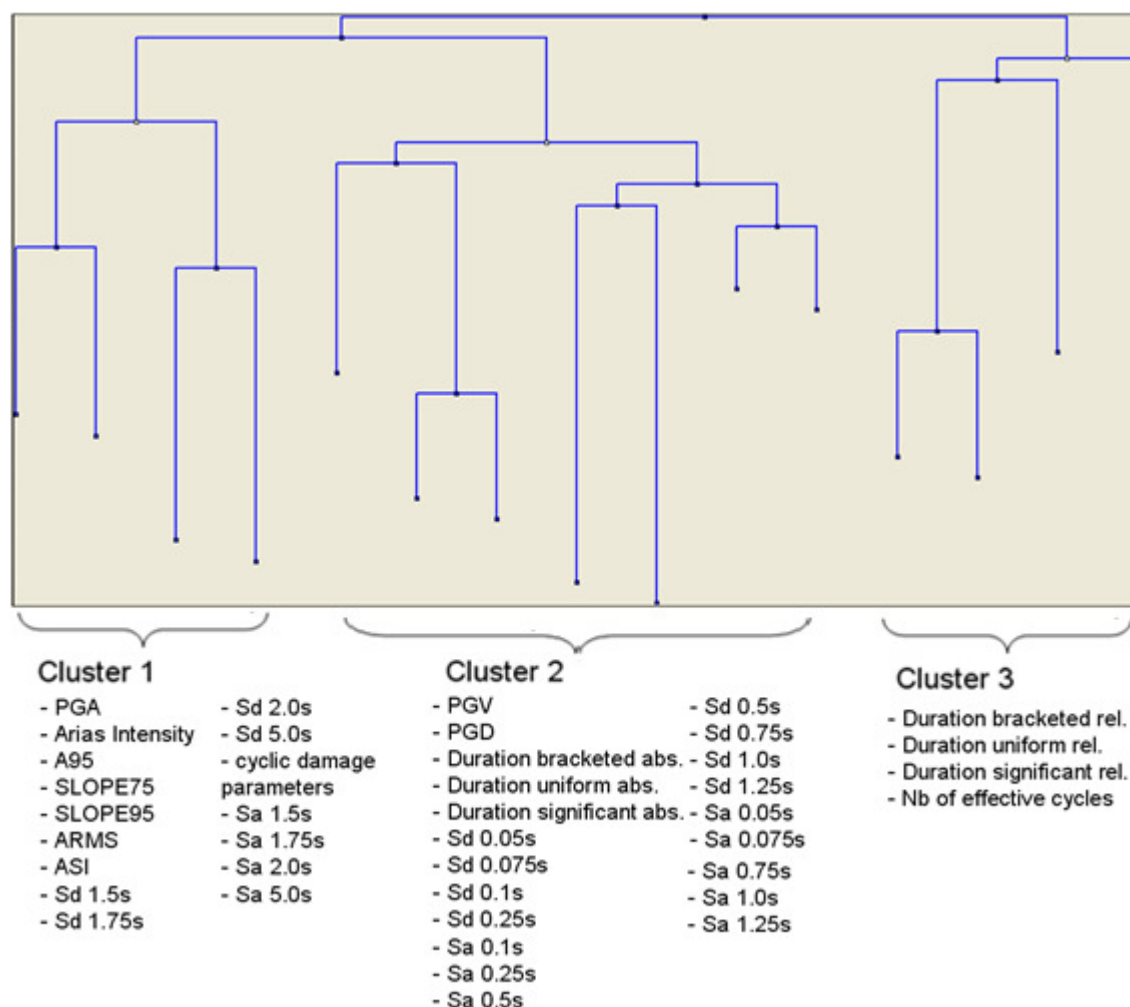


Figure 19 - Visualisation des 3 clusters obtenus et liste des variables incluses dans chaque classe, pour les accélérogrammes synthétiques

En comparant les analyses effectuées sur les accélérogrammes réels et synthétiques, on remarque que la séquence de décomposition des variables n'est pas tout à fait la même, de même pour l'ordre des groupes. Cependant, il faut remarquer que l'ensemble des 46 paramètres sismiques étudiés sont classés dans les mêmes clusters pour les deux jeux d'accélérogrammes, ce qui montre la cohérence de ces données et valide l'utilisation des signaux synthétiques dans cette étude.

4. Bâtiment I – Structure RDC+1 régulière

4.1. DESCRIPTION DU MODELE

4.1.1. Description du bâtiment physique

La structure qui sert de base à notre premier modèle est une habitation individuelle de deux niveaux, en maçonnerie non chaînée montée à l'échelle 1:1 à l'Université de Pavie (Magenes et al., 1995). Cette structure a été soumise à des chargements cycliques sur table vibrante dans le but de mieux cerner le comportement des panneaux en maçonnerie.



Figure 20 - Photographie de la structure testée sur table vibrante (Magenes et al., 1995)

Les murs consistent en un double assemblage de briques pleines, d'une épaisseur totale de 0.25 m. Des essais mécaniques sur un prisme de maçonnerie ont permis de révéler la résistance en compression (6.2 MPa) et la résistance en cisaillement (0.23 MPa). Les dimensions au sol de la structure valent 6 x 4.4 m, pour une hauteur totale de 6.4 m.

Les deux planchers, situés à 2.83 et 5.77 m de hauteur, sont constitués d'une série de poutres en acier, afin de simuler un diaphragme flexible, tout en assurant la transmission des efforts horizontaux et verticaux. Des masses de béton ont été ajoutées à la structure-test pour reproduire les charges d'exploitation, conduisant à une charge verticale de 248.4 kN sur le premier niveau et de 236.8 kN sur le second.

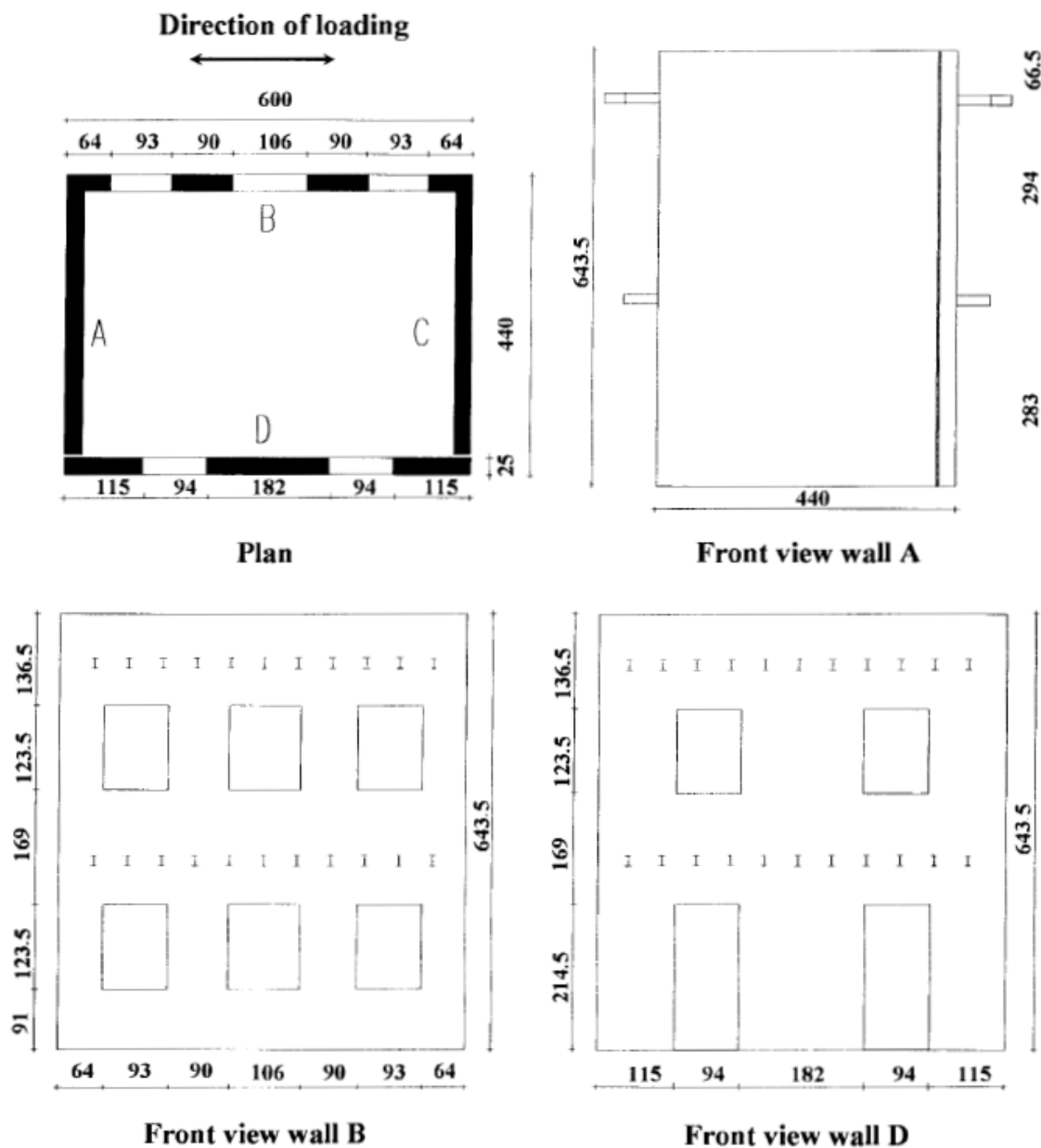


Figure 21 - Plans de la structure-test et de ses différentes parois (dimensions en cm)

4.1.2. Construction du modèle et propriétés mécaniques

Les murs en maçonneries sont modélisés par une structure en cadres équivalents, à l'aide des macroéléments « pier » (résistance verticale) et « spandrel » (résistance horizontale). Les parois 2 et 4 (murs transverses) ne présentent pas d'ouvertures et sont donc modélisées par des macroéléments verticaux reliés aux autres parois par des poutres linéaires élastiques, de module d'Young égal à la structure en maçonnerie environnante.

Les figures suivantes représentent le maillage obtenu pour les différentes parois de la structure.

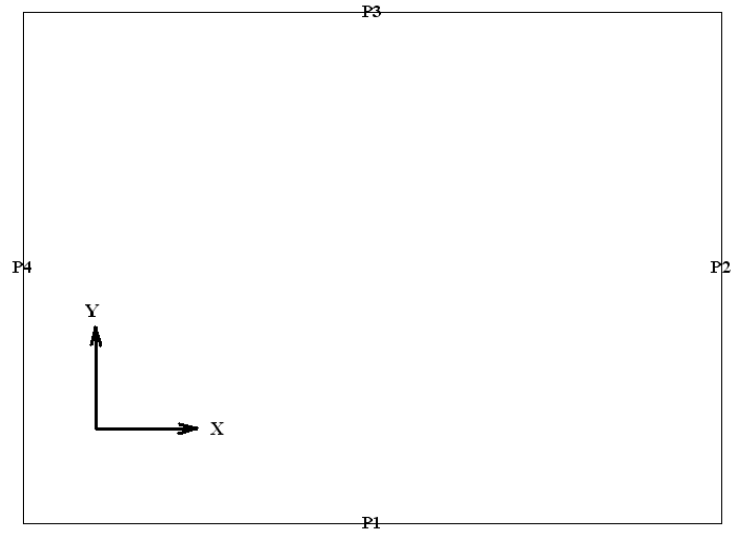


Figure 22 - Vue en plan de la structure

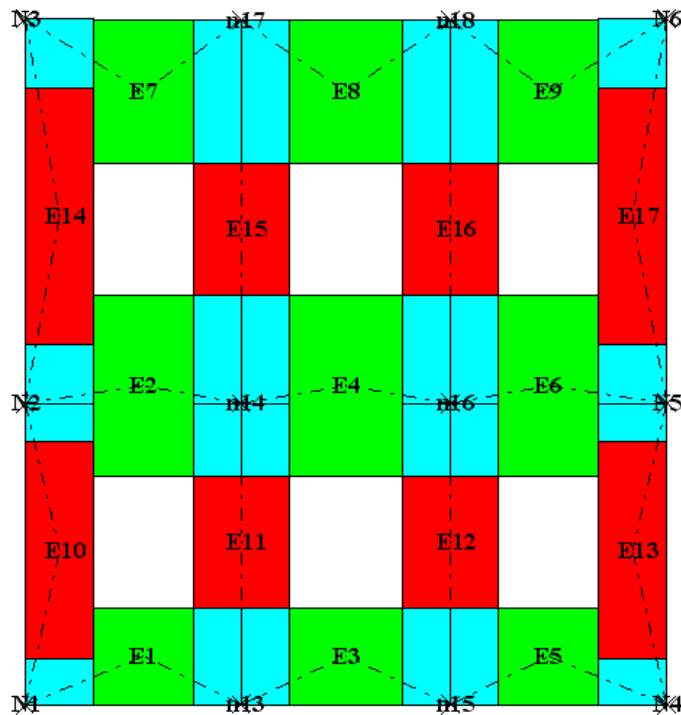


Figure 23 - Modèle de la paroi 1 et répartition des macroéléments (« piers » en rouge, « spandrels » en vert et nœuds rigides en bleu).

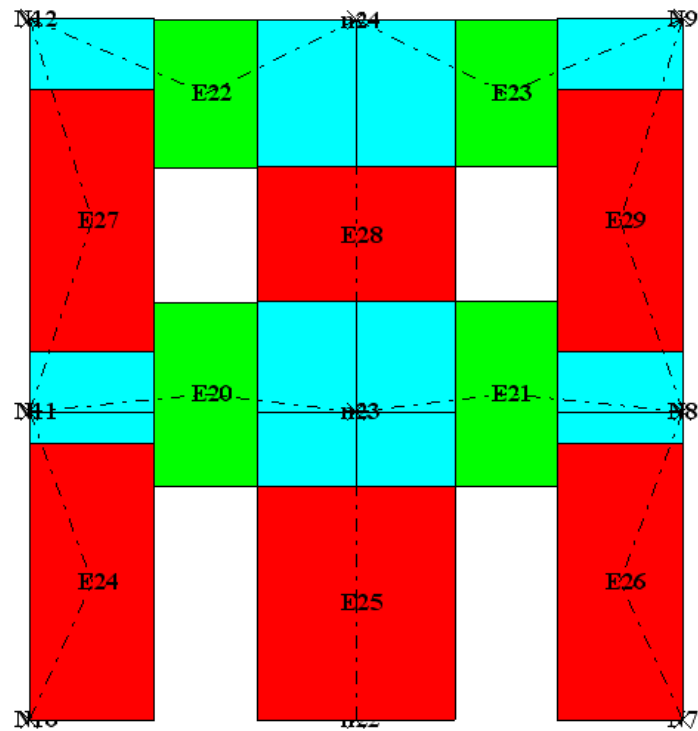


Figure 24 - Modèle de la paroi 3

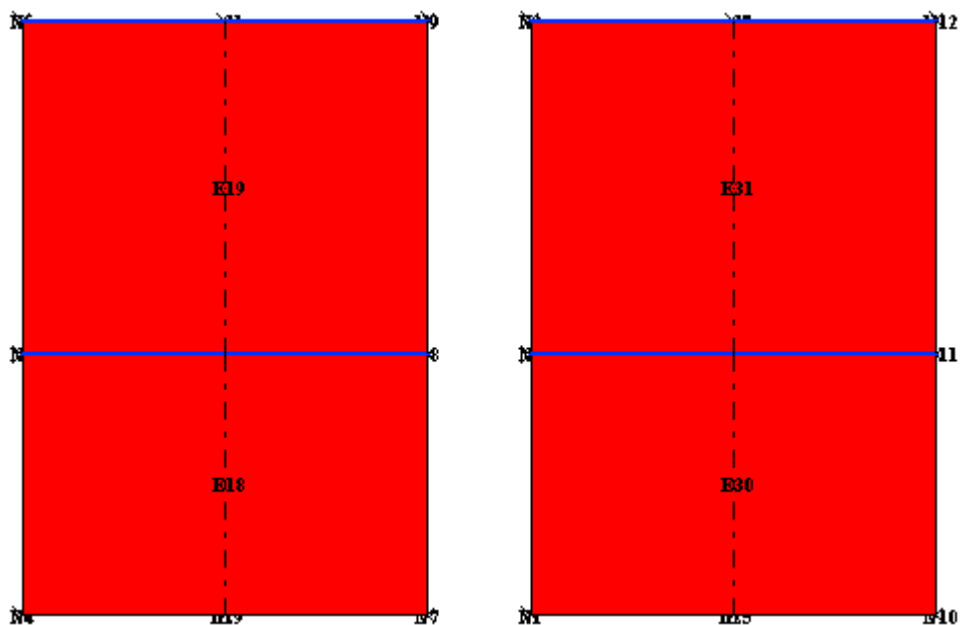


Figure 25 - Modèle des murs transverses (parois 2 et 4). Les éléments linéaires bleus représentent les poutres élastiques nécessaires à la connexion des murs.

En se basant sur les résultats des essais statiques réalisés sur le bâtiment-test, il est possible de caler les paramètres de la loi constitutive des macroéléments de maçonnerie. En retenant les valeurs de résistance en compression et en cisaillement (resp. 6.2 MPa et 0.23 MPa) déterminées expérimentalement, il a été possible de proposer des valeurs adéquates pour les autres paramètres (voir Tableau 3).

Paramètre		Valeur
E	Module d'Young	3 600 MPa
G	Module de cisaillement	600 MPa
ρ	Masse volumique	1800 kg/m ³
f_{comp}	Résistance en compression	6.2 MPa
f_{sh}	Résistance en cisaillement	0.23 MPa
D_{sh}	Drift ultime en cisaillement	0.6%
D_{fl}	Drift ultime en flexion	0.8%
μ	Coefficient de frottement (loi de Coulomb)	0.2
G.c	Paramètre de non-linéarité	1
β	Paramètre de dégradation de la rigidité	0

Tableau 3 - Jeu de paramètres retenu pour modéliser la structure-test

Les valeurs de drifts ultimes en flexion et cisaillement sont déterminantes, dans la mesure où elles gouvernent le fonctionnement du modèle d'endommagement. Des valeurs moyennes de 0.6% et 0.8% (Lagomarsino et al., 2006) ont été retenues dans ce cas.

Les essais expérimentaux effectués sur la structure par Magenes et al. (1995) ont consisté en des poussées progressives sur les murs séparés, et non la structure dans son ensemble ; de sorte qu'il n'est pas aisé de comparer les courbes expérimentales avec le modèle. Par contre, il est tout de même possible de tirer des conclusions concernant les déplacements limites (voir analyse en poussée progressive dans le paragraphe suivant).

4.2. ANALYSE EN POUSSEE PROGRESSIVE

4.2.1. Vérification de la structure

On applique des charges latérales dont la distribution est basée sur la forme du premier mode propre selon la direction X. Conformément à la littérature (Kaltakci et al., 2007 ; Lu et al., 2001), nous considérons que le déplacement ultime de la structure est atteint pour une valeur de cisaillement à la base égale à 80% de la force maximale

(dégradation de 20%). Cette limite permet de construire la courbe bilinéaire idéalisée et d'en déduire la limite élastique (voir Figure 26).

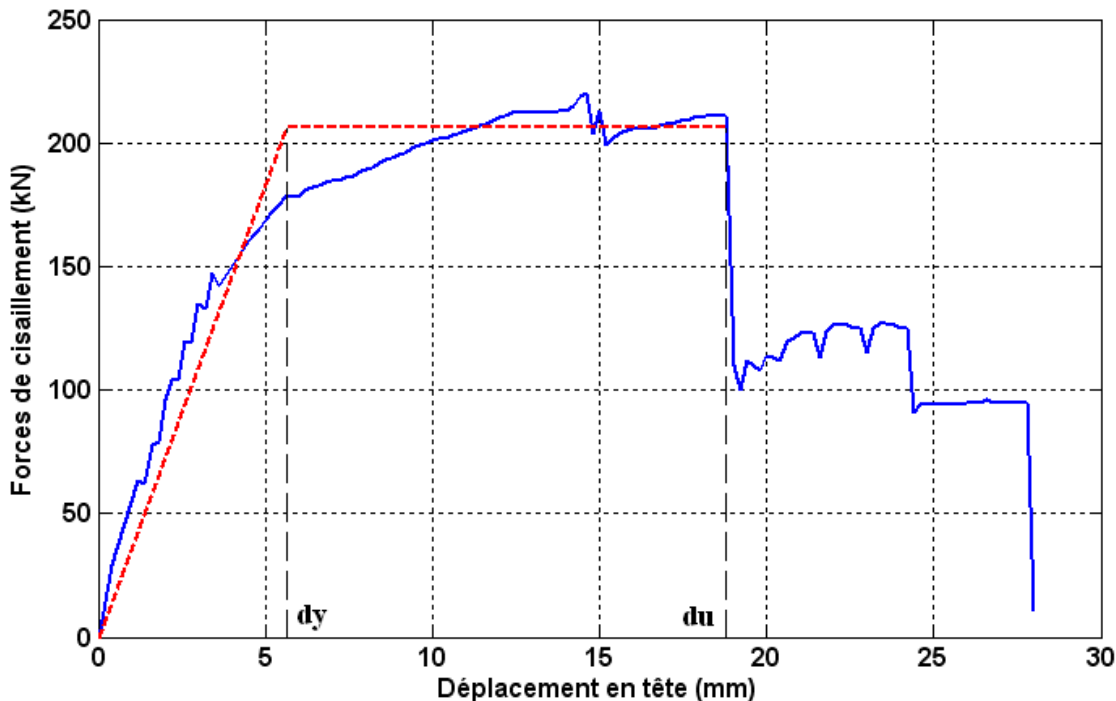


Figure 26 - Résultats de l'analyse en poussée progressive. la courbe bleue représente le déplacement du modèle, et la rouge l'équivalent bilinéaire.

On obtient donc **dy**=5.63 mm et **du**=18.8 mm, soit une ductilité de 3.34 pour ce modèle.

A titre complémentaire et informatif, si on applique un spectre de référence Eurocode 8 (forme spectrale de type 1) à cette courbe de capacité, on peut vérifier si le modèle satisfait aux conditions d'état-limite ultime et d'état-limite de dommage. On choisit un sol de type rocher (classe A) et un niveau sismique de référence de 2 m/s² pour l'ULS et de 0.46 m/s² pour le DLS (ce qui correspondrait environ à une zone de sismicité moyenne). On obtient alors les résultats suivants :

- **ULS** : $D_{\max}=9.3$ mm (bien inférieur à 18.8 mm) et facteur de comportement $q = 1.66$ (bien inférieur à 2, la valeur fixée par défaut pour ce modèle).
- **DLS** : $D_{\max}=4.2$ mm (bien inférieur à 14.5 mm, le déplacement pour lequel les forces sont maximales).

Cette brève analyse a donc permis d'extraire les déplacements limites de la structure et de valider son adéquation avec le code EC8.

4.2.2. Identification des niveaux d'endommagement

Le code TREMURI permet de fournir des critères pour repérer l'état d'endommagement des macroéléments de maçonnerie (flexion plastique, rupture en compression ou en cisaillement...), malheureusement la transition d'un état d'endommagement local vers un indice de dommage global n'est pas triviale. De nombreux indicateurs d'endommagement ont été proposés ces dernières années : indice de Park & Ang basé sur la dissipation d'énergie par hystérésis (Park & Ang, 1985), évolution du déterminant de la matrice de rigidité, déformations maximales (rotations, déplacement des étages...)... Nous choisissons ici de retenir le ratio de drift inter-étages (exprimé en %) sur la période transitoire, dans la mesure où cet indice (ISDR) est largement répandu et que de nombreuses études ont proposé des corrélations entre ISDR et niveaux de dommage (e.g. Rossetto & Elnashai, 2003 pour le béton armé, ou le projet Risk-UE).

Par exemple, le projet Risk-UE (Milutinovic et Trendafiloski, 2003) a proposé des relations reliant les déplacements limites **du** et **dy** à l'échelle d'endommagement EMS-98, destinées aux structures en maçonnerie non chaînée (voir Tableau 4).

Endommagement EMS-98	Déplacement limite	Valeur obtenue
Slight	$d = 0.7 * dy$	3.94 mm
Moderate	$d = 0.7 * dy + 0.05 * du$	4.59 mm
Extensive	$d = 0.7 * dy + 0.2 * du$	6.54 mm
Very heavy	$d = 0.7 * dy + 0.5 * du$	10.43 mm
Collapse	$d = 0.7 * dy + du$	16.92 mm

Tableau 4 - Correspondance entre déplacements limites en tête et niveaux de dommage ($du = 0.9du - 0.7dy$) d'après Milutinovic et Trendafiloski, 2003.

Par ailleurs, les recommandations du document FEMA-356 pour les maçonneries non chaînées proposent directement des valeurs générales de drift inter-étages :

- niveau S-1 (Immediate Occupancy) : ISDR = 0.1%
- niveau S-3 (Life Safety) : ISDR = 0.5%

Ces deux niveaux sont les plus intéressants car ils se révèlent assez pertinents dans le cas de la simulation d'une crise sismique : le niveau S-1 permet de repérer les constructions pour lesquelles les premiers dégâts structuraux apparaissent (identification des pertes financières causées par les réparations), et le niveau S-3 désigne les structures devenus inhabitables et/ou inutilisables (estimation du nombre de sans-abris, ainsi que des bâtiments incapables de remplir leur fonction, tels que casernes, centres de secours, etc.).

Si l'on rapporte ces deux valeurs de drifts à des déplacements en tête (en utilisant la courbe de poussée progressive pour **chaque étage**), on obtient $d = 5.80$ mm pour S-1 et $d = 20.80$ mm pour S-3. Même si ces deux échelles d'endommagement ne sont pas directement comparables, on remarque qualitativement que les recommandations FEMA-356 ont tendance à sous-estimer l'endommagement par rapport aux relations établies par Risk-UE.

Nous préférons donc garder ces deux échelles et proposer des relations de fragilité en fonction des deux critères, de façon à ne pas limiter les résultats de l'étude.

4.3. ANALYSE MODALE

Une analyse modale est également effectuée, dans le but d'identifier la période des modes prépondérants dans la direction X. (direction selon laquelle seront appliqués les accélérogrammes). Le Tableau 5 révèle que le premier mode selon X a une période $T=0.149$ s. Le second mode, qui correspond à des mouvements opposés des deux étages (voir Figure 27), se trouve à la période $T=0.058$ s.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ω	42.195	44.692	47.373	108.638	110.577	120.583	209.208	215.659	241.466	254.292
T (s)	0.149	0.141	0.133	0.058	0.057	0.052	0.03	0.029	0.026	0.025
F (Hz)	6.716	7.113	7.54	17.29	17.599	19.2	33.296	34.323	38.431	40.472
Mx (kg)	97532	41.9	2032	3929	3512	2047	0.38	2.0	0.0	0.1
My (kg)	7.1	94920	663.9	5291	7875	246.2	0.1	1.8	55.954	1.9
Mz (kg)	0.2	0.0	0.4	0.1	0.6	4.1	86719	13140	325.447	555.8

Tableau 5 - Résultats de l'analyse modale (10 premiers modes)

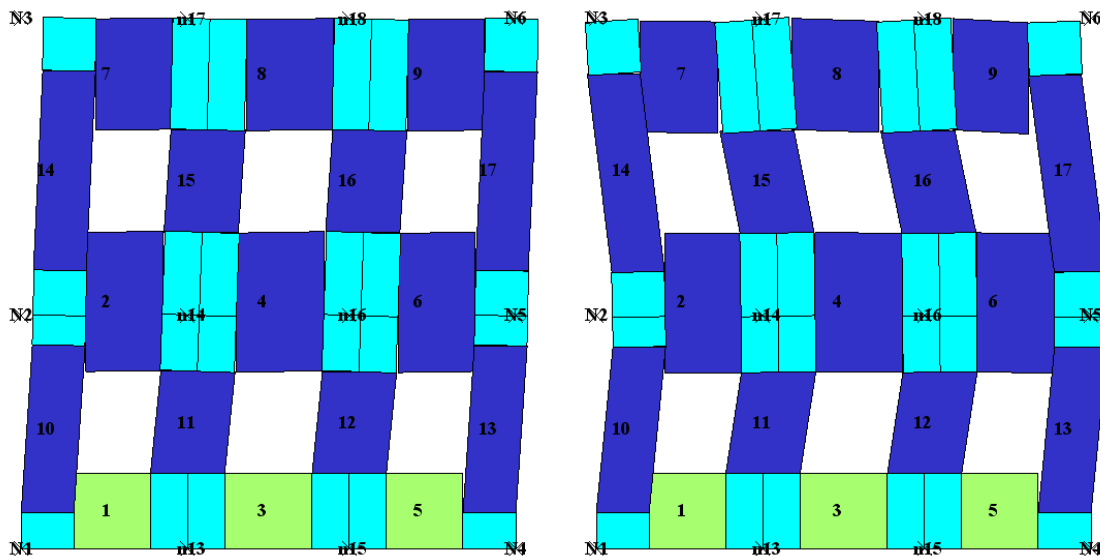


Figure 27 – Déformée (paroi 1) des deux premiers modes selon la direction X

L'analyse modale, conjuguée aux résultats de l'analyse en poussée progressive, fournit les données nécessaires au calcul des coefficients d'amortissement de Rayleigh. La matrice d'amortissement (**C**) peut en effet être calculée comme une combinaison linéaire de la matrice de rigidité (**K**) et de la matrice de masse (**M**), à l'aide des coefficients de Rayleigh α et β :

$$C = \alpha \cdot M + \beta \cdot K$$

Ces coefficients sont évalués sur le domaine fréquentiel (ω_1 ; ω_2) de telle sorte à ce que l'amortissement visqueux ξ reste constant. La pulsation ω_1 correspond au premier mode propre suivant la direction X, alors que la pulsation ω_2 est directement évaluée en fonction de ω_1 et de la ductilité u de la structure :

$$\omega_2 = \frac{\omega_1}{\sqrt{u}}$$

Dans notre exemple, l'analyse modale fournit $\omega_1=42.195 \text{ rad.s}^{-1}$ et avec une ductilité de 3.34 (voir paragraphe précédent), on obtient $\omega_2=23.09 \text{ rad.s}^{-1}$. On résout alors le système suivant pour trouver α et β (voir Figure 28) :

$$\begin{cases} \xi = \frac{\alpha}{2\omega_1} + \frac{\beta\omega_1}{2} \\ \xi = \frac{\alpha}{2\omega_2} + \frac{\beta\omega_2}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \alpha = \frac{2\xi\omega_1\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \\ \beta = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2} \end{cases}$$

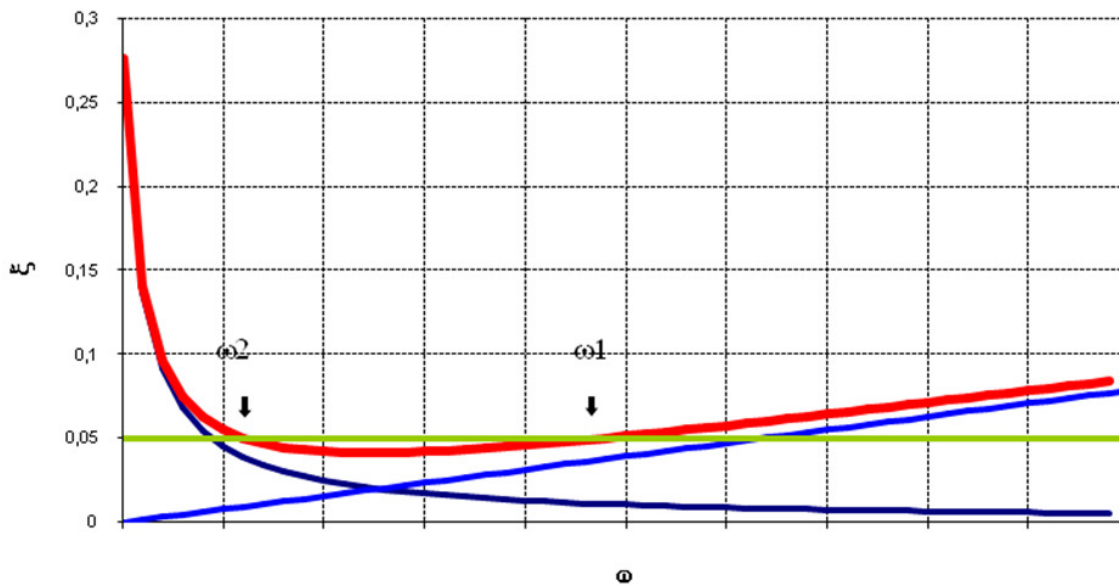


Figure 28 - Evolution de l'amortissement visqueux en fonction de la pulsation (courbe rouge). La courbe noire représente la branche proportionnelle à la masse, et la bleue celle de la rigidité.

Ici, on choisit par défaut la valeur de $\xi=5\%$, conformément aux recommandations de Chopra (2001). On en déduit alors :

$$\begin{cases} \alpha = 1.4923 \\ \beta = 0.0015 \end{cases}$$

Ces coefficients sont importants dans l'optique des analyses dynamiques, dans la mesure où ils vont gouverner l'amortissement général de la structure, et donc modifier le déplacement calculé en tête du bâtiment.

4.4. DEVELOPPEMENT DES VARIANTES AU MODELE DE BASE

Dans le but d'intégrer les incertitudes liées aux propriétés mécaniques des éléments structuraux (vieillissement du bâtiment, hétérogénéité dans les techniques de maîtrise d'œuvre...), il convient de développer une série de bâtiments (variantes) dérivant du modèle de base. L'objectif est en effet de dépasser le simple cadre d'une analyse probabiliste sur un seul bâtiment précis, et de considérer également une famille de « bâtiments-types » qui conservent les mêmes dispositions architecturales (dimensions, géométrie inchangées) mais qui présentent des variations au niveau de la qualité de construction (et donc des propriétés matériaux). En se basant sur la littérature (Rota et al., 2008, 2010), nous avons considéré que les propriétés matériaux définies dans le Tableau 3 pouvaient varier selon une loi normale, dont les paramètres sont consignés dans le tableau ci-dessous.

	Moyenne	C.O.V.	σ	Val. Min. (-2 σ)	Val. Max. (+2 σ)
E (MPa)	3 600	20%	720	2 160	5 040
G (MPa)	600	20%	120	360	840
f_{comp} (MPa)	6.2	20%	1.24	3.72	8.68
f_{sh} (MPa)	0.23	15%	0.0345	0.161	0.299
D_{sh} (%)	0.6	10%	0.06	0.48	0.72
D_{fl} (%)	0.8	10%	0.08	0.64	0.96

Tableau 6 -Variations retenues pour les propriétés matériaux

En vue d'éliminer les valeurs extrêmes non pertinentes, des bornes maximum et minimum sont appliquées à la distribution statistique, alors bornée entre -2σ et $+2\sigma$. A partir de ces lois normales sur les paramètres matériaux, nous effectuons un échantillonnage par hypercube latin (méthode détaillée en Annexe II), en vue d'obtenir plusieurs variantes de bâtiments représentatives de la dispersion des propriétés. Il a été décidé de générer 20 variantes, dans la mesure où ce nombre permet de décrire raisonnablement la variation des paramètres : pour chaque paramètre, cela équivaut à un découpage de la distribution par intervalles de 5% par rapport à la population totale (5-centiles). Ces 20 modèles sont décrits dans le tableau ci-dessous.

	E (MPa)	G (MPa)	f_{comp} (MPa)	f_{sh} (MPa)	D_{sh} (%)	D_{fl} (%)
1	3 659	681	6.48	0.24	0.72	0.90
2	4 184	650	3.78	0.25	0.65	0.83
3	2 663	717	5.82	0.22	0.57	0.81
4	3 572	542	7.29	0.22	0.60	0.79
5	2 950	614	7.55	0.25	0.56	0.65
6	4 450	360	6.16	0.18	0.64	0.74
7	3 120	816	5.94	0.28	0.59	0.92
8	3 251	521	5.51	0.16	0.62	0.88
9	3 344	502	5.24	0.23	0.56	0.67
10	3 915	619	6.98	0.27	0.67	0.76
11	3 450	559	7.79	0.25	0.48	0.76
12	2 160	683	5.59	0.23	0.65	0.85
13	2 831	572	6.28	0.19	0.62	0.77
14	3 820	480	4.63	0.21	0.61	0.79

15	4 821	421	5.07	0.21	0.58	0.85
16	3 766	598	6.84	0.20	0.53	0.80
17	4 230	762	7.05	0.30	0.63	0.72
18	3 107	732	4.33	0.22	0.69	0.70
19	3 982	637	8.52	0.24	0.50	0.82
20	4 685	455	6.53	0.26	0.55	0.96

Tableau 7 - Propriétés matériaux tirées aléatoirement pour les 20 structures variantes

Comme effectué précédemment pour le modèle de base, on réalise sur chaque variante une analyse en poussée progressive et une analyse modale, afin d'estimer les données suivantes, nécessaires pour les analyses dynamiques :

- déplacement ultime, limite élastique, niveaux d'endommagement EMS-98 (voir Tableau 8) ;
- ductilité, pulsations ω_1 et ω_2 , coefficients de Rayleigh α et β (voir Tableau 9) ;

	dy	du	slight	moderate	extensive	very heavy	collapse
1	4.91	16.80	3.44	4.02	5.77	9.28	15.12
2	5.26	17.20	3.68	4.27	6.04	9.58	15.48
3	5.76	33.60	4.03	5.34	9.28	17.14	30.24
4	5.97	20.60	4.18	4.90	7.05	11.36	18.54
5	5.55	24.60	3.89	4.80	7.54	13.01	22.14
6	6.60	18.80	4.62	5.23	7.08	10.77	16.92
7	4.52	13.60	3.16	3.62	4.98	7.70	12.24
8	6.82	21.40	4.77	5.50	7.67	12.02	19.26
9	7.01	23.00	4.91	5.70	8.07	12.80	20.70
10	5.28	18.80	3.70	4.36	6.34	10.31	16.92
11	6.19	27.60	4.33	5.36	8.43	14.59	24.84
12	6.23	34.00	4.36	5.67	9.61	17.48	30.60
13	6.75	28.60	4.72	5.77	8.93	15.23	25.74
14	6.00	19.20	4.20	4.85	6.82	10.74	17.28
15	5.18	9.90	3.63	3.89	4.68	6.27	8.91
16	5.50	19.40	3.85	4.53	6.57	10.65	17.46

17	3.91	15.60	2.74	3.30	5.00	8.39	14.04
18	5.59	26.00	3.91	4.89	7.81	13.66	23.40
19	4.99	18.20	3.49	4.13	6.07	9.94	16.38
20	4.87	13.00	3.41	3.82	5.07	7.55	11.70

Tableau 8 - Déplacements limites (en mm) correspondant aux niveaux d'endommagement EMS-98 pour les 20 structures variantes

	ductilité	ω_1	ω_2	α	β
1	3.42	44.164	23.881	1.5500	0.0015
2	3.27	44.389	24.547	1.5806	0.0015
3	5.83	42.359	17.543	1.2405	0.0017
4	3.45	40.673	21.898	1.4234	0.0016
5	4.43	41.148	19.550	1.3253	0.0016
6	2.85	35.813	21.214	1.3322	0.0018
7	3.01	45.455	26.200	1.6620	0.0014
8	3.14	39.570	22.331	1.4275	0.0016
9	3.28	39.199	21.644	1.3944	0.0016
10	3.56	43.195	22.893	1.4963	0.0015
11	4.46	40.907	19.370	1.3145	0.0017
12	5.46	39.968	17.105	1.1978	0.0018
13	4.24	39.932	19.393	1.3053	0.0017
14	3.20	39.288	21.963	1.4088	0.0016
15	1.91	38.422	27.801	1.6130	0.0015
16	3.53	42.428	22.582	1.4738	0.0015
17	3.99	46.957	23.508	1.5665	0.0014
18	4.65	43.920	20.367	1.3915	0.0016
19	3.65	43.754	22.902	1.5030	0.0015
20	2.67	39.484	24.164	1.4990	0.0016

Tableau 9 - Ductilité et coefficients d'amortissement pour les 20 structures variantes

On constate que la variation des propriétés mécaniques modifie sensiblement les niveaux d'endommagement des différents bâtiments, mais a un impact plus relatif sur la période propre : ceci implique, lors des analyses dynamiques, de relever pour

chaque structure les niveaux d'endommagement en fonction de ses propres déplacements-limites. Par contre, les paramètres physiques tels que le déplacement ou l'accélération spectrale à une période donnée pourront être étudiés indifféremment pour l'ensemble des variantes.

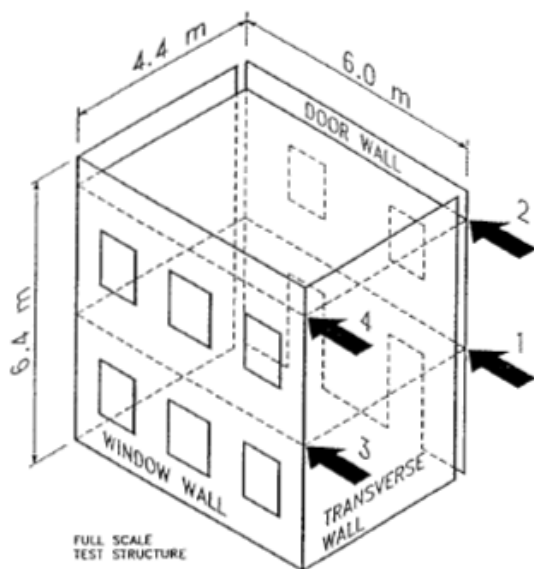
4.5. ANALYSES DYNAMIQUES NON-LINEAIRES

Les 21 structures obtenues plus haut (modèle de base plus les 20 variantes) sont maintenant soumises au jeu d'accélérogrammes, suivant la direction X : il s'agit de la direction présentant les ouvertures en façades, et donc la plus intéressante à évaluer. Nous disposons de 777 signaux sismiques et il a été décidé d'optimiser le nombre de simulations (au lieu de calculer chaque couple structure-accélérogramme), en adoptant la démarche suivante :

- classement des accélégrammes par valeur croissante de PGA (paramètre retenu a priori pour représenter « l'agressivité » du signal sismique) ;
- découpage de la série d'accélérogrammes en 37 groupes de 21 unités ;
- pour chaque groupe, tirage aléatoire d'un accélérogramme et association avec un des 21 modèles ;
- pour chaque modèle, réalisation de 37 simulations dynamiques non-linéaires (une par groupe) ;

Ceci permet de s'assurer que chaque modèle sera évalué avec des signaux sismiques de « force » comparable. Les 777 résultats (37 x 21) sont alors agrégés, permettant une analyse probabiliste pour l'ensemble des modèles.

Comme indiqué plus haut, le paramètre retenu pour évaluer l'endommagement de la structure est le drift transitoire inter-étages (ISDR – inter-story drift ratio). Sur chacune des parois 1 et 3 (celles dans la direction de l'excitation sismique), nous relevons les déplacements au niveau des étages 1 et 2, ce qui permet de déduire 4 valeurs de drifts (un par étage et par paroi). Le drift « critique » (celui qui va conditionner l'endommagement de la structure) est alors le maximum de ces 4 valeurs (voir Figure 29).



$$Dr1 = X1 / H1$$

$$Dr2 = (X2 - X1) / H2$$

$$Dr3 = X3 / H1$$

$$Dr4 = (X4 - X3) / H2$$

$$ISDR = \text{MAX}(Dr1, Dr2, Dr3, Dr4)$$

Figure 29 - Points de mesure des déplacements et calcul du drift maximal (H1 et H2 sont les hauteurs des premier et deuxième étages)

Les résultats des analyses dynamiques sont représentés sur la Figure 30, exprimés en niveaux de dommages FEMA-356 et EMS-98.

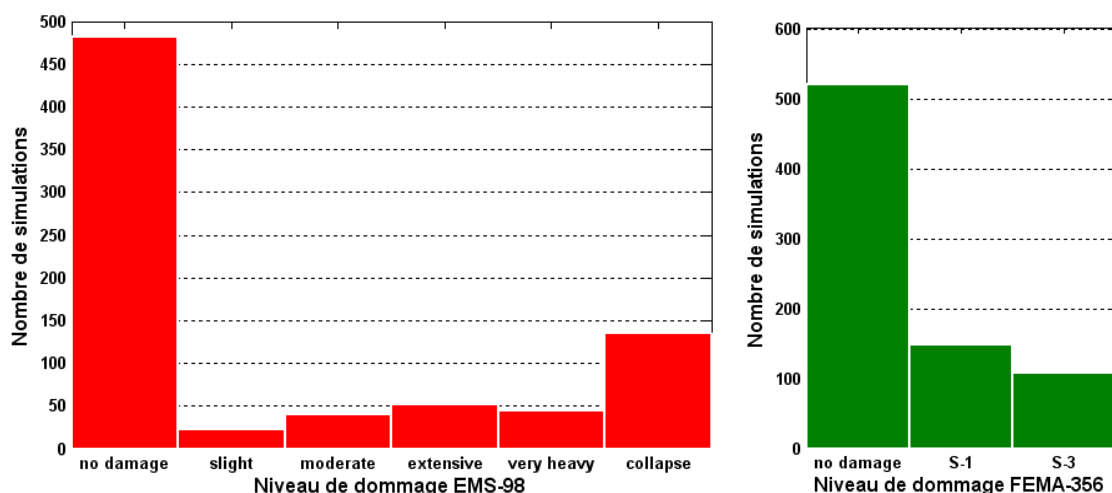


Figure 30 - Répartition des résultats selon les niveaux de dommage atteints (EMS-98 en rouge, FEMA-356 en vert)

On peut noter que plus de la moitié des simulations n'ont pas conduit à l'endommagement de la structure, que l'on prenne l'échelle EMS-98 ou les recommandations FEMA-356 comme référence. En ce qui concerne l'échelle EMS-98, les niveaux intermédiaires sont très peu représentés, ce qui conduira à des surfaces de fragilité quasiment identiques entre les niveaux « slight » et « moderate », par exemple.

Afin de vérifier la cohérence des résultats, il peut être intéressant de construire directement les courbes de fragilité correspondantes, en utilisant un paramètre sismique classique comme le PGA, par exemple.

Les courbes de fragilité sont déterminées analytiquement en représentant le plus souvent la probabilité d'atteindre un niveau de dommage par une fonction cumulative de distribution log-normale. La forme analytique est donc la suivante :

$$P_k(a) = P(\text{damage} \geq D_k | a) = \Phi \left[\frac{\ln \left(\frac{a}{\mu} \right)}{\sigma} \right] = \frac{1}{2} \left[1 + \operatorname{erf} \left(\frac{\ln a - \ln \mu}{\sigma \sqrt{2}} \right) \right]$$

La variable **a** représente le paramètre sismique (par ex. PGA), et les paramètres statistiques **μ** et **σ** sont estimés à l'aide de la méthode du maximum de vraisemblance proposée par Shinozuka et al. (2001). On introduit la fonction de vraisemblance suivante :

$$L = \prod_{i=1}^N [P_k(a_i)]^{x_i} [1 - P_k(a_i)]^{1-x_i}$$

où **N** est le nombre total de simulations, **a_i** est la valeur du paramètre sismique à la i-ème simulation, et **x_i** représente les différentes réalisations du tirage de Bernoulli (**x_i**=1 si le dommage **D_k** est atteint, 0 sinon). Une procédure d'optimisation par simplex est alors utilisée pour trouver le couple (**μ** ; **σ**) qui maximise la fonction L.

Dans notre exemple (courbe de fragilité en fonction du PGA), on obtient les paramètres suivants, pour les deux référentiels de dommage (EMS-98 et FEMA-356) :

	EMS-98					FEMA-356	
	slight	moderate	extensive	very heavy	collapse	S-1	S-3
μ	1.1108	1.2466	1.5724	2.1728	2.9359	1.3538	3.7225
σ	0.2928	0.3047	0.4146	0.4973	0.4966	0.3094	0.5493

Tableau 10 - Paramètres obtenus pour les courbes de fragilité exprimées en fonction du PGA

Il est alors possible de tracer les courbes et de comparer la pertinence des deux échelles d'endommagement. Sur la Figure 31, on voit clairement que, même si il est délicat de comparer les différents niveaux d'endommagement, les recommandations du document FEMA-356 ont une nette tendance à sous-estimer l'endommagement potentiel de la structure, par rapport à l'échelle EMS-98.

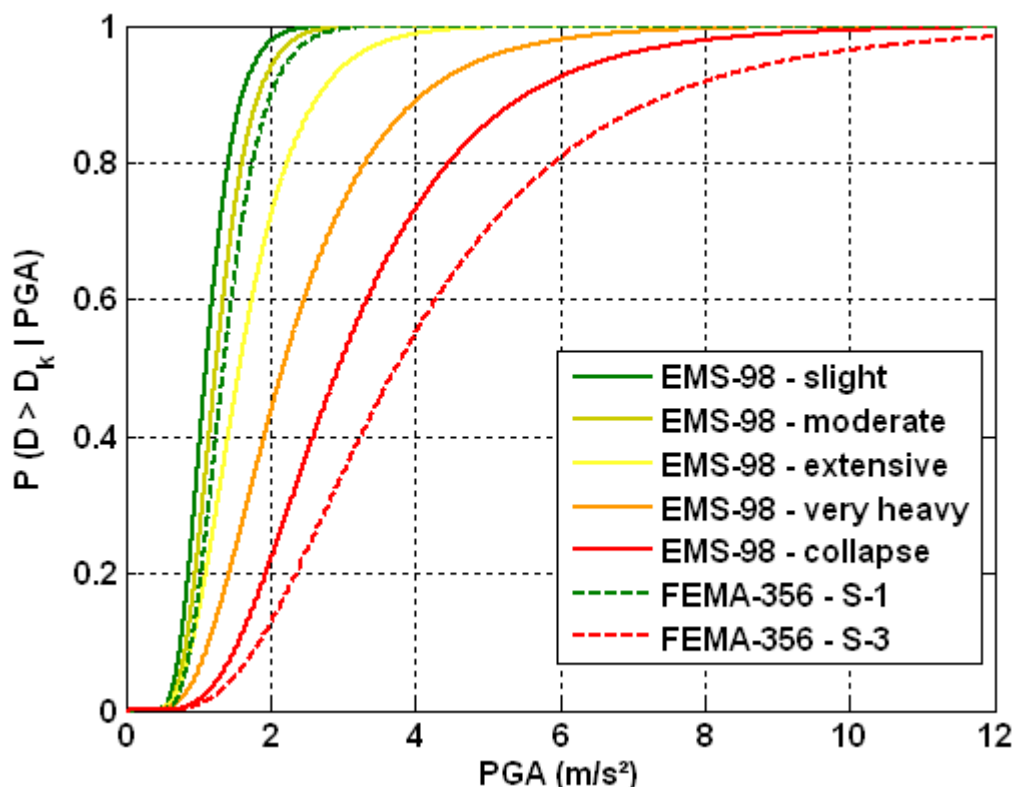


Figure 31 - Courbes de fragilité en fonction du PGA, obtenues pour le bâtiment I

Afin de vérifier la validité de l'hypothèse formulée plus haut (i.e. accélérogrammes synthétiques cohérents avec les enregistrements réels), il est possible de comparer les courbes de fragilités élaborées séparément en fonction des deux jeux de données (voir pour l'échelle d'endommagement FEMA-356). L'accord entre les deux séries de courbes semble satisfaisant, surtout pour le niveau S-1. Pour le niveau S-3, les accélérogrammes réels semblent présenter une plus grande variabilité, ce qui pourrait être dû à leur faible nombre par rapport aux signaux synthétiques (120 contre 657). Globalement, les signaux synthétiques sous-estiment légèrement l'endommagement par rapport aux enregistrements réels : cet effet est dû à la distribution des accélérogrammes utilisés. Dans les tableaux comparatifs 1 et 2, on voit en effet que les paramètres des accélérogrammes réels ont tendance à avoir une valeur moyenne légèrement plus élevée que pour les accélérogrammes synthétiques. Il en ressort logiquement une propension à générer des endommagements plus marqués.

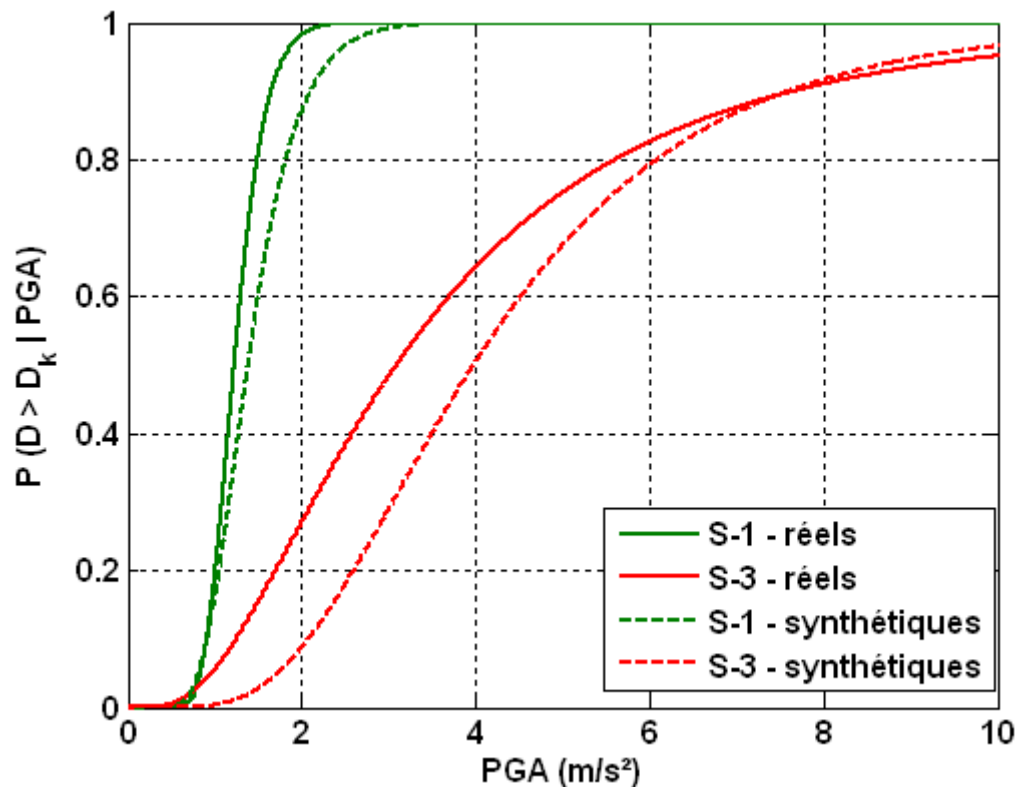


Figure 32 - Courbes de fragilité en fonction l'échelle d'endommagement FEMA-356, basées sur les données réelles ou synthétiques

4.6. CHOIX DES PARAMETRES SISMIQUES DETERMINANTS

Une surface de fragilité permet d'estimer la probabilité d'atteindre un niveau de dommage donné (S-1 ou S-3) en fonction d'un couple (x_1 , x_2) de paramètres sismiques (Seyedi et al., 2010). Pour qu'une surface permette un gain d'information par rapport à une courbe, il est souhaitable que les paramètres x_1 et x_2 soient bien corrélés avec la réponse du bâtiment (ISDR), tout en restant relativement peu corrélés entre eux.

Nous avons extrait 46 paramètres sismiques à partir du jeu d'accélérogrammes utilisé pour les analyses dynamiques. Le code TANAGRA a été utilisé pour effectuer divers traitements statistiques sur ces données (matrice 46 x 777). En premier lieu, nous appliquons la procédure VARCLUS (voir détails plus haut, partie 3) à l'ensemble du jeu d'accélérogrammes, afin de détecter les paramètres fortement corrélés entre eux (voir Figure 33).

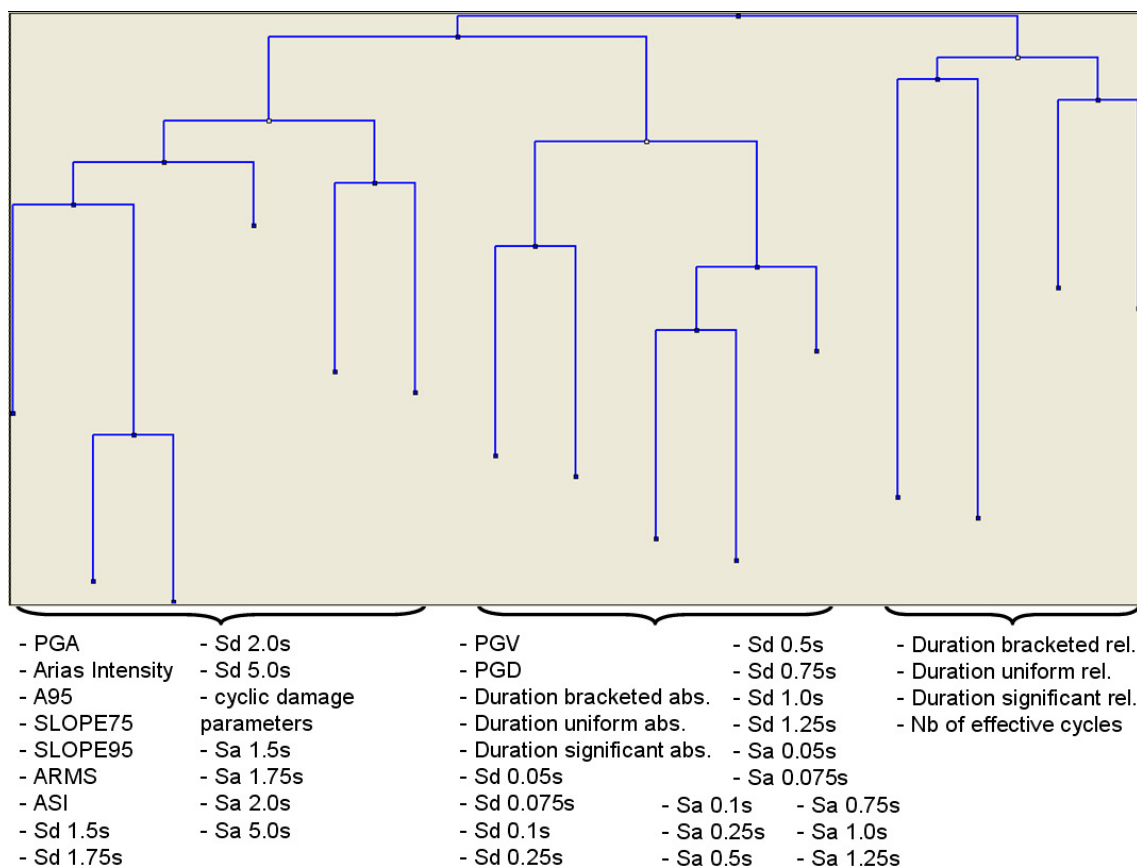


Figure 33 - Visualisation des 3 clusters obtenus et liste des variables incluses dans chaque classe

En utilisant ces résultats, il est alors possible de calculer la corrélation entre les 3 clusters (variables-classes), ainsi qu'avec le drift (tableau ci-dessous) : on voit bien que les paramètres intéressants sont à sélectionner parmi les clusters 1 et 2 (le cluster 3 est quasiment orthogonal par rapport à la variable-cible).

	Drift	Cluster 1	Cluster 2	Cluster 3
Drift	1	0.7715	0.9043	-0.1054
Cluster 1	-	1	0.8194	-0.0794
Cluster 2	-	-	1	-0.1712
Cluster 3	-	-	-	1

Tableau 11 - Indice de corrélation R entre les clusters, et par rapport au drift

Cette première analyse permet déjà d'identifier les couples de paramètres potentiels (i.e. les paramètres doivent être issus de 2 classes différentes, Cluster 1 et Cluster 2), les paramètres du Cluster 3 étant écartés. Nous pouvons maintenant calculer la corrélation linéaire entre les variables des Clusters 1 et 2 et le drift inter-étages, indicateur retenu pour représenter l'endommagement (voir Tableau 12).

Paramètre	R	Cluster
PGV	0.9107	2
SA 0.5s	0.9006	2
SD 0.5s	0.9001	2
SA 0.075s	0.8822	2
SA 0.25s	0.8817	2
SD 0.075s	0.8816	2
SA 0.1s	0.8814	2
SD 0.25s	0.8813	2
SD 0.1s	0.8809	2
SD 0.75s	0.8713	2
SA 0.75s	0.8712	2
SD 1.0s	0.8546	2
SA 1.0s	0.8541	2
SA 1.25s	0.8447	2
SD 1.25s	0.8444	2
SA 0.05s	0.8204	2
SD 0.05s	0.8163	2
A95 (m/s ²)	0.7903	1
PGA	0.7841	1
Arias intensity (m/s)	0.7783	1
PGD	0.7738	2
ARMS	0.7582	1
SD 1.5s	0.7504	1
SA 1.5s	0.7498	1
cyclic damage parameter (peak, including non-zero crossings)	0.7254	1
ASI	0.7237	1
SA 5.0s	0.715	1
SD 5.0s	0.7146	1
SLOPE75 (m/s ²)	0.7065	1
SA 1.75s	0.7048	1
cyclic damage parameter (peak, excluding non-zero crossings)	0.7042	1
SD 1.75s	0.7038	1
cyclic damage parameter (rainflow)	0.7022	1
Duration uniform absolute (s)	0.7009	2
SD 2.0s	0.6984	1
SA 2.0s	0.6981	1
SLOPE95 (m/s ²)	0.6866	1
Duration significant absolute (s)	0.559	2
Duration bracketed absolute (s)	0.4528	2

Tableau 12 - Indice de corrélation *R* des paramètres sismiques avec l'endommagement de la structure

On propose de retirer encore les paramètres dont la corrélation *R* est inférieure à 0.75, dans la mesure où leur influence sur la réponse de la structure ne semble pas assez

significative. Sur les 24 paramètres restants, 18 proviennent du Cluster 2, et 6 seulement du Cluster 1. Enfin, on calcule la matrice de corrélation entre ces 18 variables et les 6 autres, de sorte à repérer des couples de paramètres peu corrélés entre eux.

	A95	PGA	Arias intensity	ARMS	SD 1.5s	SA 1.5s	ISDR
PGV	0.8657	0.8657	0.8034	0.8280	0.8450	0.8446	<i>0.9107</i>
SA 0.5s	0.8236	0.8233	0.7751	0.7821	0.8173	0.8170	<i>0.9006</i>
SD 0.5s	0.8228	0.8225	0.7748	0.7815	0.8170	0.8167	<i>0.9001</i>
SA 0.075s	0.7978	0.7976	0.7695	0.7559	0.7880	0.7877	<i>0.8822</i>
SA 0.25s	0.8010	0.8046	0.7798	0.7681	0.8049	0.8046	<i>0.8817</i>
SD 0.075s	0.7971	0.7968	0.7687	0.7552	0.7873	0.7869	<i>0.8816</i>
SA 0.1s	0.7954	0.7973	0.7781	0.7618	0.7881	0.7876	<i>0.8814</i>
SD 0.25s	0.8006	0.8041	0.7795	0.7678	0.8045	0.8042	<i>0.8813</i>
SD 0.1s	0.7944	0.7964	0.7776	0.7609	0.7873	0.7869	<i>0.8809</i>
SD 0.75s	0.8435	0.8413	0.7703	0.7933	0.8262	0.8260	<i>0.8713</i>
SA 0.75s	0.8437	0.8416	0.7704	0.7934	0.8263	0.8262	<i>0.8712</i>
SD 1.0s	0.8547	0.8563	0.8064	0.7961	0.8554	0.8552	<i>0.8546</i>
SA 1.0s	0.8551	0.8567	0.8070	0.7963	0.8560	0.8558	<i>0.8541</i>
SA 1.25s	0.8845	0.8805	0.8109	0.8284	0.8876	0.8876	<i>0.8447</i>
SD 1.25s	0.8841	0.8801	0.8111	0.8280	0.8877	0.8876	<i>0.8444</i>
SA 0.05s	0.6758	0.6806	0.7088	0.6717	0.6962	0.6959	<i>0.8204</i>
SD 0.05s	0.6695	0.6745	0.7053	0.6675	0.6909	0.6906	<i>0.8163</i>
PGD	0.6092	0.6132	0.6601	0.6144	0.6095	0.6092	0.7739
ISDR	<i>0.7902</i>	<i>0.7841</i>	<i>0.7784</i>	<i>0.7582</i>	<i>0.7504</i>	<i>0.7498</i>	<i>1.0000</i>

Tableau 13 - Corrélation entre les couples de paramètres potentiels, classés par ordre décroissant de corrélation avec le drift

Un premier constat est que les paramètres de durée ou de cyclicité du signal sont absents de la sélection, en raison de leur relativement faible influence sur l'endommagement. Ce résultat est à nuancer en raison du biais introduit par notre choix de l'indicateur d'endommagement (déplacement inter-étages, essentiellement basé sur les déformations maximales au sein de la structure) : Hancock (2006) montre, pour le cas des structures en béton armé, que le nombre effectif de cycles ou la durée du signal peuvent avoir une certaine influence, si l'indicateur d'endommagement est basé sur des dissipations hystérétiques d'énergie à la place des habituelles mesures de déplacement.

Par ailleurs, d'après le rapport de Douglas (2006), certains paramètres a priori intéressants ne sont pas, à l'heure actuelle, directement quantifiables à l'aide des équations de prédiction du mouvement : ainsi, les variables telles que ARMS, SLOPE75 et 95, Nb de cycles, paramètres cycliques d'endommagement, durées du signal, ne devraient pas être utilisés comme paramètres de fonctions de fragilité. En effet, de tels paramètres doivent pouvoir être générés avec une relative confiance à l'aide d'équations usuelles de prédiction du mouvement, surtout lorsque l'on procède à une approche par séisme de scénario par exemple.

Les paramètres spectraux les plus influents sont ceux mesurés pour des périodes assez longues (0.5s, 0.25s...) : la période fondamentale du bâtiment (0.149s) ne semble pas ressortir particulièrement par rapport aux autres paramètres. Ceci peut s'expliquer par l'allongement de la période fondamentale du bâtiment à mesure que celui-ci est endommagé et perd de sa rigidité. Ce point a également été discuté par Bommer et al. (2004) : les auteurs montrent que l'accélération spectrale à la période propre du bâtiment n'est pas le paramètre le mieux corrélé avec la réponse de la structure ; ils introduisent par ailleurs un paramètre formé par la moyenne de l'accélération spectrale sur une gamme de périodes (entre T_0 – la période fondamentale – et $n.T_0$, un multiple à déterminer).

A la lecture du Tableau 13, deux stratégies sont possibles :

- choix du paramètre le plus influent (**PGV**, avec $R=0.9107$) et sélection d'un deuxième paramètre le moins corrélé possible avec PGV : dans ce cas l'**intensité d'Arias** ($R=0.7784$), avec $R_{AI-PGV}=0.8034$;
- choix de la corrélation la plus faible entre deux paramètres, si l'on considère que tous les paramètres sont suffisamment bien corrélés avec l'endommagement ($R > 0.75$ dans tout le tableau) : dans ce cas, on trouve le couple **PGD – A95**, avec respectivement $R_{PGD}=0.7739$ et $R_{A95}=0.7902$. Ces deux paramètres présentent une corrélation mutuelle relativement faible, $R_{PGV-A95}=0.6092$.

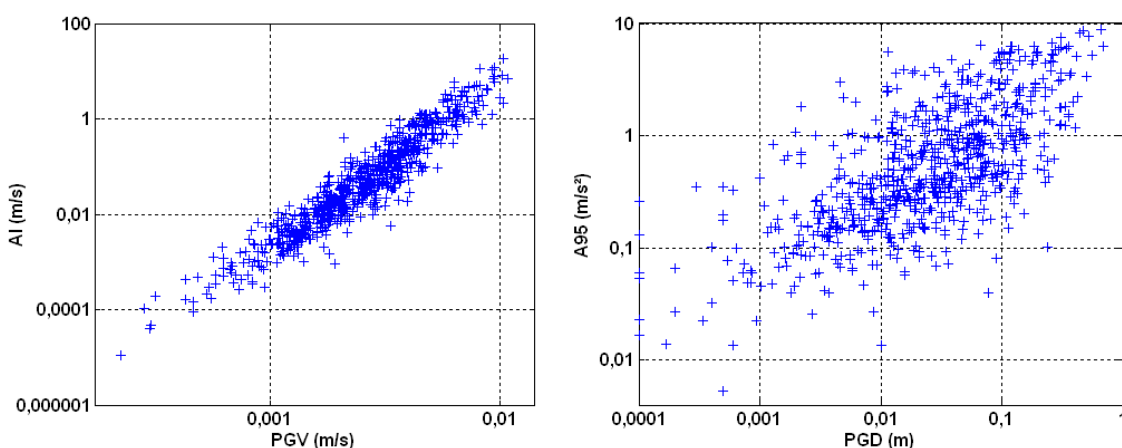


Figure 34 - Distribution des deux couples de paramètres pressentis (PGV-AI) et (PGD-A95)

La figure ci-dessus permet de trancher et montre bien que la corrélation entre l'Intensité d'Arias et PGV est trop importante pour pouvoir parcourir tout l'espace. A l'inverse, les paramètres **A95** et **PGD** semblent relativement indépendants et semblent intéressant de conserver ce couple de variables pour représenter les surfaces de fragilité.

4.7. CONSTRUCTION DES SURFACES DE FRAGILITE

Alors que les courbes de fragilité sont couramment représentées par des distributions de probabilité bien connues et facilement paramétrables (cf. Shinozuka, 1998 et Shinozuka et al., 2001), le problème est plus complexe pour les surfaces où il faut faire appel à des distributions à deux variables. Une solution consiste à utiliser la méthode d'estimation par noyau (ou méthode de Parzen-Rozenblatt), qui permet une représentation non paramétrique de la densité de probabilité et est donc applicable à des problèmes de dimension 2 ou plus (Parzen, 1962).

Considérons les couples de paramètres (x_i, y_i) correspondant aux $n = 777$ accélérographes. Alors l'estimateur non-paramétrique par la méthode du noyau de la densité s'écrit, en 2D :

$$f_h(x, y) = \frac{1}{n \cdot h_{x,n} \cdot h_{y,n}} \sum_{i=1}^n K\left(\frac{x_i - x}{h_{x,n}}\right) \cdot K\left(\frac{y_i - y}{h_{y,n}}\right)$$

La fonction **K** est appelée « noyau » et **h** est la « fenêtre » (i.e. paramètre semblable à l'écart-type, contrôlant le degré de lissage de l'estimation). **K** prend généralement la forme de la fonction de densité d'une distribution normale standard :

$$K(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}x^2}$$

La fenêtre **h** est estimée à l'aide de fonctions Matlab qui cherchent à minimiser l'erreur (Mean Integrated Squared Error), en fonction de la taille et de la composition de l'échantillon.

Par exemple, pour construire la surface de probabilité correspondant au niveau de dommage S-1 (échelle d'endommagement FEMA), on définit d'abord l'estimateur $f_{h,tot}$ correspondant à l'échantillon total (les 777 enregistrements), ainsi que l'estimateur $f_{h,S1}$ correspondant à la densité des enregistrements qui provoquent au moins le niveau S-1 (256 accélérographes). La probabilité d'atteindre ou de dépasser le niveau S-1 est alors donnée par :

$$P1(x, y) = \frac{256 f_{h,S1}}{777 f_{h,tot}} = \frac{h_{x,n} \cdot h_{y,n}}{h_{x,k} \cdot h_{y,k}} \cdot \frac{\sum_{i=1}^k K\left(\frac{x_i - x}{h_{x,k}}\right) \cdot K\left(\frac{y_i - y}{h_{y,k}}\right)}{\sum_{i=1}^n K\left(\frac{x_i - x}{h_{x,n}}\right) \cdot K\left(\frac{y_i - y}{h_{y,n}}\right)}$$

Les estimateurs ont été normalisés par la taille de leur échantillon (resp. 256 et 777 dans ce cas), dans le but d'obtenir une valeur de probabilité comprise entre 0 et 1.

Pour obtenir le résultat désiré, il est également nécessaire d'utiliser les mêmes valeurs de fenêtres pour les deux échantillons (afin de faire le rapport de deux surfaces homogènes). Une valeur de fenêtre élevée est révélatrice d'un échantillon de faible nombre ou contenant des disparités importantes. C'est pourquoi il faut toujours choisir la valeur maximale entre les fenêtres des deux échantillons (facteur limitant), de façon à éviter des surfaces trop hétérogènes (présence de pics, absence de monotonie). On définit donc :

$$h_x = \max[h_{x,k}; h_{x,n}] \quad \text{ainsi que} \quad h_y = \max[h_{y,k}; h_{y,n}]$$

Ce qui permet d'obtenir la forme finale de la distribution de probabilité :

$$P1(x, y) = \frac{\sum_{i=1}^k K\left(\frac{x_i - x}{h_x}\right) \cdot K\left(\frac{y_i - y}{h_y}\right)}{\sum_{i=1}^n K\left(\frac{x_i - x}{h_x}\right) \cdot K\left(\frac{y_i - y}{h_y}\right)}$$

On suit la même procédure pour le calcul de P3 (probabilité d'atteindre ou de dépasser le niveau S-3), et les surfaces obtenues sont représentées ci-dessous, en fonction des paramètres PGD et A95.

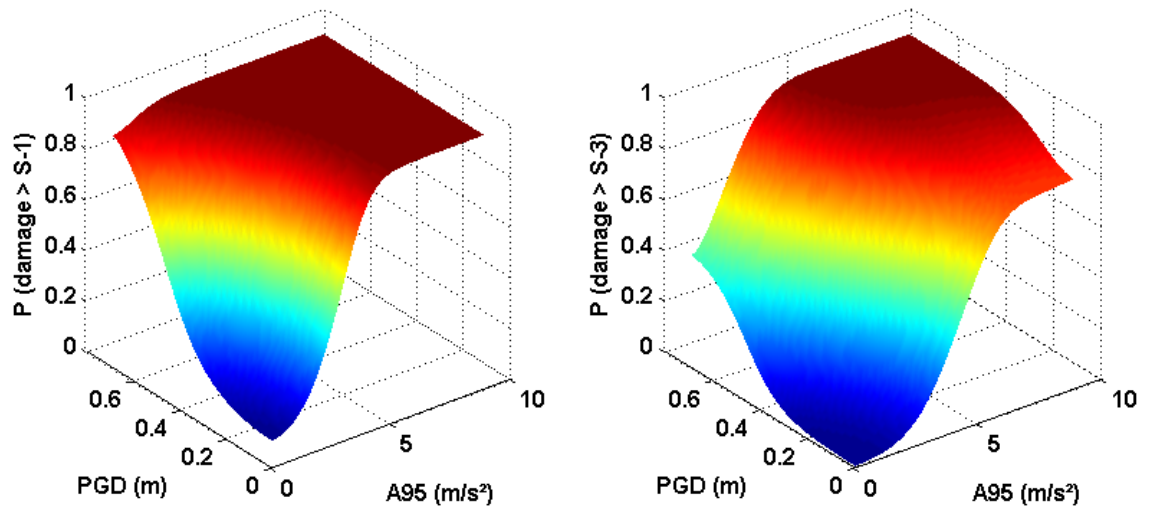


Figure 35 - Surfaces de fragilité obtenues pour le bâtiment-type I, avec l'échelle d'endommagement FEMA-356

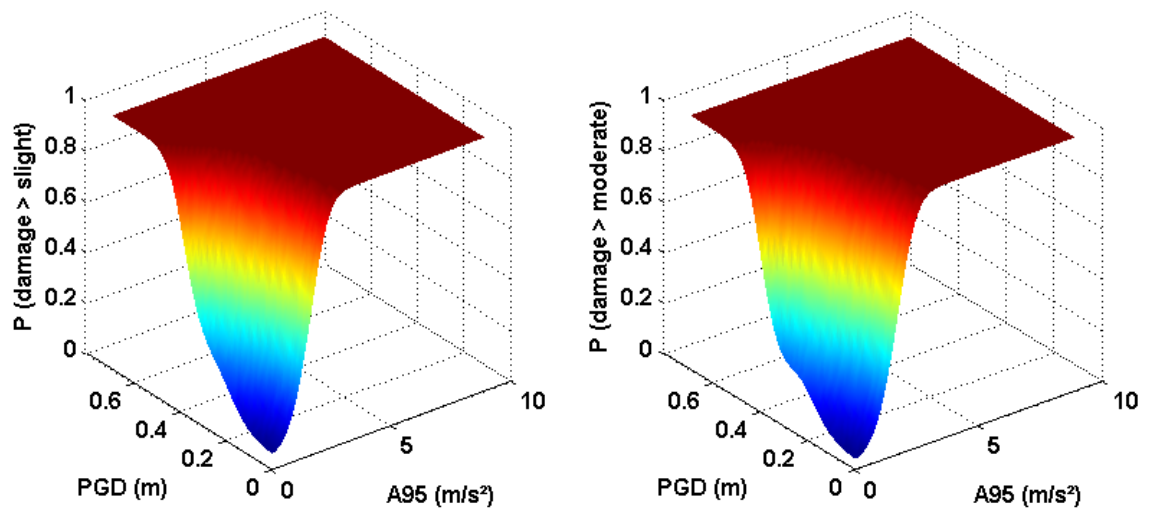


Figure 36 - Surfaces de fragilité obtenues pour le bâtiment-type I, avec l'échelle d'endommagement EMS-98 (niveaux « slight » et « moderate »)

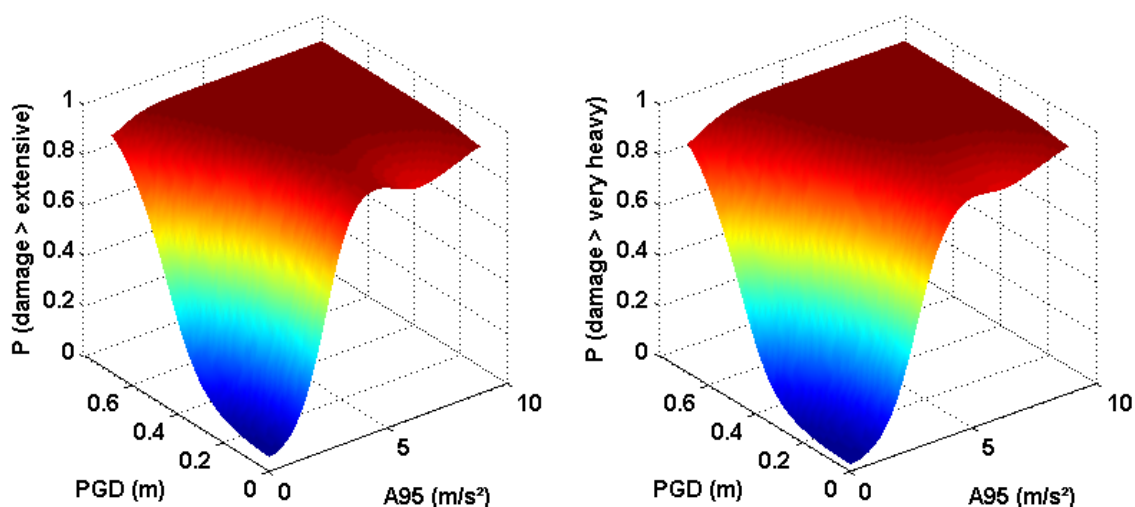


Figure 37 - Surfaces de fragilité obtenues pour le bâtiment-type I, avec l'échelle d'endommagement EMS-98 (niveaux « extensive » et « very heavy »)

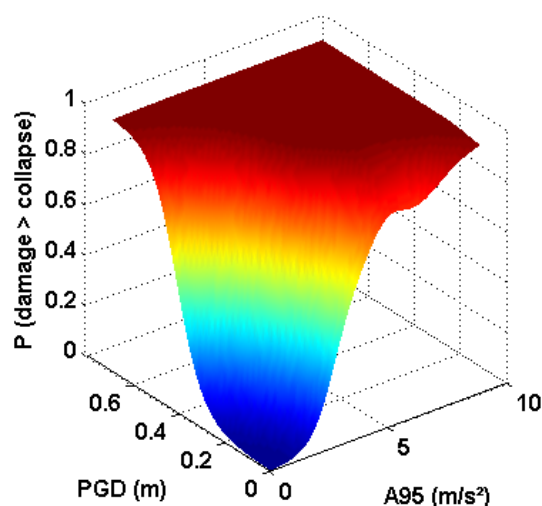


Figure 38 - Surfaces de fragilité obtenues pour le bâtiment-type I, avec l'échelle d'endommagement EMS-98 (niveau « collapse »)

Contrairement aux courbes à une variable, ces surfaces de fragilité ne sont pas associées à une distribution paramétrique et sont représentées par une fonction analytique très complexe (dépendant de chaque point de mesure) : la valeur des fonctions de fragilité tracées ci-dessus est donc jointe à ce rapport sous forme matricielle, dans un fichier texte séparé.

5. Bâtiment II – Structure RDC+1 « étage souple »

5.1. DESCRIPTION DU MODELE

5.1.1. Description du bâtiment physique

Le bâtiment-type II est une structure de deux étages en briques, présentant une large ouverture au rez-de-chaussée : ce bâtiment a été étudié par Park et al. (2009) et peut être représentatif de petites structures commerciales (grande ouverture en vitrine) présentant un étage souple.

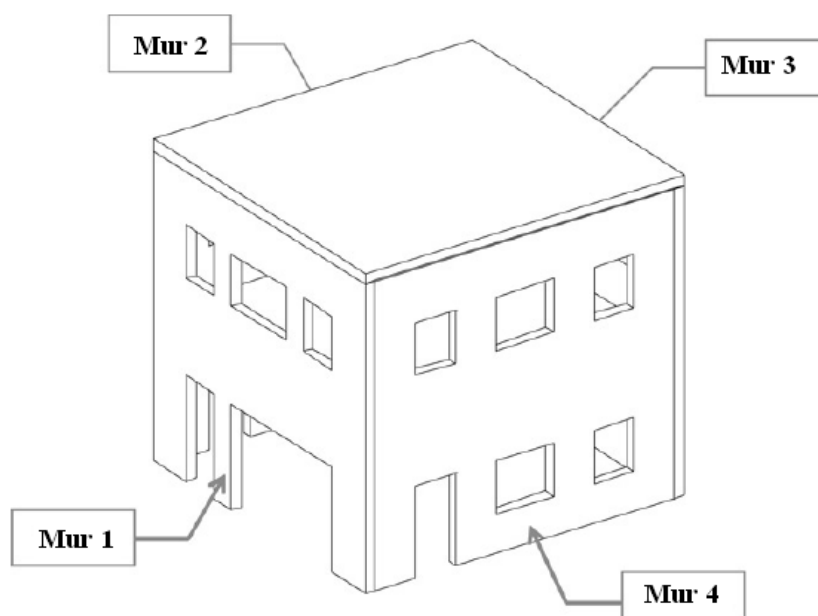


Figure 39 - Vue schématique du bâtiment-type II (Park et al., 2009)

Ce bâtiment a auparavant été construit en vue d'une simulation sur table vibrante (Yi et al., 2002, et Yi, 2004) : les dimensions de la construction sont résumées sur la Figure 40. Les murs 2 et 4 ont la même configuration et le mur 1 présente une large ouverture au rez-de-chaussée (3.6 m), semblable à une vitrine de commerce ou une entrée de garage.

Les essais mécaniques sur des prismes de maçonnerie ont conduit aux paramètres suivants : module d'Young de 4.137 GPa, résistances à la compression et au cisaillement égales à 10.05 MPa et 0.41 MPa respectivement. La masse volumique de l'ensemble briques+mortier est estimée à 19.22 kN/m³. Le plancher est constitué de poutres en bois assemblées en croisillons, constituant un diaphragme très souple par rapport aux éléments verticaux.

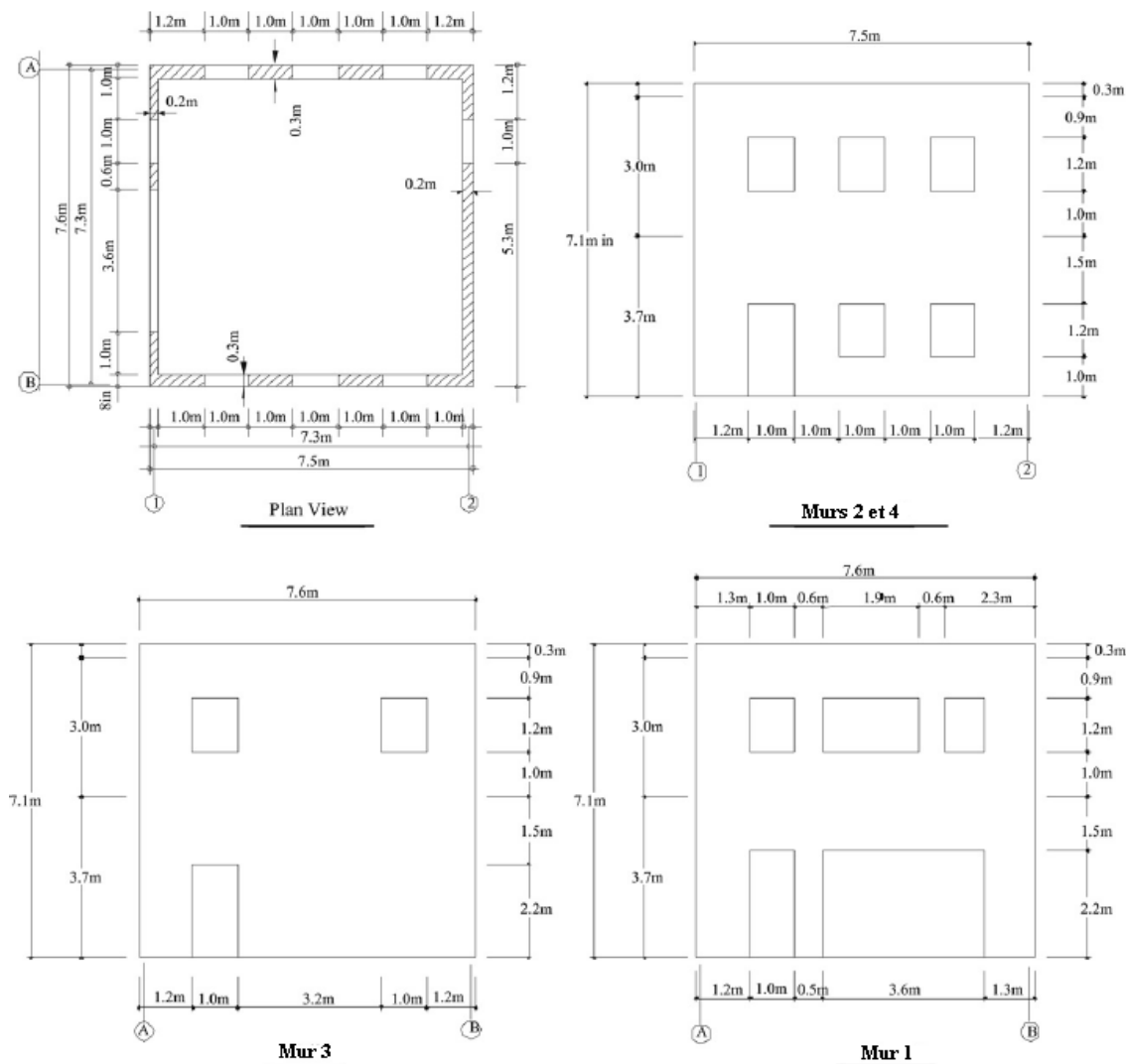


Figure 40 - Plans et dimensions du bâtiment-type II (Park et al., 2009)

5.1.2. Construction du modèle et propriétés mécaniques

Les murs en maçonneries sont modélisés par une structure en cadres équivalents, à l'aide des macroéléments « pier » (résistance verticale) et « spandrel » (résistance horizontale). Les figures suivantes représentent le maillage obtenu pour les différents parois de la structure.

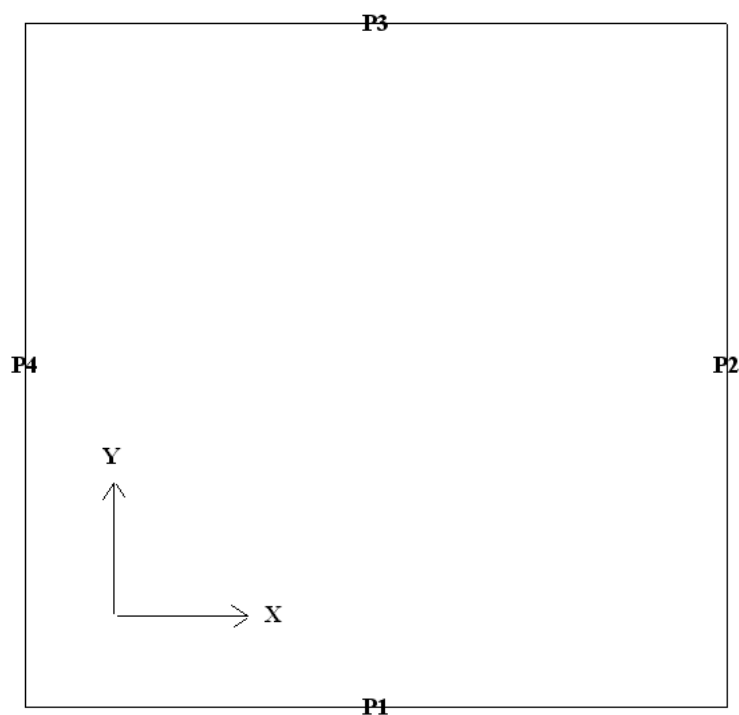


Figure 41 - Vue en plan de la structure

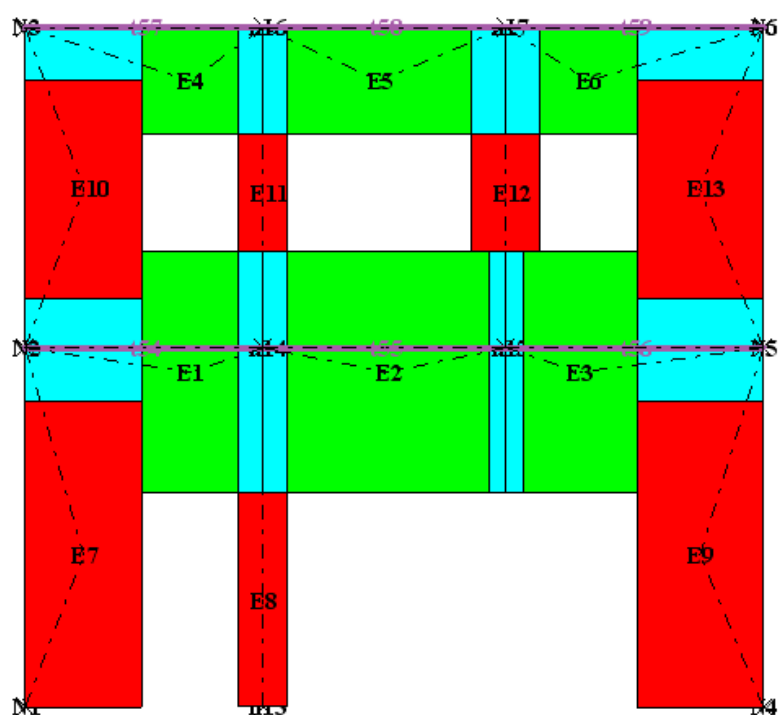


Figure 42 - Modèle de la paroi 1

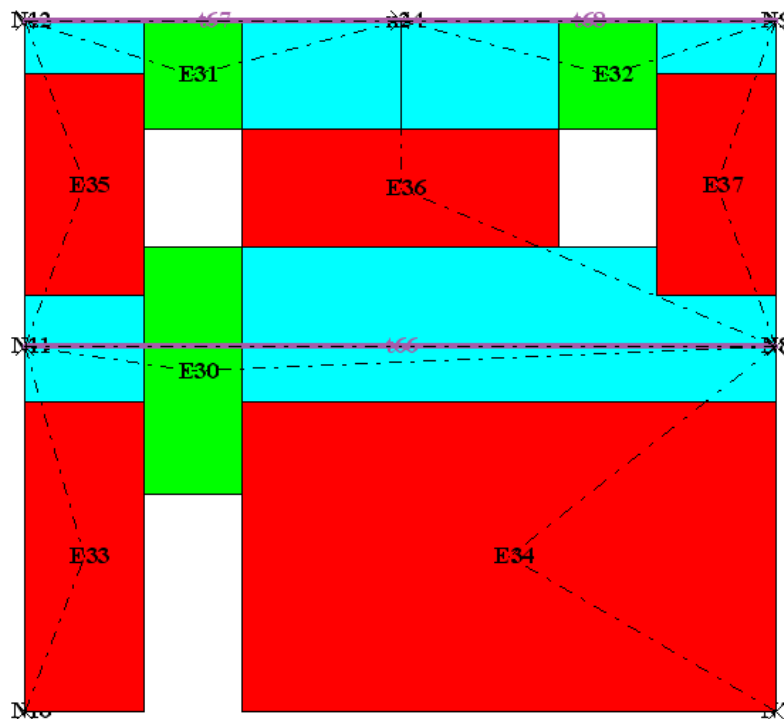


Figure 43 - Modèle de la paroi 3

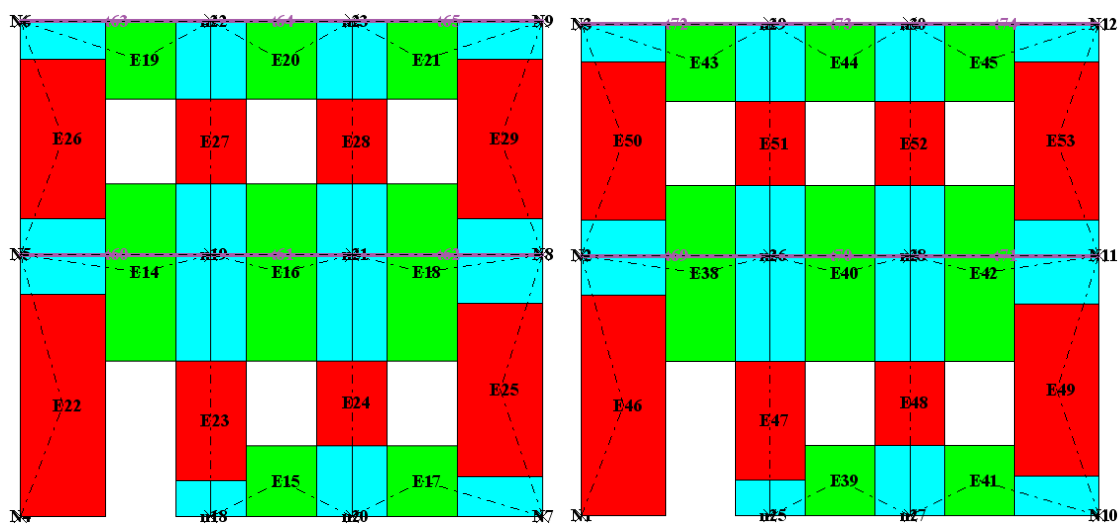


Figure 44 - Modèles des parois 2 et 4

En se basant sur les résultats expérimentaux, on définit alors les propriétés mécaniques suivantes pour le modèle :

Paramètre		Valeur
E	Module d'Young	4 137 MPa
G	Module de cisaillement	690 MPa
ρ	Masse volumique	1922 kg/m ³
f_{comp}	Résistance en compression	10.05 MPa
f_{sh}	Résistance en cisaillement	0.414 MPa
D_{sh}	Drift ultime en cisaillement	0.6%
D_{fl}	Drift ultime en flexion	0.8%
μ	Coefficient de frottement (loi de Coulomb)	0.2
G.c	Paramètre de non-linéarité	1
β	Paramètre de dégradation de la rigidité	0

Tableau 14 - Propriétés mécaniques retenus pour le modèle du bâtiment II

On ajoute 195 kN de charges d'exploitation sur chaque plancher, à répartir entre les éléments verticaux.

5.2. ANALYSE EN POUSSEE PROGRESSIVE

Le bâtiment a une forme pratiquement carrée en plan (7.6 m selon X, 7.4 m selon Y) et possèdent de nombreuses ouvertures sur toutes les parois : dans ce cas, il est souhaitable de réaliser l'étude de vulnérabilité sur les deux directions. La structure sera soumise à des charges unidirectionnelles et les résultats selon les deux directions seront alors agrégés à l'étape de construction des surfaces de fragilité. Il est donc nécessaire d'évaluer les niveaux d'endommagement dans les deux directions.

5.2.1. Vérification de la structure

+ Selon la direction X :

On applique des charges latérales dont la distribution est basée sur la forme du premier mode propre selon la direction X. Nous considérons que le déplacement ultime de la structure est atteint pour une valeur de cisaillement à la base égale à 80% de la force maximale (dégradation de 20%). Cette limite permet de construire la courbe bilinéaire idéalisée et d'en déduire la limite élastique (voir Figure 45).

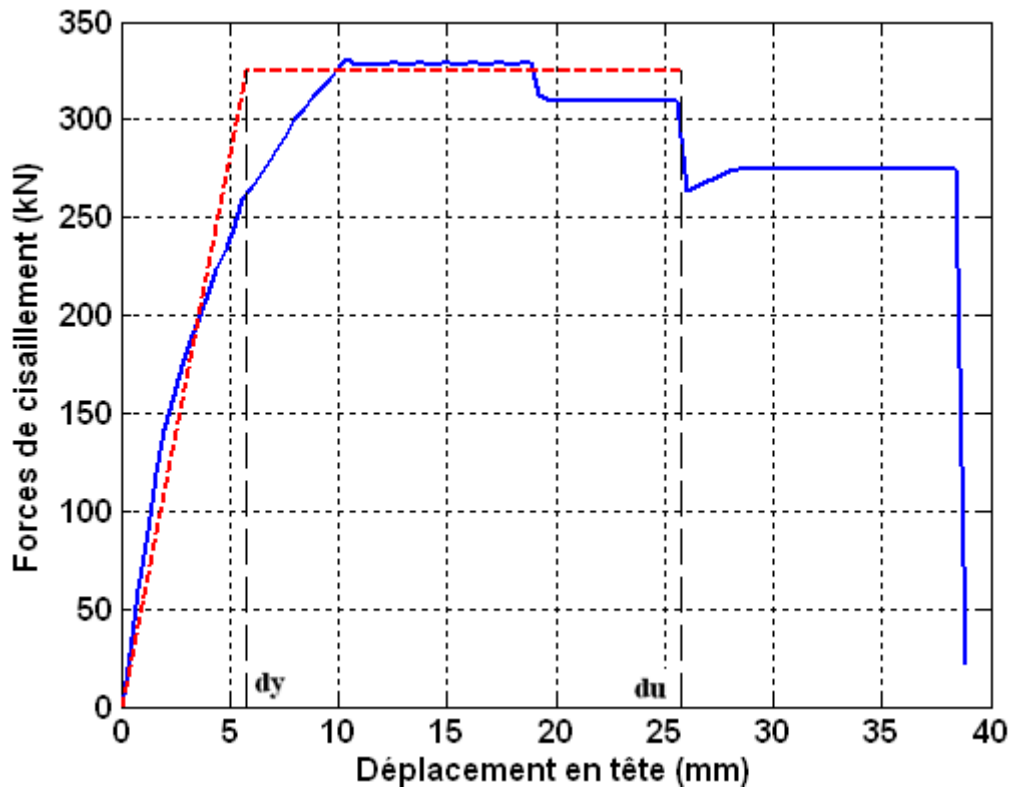


Figure 45 - Résultats de l'analyse en poussée progressive. la courbe bleue représente le déplacement du modèle, et la rouge l'équivalent bilinéaire.

On obtient donc **dy**=5.78 mm et **du**=25.8 mm, soit une ductilité de 4.46 pour ce modèle.

A titre complémentaire et informatif, en appliquant le même spectre de référence Eurocode 8 que plus haut, on obtient alors les résultats suivants :

- **ULS** : $D_{max}=7.9$ mm (bien inférieur à 25.8 mm) et facteur de comportement $q = 1.36$ (bien inférieur à 2, la valeur fixée par défaut pour ce modèle).
- **DLS** : $D_{max}=1.8$ mm (bien inférieur à 10.4 mm, le déplacement pour lequel les forces sont maximales).

+ Selon la direction Y :

Même procédure que précédemment : le tracé de la courbe de pushover est présenté sur la Figure 46.

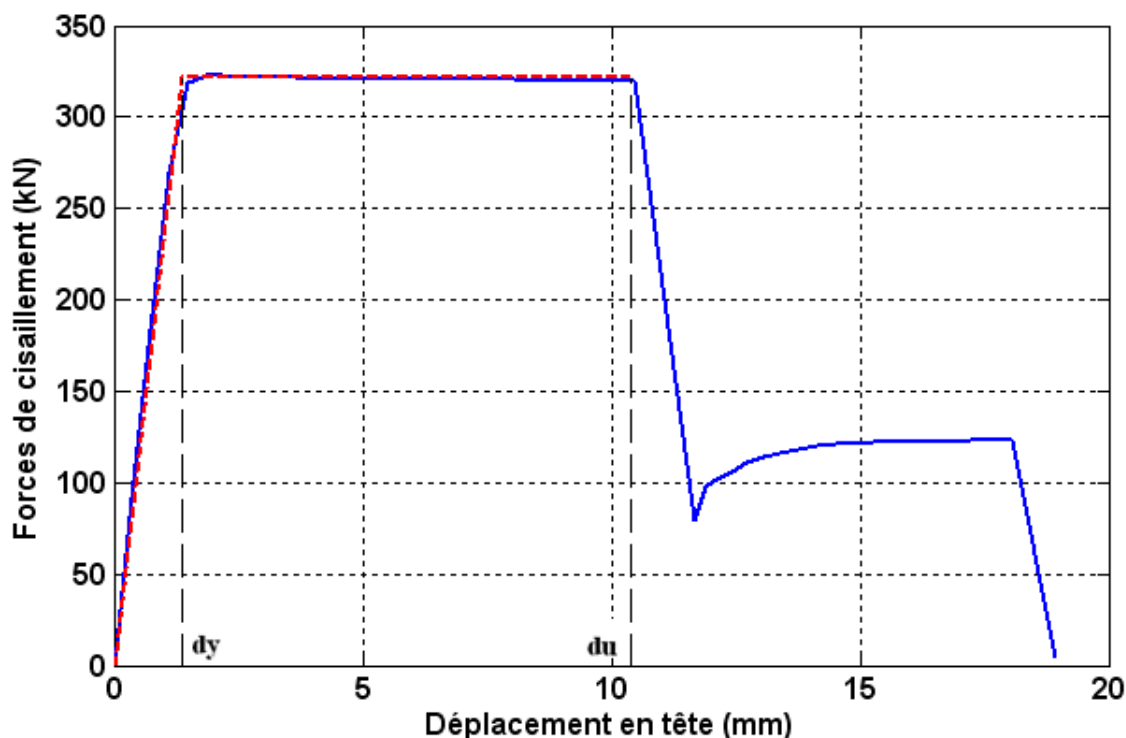


Figure 46 - Résultats de l'analyse en poussée progressive. la courbe bleue représente le déplacement du modèle, et la rouge l'équivalent bilinéaire.

On obtient donc $d_y = 1.39$ mm et $d_u = 10.4$ mm, soit une ductilité de 7.48 pour ce modèle. Sur la figure ci-dessus, le déplacement ultime n'apparaît pas exactement pour une valeur de force à 80% de la force maximale : il s'agit d'un problème lié à l'analyse numérique. Le code de calcul s'arrête lorsque la force chute à moins de 80% de la force maximale, et retient le pas de calcul précédent pour fixer le déplacement ultime : dans ce cas précis, on observe une discontinuité brutale en force et en déplacement (représentée par la ligne droite qui chute jusqu'à 80 kN) qui ne représente pas exactement le vrai phénomène. Une analyse plus fine (pilotage en déplacement) permettrait en effet de mieux apprécier la forme de la courbe pour des déplacements supérieurs à 10.4 mm.

A titre complémentaire et informatif, en appliquant le même spectre de référence Eurocode 8 que plus haut, on obtient alors les résultats suivants :

- **ULS** : $D_{max} = 3.0$ mm (bien inférieur à 10.4 mm) et facteur de comportement $q = 1.72$ (bien inférieur à 2, la valeur fixée par défaut pour ce modèle).
- **DLS** : $D_{max} = 0.5$ mm (bien inférieur à 1.8 mm, le déplacement pour lequel les forces sont maximales).

5.2.2. Identification des niveaux d'endommagement

+ Selon la direction X :

Nous utilisons à nouveau les relations fournies par Risk-UE pour obtenir les déplacements limites correspondant aux niveaux d'endommagement de l'échelle EMS-98 (voir Tableau 15).

Endommagement EMS-98	Déplacement limite	Valeur obtenue
Slight	$d = 0.7 * dy$	4.05 mm
Moderate	$d = 0.7 * dy + 0.05 * duy$	5.00 mm
Extensive	$d = 0.7 * dy + 0.2 * duy$	7.88 mm
Very heavy	$d = 0.7 * dy + 0.5 * duy$	13.63 mm
Collapse	$d = 0.7 * dy + duy$	23.22 mm

Tableau 15 - Correspondance entre déplacements limites en tête et niveaux de dommage ($duy = 0.9du - 0.7dy$).

Comme vu plus haut, quelque soit la structure en maçonnerie, les critères pour les niveaux S-1 (Immediate Occupancy) et S-3 (Life Safety) de FEMA-356 restent les valeurs de drift inter-étages à 0.1% et 0.5%.

Si l'on rapporte ces deux valeurs de drifts à des déplacements en tête (en utilisant la courbe de poussée progressive pour **chaque étage**), on obtient $d = 4.41$ mm pour S-1 et $d = 19.21$ mm pour S-3 : ces valeurs semblent relativement cohérentes avec celles de l'échelle EMS-98.

+ Selon la direction Y :

Même procédure que précédemment :

Endommagement EMS-98	Déplacement limite	Valeur obtenue
Slight	$d = 0.7 * dy$	0.97 mm
Moderate	$d = 0.7 * dy + 0.05 * duy$	1.39 mm
Extensive	$d = 0.7 * dy + 0.2 * duy$	2.65 mm
Very heavy	$d = 0.7 * dy + 0.5 * duy$	5.17 mm
Collapse	$d = 0.7 * dy + duy$	9.36 mm

Tableau 16 - Correspondance entre déplacements limites en tête et niveaux de dommage ($duy = 0.9du - 0.7dy$).

Les valeurs de déplacement correspondant aux drifts recommandés par FEMA-356 sont ici de 4.08 mm pour S-1 et 16.86 mm pour S-3, soit une très importante sous-estimation des niveaux d'endommagement.

5.3. ANALYSE MODALE

Une analyse modale est également effectuée, dans le but d'identifier la période des modes prépondérants dans les directions X et Y (directions selon lesquelles seront appliqués les accélérogrammes). Le Tableau 17 révèle que le premier mode selon X a une période $T=0.198$ s. Le premier mode selon Y est excité pour une période $T=0.121$ s.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ω	31.691	52.085	53.992	60.687	94.851	136.106	144.323	151.628	173.784	224.85
T (s)	0.198	0.121	0.116	0.104	0.066	0.046	0.044	0.041	0.036	0.028
F (Hz)	5.044	8.29	8.593	9.659	15.096	21.662	22.97	24.132	27.659	35.786
M_x (kg)	73487	40.6	37522	4009	1083.5	487.2	1391.0	288.3	0.0	9.0
M_y (kg)	38.6	108085	170.4	1430	1.1	4052	2491	1965.3	23.2	1.1
M_z (kg)	0.5	4.7	12.9	20.6	3.9	99.0	948.2	12.2	28085	82.5

Tableau 17 - Résultats de l'analyse modale (10 premiers modes)

+ Amortissement dans la direction X :

Dans notre exemple, l'analyse modale fournit $\omega_1=31.691 \text{ rad.s}^{-1}$ et avec une ductilité de 4.46 (voir paragraphe précédent), on obtient $\omega_2=15.006 \text{ rad.s}^{-1}$.

Faute d'informations plus précises, on choisit à nouveau la valeur de $\xi=5\%$, On en déduit alors :

$$\begin{cases} \alpha_x = 1.0184 \\ \beta_x = 0.0021 \end{cases}$$

+ Amortissement dans la direction Y :

Dans l'autre direction du bâtiment, on choisit $\omega_1=52.085 \text{ rad.s}^{-1}$ et $\omega_2=19.044 \text{ rad.s}^{-1}$. On en déduit alors :

$$\begin{cases} \alpha_y = 1.3945 \\ \beta_y = 0.0014 \end{cases}$$

5.4. DEVELOPPEMENT DES VARIANTES AU MODELE DE BASE

On propose de développer à nouveau une série de bâtiments (variantes) dérivant du modèle de base. Toujours en se basant sur la littérature (Rota et al., 2008, 2010), nous avons considéré que les propriétés matériaux définies dans le Tableau 14 pouvaient varier selon une loi normale, dont les paramètres sont consignés dans le tableau ci-dessous.

	Moyenne	C.O.V.	σ	Val. Min. (-2 σ)	Val. Max. (+2 σ)
E (MPa)	4 137	20%	827.4	2 482.2	5 791.8
G (MPa)	690	20%	138	414	966
f_{comp} (MPa)	10.05	20%	2.01	6.03	1.407
f_{sh} (MPa)	0.414	15%	0.0621	0.2898	0.538
D_{sh} (%)	0.6	10%	0.06	0.48	0.72
D_{fl} (%)	0.8	10%	0.08	0.64	0.96

Tableau 18 - Variations retenues pour les propriétés matériaux

A partir de ces lois normales sur les paramètres matériaux, nous effectuons un échantillonnage par hypercube latin (méthode détaillée en Annexe II), en vue d'obtenir plusieurs variantes de bâtiments représentatives de la dispersion des propriétés. Il a été décidé de générer 20 variantes, dans la mesure où ce nombre permet de décrire raisonnablement la variation des paramètres : ces 20 modèles sont décrits dans le tableau ci-dessous.

	E (MPa)	G (MPa)	f_{comp} (MPa)	f_{sh} (MPa)	D_{sh} (%)	D_{fl} (%)
1	4549	742.9	12.889	0.378	0.67	0.76
2	3427.7	564.8	10.73	0.462	0.71	0.9
3	4311.6	501.2	11.228	0.353	0.53	0.88
4	4235.8	631.8	9.559	0.292	0.55	0.79
5	5382.6	690.8	9.825	0.475	0.65	0.9
6	5791.8	515.5	9.065	0.369	0.51	0.82
7	3864.7	754.5	6.208	0.338	0.62	0.8
8	2756.8	763.7	10.214	0.496	0.59	0.84

9	3053.4	640.9	10.541	0.536	0.54	0.55
10	4124.3	600	11.453	0.416	0.6	0.87
11	3505.2	414	8.273	0.395	0.58	0.83
12	3954.4	587.9	8.757	0.45	0.59	0.96
13	4727.7	836.1	8.613	0.411	0.57	0.75
14	4586.8	659	7.457	0.485	0.69	0.72
15	3169.9	820.8	11.752	0.426	0.63	0.83
16	3696.4	684.1	7.618	0.402	0.58	0.79
17	4386.1	922.3	10.912	0.439	0.64	0.74
18	3801.9	785.2	9.441	0.437	0.62	0.7
19	5084.2	710.4	12.611	0.389	0.49	0.7
20	4859.8	907.1	14.07	0.322	0.66	0.77

Tableau 19 - Propriétés matériaux tirées aléatoirement pour les 20 structures variantes

Comme effectué précédemment pour le modèle de base, on réalise sur chaque variante une analyse en poussée progressive et une analyse modale, afin d'estimer les données nécessaires à la conduite des analyses dynamiques (coefficients d'amortissement et niveaux d'endommagement dans les deux directions X et Y).

5.5. ANALYSES DYNAMIQUES NON-LINEAIRES

Les 21 structures obtenues plus haut (modèle de base plus les 20 variantes) sont maintenant soumises au jeu d'accélérogrammes, successivement suivant la direction X et la direction Y. On utilise la même procédure d'échantillonnage en sélectionnant des paquets de 37 accélérogrammes qui sont chacun associé à un des 21 modèles, de sorte à aboutir à 777 simulations unidirectionnelles, dans chacune des deux directions (1554 simulations au total).

En fonction des valeurs de drift et de déplacement, nous déduisons alors les différents niveaux d'endommagement atteints.

+ Résultats dans la direction X :

Les résultats des analyses dynamiques sont représentés sur la Figure 47, exprimés en niveaux de dommages FEMA-356 et EMS-98.

On peut noter que plus de la moitié des simulations n'ont pas conduit à l'endommagement de la structure, que l'on prenne l'échelle EMS-98 ou les recommandations FEMA-356 comme référence. En ce qui concerne l'échelle EMS-98, la répartition entre les différents niveaux d'endommagement est plutôt homogène.

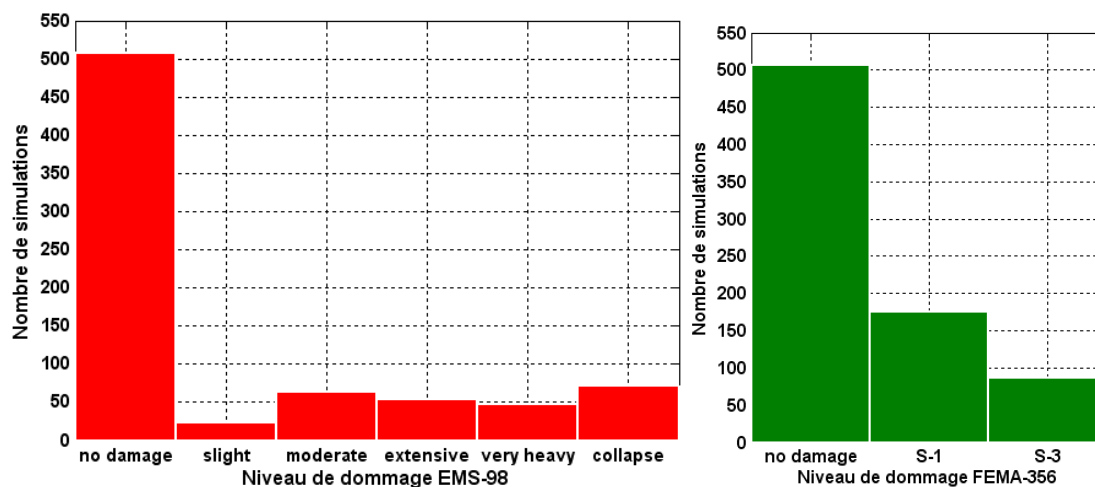


Figure 47 - Répartition des résultats selon les niveaux de dommage atteints (EMS-98 en rouge, FEMA-356 en vert)

En choisissant une loi de distribution lognormale pour le tracé des courbes de fragilité (en fonction du PGA), on obtient les paramètres suivants, pour les deux référentiels de dommage (EMS-98 et FEMA-356) :

	EMS-98					FEMA-356	
	slight	moderate	extensive	very heavy	collapse	S-1	S-3
μ	1.2591	1.443	2.0571	3.0033	4.5453	1.2707	3.9678
σ	0.3189	0.3657	0.3659	0.3811	0.3913	0.3825	0.3993

Tableau 20 - Paramètres obtenus pour les courbes de fragilité exprimées en fonction du PGA

Ces paramètres permettent de représenter les courbes de fragilité (Figure 48) : dans ce cas précis, les deux échelles d'endommagement semblent être relativement en accord, surtout au niveau de la variabilité (facteur σ).

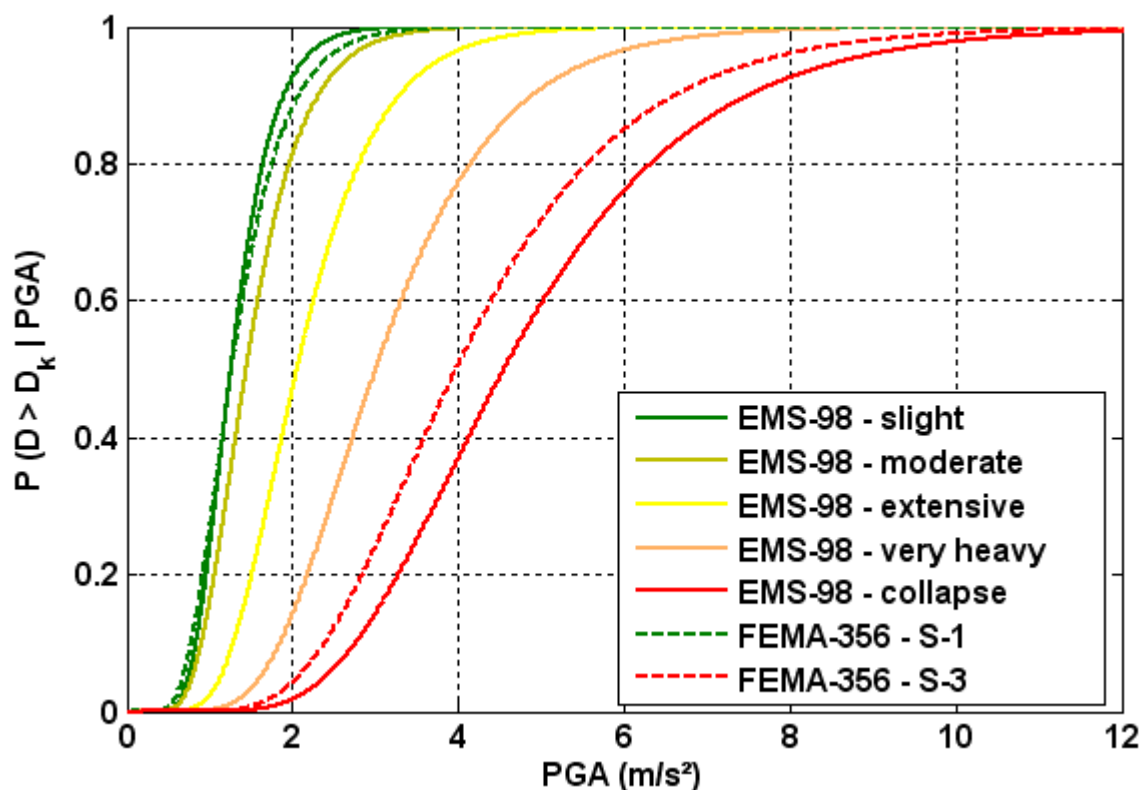


Figure 48 - Courbes de fragilité pour le bâtiment II, dans la direction X, en fonction des échelles d'endommagement FEMA-356 et EMS-98

+ Résultats dans la direction Y :

Les résultats des analyses dynamiques sont représentés sur la Figure 49, exprimés en niveaux de dommages FEMA-356 et EMS-98.

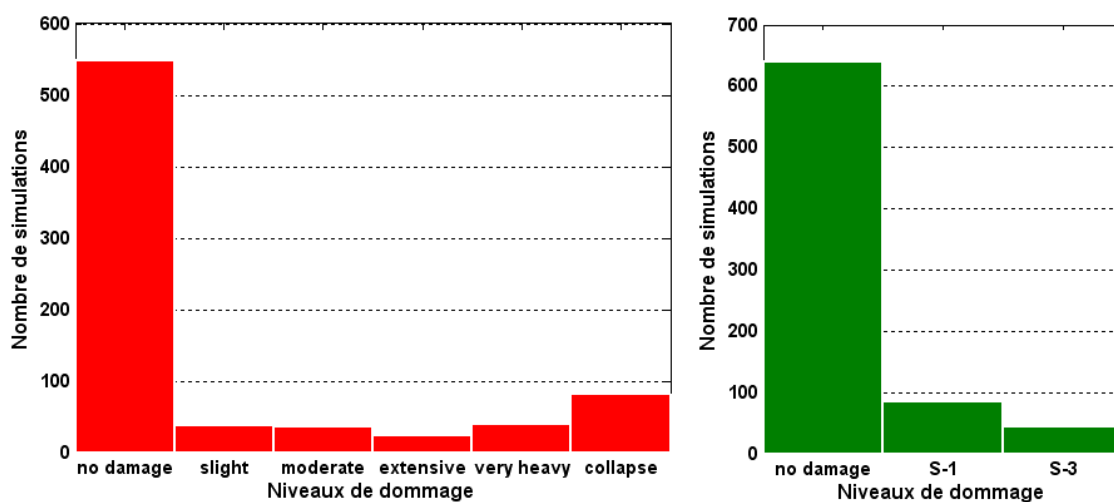


Figure 49 - Répartition des résultats selon les niveaux de dommage atteints (EMS-98 en rouge, FEMA-356 en vert)

Les paramètres de la distribution lognormale, pour les deux référentiels de dommage (EMS-98 et FEMA-356), ont été obtenus ci-dessous :

	EMS-98					FEMA-356	
	slight	moderate	extensive	very heavy	collapse	S-1	S-3
μ	1.5440	1.9443	2.4700	2.9624	4.5709	2.8471	7.6783
σ	0.2737	0.3228	0.3526	0.3933	0.6274	0.4037	0.7269

Tableau 21 - Paramètres obtenus pour les courbes de fragilité exprimées en fonction du PGA

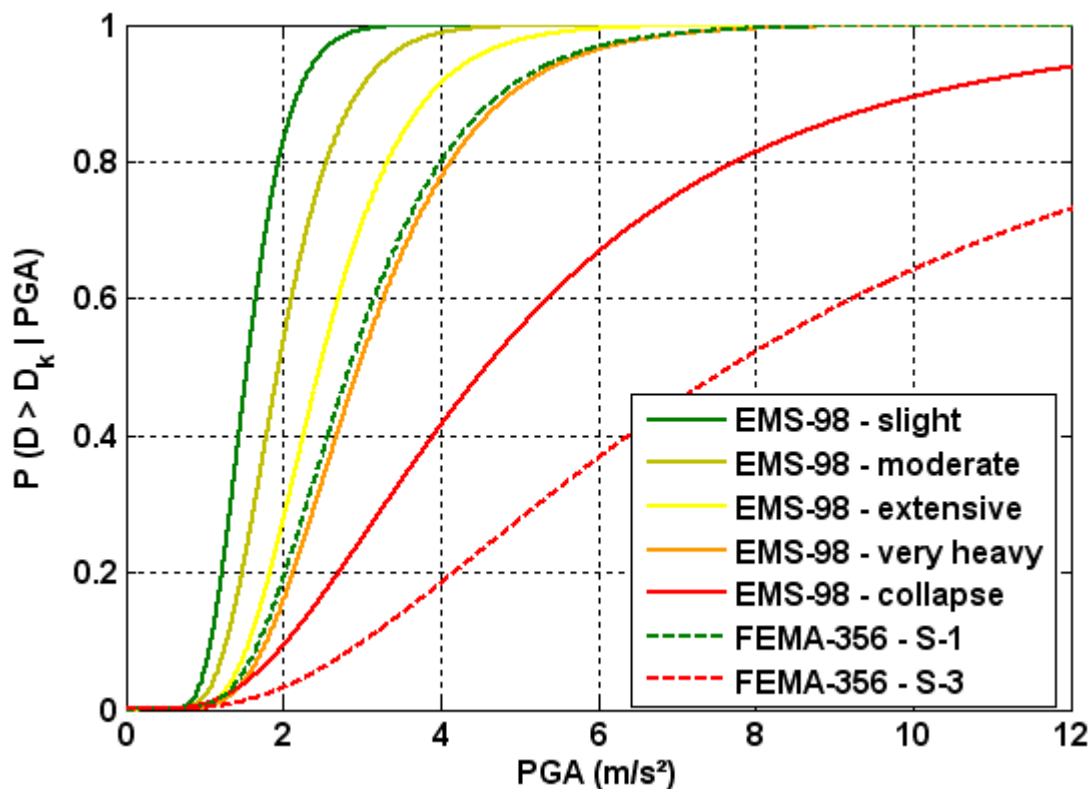


Figure 50 - Courbes de fragilité pour le bâtiment II, dans la direction Y, en fonction des échelles d'endommagement FEMA-356 et EMS-98

+ Agrégation des résultats :

Le bâtiment-type II a fait l'objet d'analyse dynamiques unidirectionnelles dans les deux directions X et Y : il est donc intéressant d'agréger l'ensemble des résultats obtenus pour estimer la vulnérabilité du bâtiment, quelle que soit la direction prédominante du

chargement sismique. Les paramètres statistiques et les courbes de fragilité résultantes sont représentés ci-dessous.

	EMS-98					FEMA-356	
	slight	moderate	extensive	very heavy	collapse	S-1	S-3
μ	1.3936	1.6720	2.2524	2.9811	4.5741	1.8878	5.1315
σ	0.3146	0.3727	0.3708	0.3868	0.5349	0.5469	0.5807

Tableau 22 - Paramètres obtenus pour les courbes de fragilité exprimées en fonction du PGA

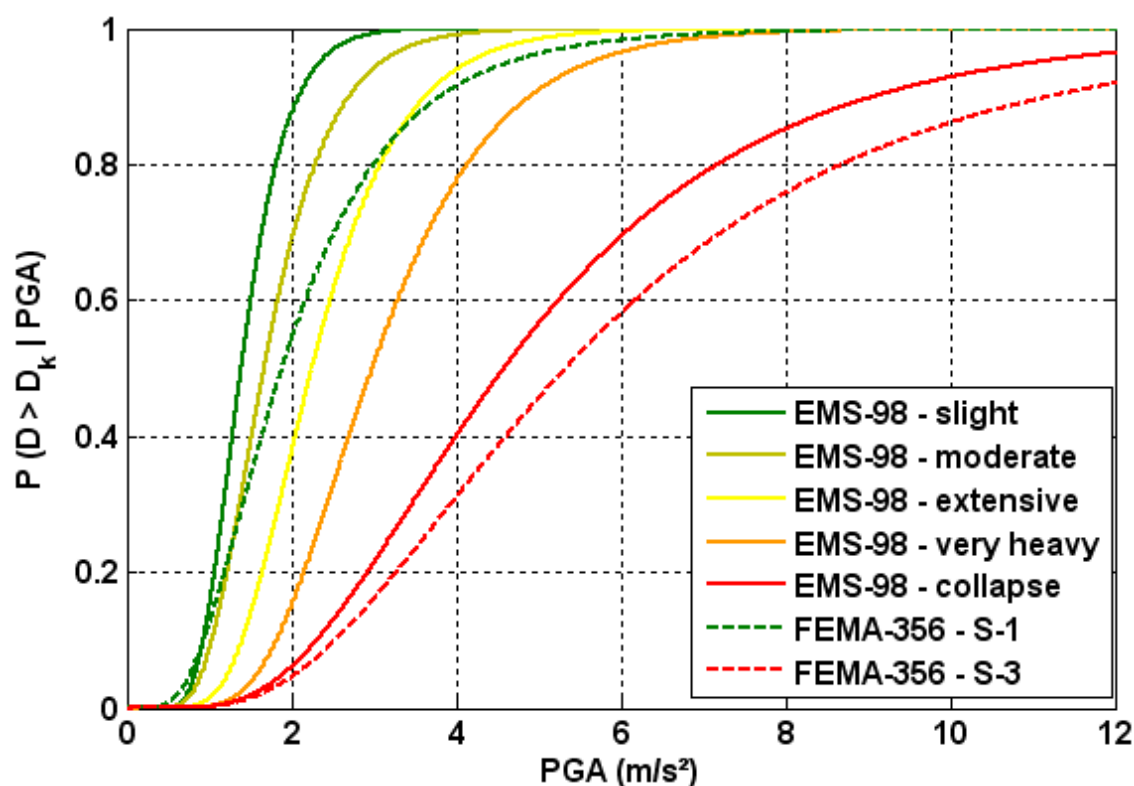


Figure 51 - Courbes de fragilité pour le bâtiment II (directions X et Y), en fonction des échelles d'endommagement FEMA-356 et EMS-98

5.6. CHOIX DES PARAMETRES SISMQUES DETERMINANTS

On utilise désormais les résultats agrégés des deux directions X et Y pour étudier l'influence des différents paramètres du mouvement fort sur la réponse de la structure.

Le découpage en clusters, effectué sur le bâtiment I (voir Figure 33) a mis en évidence les 3 groupes de paramètres : cette première analyse a déjà permis d'identifier les couples de paramètres potentiels (i.e. les paramètres doivent être issus de 2 classes

différentes, Cluster 1 et Cluster 2), les paramètres du Cluster 3 étant écartés. Nous pouvons maintenant calculer la corrélation linéaire entre les variables des Clusters 1 et 2 et le drift inter-étages, indicateur retenu pour représenter l'endommagement (voir Tableau 23).

Paramètre	R	Cluster
PGV	0.8959	2
SD 1.0s	0.8589	2
SA 1.0s	0.8588	2
SA 1.25s	0.8558	2
SD 1.25s	0.8556	2
SA 0.5s	0.8518	2
SD 0.5s	0.8513	2
SD 0.75s	0.8429	2
SA 0.75s	0.8429	2
SA 0.075s	0.838	2
SD 0.075s	0.8374	2
SA 0.25s	0.8367	2
SD 0.25s	0.8363	2
SA 0.1s	0.8283	2
SD 0.1s	0.8278	2
Arias intensity (m/s)	0.8276	1
SA 0.05s	0.8186	2
SD 0.05s	0.8142	2
A95 (m/s^2)	0.8012	1
PGA	0.7999	1
SD 1.5s	0.7917	1
SA 1.5s	0.7915	1
cyclic damage parameter (peak, including non-zero crossings)	0.7694	1
PGD	0.7677	2
ARMS	0.7637	1
ASI	0.7624	1
cyclic damage parameter (peak, excluding non-zero crossings)	0.749	1
cyclic damage parameter (rainflow)	0.7448	1
SLOPE75 (m/s^2)	0.7437	1
SA 5.0s	0.7271	1
SD 5.0s	0.7268	1
SA 1.75s	0.7251	1
SD 1.75s	0.724	1
SLOPE95 (m/s^2)	0.7182	1
SA 2.0s	0.7064	1
SD 2.0s	0.7063	1
Duration uniform absolute (s)	0.6874	2
Duration significant absolute (s)	0.5476	2
Duration bracketed absolute (s)	0.4284	2

Tableau 23 - Indice de corrélation R des paramètres sismiques avec l'endommagement de la structure

On propose de retirer encore les paramètres dont la corrélation R est inférieure à 0.75, dans la mesure où leur influence sur la réponse de la structure ne semble pas assez significative : les paramètres d'endommagement cyclique ont également été retirés de la sélection, dans la mesure où ils ne sont pas directement quantifiables à partir des équations de prédiction du mouvement, et donc peu intéressants dans le contexte de modèles prédictifs. Sur les 25 paramètres restants, 18 proviennent du Cluster 2, et 7 seulement du Cluster 1. Enfin, on calcule la matrice de corrélation entre ces 18 variables et les 7 autres, de sorte à repérer des couples de paramètres peu corrélés entre eux.

	Arias intensity (m/s)	A95 (m/s ²)	PGA	SD 1.5s	SA 1.5s	ARMS	ASI	ISDR
PGV	0.8034	0.8657	0.8657	0.8450	0.8446	0.8280	0.8088	0.8959
SD 1.0s	0.8064	0.8547	0.8563	0.8554	0.8552	0.7961	0.8595	0.8589
SA 1.0s	0.8070	0.8551	0.8567	0.8560	0.8558	0.7963	0.8600	0.8588
SA 1.25s	0.8109	0.8845	0.8805	0.8876	0.8876	0.8284	0.8797	0.8558
SD 1.25s	0.8111	0.8841	0.8801	0.8877	0.8876	0.8280	0.8798	0.8556
SA 0.5s	0.7751	0.8236	0.8233	0.8173	0.8170	0.7821	0.7914	0.8518
SD 0.5s	0.7748	0.8228	0.8225	0.8170	0.8167	0.7815	0.7909	0.8513
SD 0.75s	0.7703	0.8435	0.8413	0.8262	0.8260	0.7933	0.8119	0.8429
SA 0.75s	0.7704	0.8437	0.8416	0.8263	0.8262	0.7934	0.8122	0.8429
SA 0.075s	0.7695	0.7978	0.7976	0.7880	0.7877	0.7559	0.7631	0.8380
SD 0.075s	0.7687	0.7971	0.7968	0.7873	0.7869	0.7552	0.7619	0.8374
SA 0.25s	0.7798	0.8010	0.8046	0.8049	0.8046	0.7681	0.7782	0.8367
SD 0.25s	0.7795	0.8006	0.8041	0.8045	0.8042	0.7678	0.7777	0.8363
SA 0.1s	0.7781	0.7954	0.7973	0.7881	0.7876	0.7618	0.7643	0.8283
SD 0.1s	0.7776	0.7944	0.7964	0.7873	0.7869	0.7609	0.7634	0.8278
SA 0.05s	0.7088	0.6758	0.6806	0.6962	0.6959	0.6717	0.6284	0.8186
SD 0.05s	0.7053	0.6695	0.6745	0.6909	0.6906	0.6675	0.6209	0.8142
PGD	0.6601	0.6092	0.6132	0.6095	0.6092	0.6144	0.5232	0.7677
ISDR	0.8277	0.8011	0.7999	0.7917	0.7915	0.7637	0.7624	1.0000

Tableau 24 - Corrélation entre les couples de paramètres potentiels, classés par ordre décroissant de corrélation avec le drift

A la lecture du Tableau 24, on voit que la corrélation inter-paramètres la plus faible est obtenue pour le couple (**PGD – ASI**). Cependant, l'intensité spectrale de l'accélération

(ASI, voir Annexe I) résulte d'une intégration de l'accélération spectrale sur une gamme de périodes (choix des périodes subjectif) et est un paramètre délicat à obtenir à partir des équations de prédiction du mouvement. Nous préférons donc prendre à nouveau les variables **PGD** et **A95** pour caractériser la fragilité, dans la mesure où ils sont faiblement corrélés entre eux et relativement influents sur la réponse de la structure ($R_{PGD} = 0.7677$ et $R_{A95} = 0.8011$).

5.7. CONSTRUCTION DES SURFACES DE FRAGILITE

En utilisant la méthode d'estimation par noyau (voir paragraphe 4.7), les surfaces obtenues sont représentées ci-dessous, en fonction des paramètres **PGD** et **A95**, pour les échelles d'endommagement FEMA-356 et EMS-98.

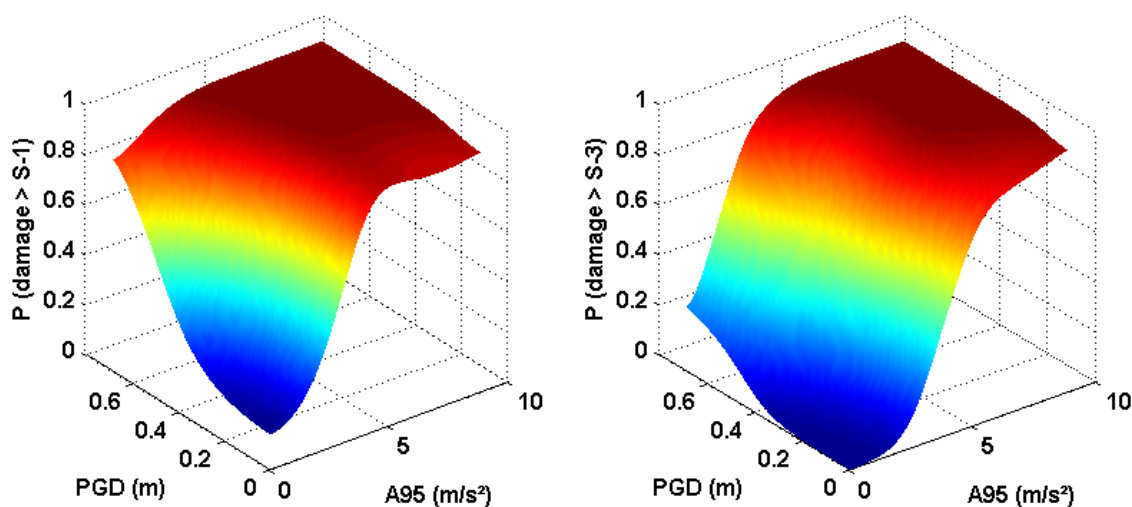


Figure 52 - Surfaces de fragilité obtenues pour le bâtiment-type II, avec l'échelle d'endommagement FEMA-356

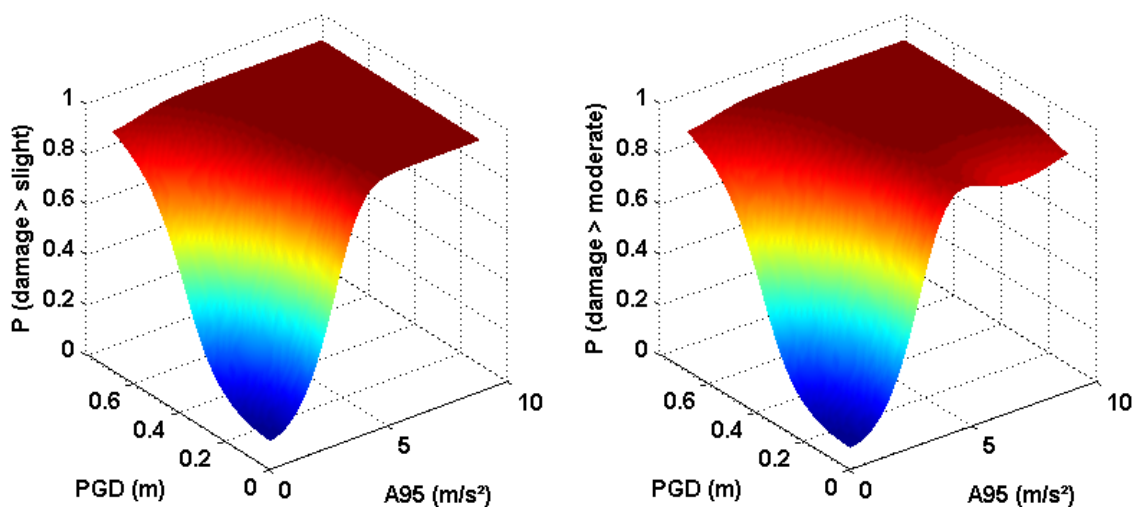


Figure 53 - Surfaces de fragilité obtenues pour le bâtiment-type II, avec l'échelle d'endommagement EMS-98 (niveaux « slight » et « moderate »)

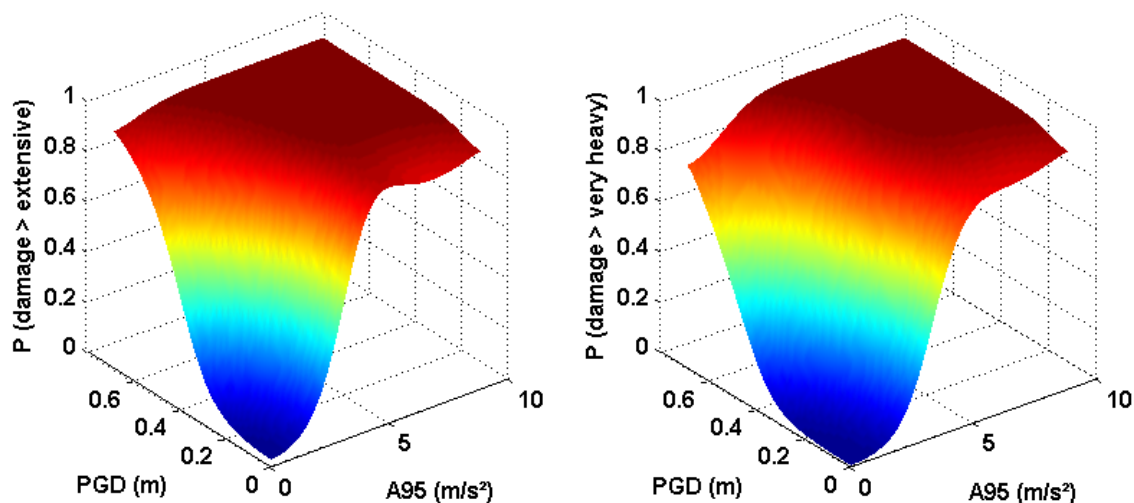


Figure 54 - Surfaces de fragilité obtenues pour le bâtiment-type II, avec l'échelle d'endommagement EMS-98 (niveaux « extensive » et « very heavy »)

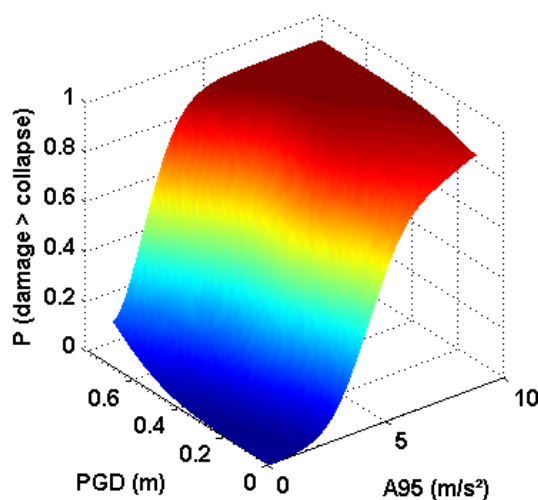


Figure 55 - Surfaces de fragilité obtenues pour le bâtiment-type II, avec l'échelle d'endommagement EMS-98 (niveau « collapse »)

Contrairement aux courbes à une variable, ces surfaces de fragilité ne sont pas associées à une distribution paramétrique et sont représentées par une fonction analytique très complexe (dépendant de chaque point de mesure) : la valeur des fonctions de fragilité tracées ci-dessus est donc jointe à ce rapport sous forme matricielle, dans un fichier texte séparé.

6. Bâtiment III – Structure RDC irrégulière

6.1. DESCRIPTION DU MODELE

6.1.1. Description du bâtiment physique

Le bâtiment-type III est une maison de plein pied en briques, d'une surface habitable de 77.5 m² et comportant un garage : les plans du bâtiment ont été obtenus par l'intermédiaire du projet ANR EVISM (« Une approche mécanique d'Evaluation de la Vulnérabilité Sismique des Maçonneries »). La toiture du bâtiment est une charpente appuyée sur les murs 3 et 4. Dans le cadre du présent travail, le plancher du bâtiment été considéré rigide. La toiture est prise en compte comme charge.

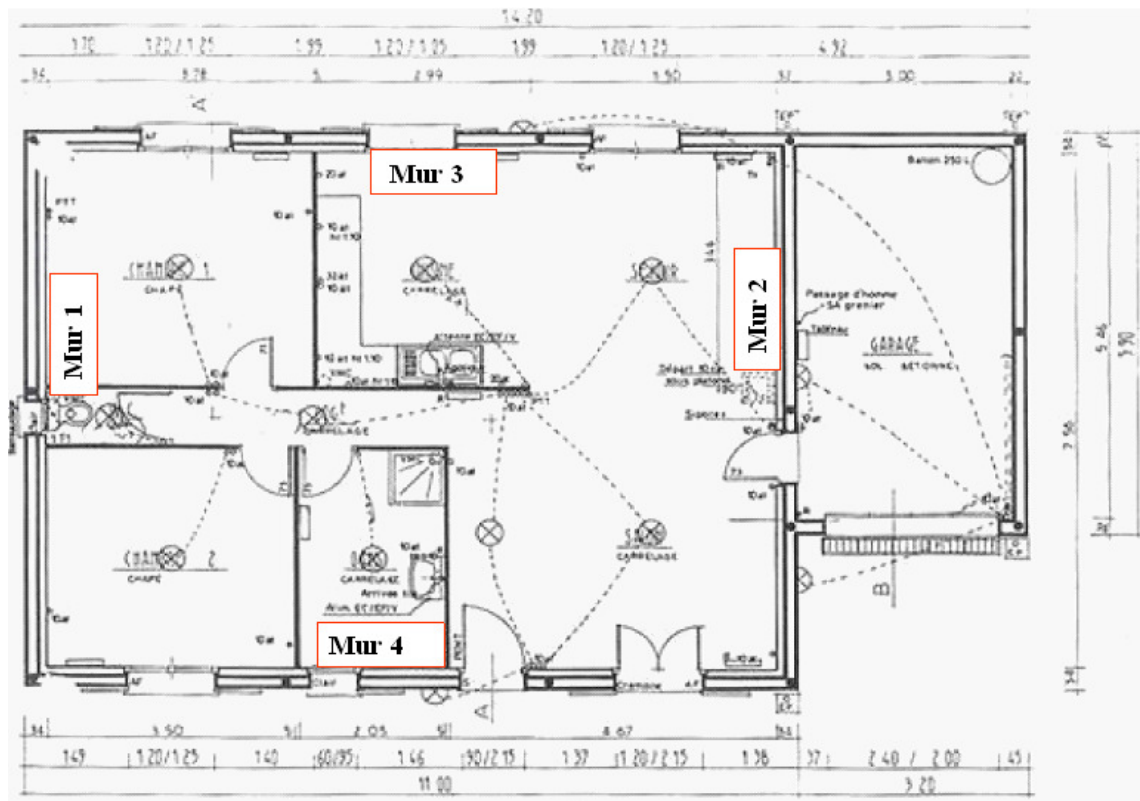


Figure 56 - Plan du bâtiment-type III

L'étude de cette structure peut être intéressante dans la mesure où elle est bien représentative des habitations individuelles que l'on retrouve dans les nouveaux quartiers résidentiels (par opposition aux centres anciens). La présence d'un garage accolé à une extrémité brise la symétrie du bâtiment et peut générer des irrégularités.

6.1.2. Construction du modèle et propriétés mécaniques

Afin de simplifier le modèle et d'éviter un allongement des temps de calcul, il a été décidé de ne modéliser que les murs porteurs de la structure (i.e. les murs 1 à 4 représentés sur la Figure 56, plus le contour du garage) : les cloisons internes peuvent être ignorées dans la mesure où leur rigidité n'est pas suffisante pour modifier de manière significative la réponse globale de la structure.

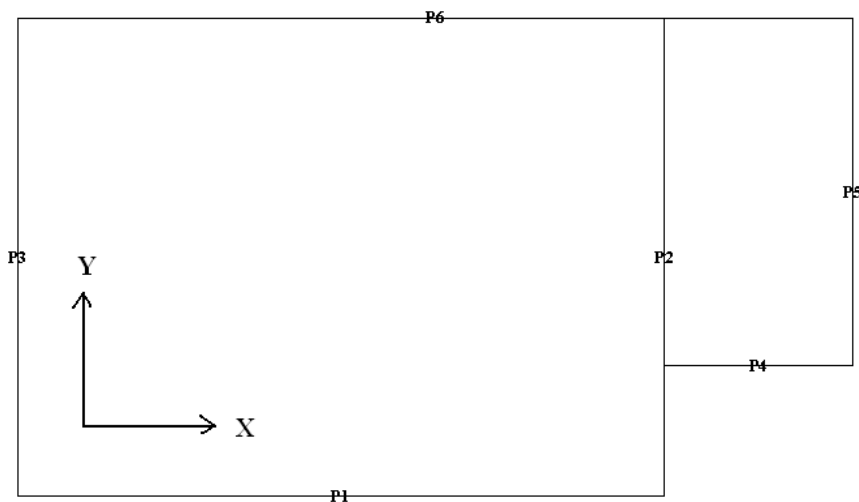


Figure 57 - Vue en plan du modèle du bâtiment III

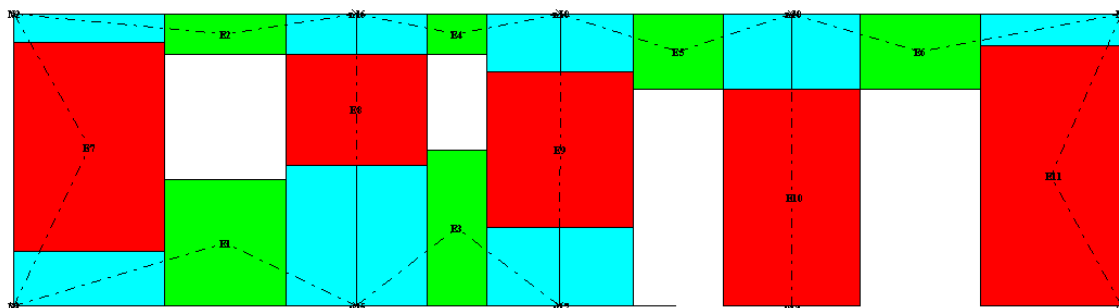


Figure 58 - Modèle de la paroi 1

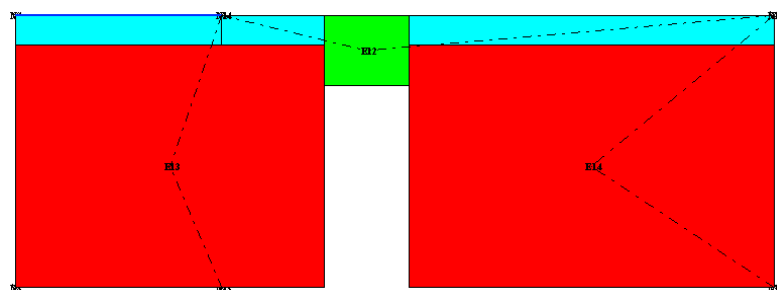


Figure 59 - Modèle de la paroi 2

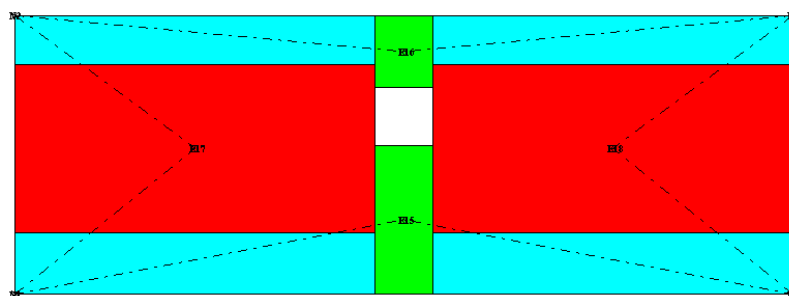


Figure 60 - Modèle de la paroi 3

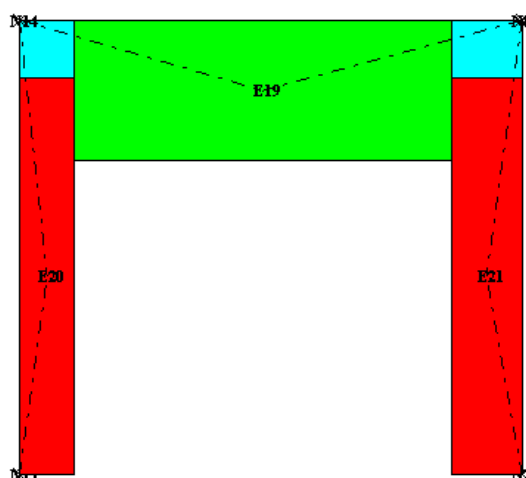


Figure 61 - Modèle de la paroi 4

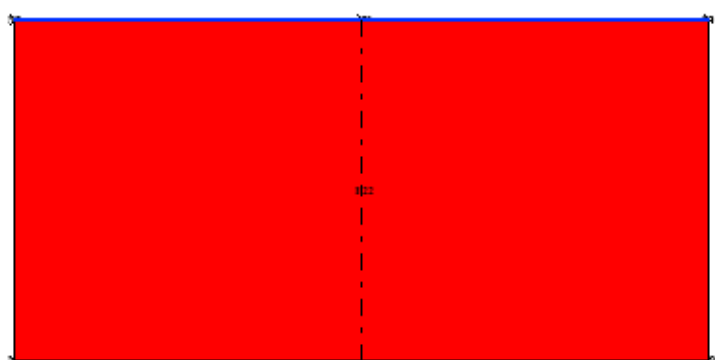


Figure 62 - Modèle de la paroi 5

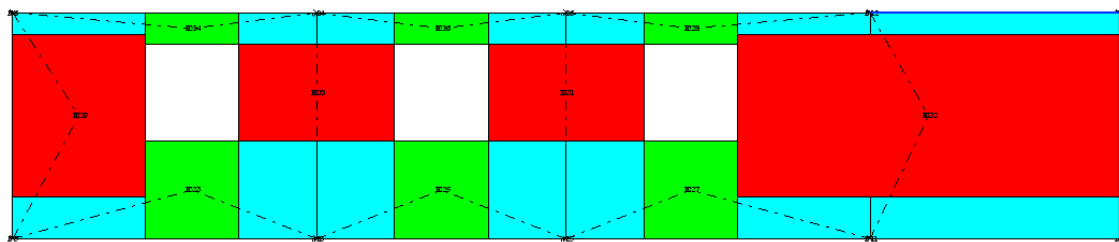


Figure 63 - Modèle de la paroi 6

Au niveau des propriétés matériaux des paramètres mécaniques usuels pour une construction de type (habitation individuelle en briques et mortier) ont été retenus : ceux-ci sont semblables aux valeurs par défaut suggérées dans la documentation de TREMURI (Lagomarsino et al., 2008). Enfin, pour simuler la masse de la toiture et de la charpente, une charge de 300 kN est appliquée sur le toit et distribuée le long des éléments verticaux.

Paramètre		Valeur
E	Module d'Young	2 100 MPa
G	Module de cisaillement	350 MPa
ρ	Masse volumique	1800 kg/m ³
f_{comp}	Résistance en compression	2.3 MPa
f_{sh}	Résistance en cisaillement	0.13 MPa
D_{sh}	Drift ultime en cisaillement	0.6%
D_{fl}	Drift ultime en flexion	0.8%
μ	Coefficient de frottement (loi de Coulomb)	0.2
G.c	Paramètre de non-linéarité	1
β	Paramètre de dégradation de la rigidité	0

Tableau 25 - Propriétés mécaniques retenues pour le bâtiment-type III

6.2. ANALYSE EN POUSSEE PROGRESSIVE

6.2.1. Vérification de la structure

On applique des charges latérales dont la distribution est basée sur la forme du premier mode propre selon la direction X. Nous considérons que le déplacement ultime de la structure est atteint pour une valeur de cisaillement à la base égale à 80% de la force maximale (dégradation de 20%). Cette limite permet de construire la courbe bilinéaire idéalisée et d'en déduire la limite élastique (voir Figure 64).

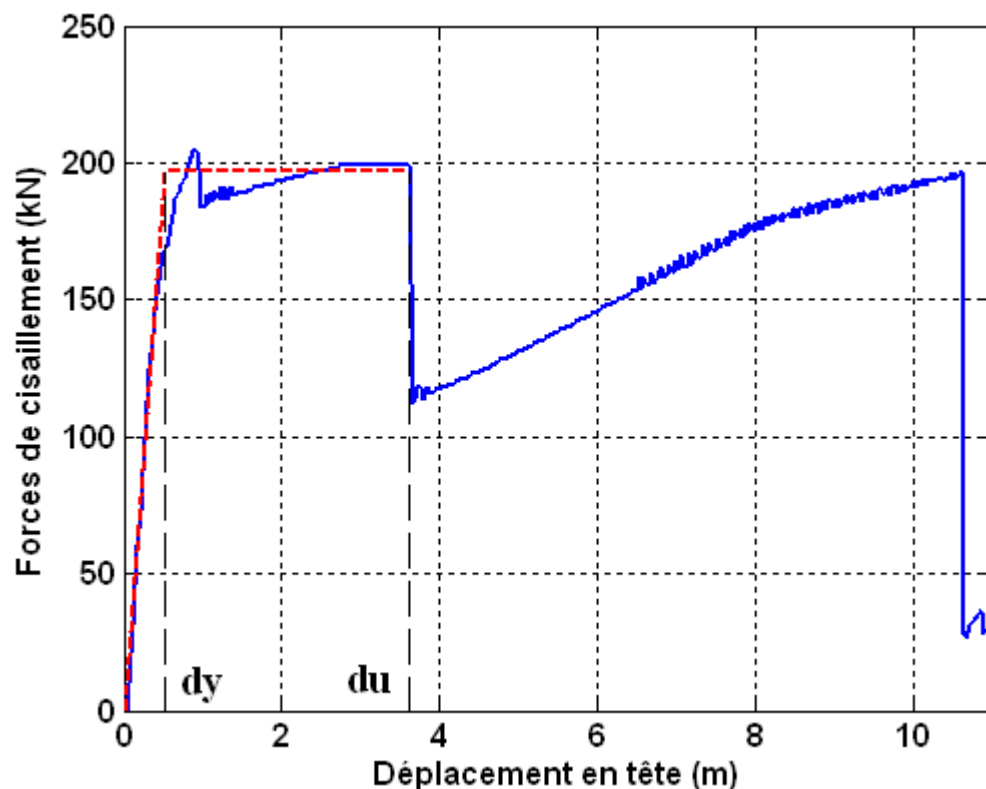


Figure 64 - Résultats de l'analyse en poussée progressive. la courbe bleue représente le déplacement du modèle, et la rouge l'équivalent bilinéaire.

On obtient donc **dy**=0.52 mm et **du**=3.6 mm, soit une ductilité de 6.97 pour ce modèle.

A titre complémentaire et informatif, en appliquant le même spectre de référence Eurocode 8 que plus haut, on obtient alors les résultats suivants :

- **ULS** : $D_{\max}=0.7$ mm (bien inférieur à 1.2 mm) et facteur de comportement $q = 1.12$ (bien inférieur à 2, la valeur fixée par défaut pour ce modèle).
- **DLS** : $D_{\max}=0.1$ mm (bien inférieur à 0.9 mm, le déplacement pour lequel les forces sont maximales).

6.2.2. Identification des niveaux d'endommagement

Nous utilisons à nouveau les relations fournies par Risk-UE pour obtenir les déplacements limites correspondant aux niveaux d'endommagement de l'échelle EMS-98 (voir Tableau 26).

Endommagement EMS-98	Déplacement limite	Valeur obtenue
Slight	$d = 0.7 * dy$	0.37 mm

Moderate	$d = 0.7 * dy + 0.05 * duy$	0.51 mm
Extensive	$d = 0.7 * dy + 0.2 * duy$	0.94 mm
Very heavy	$d = 0.7 * dy + 0.5 * duy$	1.80 mm
Collapse	$d = 0.7 * dy + duy$	3.24 mm

Tableau 26 - Correspondance entre déplacements limites en tête et niveaux de dommage ($duy = 0.9du - 0.7dy$).

Ces déplacements limites sont très faibles et sont liés à la rigidité importante de la structure (un seul étage, et seulement 2.9 m de haut) : à peine un peu plus de 3 mm de déplacement en tête est suffisant pour provoquer l'effondrement du bâtiment.

Comme vu plus haut, quelque que soit la structure en maçonnerie, les critères pour les niveaux S-1 (Immediate Occupancy) et S-3 (Life Safety) de FEMA-356 restent les valeurs de drift inter-étages à 0.1% et 0.5%.

Si l'on rapporte ces deux valeurs de drifts à des déplacements en tête, on obtient $d = 2.9$ mm pour S-1 et $d = 14.5$ mm pour S-3 : ces valeurs semblent largement sous-estimer l'endommagement par rapport à celles de l'échelle EMS-98.

6.3. ANALYSE MODALE

Une analyse modale est également effectuée, dans le but est d'identifier la période des modes prépondérants dans la direction X (directions selon lesquelles seront appliqués les accélérogrammes). Le Tableau 27 révèle que le premier mode selon X a une période $T=0.126$ s.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ω	50.009	75.108	94.051	98.564	100.368	109.516	122.038	139.043	173.309	213.624
T (s)	0.126	0.084	0.067	0.064	0.063	0.057	0.051	0.045	0.036	0.029
F (Hz)	7.959	11.954	14.969	15.687	15.974	17.43	19.423	22.129	27.583	33.999
Mx (kg)	20193	657.0	31243	4714.1	1887	23.4	1065.7	73.1	568.7	82.8
My (kg)	290.4	35862	851.9	8899	8385.3	6047.5	44.0	7.0	95.2	26.6
Mz (kg)	0.1	1.0	112.2	11.4	4.4	24.0	53.6	0.0	1111.5	397.8

Tableau 27 - Résultats de l'analyse modale (10 premiers modes)

Pour le calcul des coefficients d'amortissement, l'analyse modale fournit $\omega_1=50.0091$ rad.s⁻¹ et avec une ductilité de 6.97 (voir paragraphe précédent), on obtient $\omega_2=18.942$ rad.s⁻¹.

Faute d'informations plus précises, on choisit à nouveau la valeur de $\xi=5\%$, On en déduit alors :

$$\begin{cases} \alpha_x = 1.3738 \\ \beta_x = 0.0015 \end{cases}$$

6.4. DEVELOPPEMENT DES VARIANTES AU MODELE DE BASE

On propose de développer à nouveau une série de bâtiments (variantes) dérivant du modèle de base.

	Moyenne	C.O.V.	σ	Val. Min. (-2 σ)	Val. Max. (+2 σ)
E (MPa)	2100	0.2	420	1260	2940
G (MPa)	350	0.2	70	210	490
f_{comp} (MPa)	2.3	0.2	0.46	1.38	3.22
f_{sh} (MPa)	0.13	0.15	0.0195	0.138	0.322
D_{sh} (%)	0.006	0.1	0.0006	0.0048	0.0072
D_{fl} (%)	0.008	0.1	0.0008	0.0064	0.0096

Tableau 28 - Variations retenues pour les propriétés matériaux

A partir de ces lois normales sur les paramètres matériaux, nous effectuons un échantillonnage par hypercube latin (méthode détaillée en Annexe II), en vue d'obtenir plusieurs variantes de bâtiments représentatives de la dispersion des propriétés. Il a été décidé de générer 20 variantes, dans la mesure où ce nombre permet de décrire raisonnablement la variation des paramètres : ces 20 modèles sont décrits dans le tableau ci-dessous.

	E (MPa)	G (MPa)	f_{comp} (MPa)	f_{sh} (MPa)	D_{sh} (%)	D_{fl} (%)
1	1905.4	396.5	1.87	0.1209	0.0065	0.0087
2	1691.7	383.9	2.20	0.1228	0.007	0.0081
3	2166.4	217.8	2.68	0.1262	0.0051	0.0078
4	1535.1	400.3	2.45	0.1430	0.0056	0.0096
5	2831.4	281	2.56	0.1288	0.0063	0.0085
6	2301.2	420.2	2.00	0.1153	0.0056	0.008
7	1288.3	295.3	1.62	0.1177	0.0058	0.0082
8	2428.5	337.6	2.12	0.1389	0.0061	0.0091

9	2476.8	305.8	2.83	0.1463	0.0065	0.0072
10	2537.2	352.4	2.25	0.1119	0.0062	0.0081
11	2082.9	255.5	2.08	0.1678	0.0055	0.0069
12	2372.2	348.4	1.51	0.1327	0.006	0.0064
13	2755.6	368.9	1.91	0.1370	0.0059	0.0083
14	1828.6	465.9	3.11	0.1076	0.0068	0.009
15	2110	323.6	2.36	0.1014	0.0063	0.0076
16	2261.1	437.8	3.02	0.1528	0.0059	0.0074
17	1975.8	273.7	1.75	0.1485	0.0067	0.0075
18	1648.7	440.3	2.52	0.1594	0.0058	0.007
19	2027.4	363.1	2.72	0.0937	0.0053	0.0079
20	1815.9	321.6	2.34	0.1312	0.0049	0.0087

Tableau 29 - Propriétés matériaux tirées aléatoirement pour les 20 structures variantes

Comme effectué précédemment pour le modèle de base, on réalise sur chaque variante une analyse en poussée progressive et une analyse modale, afin d'estimer les données nécessaires à la conduite des analyses dynamiques (coefficients d'amortissement et niveaux d'endommagement dans la direction X).

6.5. ANALYSES DYNAMIQUES NON-LINEAIRES

Les 21 structures obtenues sont maintenant soumises au jeu d'accélérogrammes, suivant la direction X. On utilise la même procédure d'échantillonnage en sélectionnant des paquets de 37 accélérogrammes qui sont chacun associé à un des 21 modèles, de sorte à aboutir à 777 simulations. En fonction des valeurs de drift et de déplacement, nous déduisons alors les différents niveaux d'endommagement atteints. Il apparaît que plus de la moitié des simulations n'ont pas conduit à l'endommagement de la structure, que l'on prenne l'échelle EMS-98 ou les recommandations FEMA-356 comme référence. En ce qui concerne l'échelle EMS-98, la répartition entre les différents niveaux d'endommagement est plutôt homogène, même si on nombre plus important de simulations qui ont conduit à la ruine du bâtiment. Comme expliqué plus haut, le critère proposé par FEMA-356 n'est pas en phase avec l'échelle EMS-98, un constat qui se traduit par un très faible nombre de simulations menant à l'endommagement.

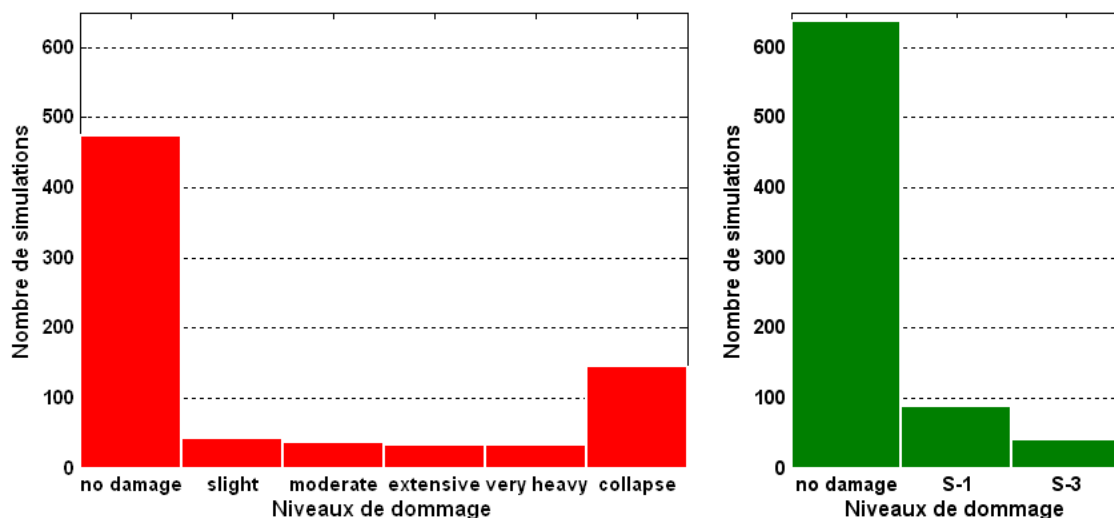


Figure 65 - Répartition des résultats selon les niveaux de dommage atteints (EMS-98 en rouge, FEMA-356 en vert)

En choisissant une loi de distribution lognormale pour le tracé des courbes de fragilité (en fonction du PGA), on obtient les paramètres suivants, pour les deux référentiels de dommage (EMS-98 et FEMA-356) :

	EMS-98					FEMA-356	
	slight	moderate	extensive	very heavy	collapse	S-1	S-3
μ	1.0504	1.3067	1.5588	1.9144	2.3783	2.6490	6.3465
σ	0.2081	0.1592	0.1251	0.2113	0.2437	0.2201	0.3038

Tableau 30 - Paramètres obtenus pour les courbes de fragilité exprimées en fonction du PGA

Ces paramètres permettent de représenter les courbes de fragilités (Figure 66) : dans ce cas précis, on observe un décalage important entre les deux échelles d'endommagement. L'échelle EMS-98 est très conservatrice, ce qui est dû à la faible valeur de la limite élastique d_y du bâtiment (voir courbe de pushover). Dans ce cas, l'échelle FEMA-356 ne paraît pas adaptée à ce type de construction : les constructions américaines en maçonnerie paraissent en effet plus ductiles et l'utilisation d'une telle échelle ne semble pas réaliste ici : c'est pourquoi nous proposons uniquement des surfaces de fragilités en fonction de l'échelle de dommage EMS-98, pour le bâtiment-type III.

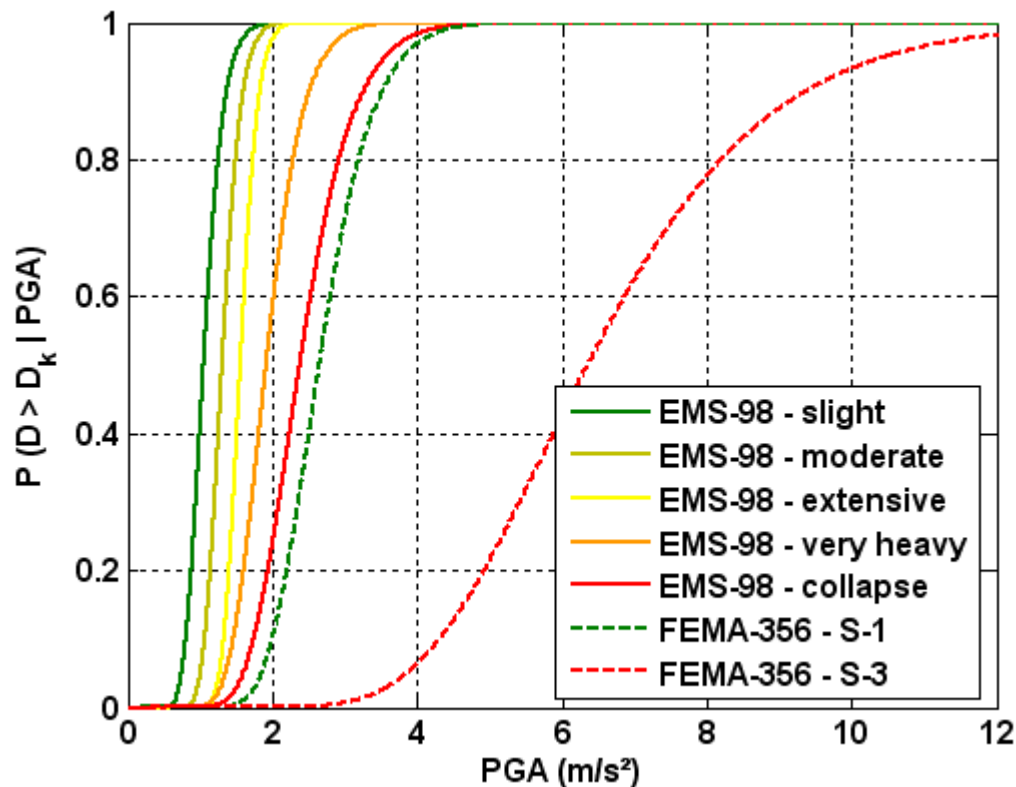


Figure 66 - Courbes de fragilité pour le bâtiment III, en fonction des échelles d'endommagement FEMA-356 et EMS-98

6.6. CHOIX DES PARAMETRES SISMQUES DETERMINANTS

Le découpage en clusters, effectué pour le bâtiment I (voir Figure 33) a mis en évidence les 3 groupes de paramètres : cette première analyse permet déjà d'identifier les couples de paramètres potentiels (i.e. les paramètres doivent être issus de 2 classes différentes, Cluster 1 et Cluster 2), les paramètres du Cluster 3 étant écartés. Nous pouvons maintenant calculer la corrélation linéaire entre les variables des Clusters 1 et 2 et le drift inter-étages, indicateur retenu pour représenter l'endommagement (voir Tableau 31).

Paramètre	R	Cluster
PGV	0.8513	2
Arias intensity (m/s)	0.8399	1
SA 1.25s	0.8108	2
SD 1.25s	0.8106	2
SD 1.0s	0.8104	2
SA 1.0s	0.8104	2
SA 0.05s	0.7988	2
SA 0.5s	0.7965	2

SD 0.5s	0.7958	2
SD 0.05s	0.7948	2
SA 0.075s	0.7929	2
SD 0.075s	0.7924	2
SA 0.25s	0.7918	2
SD 0.25s	0.7915	2
cyclic damage parameter (peak, including non-zero crossings)	0.7871	1
PGA	0.7858	1
SA 0.75s	0.7804	2
SD 0.75s	0.7802	2
SA 0.1s	0.7801	2
SD 0.1s	0.7795	2
A95 (m/s ²)	0.7782	1
SD 1.5s	0.7696	1
SA 1.5s	0.7693	1
cyclic damage parameter (peak, excluding non-zero crossings)	0.7647	1
PGD	0.7641	2
cyclic damage parameter (rainflow)	0.7636	1
ASI	0.7454	1
ARMS	0.7444	1
SA 1.75s	0.7287	1
SD 1.75s	0.7284	1
SLOPE75 (m/s ²)	0.7267	1
SA 5.0s	0.7189	1
SD 5.0s	0.7188	1
SD 2.0s	0.7137	1
SA 2.0s	0.7137	1
SLOPE95 (m/s ²)	0.7079	1
Duration uniform absolute (s)	0.6655	2
Duration significant absolute (s)	0.5314	2
Duration bracketed absolute (s)	0.3903	2

Tableau 31 - Indice de corrélation R des paramètres sismiques avec l'endommagement de la structure

On propose de retirer encore les paramètres dont la corrélation R est inférieure à 0.75. Les paramètres d'endommagement cyclique ont également été retirés de la sélection, dans la mesure où ils ne sont pas directement quantifiables à partir des équations de prédiction du mouvement, et donc peu intéressants dans le contexte de modèles prédictifs. Sur les 23 paramètres restants, 18 proviennent du Cluster 2, et 5 seulement du Cluster 1. Enfin, on calcule la matrice de corrélation entre ces 18 variables et les 5 autres, de sorte à repérer des couples de paramètres peu corrélés entre eux.

	Arias intensity (m/s)	PGA	A95 (m/s²)	SD 1.5s	SA 1.5s	ISDR
PGV	0.8034	0.8657	0.8657	0.8450	0.8446	<i>0.8513</i>
SA 1.25s	0.8109	0.8805	0.8845	0.8876	0.8876	<i>0.8108</i>
SD 1.25s	0.8111	0.8801	0.8841	0.8877	0.8876	<i>0.8106</i>
SA 1.0s	0.8070	0.8567	0.8551	0.8560	0.8558	<i>0.8104</i>
SD 1.0s	0.8064	0.8563	0.8547	0.8554	0.8552	<i>0.8104</i>
SA 0.05s	0.7088	0.6806	0.6758	0.6962	0.6959	<i>0.7988</i>
SA 0.5s	0.7751	0.8233	0.8236	0.8173	0.8170	<i>0.7965</i>
SD 0.5s	0.7748	0.8225	0.8228	0.8170	0.8167	<i>0.7958</i>
SD 0.05s	0.7053	0.6745	0.6695	0.6909	0.6906	<i>0.7948</i>
SA 0.075s	0.7695	0.7976	0.7978	0.7880	0.7877	<i>0.7929</i>
SD 0.075s	0.7687	0.7968	0.7971	0.7873	0.7869	<i>0.7924</i>
SA 0.25s	0.7798	0.8046	0.8010	0.8049	0.8046	<i>0.7918</i>
SD 0.25s	0.7795	0.8041	0.8006	0.8045	0.8042	<i>0.7915</i>
SA 0.75s	0.7704	0.8416	0.8437	0.8263	0.8262	<i>0.7804</i>
SD 0.75s	0.7703	0.8413	0.8435	0.8262	0.8260	<i>0.7802</i>
SA 0.1s	0.7781	0.7973	0.7954	0.7881	0.7876	<i>0.7801</i>
SD 0.1s	0.7776	0.7964	0.7944	0.7873	0.7869	<i>0.7795</i>
PGD	0.6601	0.6132	0.6092	0.6095	0.6062	<i>0.7641</i>
ISDR	<i>0.8400</i>	<i>0.7858</i>	<i>0.7780</i>	<i>0.7696</i>	<i>0.7693</i>	<i>1.0000</i>

Tableau 32 - Corrélation entre les couples de paramètres potentiels, classés par ordre décroissant de corrélation avec le drift

A la lecture du Tableau 32, deux stratégies sont possibles :

- choix du paramètre le plus influent (**PGV**, avec $R=0.8513$) et sélection d'un deuxième paramètre le moins corrélé possible avec PGV : dans ce cas l'**intensité d'Arias** ($R=0.8400$), avec $R_{AI-PGV}=0.8034$;

- choix de la corrélation la plus faible entre deux paramètres, si l'on considère que tous les paramètres sont suffisamment bien corrélés avec l'endommagement ($R > 0.75$ dans tout le tableau) : dans ce cas, on trouve le couple **PGD – A95**, avec respectivement $R_{PGD}=0.7641$ et $R_{A95}=0.7780$. Ces deux paramètres présentent une corrélation mutuelle relativement faible, $R_{PGV-A95}=0.6092$.

A nouveau, il est préférable de retenir le couple de variables **PGD – A95**, dans la mesure où ces paramètres sont relativement peu corrélés et permettent de parcourir une bonne partie de l'espace (voir Figure 34).

6.7. CONSTRUCTION DES SURFACES DE FRAGILITE

En utilisant la méthode d'estimation par noyau (voir paragraphe 4.7), les surfaces obtenues sont représentées ci-dessous, en fonction des paramètres **PGD** et **A95**, pour les échelles d'endommagement EMS-98.

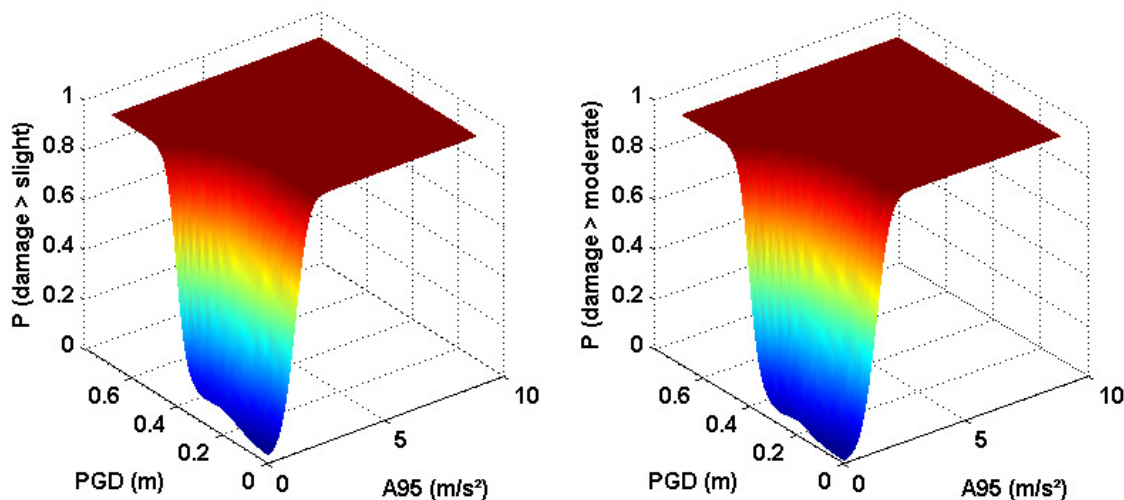


Figure 67 - Surfaces de fragilité obtenues pour le bâtiment-type III, avec l'échelle d'endommagement EMS-98 (niveaux « slight » et « moderate »)

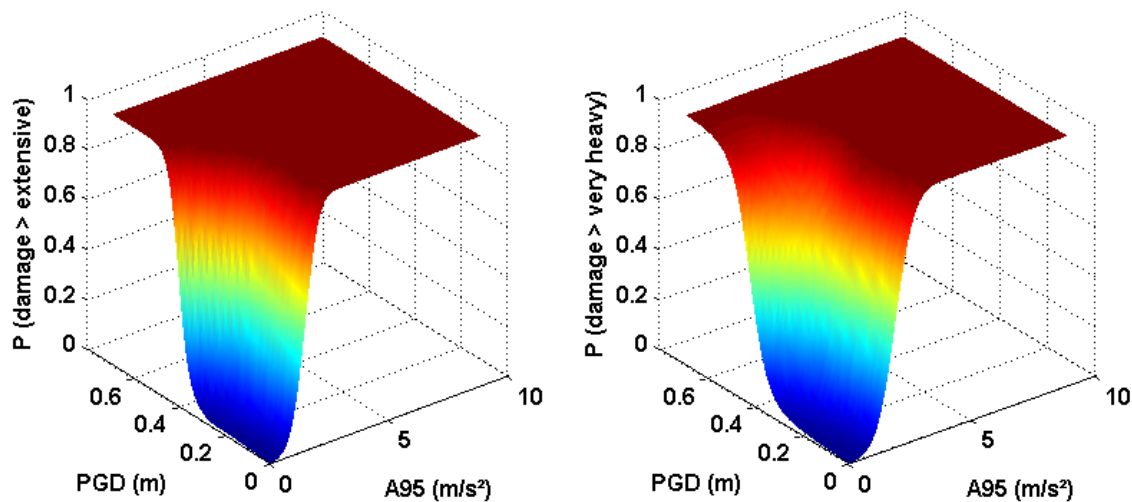


Figure 68 - Surfaces de fragilité obtenues pour le bâtiment-type III, avec l'échelle d'endommagement EMS-98 (niveaux « extensive » et « very heavy »)

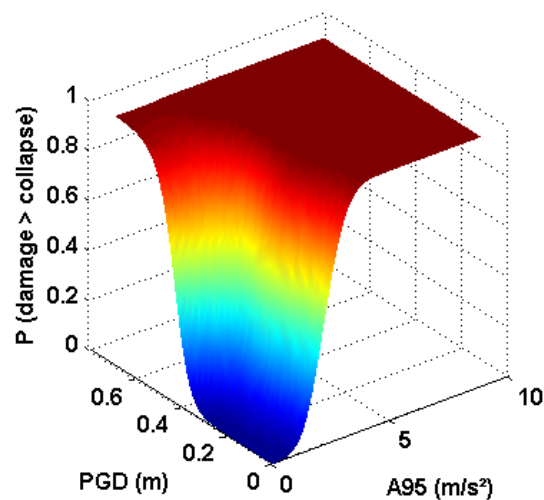


Figure 69 - Surfaces de fragilité obtenues pour le bâtiment-type III, avec l'échelle d'endommagement EMS-98 (niveau « collapse »)

Contrairement aux courbes à une variable, ces surfaces de fragilité ne sont pas associées à une distribution paramétrique et sont représentées par une fonction analytique très complexe (dépendant de chaque point de mesure) : la valeur des fonctions de fragilité tracées ci-dessus est donc jointe à ce rapport sous forme matricielle, dans un fichier texte séparé.

7. Analyse des résultats

7.1. COMPARAISON DES RESULTATS POUR LES 3 BATIMENTS-TYPES

L'analyse quantitative de la vulnérabilité des trois bâtiments-types a été effectuée et il peut être intéressant de comparer les résultats entre ces 3 modèles : nous proposons de comparer les 3 courbes de fragilités en fonction du PGA, dans la mesure où cette représentation demeure la plus intuitive (par rapport aux surfaces) pour apprécier rapidement la fragilité d'une structure donnée. Ceci permettra notamment de confronter la sensibilité des deux échelles d'endommagement considérées dans cette étude (FEMA-356 et EMS-98) : pour l'échelle européenne, seuls les niveaux « slight » et « collapse » sont représentés, dans un souci de clarté et de simplification.

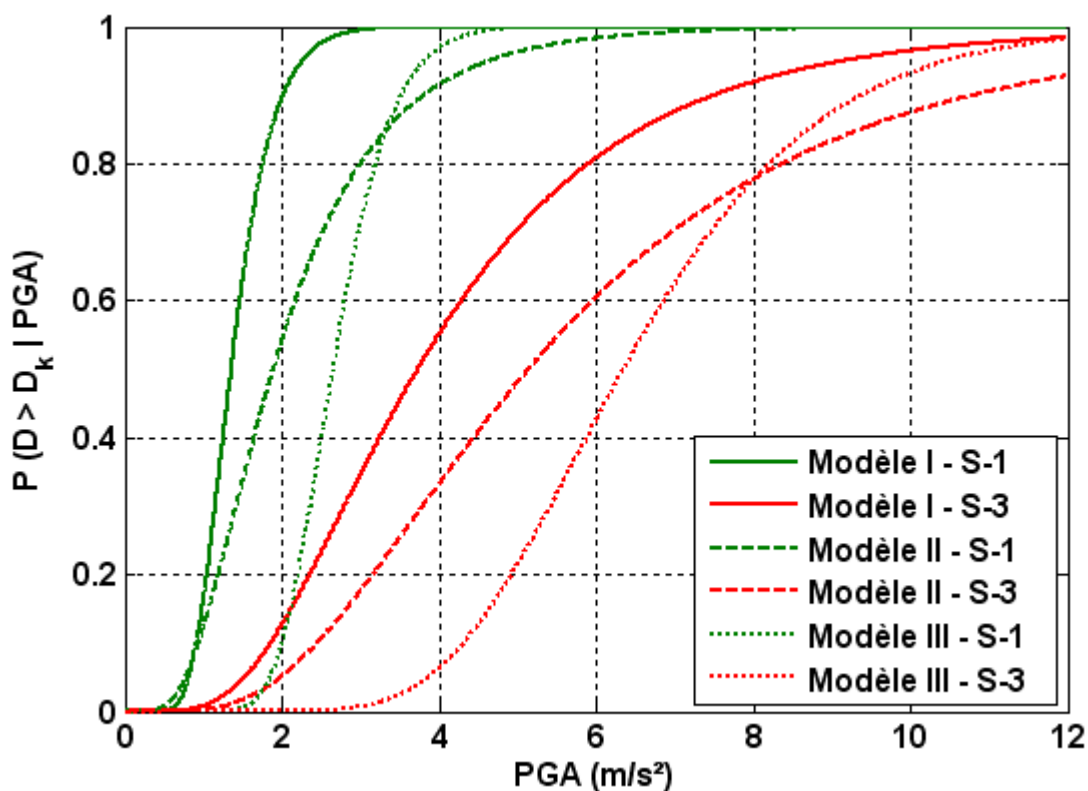


Figure 70 – Comparaison des courbes de fragilité en fonction de l'échelle FEMA-356, pour les 3 modèles

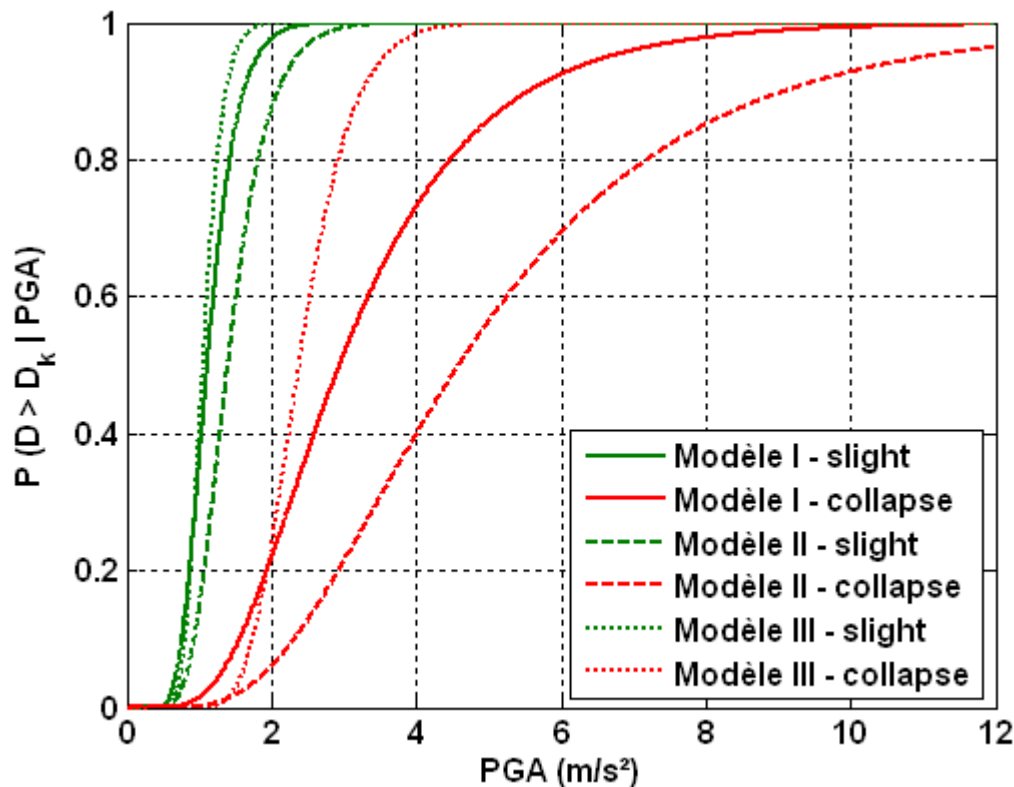


Figure 71 - Comparaison des courbes de fragilité en fonction de l'échelle EMS-98 (niveaux « slight » et « collapse »), pour les 3 modèles

On remarque une certaine homogénéité entre les différents modèles, même si certains écarts sont importants. Par ailleurs, le choix de l'échelle d'endommagement semble avoir un impact important sur l'estimation de la fragilité : les critères de drift FEMA-356 montrent une vulnérabilité décroissante dans l'ordre Modèle I > Modèle II > Modèle III ; alors qu'avec les niveaux d'endommagement EMS-98, le modèle III apparaît le plus vulnérable.

Ces différences sont notamment dues au fait que les critères de 0.1% et 0.5% drift proposés par le document FEMA-356 sont les mêmes pour tous les modèles, et ne prennent pas en compte les particularités de chaque bâtiment-type (rigidité, ductilité, déplacements-limites...). A l'inverse, les relations proposées par Risk-UE pour déterminer les niveaux EMS-98 sont directement basées sur la courbe de poussée progressive et la définition des déplacements-limites **dy** et **du** : cette approche semble plus fine car elle intègre l'endommagement progressif des macroéléments de maçonnerie (plastification, puis rupture) pour déterminer les valeurs de drift conditionnant les états-limites de dommage.

On voit d'ailleurs que pour le niveau « slight » de l'échelle EMS-98, les courbes de probabilité des 3 modèles sont très homogène et indiquent un niveau d'intensité sismique quasi identique pour l'apparition des premiers dommages. La variabilité entre les modèles est cependant plus importante pour le niveau « collapse » : ceci peut être

imputable à la difficile définition de l'état ultime, qui va générer ces incertitudes importantes.

Dans la perspective du paragraphe suivant, et comme les 3 modèles sont relativement similaires au niveau élévation (un à deux niveaux) et mode constructif (maçonnerie en briques), nous proposons d'agréger les résultats obtenus pour les 3 bâtiments-types en un seul jeu de courbes de fragilité :

	EMS-98					FEMA-356	
	slight	moderate	extensive	very heavy	collapse	S-1	S-3
μ	1.2307	1.4620	1.8855	2.4702	3.4882	1.8902	5.1233
σ	0.3102	0.3416	0.3817	0.4269	0.5227	0.4938	0.5797

Tableau 33 - Paramètres obtenus pour les courbes de fragilité exprimées en fonction du PGA

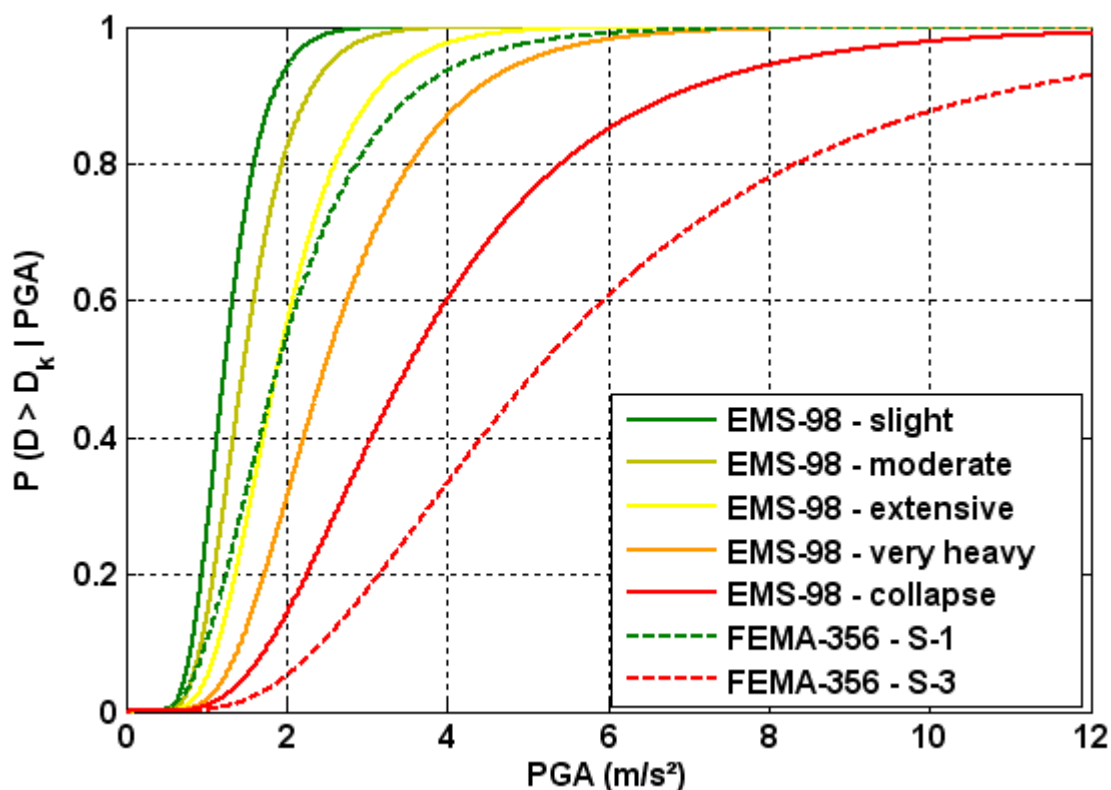


Figure 72 - Courbes de fragilité agrégées pour les 3 modèles, par rapport aux échelles d'endommagement EMS-98 et FEMA-356

7.2. COMPARAISON DES RESULTATS AVEC DES ETUDES ANTERIEURES

L'étude de la vulnérabilité des constructions en maçonnerie s'est considérablement développée les dernières années et de nombreuses publications proposent désormais des courbes de fragilités pour la typologie structurelle considérée ici (maçonnerie non chaînée à un ou deux étages : le Tableau 34 offre une synthèse des principales études quantitatives de la vulnérabilité.

Référence	Méthodologie	Typologie	Paramètre	Echelle de dommage
Risk-UE WP4 (Penelis et al., 2002)	Observations	Maçonnerie (plancher rigide), low-rise	Sd	slight, moderate, extensive, collapse
Risk-UE WP13 (Kostov et al., 2004)	Observations	Maçonnerie (plancher rigide ou souple)	PGA	slight, moderate, extensive, collapse (EMS-98)
Cagnan et al.	Risk-UE	Maçonnerie, low-rise	PGA	Risk-UE
Pfyl-Lang et al., 2006	Observations	Maçonnerie (plancher rigide)	PGA	EMS-98
Kappos et al., 2006	Hybride	Maçonnerie, low-rise	Sd	EMS-98
Lagomarsino & Giovinazzi, 2006	Observations, courbe de capacité	Maçonnerie, low-rise	PGA, Intensité macrosismique	slight, moderate, extensive, collapse (proche de EMS-98)
Rota et al., 2008	Observations	Maçonnerie, low-rise, plancher souple, forme régulière ou irrégulière	PGA	slight, significant, severe, very severe, collapse
Park et al., 2009	Dynamique non-linéaire	Maçonnerie, low-rise, plancher souple	Sa	slight (0.3%), moderate (0.6%), extensive (1.5%), complete (3.5%)

Tableau 34 - Courbes de fragilités récentes pour les bâtiments en maçonnerie non chaînée

Une difficulté majeure pour comparer les courbes de fragilité provient de l'hétérogénéité des échelles d'endommagement employées. En effet, Park et al. (2009) proposent des niveaux de dommage basés sur le drift inter-étages, qui ne correspondent pas à ceux retenus dans la présente étude. Par ailleurs, les résultats de Rota et al. (2008) se basent sur une échelle d'endommagement mixte, difficile à définir objectivement. Pour comparer nos résultats, nous choisissons donc les courbes proposées par Lagomarsino & Giovinazzi (2006), car celles-ci sont basées à la fois sur des observations et des calculs analytiques et utilisent un paramètre du mouvement

fort usuel (PGA). Enfin, l'échelle d'endommagement utilisée est proche de celle définie par EMS-98. Les auteurs proposent en effet la correspondance suivante :

Echelle d'endommagement proposée	Echelle EMS-98
DS1 – slight	D1 – slight
DS2 – moderate	D2 – moderate
DS3 – extensive	D3 – extensive
DS4 – complete	D4 – very heavy
	D5 – collapse

Tableau 35 - Correspondance proposée par Lagomarsino & Giovinazzi (2006), entre leur échelle d'endommagement et EMS-98

Il est donc possible de comparer les résultats de Lagomarsino et Giovinazzi (2006) avec le jeu de courbes de fragilité développées dans cette étude pour les 3 modèles (voir Figure 73).

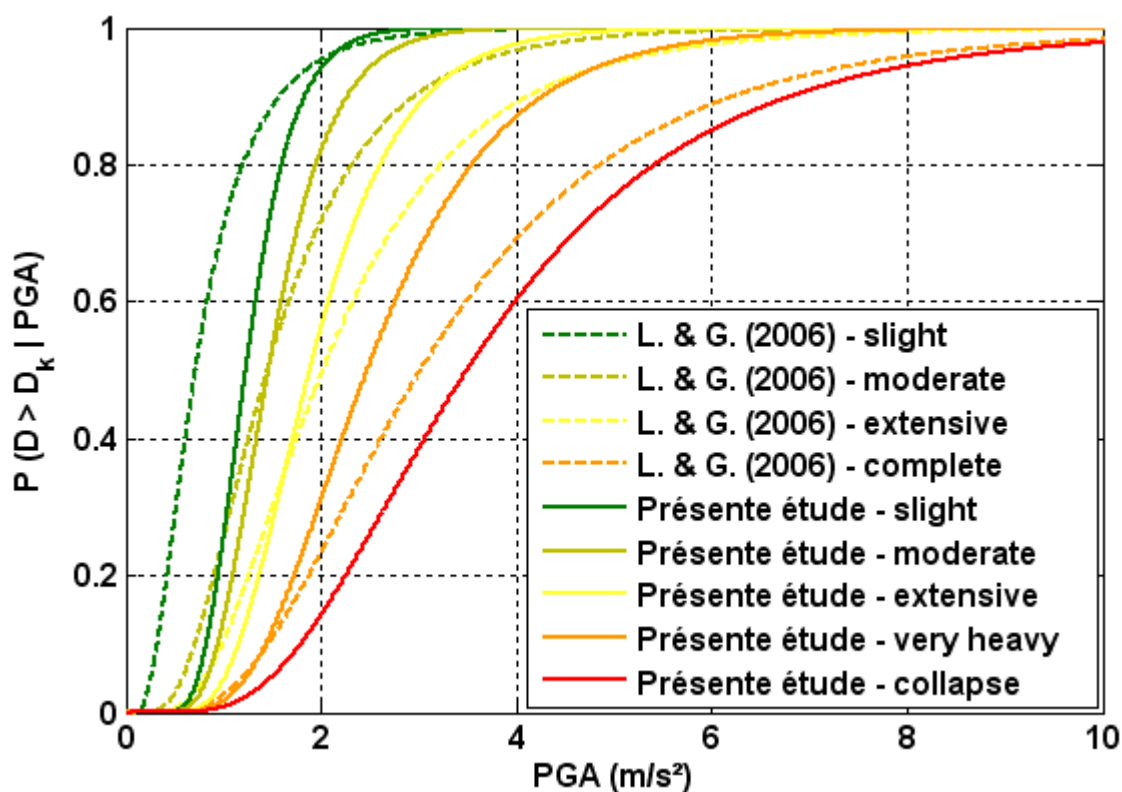


Figure 73 - Comparaison entre les courbes de fragilité développées dans cette étude et les résultats de Lagomarsino & Giovinazzi (2006)

On remarque une très bonne adéquation avec les niveaux intermédiaires « moderate » et « extensive », même si les résultats de notre étude ont tendance à sous-estimer l'endommagement pour le niveau « slight ». Il est difficile de comparer les courbes pour les niveaux d'endommagement plus avancé, puisque le niveau « complete » est une réunion des deux niveaux EMS-98 « very heavy » et « collapse » : la courbe du niveau « complete » est cependant bien encadrée par les niveaux D4 et D5 de l'échelle EMS-98.

Cette étude comparative permet donc de vérifier la pertinence des hypothèses mécaniques réalisée au cours de l'étude, ainsi que l'adéquation de la méthodologie avec les pratiques usuelles : cependant, il ne s'agit en aucun cas d'une validation des résultats, et les courbes ou surfaces de fragilité présentées dans ce rapport ne devraient pas être appliquées dans le cadre d'études de vulnérabilité, sans une validation préalable (par exemple, par retour d'expérience et/ou observations expérimentales).

7.3. APPORT DES SURFACES DE FRAGILITE PAR RAPPORT AUX COURBES

La motivation principale pour le développement de surfaces de fragilité repose dans une meilleure définition du niveau d'agression sismique, et donc une éventuelle réduction de l'incertitude liée à la description de l'aléa (habituellement représenté par un paramètre unique comme le PGA). Pour comparer les deux approches, il est possible de représenter une surface de fragilité sous forme de courbes 2D en « découpant » des tranches représentant l'évolution d'un paramètre, tout en gardant l'autre constant.

Nous proposons de traiter l'exemple du bâtiment-type I, en considérant la surface correspondant au niveau S1 de l'échelle EMS-98 (« slight ») : la Figure 74 représente la courbe de fragilité en fonction de la variable **A95**, comparée à plusieurs courbes extraites de la surface pour plusieurs valeurs constantes du **PGD**. On remarque déjà que l'ajout d'un second paramètre – PGD, un paramètre facilement définissable avec les « équations de prédiction du mouvement – génère une augmentation monotone de la probabilité. Notamment, dans le domaine des faibles accélérations ($A95$ inférieur à 0.5 m/s^2), la courbe classique indique une probabilité quasi nulle d'atteindre l'endommagement : cependant, la surface permet de montrer que si ce mouvement s'accompagne de déformations importantes ($PGD = 0.3 \text{ m}$ par exemple), il existe en réalité une probabilité non négligeable d'endommagement (entre 20% et 40%).

La courbe à un paramètre ($A95$) n'intègre pas les différentes valeurs possibles du PGD et a donc tendance à négliger les phénomènes physiques d'endommagement liés au déplacement du sol : la courbe noire sur la Figure 74 masque en effet l'incertitude épistémique liée à la non-prise en compte du second paramètre. L'incertitude épistémique est au contraire bien quantifiée par la surface de fragilité, dont les « coupes » fournissent des intervalles de confiance sur la probabilité. D'après Ellingwood & Kinali (2009), certaines études récentes ont en effet révélé que de nombreux décideurs sont plus enclins à accepter des intervalles de confiance que des valeurs moyennes, notamment dans le cas des événements sévères (en queue de

distribution). Plaçons-nous dans le cas des fortes accélérations (par ex. $A_{95} = 1.5 \text{ m/s}^2$) : la courbe de fragilité à un paramètre indique une probabilité d'endommagement de 99%. Supposons que pour ce niveau d'accélération, il est possible de connaître le PGD sur un intervalle de confiance entre 0.025 et 0.3m : la surface permet d'affirmer que la probabilité d'endommagement sera comprise entre 92% et 100%, reliant donc directement l'incertitude sur un paramètre à l'incertitude épistémique sur la fragilité. Cette connaissance permet donc d'estimer également les efforts à fournir pour une réduction de l'incertitude du second paramètre, en vue d'une réduction de l'intervalle de confiance sur la probabilité d'endommagement.

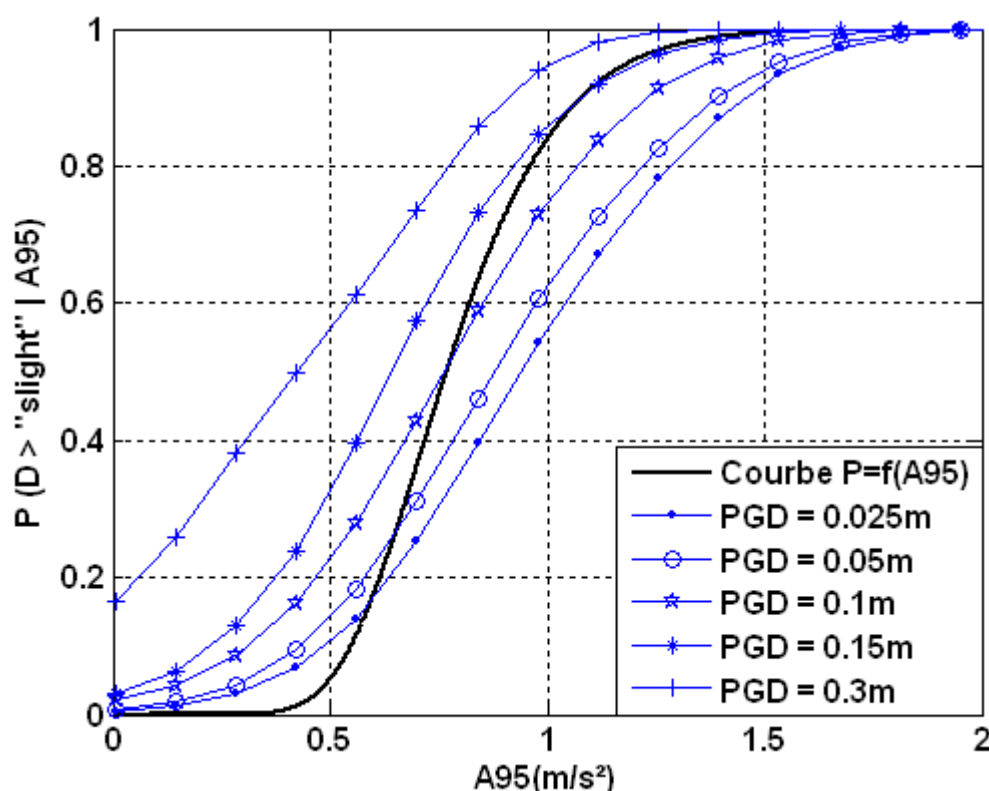


Figure 74 - Courbe de fragilité usuelle $P=f(A_{95})$ comparée à des coupes de la surface, pour le bâtiment-type I

8. Conclusion

L'utilisation du code TREMURI et de ses modèles de macroéléments a permis la construction de modèles simples, et néanmoins pertinents (avec la prise en compte des comportements en cisaillement et en flexion), qui facilitent la réalisation d'un nombre élevé de simulations dynamiques non linéaires. Trois modèles de base et leurs variantes (en appliquant une distribution probabiliste des propriétés mécaniques) ont ainsi été soumis à un jeu de 777 accélérogrammes réels et synthétiques. L'endommagement des bâtiments a été identifié en utilisant à la fois les critères fournis par le document FEMA-356 (drifts de 0.1% et 0.5%), et les niveaux proposés par l'échelle EMS-98 (sur la base des déplacements-limites identifiés sur les courbes de poussée progressive de chaque modèle).

Les résultats obtenus ont d'abord permis de tracer les courbes de fragilité (en fonction du PGA) pour chaque modèle : il apparaît qu'il est difficile de comparer la fragilité des trois bâtiments-types, en raison de la grande disparité entre les échelles d'endommagement retenues. Comme l'ensemble des structures évaluées dans le cadre de cette étude sont d'une conception relativement similaire (bâtiments courants de faible élévation, maçonnerie non chaînée en briques), nous avons développé un jeu de courbes de fragilité commun aux trois modèles : ces résultats sont alors comparés à des courbes de fragilités existantes (Lagomarsino & Giovinazzi, 2006), qui mettent en évidence une bonne adéquation de nos résultats avec les études antérieures sur les constructions en maçonnerie. Cependant, il convient de rappeler que les courbes développées ici ne sont pas destinées à un usage officiel dans le cadres d'études de vulnérabilité, dans la mesure où il s'agit de calculs dynamiques non-linéaires qui devraient être validés auparavant (retours d'expérience, observations post-sismiques...).

Enfin, la sélection du couple de variables nécessaires à la construction des surfaces de fragilité s'est faite grâce à une étude paramétrique sur 46 paramètres du mouvement fort : des techniques comme le « clustering » (analyses en composantes principales successives), la régression linéaire et l'élaboration de matrices de corrélation, ont débouché sur le choix des paramètres **A95 – PGD** pour représenter la vulnérabilité. Même si ces variables ne sont pas les plus influentes sur la réponse des bâtiments, elles sont suffisamment corrélées avec la réponse de bâtis et en même temps peu corrélés entre elles-mêmes pour permettre une représentation de la fragilité en 3D. Les surfaces de fragilité sont finalement représentées pour chaque modèle et chaque échelle d'endommagement (21 surfaces au total) : la technique utilisée est une représentation non-paramétrique de la probabilité en utilisant l'estimation de la densité par noyau, si bien qu'il n'existe pas d'équations triviales pour représenter la fragilité (les valeurs des surfaces sont jointes à ce rapport sous forme de fichier texte).

Cette étude a donc proposé un développement méthodologique pour la construction de surfaces de fragilité, procédure qui a été appliquée à quelques modèles de bâtiments représentatifs de la typologie des bâtiments de faible élévation en maçonnerie non

chaînée. Certains points restent cependant à améliorer, comme la sélection d'un plus grand nombre de bâtiments-types (dans l'optique de surfaces de fragilité représentatives d'une typologie), la variation des propriétés géométriques de chaque modèle (et pas seulement les propriétés mécaniques), et enfin la recherche d'équations analytiques explicites permettant d'approcher au mieux l'allure des surfaces de fragilité obtenues.

9. Bibliographie

Ambraseys N.N., Douglas J., Sigbjörnsson R., Berge-Thierry C., Suhadolc P., Costa G., Smit P.M. (2004) – Dissemination of European Strong- Motion Data, vol. 2 using Strong-Motion Datascape Navigator. *CD-ROM collection*, Engineering and Physical Sciences Research Council, United Kingdom.

ASCE (2000) – FEMA 356: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings.

Bommer J.J., Magenes G., Hancock J., Penazzo P. (2004) – The influence of strong-motion duration on the seismic response of masonry structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2, p. 1-26.

C. d. l'Europe (1998) – European macroseismic scale 1998 (EMS-98). Cahier du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, G. Grünthal (Eds.) 15.

Cagnan Z., Demircioglu M.B., Durukal E., Erdik M., Hancilar U., Harmandar E., Sesetyan K., Tuzun C., Yenidogan C., Zulfikar C. & A.C – Development of ELER (Earthquake Loss Estimation Routine) Methodology: Vulnerability Relationships. *NERIES report JRA3-D3*.

Chopra Anil K. (2001) – Dynamics of structures : theory and applications to earthquake engineering. Prentice Hall, NJ, USA, 884 pp.

Costa A. (2007) – Experimental testing of lateral capacity of masonry piers. an application to seismic assessment of AAC masonry buildings. *Master Degree in Earthquake Engineering*, European School For Advanced Studies In Reduction Of Seismic Risk, Rose School.

Douglas, J. (2006) – Selection of strong-motion records for use as input to the structural models of VEDA. *BRGM Report RP-54584-FR*, 37 pp.

Ellingwood B.R., Kinali K. (2009) – Quantifying and communicating uncertainty in seismic risk assessment. *Structural Safety*, 31, p. 179-187.

Galasco, A., Lagomarsino, S., Penna, A. (2002) – *TREMURI Program*: Seismic Analyser of 3D Masonry Buildings, University of Genoa.

Galasco A., Lagomarsino S., Penna A., (2006) – On the use of pushover analysis for existing masonry buildings. *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, 3-8 September, Paper Number: 1080.

Gambarotta K., Lagomarsino S., (1996) – On dynamic response of masonry panels. *Proceedings of National Conference "Masonry mechanics between theory and practice"*, Messina, Italy (in Italian).

Gehl P., Sy S., Seyedi D. (2010) – Utilisation du code TREMURI pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique de bâtiments en maçonnerie non chaînée. *BRGM Report RP-58641-FR*, 40 pp., 27 fig.

Gupta A.K. (1992) – *Response spectrum method in seismic analysis and design of new structures*, ISBN 0-8493-8628-4.

Hancock J., Bommer J.J. (2005) – The effective number of cycles of earthquake ground motion. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34, p. 637-664. DOI: 10.1002/eqe.437.

Hancock J. (2006) – The influence of duration and the selection and scaling of accelerograms in engineering design and assessment. *PhD Thesis, Imperial College – University College London*.

Kaltakci M.Y., Arslan M.H., Korkmaz H.H., Öztürk M. (2007) – An investigation on failed or damaged reinforced concrete structures under their own weight in Turkey. *Eng. Fail. Anal.*, 14(6), p. 962–969.

Kappos A.J., Panagopoulos G., Panagiotopoulos C., Penelis G. (2006) – A hybrid method for the vulnerability assessment of R/C and URM buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4(4), p. 391-413.

Kostov M., Vaseva E., Kaneva A., Koleva N., Varbanov G., Stefanov D., Darvarova E., Solakov D., Simeonova S., Christoskov L. (2004) – RISK-UE WP13: Application to Sofia.

Lagomarsino S., Giovinazzi S. (2006) – Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4(4), p. 415-443.

Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., (2006) – *TREMURI Program: Seismic Analysis Program for 3D Masonry Buildings*, University of Genoa.

Lagomarsino S. Galasco A., Penna A., Cattari S. (2008) – TREMURI Program: Seismic Analysis Program for 3D Masonry Buildings. *TREMURI User Guide*.

Lu Y., Hao H., Carydis P., Mouzakis H. (2001) - Seismic performance of RC frames designed for three different ductility levels. *Engineering Structures*, 23, p. 537-547.

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. *Technometrics*, 21(2), p. 239-245.

Magenes G., Kingsley G.R., Calvi G.M. (1995) – Static testing of a full scale, two-story masonry building: test procedure and measured experimental response, in *Experimental and numerical investigation on a brick masonry building prototype, Report 3.0 CNR-GNDT Numerical Prediction of the experiment: 1.1 – 1.41*.

- Milutinovic Z.V., Trendafiloski G.S. (2003) – RISK-UE: An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. *Technical report, European Commission, WP4 Vulnerability of current buildings*.
- Negulescu C., Seyed D., (2007) – Seismic assessment of unreinforced masonry buildings. *BRGM Report RP-55776-FR, 57 pp*.
- Park Y.-J., Ang. AH.-S. (1985) – Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. *Journal of Structural Engineering, 111(4), p. 740-757*.
- Park J., Towashiraporn P., Craig J.I., Goodno B.J. (2009) – Seismic fragility analysis of low-rise unreinforced masonry structures. *Engineering Structures, 31, p. 125-137*.
- Parzen E. (1962) – On estimation of a probability density function and mode. *Ann. Math. Stat., 33, p. 1065-1076*.
- Penelis G.G., Kappos A.J., Stylianidis K.C., Panagiotopoulos Ch. (2002) – RISK-UE WP4: Unreinforced masonry buildings (2nd level analysis).
- Penna A. (2002) – A macro-element procedure for the non-linear dynamic analysis of masonry buildings. *Ph.D. Dissertation* (in Italian), Politecnico de Milano, Italy.
- Pfyl-Lang K., Zwicky P., Kind F., Zbinden A. (2006) – Seismic vulnerability functions for Switzerland. *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*.
- Pousse G., Bonilla L.F., Cotton F. and Margerin L. (2006) – Non stationary stochastic simulation of strong ground motion time histories including natural variability: Application to the K-net Japanese database. *Bulletin of Seismological Society of America; 96(6), p. 2103-2117, DOI697 10.1785/0120050134*.
- Rossetto T. and Elnashai A. (2003) – Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data, *Engineering Structures; 25, p. 1241-63*.
- Rota M., Penna A., Strobbia C.L. (2008) – Processing Italian damage data to derive typological fragility curves. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 28, p. 933-947*.
- Rota M., Penna A., Magenes G. (2008) – A procedure for deriving analytical fragility curves for masonry buildings. *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, Beijing, China*.
- Rota M., Penna A., Magenes G. (2010) – A methodology for deriving analytical fragility curves for masonry buildings based on stochastic nonlinear analyses. *Engineering Structures, 32, p. 1312-1323*.
- Sabetta F., Pugliese A. (1996) – Estimation of response spectra and simulation of nonstationary earthquake ground motions. *Bulletin of Seismological Society of America; 86(2), p. 337-352*.

Seyedi D., Gehl P., Douglas J., Davenne L., Mezher N. and Ghavamian S. (2010) – Fragility surfaces for modelling the seismic vulnerability of reinforced concrete structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 39, p. 91-108.

Shinozuka M. (1998) – Statistical analysis of bridge fragility curves. *US-Italy Workshop on Protective Systems for Bridges, New-York, April 26-28*.

Shinozuka M., Feng M.Q., Kim H., Uzawa T., Ueda T. (2001) – Statistical analysis of fragility curves. *MCEER Technical Report*, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Southern California, LA, USA.

TANAGRA, (2003), v1.4.36, R. Rakotomalala, Lyon, <http://eric.univ-lyon2.fr/~ricco/tanagra/fr/tanagra.html>.

XP ENV 1998-1 (2000) – Eurocode 8 : conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes et Document d'Application Nationale. *P06-031-1 and P06-031-2*.

Yi T., Moon F., Leon R., and Kahn L. (2002) – Performance Characteristics of Unreinforced Masonry Low-Rise Structure Before and After Rehabilitation. *Proceedings of the 7th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Boston, MA*.

Yi T. (2004) – Experimental Investigation and Numerical Simulation of an Unreinforced Masonry Structure with Flexible Diaphragms. *PhD Thesis, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA*.

Annexe 1

Paramètres du mouvement fort

Cette partie vise à décrire quelques uns des paramètres non usuels du mouvement fort utilisés dans cette étude. Des définitions plus détaillées sont fournies par Douglas (2006).

Arias Intensity (AI)

L'intensité d'Arias est définie de la manière suivante :

$$AI = \frac{\pi}{2g} \int_0^T a_g^2 dt$$

Où **T** est la longueur de l'accélérogramme, **a_g** est l'accélération du sol, et **g** la constante gravitationnelle. L'intensité d'Arias représente une mesure de la quantité d'énergie générée par le signal sismique.

A95

Basé sur l'intensité d'Arias, le paramètre A95 est défini comme le niveau d'accélération qui englobe jusqu'à 95% de l'intensité d'Arias totale du signal.

SLOPE75 et SLOPE95

SLOPE75 (ou 95) représente la pente du diagramme de Husid entre 5% et 75% (ou 95%) de l'intensité d'Arias totale (i.e. accélération au carré intégrée sur toute la durée du signal) et permet de caractériser la « vitesse » à laquelle l'énergie du signal sismique est libérée.

SLOPE75 est évalué en suivant la procédure détaillée sur la Figure 75 :

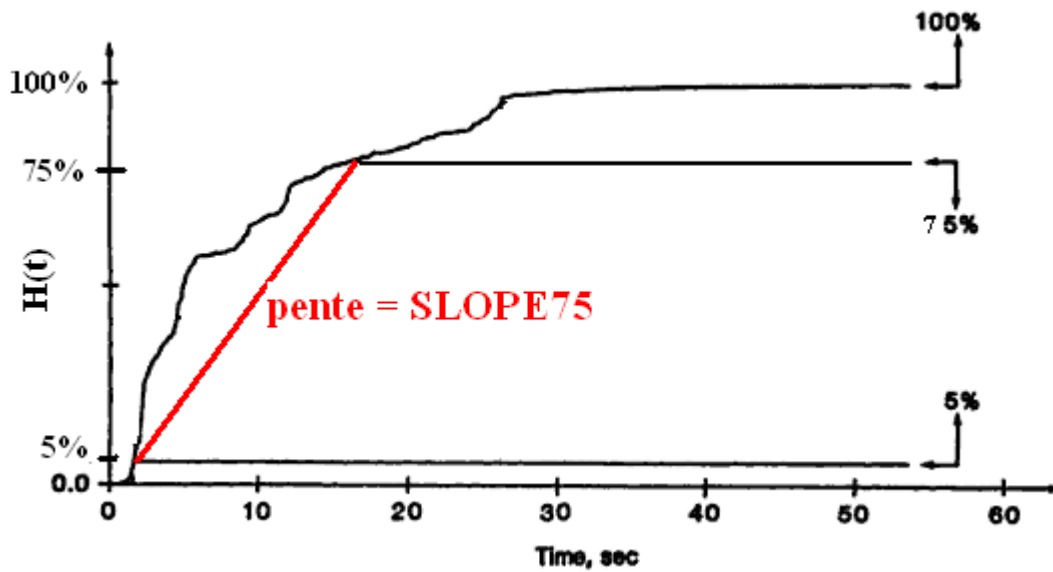


Figure 75 - Evaluation du paramètre SLOPE75 sur un exemple (enregistrement du séisme d'El Centro, d'après Gupta 1992)

La fonction de Husid est définie par :

$$H(t) = \frac{\int_0^t a^2(u) du}{\int_0^\infty a^2(u) du} \quad \text{où } \mathbf{a(u)} \text{ représente l'accélération du sol}$$

ASI (Acceleration Spectral Intensity)

Le paramètre ASI est défini comme une intégrale sur le spectre de réponse :

$$ASI = \int_{T_1}^{T_2} S_a(\xi, T) dT$$

Les périodes limites T_1 et T_2 sont usuellement choisies égales à 0.1 et 0.5s.

ARMS (Root-mean-square acceleration)

Le paramètre ARMS est défini comme suit:

$$A_{rms} = \sqrt{\frac{1}{T_e - T_b} \int_{T_b}^{T_e} a(t)^2 dt}$$

Où $a(t)$ représente l'accélération du sol, et T_b et T_e respectivement le début et la fin de l'enregistrement.

Durées du signal

• Duration Bracketed absolute

Longueur de l'intervalle entre la première et la dernière fois où l'accélération dépasse un certain seuil (ici, 0.03g).

• Duration Uniform absolute

Durée totale pour laquelle l'accélération dépasse le seuil (0.03g).

• Duration Significant absolute

Longueur de l'intervalle entre la première fois où l'intensité d'Arias dépasse une valeur-seuil (0.01 m/s) et le moment où l'intensité d'Arias dépasse sa valeur totale moins une autre valeur-seuil (0.125 m/s). Ce paramètre est aussi appelé « durée effective ».

• Duration Bracketed relative

Même définition que pour la durée absolue, mais la valeur-seuil est désormais exprimée en pourcentage du PGA.

• Duration Uniform relative

Même définition que pour la durée absolue, mais la valeur-seuil est désormais exprimée en pourcentage du PGA.

• Duration Significant relative (75% ou 95%)

Longueur de l'intervalle entre la première fois où l'intensité d'Arias dépasse une valeur-seuil (5% de AI total) et le moment où l'intensité d'Arias dépasse le second seuil (75% ou 95% de AI total, selon la définition retenue)

Nombre de cycles (N_{cy}) et Paramètre de dommage cyclique (D_{cy})

Ces paramètres sont évalués de la façon suivante :

$$N_{cy} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{2n} \left(\frac{u_i}{u_{\max}} \right)^c$$

$$D_{cy} = C \sum_{i=1}^{2n} u_i^c$$

Où u_i est l'amplitude du i -ème demi-cycle, $u_{\max}$ est l'amplitude du plus grand demi-cycle et n le nombre total de cycles. Les paramètres C et c sont des coefficients de dommages : en se basant sur Hancock & Bommer (2005), on a retenu $C=1$ et $c=2$ dans cette étude.

Trois méthodes de comptage des cycles ont été retenues :

- *rainflow counting*, qui permet de recenser à la fois les cycles hautes et basses fréquences ;
- *peak counting, including non-zero crossings* : on compte les pics, en incluant même les cycles qui ne changent pas de signe;
- *peak counting, excluding non-zero crossings* : on compte les pics, en excluant les cycles qui ne changent pas de signe;

Annexe 2

Echantillonnage par hypercube latin

La technique de l'échantillonnage par hypercube latin, développée par McKay et al. (1979), est une méthode utilisée généralement pour optimiser le nombre de tirages lors de simulations par Monte-Carlo.

Considérons un ensemble de k variables $X_1, \dots, X_k$ possédant une distribution normale de moyenne μ_k et d'écart-type σ_k . Cette technique d'échantillonnage consiste à sélectionner n valeurs parmi chaque variable X_k , selon les règles suivantes :

- le domaine de chaque variable est divisé en n intervalles disjoints, de même probabilité d'occurrence :

$$P(-\infty \leq X_k < A_1) = \dots = P(A_{n-1} \leq X_k < +\infty) = \frac{1}{n}$$

- on sélectionne aléatoirement une valeur dans chacun des n intervalles, en respectant la densité de probabilité définie par (μ_k, σ_k) .

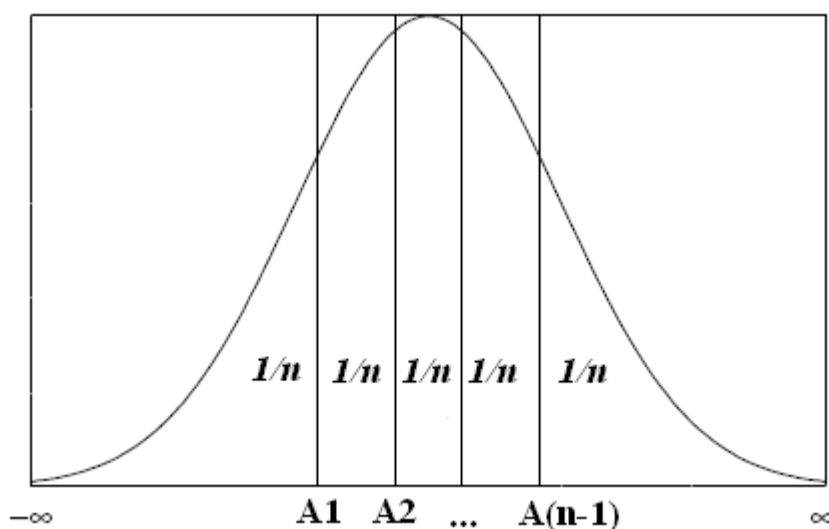


Figure 76 - Définition d'intervalles équiprobables (exemple d'une distribution normale)

On tire alors aléatoirement n k -tuplets, qui forment une matrice de dimension (n, k) : la i -ème ligne de la matrice correspond à la i -ème simulation, avec les k paramètres correspondants. L'intérêt de cette méthode réside dans la description rapide (avec un nombre relativement faible de tirages) de la distribution probabiliste d'un ensemble de variables.



**Centre scientifique et technique
Service RNSC**

3, avenue Claude-Guillemin
BP 36009 – 45060 Orléans Cedex 2 – France – Tél. : 02 38 64 34 34