

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REpubLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعلیم العالی و البعث العلمی
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة أبي بكر بلقايد- تلمسان
Université Aboubakr Belkaïd- Tlemcen –
Faculté de TECHNOLOGIE



THESE

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

En : Génie Civil
Spécialité : Génie Civil

Par : **DIF Hamza**

Sujet

Contribution à l'évaluation du risque sismique en milieu urbain par la prise en compte des effets de site

Soutenue le 18 /02 /2020 devant le jury composé de :

Abdellatif MEGNOUNIF	Président	U.A.B Tlemcen
Djawad ZENDAGUI	Directeur	U.A.B Tlemcen
Mohamed Naboulsi FARSI	Examineur	C.G.S Alger
Sidi Mohamed AISSA MAMOUNE	Examineur	Univ Ain Temouchent
Pierre Yves BARD	Invité	ISTerre Univ Grenoble

Remerciements

Je remercie Dieu de m'avoir donné la volonté et la patience de mener à bien et à terme ce présent travail de thèse de doctorat, qui s'est déroulé au sein du laboratoire évaluation et management du risque Risam au département de génie civil de l'université Abou Baker Belkaid Tlemcen, sous la direction du Professeur D. ZENDAGUI, que je tiens à le remercier vivement pour m'avoir dirigé dans ce travail et m'avoir apporté un soutien sur le plan scientifique, lors des différentes étapes de la recherche, qu'il trouve ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

Dans le cadre du projet "Prédiction du mouvement sismique et estimation du risque sismique lié aux effets de site" Tassili CMEP, de coopération entre l'université de Tlemcen et l'université de Grenoble Alpes, une partie de ce travail s'est effectué au laboratoire ISTerre à Grenoble en France, sous la direction du Professeur P-Y. BARD, que je tiens à le remercier vivement pour m'avoir apporté par son compétence, un support technique et des précieux conseils et encouragements pour l'élaboration du présent travail de recherche, qu'il trouve ici l'expression de ma reconnaissance et sympathie.

Mes remerciements vont à l'honneur des membres du jury, Professeur A. MEGNOUNIF, d'avoir accepté de présider le jury de cette thèse de doctorat, et les Professeurs S. M AISSA MAMOUNE et M.N FARSI pour avoir bien voulu examiner et juger ce travail.

J'aimerais aussi remercier tous ceux qui ont contribué à l'élaboration de ce travail et particulièrement au niveau des laboratoires Risam à l'université de Tlemcen et ISTerre à Grenoble France, responsables et personnel pour l'aide qui m'ont apporté pour réaliser ce travail.

Table des Matières

ملخص.....	viii
Résumé.....	ix
Abstract	x
Liste des Tableaux	xi
Liste des Figures	xiii
Liste des Figures	xiii
Introduction	1
1.1 Introduction	1
1.2 Objectifs – Contributions	7
1.3 Plan de la thèse	9
Chapitre 2.....	12
Ingrédients de la méthodologie d'estimation des dommages sismiques.....	12
2.1 Introduction	12
2.2 Notion de risque.....	13
2.3 Définitions de base relative au risque	14
2.3.1 Définition du risque.....	14
2.3.2 Les composants du risque.....	15
2.3.3 Différents type de risque.....	15
2.4 Description du phénomène sismique	17
2.5 Aléa sismique	19
2.5.1 Les approches de détermination de l'aléa sismique	19
2.5.1.1 La méthode d'estimation probabiliste	19
2.5.1.2 La méthode d'estimation déterministe	21
2.5.1.3 Estimation de l'aléa sismique probabiliste selon Cornell- McGuire	22
2.5.2 Evaluation de l'aléa sismique.....	23
2.6 Vulnérabilité sismique.....	24
2.6.1 Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des batiments.....	25
2.6.2 Evaluation de la vulnérabilité et degrés d'endommagement.....	32
2.7 Conclusion.....	32
Chapitre 3.....	34
Etat de l'art sur la prise en compte des effets de site	34
3.1 Introduction	34
3.2 Aperçu général sur les effets de site.....	35
3.2.1 Définition de l'effet de site.....	36
3.2.2 Effet de site lithologique.....	37
3.3 Méthodes de prise en compte des effets de site.....	40

3.3.1	Méthodes expérimentales d'évaluation des effets de site	40
3.3.2	Méthodes numériques	42
3.3.3	Règlements de construction	44
3.3.4	Facteurs d'amplification	46
3.4	Analyse critique et identification de la problématique.....	51
3.5	Conclusion.....	52
Chapitre 4	53
Méthodologie adoptée pour l'implémentation des effets de site dans		
l'estimation des dommages sismiques		
4.1	Introduction	53
4.2	Estimation des dommages	54
4.2.1	Méthodologie Hazus.....	54
4.2.2	Dérivation de DI et l'indice augmentation des dommages DIR	58
4.3	Spectre élastique en tenant compte des effets de site.....	60
4.3.1	Spectre élastique	60
4.3.2	Spectre élastique modifié	61
4.4	Typologies et comportement des structures	65
4.4.1	Typologies des structures	65
4.4.2	Définition des états de dommages.....	67
4.4.3	Point de performance	70
4.5	Conclusion.....	74
Chapitre 5	76
Résultats en termes d'indice de dommage DI et de l'indice d'augmentation		
des dommages DIR		
5.1	Introduction	76
5.2	Résultats en terme de DI.....	77
5.2.1	Variations de DI avec V_{S30}	77
5.2.2	Variations de DI avec PGA.....	79
5.2.3	Dépendance couplée du DI par rapport aux niveaux de sollicitation et aux conditions du site	83
5.3	Résultats en terme de DIR (Taux d'augmentation des dommages)	85
5.3.1	Variation de DIR avec les conditions de site (V_{S30})	85
5.3.2	Dépendance du DIR au niveau de sollicitation sismique (PGA)	89
5.3.3	Dépendance couplée du DIR aux niveaux de sollicitation et aux conditions du site.....	92
5.4	Influence de la réponse non linéaire des sols sur les dommages sismiques.....	93
5.5	Validation de l'indice de dommage (DI) proposé et du rapport d'augmentation des dommages (DIR)	98
5.6	Discussion	103
5.7	Conclusion.....	106
Conclusion	108

Bibliographie.....	111
Annexe	122

ملخص

تأثيرات عوامل الموقع المحلية بسبب الشروط الجيوتقنية، تحدث تغييرات للحركات الزلزالية السطحية. مما يعني أنه خلال زلزال معين، قد تعاني المباني الموجودة في المواقع الناعمة من ضرر أكثر من المباني المماثلة لها التي تستقر في المواقع الصخرية المجاورة.

الهدف من هذه الأطروحة هو تقديم تقدير لتأثير عوامل الموقع على توزيع الأضرار في المباني. نجمع بين منهج مقتبس من منهجية هازيس (Hazus) لتقييم أضرار المبنى، مع العوامل غير الخطية لتضخيم الموقع المنسوبة لبورشادات (Borcherdt)، والتي تسمح بتوصيف تضخيم الترددات العالية والمنخفضة وفقاً لـ V_{S30} (متوسط سرعة موجات القص في أول 30 متراً) وايضا مستويات حركة التربة.

يشير تحليل النتائج التي تم الحصول عليها إلى أن الضرر الزلزالي الذي يعرب عنه المؤشر المتوسط الموحد للضرر، لا يعتمد فقط على مستوى الهزة الزلزالية وتصنيف المبنى، ولكن أيضاً على عوامل الموقع من خلال سرعة موجات القص. يتم تأسيس علاقة انحدار بين الضرر الزلزالي ومستويات الاهتزاز و عوامل الموقع، بهدف تقديم أداة سريعة وسهلة لتقدير هذا الضرر في المناطق الحضرية. يقترح مؤشر "نسبة الزيادة في الأضرار" لتحديد الزيادة في الأضرار الناتجة عن تأثيرات الموقع وارتباطه بمستوى الإجهاد الزلزالي و عوامل الموقع، والذي تم تحديده كمياً ومناقشته بالنسبة للنماذج الرئيسية للمباني الموجودة في الجزائر. حسب نوع المبنى، يمكن أن يتفاوت إجمالي زيادة ضرر المباني بين التربة الصلبة والناعمة جداً من 2 إلى 5 للاهتزاز المعتدل (0.1g) وبين 1 و 1.5 للاهتزاز القوي (0.5g). يرتبط الحد من تأثير عوامل الموقع مع زيادة الإجهاد مباشرة بالسلوك اللا خطي للتربة.

الكلمات المفتاحية :

الشروط المحلية- تأثيرات عوامل الموقع- هازيس- مؤشر الضرر-الخطر الزلزالي.

Résumé

Les effets de site locaux dus aux conditions géotechniques modifient les mouvements sismiques en surface. Cela implique que pendant un séisme donné, les bâtiments situés sur des sites mous peuvent subir des dommages plus importants que des bâtiments similaires reposant sur des sites rocheux proches (voisins).

L'objectif de cette thèse est de fournir une estimation de l'influence des conditions de site sur la répartition des dommages dans les bâtiments. Nous combinons une approche adaptée de la méthodologie Hazus pour l'évaluation des dommages aux bâtiments, avec les facteurs non linéaires d'amplification de sites Borchardt, qui permettent de caractériser l'amplification des hautes et basses fréquences en fonction de V_{S30} (vitesse moyenne des ondes de cisaillement dans les 30 premiers mètres) et les niveaux de mouvement du sol.

L'analyse des résultats obtenus, indique que les dommages sismiques exprimés par l'indice de dommage moyen normalisé dépendent non seulement du niveau de sollicitation sismique et de la typologie du bâtiment, mais également des conditions du site à travers la vitesse des ondes de cisaillement. Une relation de régression est établie entre les dommages sismiques et les niveaux de sollicitation et les conditions du site, dans le but de présenter un outil simple et rapide pour estimer ces dommages dans les zones urbaines. Un indice, le "ratio d'augmentation des dommages", est proposé pour quantifier l'augmentation des dommages résultant des effets du site et sa dépendance au niveau de sollicitation sismique et aux conditions du site est quantifiée et discutée pour les principales typologies de bâtiments présentes en Algérie. Selon la typologie du bâtiment, les dommages globaux peuvent varier de 2 à 5 pour les sollicitations modérées (0,1 g) entre les sols durs et très mous et entre 1 et 1,5 pour les sollicitations fortes (0,5 g). La réduction de l'impact des conditions du site avec un niveau de sollicitation croissant est directement liée au comportement non linéaire du sol.

Mots clés :

Conditions locales - effets de site – Hazus - indice de dommage - risque sismique

Abstract

The Local site effects due to geotechnical conditions modify seismic motions on surface. This implies that during a given earthquake, buildings located on soft sites may experience a higher damage than similar buildings resting on nearby rock sites.

The aim of this thesis is to provide an estimation of the influence of site conditions on the buildings damage distribution. We combine an approach adapted from the Hazus methodology for the assessment of building damage, with the Borchardt non linear site amplification factors, that enable to characterize the high and low frequency amplification as a function of V_{S30} (the average shear wave velocity in the upper 30m) and ground motion levels.

Analysis of obtained results indicates that, seismic damage expressed by the normalized mean damage index depends not only on seismic shaking level and building typology but also on site conditions through the shear wave velocity proxy. A regression relationship is established between the seismic damage and both shaking levels and site conditions, aiming at presenting a simple, rapid tool for estimating this damage at urban areas. An index, the "damage increase ratio", is proposed to quantify the increase of damage resulting from site effects, and its dependence on loading level and site conditions are quantified and discussed for the main building typologies present in Algeria. Depending on the building typology, the overall damage may vary within a range of 2 to 5 for moderate shaking (0.1 g) between hard rock and very soft soil, and within a range 1 to 1.5 for strong shaking (0.5g). The reduction of the impact of site conditions with increasing shaking level is directly linked with the nonlinear soil behaviour.

Keywords: Local conditions-site effects-Hazus- damage index -seismic risk.

Liste des Tableaux

Tableau 1 Les séismes les plus importants dans le monde ces dix dernières années	18
Tableau 2 Equivalence entre les degrés et les états de dommages Risk-UE.....	32
Tableau 3 Equivalence entre les degrés et les états de dommages selon Park et Ang.....	32
Tableau 4 Les Sites classes EC8 avec les paramètres des sols associés	45
Tableau 5 Les Sites classes UBC 1997 avec les paramètres des sols associés	45
Tableau 6 Les Sites classes RPA 99 v2003 avec les paramètres des sols associés	46
Tableau 7 Choix des fonctions de dommages pour les structures, tenant compte de leurs âges et zones sismiques	56
Tableau 8 m_a et m_v pour divers niveaux de mouvement du sol (Borcherdt, 1994)	62
Tableau 9 Paramètres des courbes de capacité pour les typologies Hazus low code.....	66
Tableau 10 Les paramètres des courbes de fragilités Hazus low code.	66
Tableau 11 Données des exemples traités pour l'obtention du point de performance.....	72
Tableau 12 Probabilités des dommages pour le type de bâtiment C3H pour PGA=0.4g et sol site ($V_{S30}=300\text{m/s}$)	73
Tableau 13 Paramètres de la relation entre DI et $\log(V_{S30})$ [Eq. (22)] pour tout les types de bâtiments et les niveaux d'excitations sismiques (PGA = 0.1-0.4 g). R^2 est le coefficient de détermination. V_{S30} (m/s).....	78
Tableau 14 Paramètres de la relation entre DI et $\log(\text{PGA})$ [Eq. (23)] pour les types de bâtiments URML, C2M et C3H et divers valeurs de V_{S30} (m/s). R^2 est le coefficient de détermination	83
Tableau 15 Paramètres décrivant la dépendance de DI à V_{S30} et PGA [Equation 25] pour tout les types de bâtiments, (σ) est la standard déviation.....	84
Tableau 16 Paramètres de la relation entre DI et $\log(V_{S30})$ [Eq. (26)] pour les types de bâtiments URML, C2M et C3H et divers valeurs de PGA. R^2 est le coefficient de détermination, V_{S30} (m/s).....	89
Tableau 17 Paramètres de la relation entre DIR et $\log(\text{PGA})$ [Equation 27] pour les type de bâtiment URML, C2M et C3H. R^2 est le coefficient de détermination.....	89
Tableau 18 Paramètres b_0, b_1, b_2, b_3 et b_4 décrivant la dépendance de DIR à V_{S30} et au PGA [Equation 29] pour tout les types de bâtiment. (σ) est la standard déviation	93
Tableau 19 Réponse des types de sols (L: linéaire, NL: non linéaire) en fonction du niveau du PGA, V_{S30} (m/s) et la hauteur des bâtiments (H): Basse (Low), Moyenne (Medium), Elevée (High).....	95

Tableau 20 Comparaison entre le dommage moyen estimé obtenu avec notre approche (DI) pour la ville de Potenza avec (DI med) obtenu par (Dolce et al., 2006).	100
Tableau 21 Comparaison entre le taux d'augmentation des dommages (DIR) dans cette étude et (Dolce et al., 2003).	102

Tableaux en annexe :

Tableau A1 Variation de DI en fonction du PGA pour les typologies de bâtiment URML, URMM, C2L, C2M et pour divers valeurs de V_{S30}	122
Tableau A2 Variation de DI en fonction du PGA pour les typologies de bâtiment C2H, C3L, C3M, C3H et pour divers valeurs de V_{S30}	123
Tableau A3 Variation de DI avec V_{S30} pour les huit types de bâtiment et PGA 0.1g, 0.2g, 0.3g.	124
Tableau A4 Variation de DI avec V_{S30} pour les huit types de bâtiment et PGA 0.4g, 0.5g	125
Tableau A5 Variation de DIR avec PGA pour les types de bâtiments URML, URMM, C2L, C2M et pour divers valeurs de V_{S30}	126
Tableau A6 Variation de DIR avec PGA pour les types de bâtiments C2H, C3L, C3M, C3H et pour divers valeurs de V_{S30}	127
Tableau A7 Variation de DIR avec V_{S30} pour les huit types de bâtiment et PGA 0.1g, 0.2g, 0.3g.	128
Tableau A8 Variation de DIR avec V_{S30} pour les huit types de bâtiment et PGA 0.4g, 0.5g.	129

Liste des Figures

Figure 2-1 Etapes de détermination de l'alea sismique par la méthode probabiliste.....	20
Figure 2-2 Etapes de détermination de l'alea sismique par La méthode d'estimation déterministe	21
Figure 2-3 Courbe d'alea périodes retour des accélérations.	23
Figure 2-4 Niveaux de performance et endommagement correspondant	28
Figure 2-5 Matrice de performance vis-à-vis de l'alea sismique- FEMA 356.	29
Figure 2-6 Caractéristiques de la capacité d'une structure dans le plan Sa-Sd.....	29
Figure 3-1 Définition de l'effet de site extrait de (Duval, 2003)	36
Figure 3-2 Configurations à l'origine des effets de site. (a)stratigraphie horizontale 1D. (b) relief souterrain 2D, bassin - vallée sédimentaire. (c) topographie, colline - vallée- pente	36
Figure 4-1 Schéma des étapes principales pour l'estimation des probabilités des dommages en considérant et non considérant les effets de site.	57
Figure 4-2 Exemples de spectre élastique dans le format Sa(I), au rocher (courbe bleue) et sol très meuble ($V_{S30} = 100$ m/s, courbe verte), pour deux niveaux PGA: (a) PGA=0.1 g à gauche et (b) PGA=0.4 g à droite	64
Figure 4-3 Courbe de capacité Hazus low code pour les huit (8) types de bâtiments sélectionnés.....	67
Figure 4-4 Point de performance pour le type de bâtiment, (a) URML (PGA=0.1 g) à gauche et (b) C3H (PGA=0.4 g) à droite	72
Figure 4-5 Variation des probabilités de dommages pour les cinq niveaux de dommages et l'indice scalaire DI en fonction de V_{S30} pour le type de bâtiment C3H pour deux niveaux de PGA: (a) PGA=0,1 g, à gauche et (b) PGA = 0,4g, à droite	73
Figure 5-1 Variation de DI avec V_{S30} pour les 8 types de bâtiment, (a) pour un niveau de (PGA=0.1 g, à gauche) modéré et (b) (PGA=0.4 g, à droite) élevé	78
Figure 5-2 Variation de DI avec V_{S30} Pour PGA=0.2 g-0.3 g-0.5 g	79
Figure 5-3 Variation de DI pour les typologies de bâtiment URML en fonction du PGA et pour divers valeurs de V_{S30}	80
Figure 5-4 Variation de DI pour les typologies de bâtiment C2M en fonction du PGA et pour divers valeurs de V_{S30}	80
Figure 5-5 Variation de DI pour les typologies de bâtiment C3H en fonction du PGA et pour divers valeurs de V_{S30}	81
Figure 5-6 Variation de DI pour les typologies de bâtiment URMM -C2L- C2H- C3L- C3M en fonction du PGA et pour divers valeurs de V_{S30}	82
Figure 5-7 Variation de DIR avec V_{S30} pour le type de bâtiment URML et pour les 5 niveaux de PGA.....	86
Figure 5-8 Variation de DIR avec V_{S30} pour le type de bâtiment C2M et pour les 5 niveaux de PGA	86

Figure 5-9 Variation de DIR avec V_{S30} pour le type de bâtiment C3H et pour les 5 niveaux de PGA	87
Figure 5-10 Variation de DIR avec V_{S30} pour les types de bâtiment URMM-C2L-C2H- C3L- C3M.....	88
Figure 5-11 Variation de DIR avec PGA pour le type de bâtiment URML, et pour divers valeurs de V_{S30}	90
Figure 5-12 Variation de DIR avec PGA pour le type de bâtiment C2M, et pour divers valeurs de V_{S30}	90
Figure 5-13 Variation de DIR avec PGA pour le type de bâtiment C3H, et pour divers valeurs de V_{S30}	90
Figure 5-14 Variation de DIR avec PGA pour les types de bâtiment URMM-C2L- C2H- C3L- C3M.....	91
Figure 5-15 Variation de DIRmed avec PGA pour les huit types de bâtiments et divers valeurs de V_{S30}	97

Notations

V_{S30} : Vitesse moyenne des ondes de cisaillement sur une profondeur de 30 m

FEMA : Federal Emergency Management Agency

Hazus : Hazard United-States

PGA : Peak Ground Acceleration

NIBS : National Institute of Building Science

$P[ds|S_d]$: La probabilité d'obtenir ou dépasser un niveau spécifique de dommage ds pour un déplacement spectrale donné S_d .

$\bar{S}_{d,ds}$: Valeur du déplacement moyen correspondant à un état dommage ds pour un type de typologie de bâti.

Φ est la cumulative loi normale distribution.

β_{ds} : Standard déviation de déplacement correspondant à un niveau dommage ds ,
correspondant à un type de typologie de bâti
considéré.

SD : Dommage Léger.

MD : Dommage Modéré

ED : Dommage Extensive

CD: Dommage Complet

F_a : Le facteur de d'amplification de Borcherdt à courtes périodes

F_v : Le facteur d'amplification de Borcherdt à périodes intermédiaires

D_i : Probabilité de dommage de type i

DI : Indice de dommage moyen normalisé

DIR : Indice d'augmentation des dommages dus aux effets de site

S_a : Accélération spectrale

T : Période en seconde

$S_a@0.3$: Accélération spectrale (S_a) à 0.3s

$S_a@1$: Accélération spectrale (S_a) à 1s

T_A : Période coté gauche du plateau spectral

T_{AV} : Période de transition entre l'accélération spectrale constante et la vitesse spectrale constante

T_{VD} : Période de transition entre vitesse et le déplacement spectrale constant.

M : Moment magnitude

f_c : Fréquence de Corner déterminé de la relation de Joyner et Boore , en fonction du moment magnitude

UBC : Uniform Building Code

NEHRP : National Earthquake Hazards Reduction Program

EC : Euro Code

IS : Indian Standard code

NGA : Next Generation ground motion Attenuation Relationships

RESORCE : Reference database for seismic ground-motion in Europe

GMPEs : Next generation ground motion prediction equations

m_a et m_v : Exposants variants en fonction du niveau mouvement du sol, en tenant compte du comportement non-linéaire des sol

V_{ref} : Vitesse de référence

SELENA : Seismic Loss Estimation using a Logic Tree Approach.

URM : Bâtiments en maçonnerie non armée (URM) de hauteur faible (URML) et moyenne (URMM)

C3 : Portique en béton avec murs de remplissage en maçonnerie non armée (C3) de hauteur faible (C3L), moyenne (C3M) et élevée (C3H)

C2 : Murs voile en béton armé (C2) de hauteur faible, moyenne et élevée (C2L, C2M et C2H, respectivement)

S_{ae} : Spectre élastique en accélération

S_{de} : Spectre élastique en déplacement

S_{ai} : Spectre inélastique en accélération

S_{di} : Spectre inélastique en accélération

μ : Facteur de ductilité

R_{μ} : Facteur de réduction dû à la ductilité

σ : Standard déviation

R : Coefficient de détermination

G : Module de cisaillement

a_i : Paramètres de régression pour l'indice de dommage.

b_i : Paramètres de régression pour l'indice d'augmentation des dommages.

Chapitre 1

Introduction

1.1 Introduction

Le présent travail s'est déroulé au sein du laboratoire: Evaluation et management du risque (Risam), au département de génie civil de l'université Abou Baker Belkaid –Tlemcen. En continuité, à des travaux de recherche réalisés dans ce département dans le domaine du risque sismique et les effets de site, tels que le travail mené par (Derras, 2004) intitulé: Estimation du risque lie a l'effet de site et génération d'un spectre de réponse à la surface libre et celui de (Rachedi, 2005): Estimation de dommages sismiques sur un site urbain-cas des villes de Tlemcen et Boumerdes et (Maachou, 2004): Etablissement des courbes de fragilités des ouvrages en zones sismique-application aux ponts et (Dif et al., 2011): Impact de l'effet de site dans l'estimation du risque sismique cas de la ville de Djelfa (Algérie) et (Soulimane et Zendagui, 2017): Evaluation du risque sismique associé aux conduites de gaz: Exemple d'application pour la ville de Tlemcen (Algérie) et (Boudghene Stambouli et al., 2018): Estimation de l'effet de site par la méthode des réseaux de neurones artificiels et (Ameur et al., 2018): Contribution par de 'neuro-floue' à l'évaluation de l'alea sismique de la région de Constantine en utilisant les données NGA-WEST2 et le travail mené dans le cadre de la présente thèse (Dif.et et al., 2019): Implémentation des effets des conditions du site sur les dommages estimés à l'échelle urbaine.

La vie humaine sur Terre, s'est caractérisée depuis l'antiquité par la coexistence et l'adaptation de l'homme aux différentes catastrophes naturelles de son environnement, qui représentent une menace omniprésente pour lui ainsi que pour les bâtiments et les infrastructures, les biens et les divers équipements et installations. Parmi les risques naturels, les tremblements de terre sont les plus extrêmement graves et violents et les plus meurtriers dans le monde. En moyenne, 10 000 personnes meurent chaque année à cause des tremblements de terre, tandis que les pertes économiques annuelles se chiffrent en milliards de dollars et constituent souvent un pourcentage important du produit national brut des pays touchés (Elnashai et Sarno, 2008). Environ 1 600 000 décès ont été causés par des tremblements de terre dans le monde, depuis le début du XXe siècle (Liu et al. 2019).

Les exemples catastrophiques les plus contemporains, tels que le séisme d'Izmit (Turquie, 1999, $M_w=7.6$), de Kobé (Japon, 1995, $M_w=7.3$), de Boumerdès (Algérie, 2003, $M_w=6.7$), du Kashmir (Pakistan, 2005, $M_w=7.6$), du Sichuan (Chine, 2008, $M_w=7.9$) Port-au-Prince (Haïti, 2010, $M_w=7.2$) de Honshu (Japon, 2011, $M_w=8.9$) de Népal (Népal, 2015, $M_w=7.8$) de Musine (Equateur, 2016, $M_w=7.8$) de Chiapas (Mexique, 2017, $M_w=8.1$) de Kermanshah (Iran, 2017, $M_w=7.3$), montrent particulièrement une grande vulnérabilité des constructions et infrastructures en milieux urbains (Gueguen, 2009), vis-à-vis de l'action violente des séismes qui causent souvent des dommages importants qui peuvent être dus en partie aux conditions géotechniques et topographiques locales.

Face aux tremblements de terre dévastateurs, qui ont causé d'importants dommages, des pertes de vie et des biens, au cours des dernières décennies, une nouvelle discipline (ingénierie parasismique) interdisciplinaire s'est développée (Elnashai et Sarno, 2008), dans le but de l'estimation des conséquences des tremblements de terre et de l'atténuation de leurs conséquences. Cette discipline implique des spécialistes relevant de plusieurs domaines : sismologues, des ingénieurs structurels et géotechniciens, des architectes, des urbanistes, des technologues de l'information et des sciences sociales. Cette caractéristique rend

cette discipline bien complexe, couvrant un large éventail de disciplines en évolution rapide, d'où la nécessité d'une réévaluation permanente des procédures utilisées.

Le développement des villes à travers le monde est marqué par une grande croissance de la population constatée de plus en plus, accompagnée d'une forte concentration en infrastructures modernes et activités sociales et économiques. Cette concentration urbaine de différentes formes s'accompagne parfois d'une prédisposition naturelle de ces villes au risque sismique, dû au fait que ces villes sont situées parfois près de failles sismiques (Gueguen, 2009). De ce fait l'évaluation du risque sismique à l'échelle urbaine représente une action importante, pour introduire des mesures susceptibles de réduire les pertes potentielles dues aux futurs tremblements de terre. Cette évaluation résulte de la combinaison de trois composantes: l'aléa sismique, la vulnérabilité structurelle et les enjeux exposés et implique la combinaison de ces trois composantes principales par l'utilisation d'un modèle pour définir l'aléa sismique et un ensemble de fonctions de vulnérabilité capables de décrire la distribution du pourcentage de perte pour un ensemble de niveaux de mesure d'intensité et un modèle d'exposition définissant la distribution spatiale des éléments exposés au danger.

La définition de l'aléa sismique permet de déterminer l'ampleur et l'emplacement des événements sismiques possibles, en fonction des caractéristiques spécifiques de la géologie d'une région donnée et de l'historique de sa sismicité. Des approches probabilistes ou déterministes basés sur des événements issues des expériences passées sont envisageables pour définir cet aléa, qui est souvent modifié par les conditions de site locales. Pour la prise en compte de ces effets de site, plusieurs méthodes expérimentales et numériques se sont développées. Pour ce qui est des méthodes expérimentales (Duval, 2001), des techniques dites «H/V» sont utilisées pour estimer les caractéristiques de l'effet de site local. Elles consistent à calculer le rapport spectral entre les composantes horizontale et verticale d'un signal sismique réel ou artificiel composé de bruit ambiant ou encore par le recours à la méthode appelée fonction de transfert, qui se base sur le rapport

spectral d'un enregistrement sismique entre un site et une référence. Pour simuler numériquement la propagation et l'amplification des ondes sismiques, plusieurs méthodes numériques sont aussi envisageables (Semblat, 2011): méthode des différences finies, des éléments finis, des éléments de frontière et éléments spectraux. Par ailleurs nombreuses investigations de recherche ont développé de manière assez fiable des facteurs d'amplification de sites, comme ils sont mentionnés dans (Power et al., 2004), qui permettent de caractériser l'amplification des hautes et basses fréquences en utilisant diverses bases de données et procédures. Ces facteurs permettent la prise en compte des effets de site et d'obtenir des spectres spécifiques de site, par la modification du spectre au site de référence (rocher).

Pour ce qui est de la vulnérabilité sismiques des bâtiments et comme indiqué dans (Lang, 2013), l'estimation de vulnérabilité et l'évaluation des dommages sismiques sont basées, soit sur l'approche empirique traditionnelle (ou statistique) basée sur les intensités macrosismiques, comme mesure du mouvement du sol et la matrice de probabilité de dommage pour représenter la vulnérabilité d'un bâtiment ; soit sur l'approche analytique (ou théorique) plus récente utilisant des paramètres physiques du mouvement de sol, tels que les accélérations spectrales (S_a) ou les déplacements spectraux (S_d), qui est également qualifiée d'approche théorique, car contrairement à l'approche empirique, elle n'est pas basée sur l'observation, mais plutôt sur la simulation théorique (c'est-à-dire la prédiction) des dommages structurels sous charge sismique. La vulnérabilité du bâtiment est exprimée en termes de courbe de capacité qui représente le comportement non linéaire de la structure sous déplacement latéral.

L'influence des conditions de site locales, sur la distribution des dommages sismique des bâtiments et des infrastructures a été déduite de l'analyse de la variabilité spatiale de ces dommages en fonction de la nature du sol, constatés particulièrement lors des grands séismes historiques connus. De ce fait il est possible donc, que nous pouvons constater pour un séisme donné, des dommages différents à des structures identiques construites sur des sols de natures différentes.

Les conditions de site locales ont des conséquences sur l'aggravation du risque sismique, constatées par l'analyse de la variabilité spatiale des dommages des bâtiments observés à la suite de séismes majeurs, par une forte corrélation entre la répartition des dommages et la nature du sol. Deux exemples célèbres témoignent de cette forte influence : le premier est celui des dommages à Mexico, dus au séisme Michoacan M_w 8.1 (Singh et al., 1988; Navarrete et al., 1988; Scholl, 1989; Lomnitz, 1997), lors de ce séisme survenu le 19 septembre 1985, des amplifications importantes dus aux conditions de site ont été observés et ont causé des dommages structurels généralisés dans la capitale mexicaine, en particulier au centre-ville construit sur des sédiments d'une ancienne couche molle de dépôts lacustres de 40 m d'épaisseur. Plus de 10 000 personnes ont été tuées. Les conditions de site à Mexico sont caractérisées par une vitesse moyenne des ondes de cisaillement des couches de sol d'environ 80 m/s et une période de résonance d'environ 2,0 secondes (0,5 Hz). Les immeubles de moyenne à grande hauteur de 5 à 15 étages étaient particulièrement sensibles aux dommages. Le deuxième exemple célèbre est celui du séisme de la région de Kobé en 1995 (Japon, $M_w=7,3$) (Furumura et Koketsu, 1998; Zhao et al., 2004; Kusunoki et al., 2014), qui est considéré comme l'une des catastrophes naturelles les plus dévastatrices et les plus coûteuses de l'histoire récente (Esper et Tachibana, 1998), avec des pertes directes constatées atteignant 200 milliards de dollars et causant 5400 personnes tuées et 34000 blessées et 350000 sans abri et aussi près de 55000 maisons effondrées et environ 32000 partiellement détruites et 7500 endommagées par incendie. Ce séisme a détruit aussi des routes et voies ferrées ainsi que des infrastructures portuaires et a déclenché des glissements de terrain. Les conditions locales du site ont eu un impact majeur sur l'augmentation des niveaux du mouvement de sol et des dommages aux bâtiments et infrastructures, par l'amplification des vibrations due à des irrégularités topographiques et la présence de sols meubles.

Les bâtiments situés dans des zones soumises aux effets des amplifications locales causées principalement par les conditions géotechniques et topographiques, subissent des efforts plus importants et par conséquent subissent donc des dommages plus importants lors des séismes. En plus des travaux de recherches

cites précédemment, qui ont poursuivi les événements dévastateurs lors de séismes historiques de Mexico et de Kobé, où des dommages importants dus aux effets de site se sont produits, de nombreuses études récentes se sont intéressées particulièrement à l'impact des conditions du site sur les dommages sismiques dans les bâtiments dans certaines ville du monde, comme (Bouckovalas et Kouretzis 2001 : Effets d'amplification des sols lors du tremblement de terre du 7 septembre 1999 à Athènes (Grèce)); (Dolce et al. 2003 : Scénarios de dommages causés par le tremblement de terre du parc immobilier de Potenza (Italie du Sud) y compris les effets de site); (Teves-Costa et al. 2007 : Effets de site locaux et les paramètres des bâtiments sur la répartition des dommages à Angra do Heroísmo - Açores); (Theodilidus et al. 2008 : Corrélation entre la distribution des dommages et le rapport spectral H/V du bruit ambiant: les résultats du projet SESAME); (Navarro et al. 2008 : Analyse des effets de site et leur corrélation avec la distribution des dommages observés lors du séisme de Colima-Mexique-21 janvier 2003); (Hellel et al. 2010 : Dommages plus importants sans effets de site et effets de site avec des dommages plus légers: Ville de Boumerdes - Algérie après le tremblement de terre de mai 2003); (Dif et al., 2011: Impact de l'effet de site dans l'estimation du risque sismique cas de la ville de Djelfa - Algérie); (Assimaki et al., 2012 : Effets de site et types de dommages); (Agea-Medina et al., 2017 : Sensibilité des dommages structurels aux scénarios de mouvement du sol sismique. Etude de cas du tremblement de terre de Torre Vieja); (Chieffo and Formisano, 2020 : Effets du site sismique induits sur l'évaluation de la vulnérabilité d'un centre historique dans la région Molise en Italie: méthode d'analyse et calibration du comportement réel basée sur le tremblement de terre de 2002).

Pour mieux prévenir les risques sismiques, il est très important de prendre en compte les impacts des effets de site, ainsi que les autres facteurs impliqués dans l'évaluation du risque tels que le niveau de l'alea et la vulnérabilité des bâtiments. L'interaction de ces différents facteurs est complexe, ce qui rend nécessaire l'élaboration d'un modèle général capable de prédire cette influence et pouvant répondre aux nombreuses questions qui se posent, telles que : Comment quantifier l'influence des effets du site sur les dommages aux bâtiments? Est-il possible de

quantifier cette influence? Quelle est l'erreur commise si les effets du site sont négligés dans l'évaluation des dommages aux bâtiments?

1.2 Objectifs – Contributions

Dans ce contexte et afin d'apporter des réponses aux questions précédentes, nous proposons dans la présente thèse qui se veut une contribution à l'évaluation du risque sismique en milieu urbain, par la prise en compte des effets de site et qui a pour objectif également de quantifier les effets des amplifications des sols dus aux conditions de site locales, sur les actions sismiques et les dommages attendus pour certains bâtiments typiques sélectionnés et qui sont représentatifs des types de bâti les plus répandus dans le parc immobilier en Algérie. Afin d'atteindre cet objectif, nous proposons l'usage de deux facteurs d'analyse : le premier est l'indice de dommage moyen normalisé et le deuxième est un nouveau taux introduit dans le présent travail, pour étudier et quantifier l'influence des effets de site sur la variation des dommages sismiques attendus pour les types bâtiments étudiés. Nous définissons d'une part, des actions sismiques, selon le niveau de l'aléa attendu au niveau du territoire Algérien, qui est naturellement soumis à une activité sismique importante, notamment dans sa partie nord, cette activité est due au fait que l'Algérie se trouve sur la plaque africaine, laquelle est en collision avec la plaque eurasiennne. La sismicité de l'Algérie est localisée sur la frange nord du pays qui est soumise régulièrement à des séismes parfois importants comme celui d'El Asnam (10 octobre 1980, $M_w=7.3$) et de Boumerdès (21 mai 2003, $M_w=6.8$), mais ces séismes sont souvent modérés ou faibles. La frange nord du pays est formée par quatre domaines morpho-structuraux: L'Atlas Tellien, les hauts plateaux, l'Atlas Saharien et la partie nord de la plateforme saharienne.

Le niveau de l'aléa sismique considéré dans le présent travail est basé sur une étude probabiliste (Pelaez et al., 2005) sur une période de retour de 475 ans, en adoptant la description de la forme spectrale de réponse standard construite à partir de PGA, utilisée dans l'outil d'estimation de dommages SELENA (Molina et al., 2007) : liée à l'accélération maximale du sol (PGA) et d'autre part une approche

est proposée dans le présent travail, pour dériver les dommages sismiques des bâtiments, adaptée du modèle Hazus ("Hazard United-States"). L'outil élaboré par le Federal Emergency Management Agency (FEMA) pour l'estimation des pertes sismiques (HAZUS-MH, 2003), qui est basé sur le spectre de capacité et dans laquelle la performance d'un bâtiment soumis à une action sismique est identifiée par le point d'intersection, appelé «point de performance», entre la courbe de capacité d'un système non linéaire équivalent et de la courbe de demande sismique adéquatement réduite. Nous considérons la vulnérabilité des bâtiments sélectionnés dans le présent travail, sur la base de leurs courbes de capacités et fragilités issues de Hazus et les effets de site par l'utilisation d'une approche qui tient en compte des réponses non linéaires des sols associée à une approche décrivant quantitativement les effets de site, par les facteurs non linéaire d'amplification de site de Borchardt (Borchardt, 1994), issues des enregistrements de mouvements forts disponibles (principalement de la Californie) pour étudier la relation entre ces facteurs d'amplification de site et la vitesse des ondes de cisaillement, ainsi que le niveau de mouvement au sol exprimé par la valeur du PGA (accélération maximale du sol). Afin de déduire un spectre élastique en fonction de diverses valeurs de la vitesse des ondes de cisaillement, allant des sols très mous aux sols rocheux (site référence), indépendamment de toute éventualité de catégorisation de site a priori.

Grâce à cette méthodologie, il est souhaitable non seulement de fournir des réponses aux questions précédentes, mais aussi de définir un facteur d'aggravation qui fournit des informations quantitatives sur la manière dont les effets du site influencent les dommages des bâtiments. L'indice de dommage moyen normalisé, indice scalaire décrivant les dommages sismiques attendus pour une type de structure donnée, est utilisé pour exprimer ces dommages. Une comparaison entre les dommages d'une structure reposant sur des sites meubles et des sites rocheux, permettra de quantifier par l'introduction d'un nouveau facteur proposé dans la présente thèse et qui a pour but d'apprécier l'aggravation des dommages dus aux effets de site. L'application aux typologies de construction les plus courantes en Algérie, permettra de déduire des conclusions d'ordre qualitatives et quantitatives, sur l'impact des conditions du site sur le niveau d'endommagement des structures

pour différents niveaux de sollicitation sismique. Par le biais de l'élaboration de relations simples et faciles à manipuler, permettant d'obtenir des indications de premier ordre sur la variabilité des dommages avec les conditions du site dans une zone urbaine donnée.

Cette méthodologie proposée et qui est adaptée aux types de bâtiments choisis, représentant le parc immobilier Algérien, pourrait être adapté à tout autre type sans difficulté, sous réserve de fournir les paramètres, identifiant le type de bâtiment. Elle peut constituer un outil simple et facile à mettre en œuvre pour les estimations de premier ordre du risque, ne nécessitant pas d'enquêtes approfondies sur les bâtiments et les sols. Elle pourrait donc être appliquée dans de nombreuses villes d'un pays ou d'une région donnés pour une première analyse des zones les plus menacées.

Par ailleurs, cette thèse investie l'influence de la réponse non linéaire des sols sur les dommages sismiques. Cet aspect qui est rarement traité dans la littérature, nous visons dans ce cadre une meilleure compréhension de cet aspect de comportement des sols et de fournir également des informations quantitatives et qualitatives sur cet effet et d'en déduire des informations utile à la prévention du risque sismique, particulièrement dans son volet d'estimation des dommages.

1.3 Plan de la thèse

La présente thèse est organisée en cinq chapitres comme suit :

Dans le premier chapitre destiné à une introduction de la thèse, nous présentons l'objectif et la problématique traitée ainsi que l'organisation de la thèse.

Dans le deuxième chapitre qui est destiné aux ingrédients de la méthodologie d'estimation du risque sismique et des dommages sismiques en milieu urbain, nous élaborons une synthèse visant à rappeler des définitions et des notions de base sur le concept du risque d'une manière générale, tout en mettant l'accent particulièrement sur le risque sismique. Une description du phénomène sismique, ainsi que les approches utilisées pour l'évaluation de ce risque sismique est faite,

avec la présentation des principaux modèles d'estimation de dommages sismiques (MEDS). Nous décrivons aussi les différentes approches probabilistes et déterministes de détermination de l'aléa sismique, ainsi que les notions d'aléa régional et local. Les différentes méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments ainsi que leurs approches d'évaluation sont décrites en fin de ce chapitre.

Le troisième chapitre est destiné à un état de l'art sur la prise en compte des effets de site dans l'estimation des dommages sismiques. Nous formulons une analyse bibliographique visant à décrire en premier lieu le phénomène d'effet de site et ces différents types lithologiques et topographiques ainsi que leurs principales caractéristiques. En deuxième lieu nous présentons les différentes méthodes expérimentales et numériques et réglementaires d'estimation et de prise en compte des effets de site. Une analyse critique permettant d'élaborer et d'identifier la problématique traitée dans la présente thèse et de proposer par la suite une solution portant un apport et des améliorations est fournie en fin de ce chapitre.

Dans le quatrième chapitre, qui a pour objectif la présentation de la méthodologie adoptée dans la présente thèse au cas des typologies des constructions les plus courantes en Algérie, en considérant les niveaux d'aléa attendus sur le territoire Algérien, pour l'implémentation des effets de site dans l'estimation des dommages sismiques exprimés par l'indice de dommage sismique moyen normalisé, avec la prise en compte des effets de site dus aux conditions géotechniques locales. Une approche est utilisée permettant de dériver les dommages aux bâtiments, adaptée du modèle Hazus ("Hazard United-States"), l'outil élaboré par la Fédéral Emergency Management. Agency (FEMA) pour l'estimation des dommages sismiques, associée à une approche décrivant quantitativement les effets de site, avec l'utilisation des facteurs non linéaire d'amplification de site de Borchardt (Borchardt, 1994), en fonction de la vitesse des ondes de cisaillement) caractérisant les conditions du site et également le niveau de mouvement au sol exprimé par la valeur PGA (accélération maximale du sol).

Dans le cinquième chapitre ayant pour objectif, de présenter les résultats obtenus en termes de l'indice de dommage (DI) proposé et du taux d'augmentation des dommages (DIR). Par l'application de la méthodologie adoptée dans le présent travail au cas des typologies de construction les plus courantes en Algérie, avec les niveaux d'alea attendus. Nous procédons ainsi à l'estimation des dommages sismique suivant les différents événements sismiques choisis, par l'estimation de l'indice de dommage moyen normalisé, qui est un indice scalaire décrivant les dommages sismiques attendus pour une structure donnée, utilisé pour exprimer ces dommages. Suite à une comparaison effectuée entre les dommages d'une structure reposant sur des sites meubles et des sites rocheux, exprimés par l'indice de dommage, nous dérivons un nouveau facteur d'aggravation des dommages (DIR). Une élaboration de nouvelles formules proposées pour la prédiction de (DI) et (DIR) obtenues par régression, est effectuée dans ce chapitre. La validation des formules développées est faite par une comparaison à une étude précédente. En fin de ce chapitre, l'aspect la réduction de l'impact des conditions du site constaté dans les résultats obtenus, avec l'augmentation du niveau de sollicitation qui est directement liée au comportement non linéaire du sol, est traité avec la formulation de certaines conclusions d'ordre qualitatives et quantitatives sur l'impact des conditions du site sur le niveau d'endommagement des bâtiments constaté à différents niveaux de sollicitation sismique.

Chapitre 2

Ingrédients de la méthodologie d'estimation des dommages sismiques

2.1 Introduction

Evaluer le risque sismique est une très large problématique qui fait appel à plusieurs domaines techniques et scientifiques, s'intéressant d'une part à caractériser et prédire le niveau de l'aléa sismique et également à ses effets sur les différentes infrastructures, l'environnement et les sociétés humaines. Dans le présent chapitre destiné aux ingrédients de la méthodologie d'estimation des dommages sismiques en milieu urbain, nous élaborons une synthèse visant à rappeler des définitions et des notions utiles pour appréhender le concept de risque en général et le risque sismique en particulier et ces composants. Une description du phénomène sismique, ainsi que les approches utilisées pour l'évaluation de ce risque sismique est faite, avec la présentation des principaux modèles d'estimation de dommages sismiques (MEDS).

Dans ce chapitre, nous décrivons d'une part les différentes approches déterministes et probabilistes d'estimation de l'aléa sismique, telle que la méthode probabiliste de Cornell-McGuire, ainsi que les principes de l'évaluation l'aléa sismique et les notions d'aléa régional et d'aléa local. D'autre part nous nous intéressons à la vulnérabilité, qui caractérise d'une manière générale la fragilité des

éléments exposés à un phénomène naturel. L'évaluation de la vulnérabilité des constructions existantes, dans le cas du risque sismique est le deuxième élément constituant l'évaluation de ce risque. Le bâti existant au niveau des agglomérations urbaines, présente souvent des hétérogénéités qui sont dues à des époques de construction différentes et à des techniques et des matériaux différents et évoluant et à des considérations architecturales spécifiques aux villes, ce qui rend bien difficile l'évaluation de la vulnérabilité sismiques du bâti existant à l'échelle urbaine. Une meilleure estimation des pertes et des conséquences économiques consécutives aux tremblements de terre est conditionnée par la qualité de l'évaluation de cette vulnérabilité, qui constitue une étape principale de l'estimation du risque sismique.

En fin de ce chapitre nous décrivons les différentes méthodes d'évaluation la vulnérabilité sismique des bâtiments.

2.2 Notion de risque

Comme rapporté par Carreño (Carreño et al., 2007), un grand nombre des approches conceptuelles du risque ont pour origine les études sur les risques technologiques et certaines d'entre elles ont été extrapolées au domaine des risques dus aux catastrophes naturelles. Les premières recherches spécialisées sur les catastrophes naturelles ont débuté au début des années 1960 sur la base des contributions du point de vue de l'écologie et de la géographie et de la sociologie. Des géographes et physiciens entre 1971 et 1988 ont concentré leurs recherches sur les risques tant naturels que nucléaires, des efforts ont été consacrés entre 1988 et 1994 pour expliquer la réponse sociale aux catastrophes à la suite d'analogies avec la réponse en cas d'attaque nucléaire.

Le point de vue du génie civil, qui nous intéresse dans cette thèse, a été intégré dans les développements réalisés dans le domaine de risque physique. Ainsi, à partir des travaux sur l'évaluation des dommages de Whitman (1973), certaines méthodologies consacrées à l'évaluation des risques sismiques physiques ont été mises au point dans le monde entier. Plus tard, ce processus a abouti à une vision

plus intégrée du risque sismique, incorporant d'autres aspects (Coburn et Spence, 1992) jusqu'à atteindre la méthodologie largement répandue Hazus (1999), désormais disponible pour l'évaluation des risques multiples. Au cours des années 90, stimulées par la décennie internationale de la prévention des catastrophes naturelles, de nombreuses recherches sur les risques et catastrophes ont été développées dans le monde entier (Cardona, 2004). Le rapport intitulé : Analyse des catastrophes naturelles et de la vulnérabilité (UNDRO-1980, 1980), fondé sur la réunion d'experts tenue en 1979, proposait l'unification des définitions liées aux catastrophes en tant que, aléa ou hazard (H), vulnérabilité (V), éléments exposé (E) et risque (R) et a suggéré une expression pour les associer, qui est actuellement considérée comme un standard.

Le développement de plusieurs méthodologies d'évaluation des risques aux cours des dernières décennies, ont abouti à l'élaboration d'une approche holistique ou multidisciplinaire adoptée aux cas des centres urbains (Cardona et Hurtado, 2000; Masure, 2003). Cardona (Cardona, 2001) a élaboré un cadre conceptuel, associé à un modèle destiné à l'analyse du risque sismique d'une ville dans une perspective globale. En prenant compte les variables de risque en milieu urbain, ainsi intègre l'exposition, les caractéristiques socio-économiques des différentes localités (unités) de la ville et à la foi de leur capacité d'adaptation aux catastrophes et de leur degré de vulnérabilité. Ce modèle développé est destiné à une aide pour la prise de décision en matière de gestion des risques, par l'identification des zones critiques de la ville et leur vulnérabilité, en faisant intervenir des disciplines professionnelles différentes.

2.3 Définitions de base relative au risque

2.3.1 Définition du risque

Une définition du risque est donnée par, le Petit Robert comme étant «un danger éventuel plus ou moins prévisible». Il prend en compte à la foi, la probabilité d'occurrence de tels évènements et l'importance de leurs conséquences. Le risque est relié à la possible réalisation d'évènements non désirés. Les différents

paramètres constitutifs du risque sont l'aléa, la vulnérabilité et les valeurs exposées au risque considéré.

2.3.2 Les composants du risque

Le risque R est par définition la réunion d'un aléa A, d'une vulnérabilité V à cet aléa et de la valeur de l'élément exposé E :

$$R = A.V.E \quad (2.1)$$

Les définitions données lors de la Décennie Internationale pour la Prévention des Catastrophes Naturelles (DIPCN, 1992) UN DHA, Genève sont :

1. Risque : Espérance mathématique de pertes en vies humaines, blessés, dommages aux biens et atteinte à l'activité économique au cours d'une période de référence et dans une région donnée, pour un aléa particulier.
2. Aléa : Evénement menaçant ou probabilité d'occurrence dans une région et au cours d'une période données, d'un phénomène pouvant engendrer des dommages.
3. Éléments exposés ou éléments à risque : Population, constructions et ouvrages de génie civil, activités économiques, services et infrastructures publiques, etc..., exposés à un aléa. Un élément exposé ayant une valeur constitue un enjeu.
4. Vulnérabilité : Degré de perte (de 0% à 100%) d'un élément à risque résultant d'un phénomène susceptible d'engendrer des victimes et des dommages matériels.

2.3.3 Les différents types de risques

Les différents types de risques encourus par la société et menaçant l'environnement peuvent être regroupés en cinq grandes familles à savoir : les risques naturels, technologiques, de transports collectifs, de la vie quotidienne et les risques liés aux conflits. Seules les trois premières catégories font partie de ce qu'on appelle le risque majeur, qui est la possibilité d'un événement d'origine naturelle ou

anthropique, dont les effets peuvent mettre en jeu un grand nombre de personnes et occasionner des dommages importants dépassant les capacités des sociétés. L'existence d'un risque majeur est liée d'une part à la présence d'un aléa important, et d'autre part à l'existence de grands enjeux très vulnérables. Un risque majeur est souvent caractérisé par sa faible fréquence et par son énorme gravité.

2.3.4 Composantes du risque sismique

Le risque sismique est l'un des risques naturels, il peut être exprimé par la convolution de l'aléa sismique, de la vulnérabilité du bâti, et des pertes matérielles et humaines. Il s'exprime généralement en termes économique et social selon différents scénarios de séismes considérés. Le risque sismique se caractérise par trois composantes :

1. L'aléa sismique: qui est la probabilité pour un lieu géographique donné d'occurrence d'un événement sismique de caractéristiques données (intensité, magnitude, profondeur focale en particulier).
2. La vulnérabilité du bâti: qui caractérise la fragilité d'un élément exposé au phénomène naturel et s'exprime par une relation entre des niveaux de dommages et des niveaux d'agression sismique (courbe de vulnérabilité). La vulnérabilité peut être de type structurel (qui dépend des caractéristiques physiques et géométriques des bâtiments), humaine, fonctionnelle, économique ou sociale. La vulnérabilité est généralement assimilée à la résistance à l'endommagement d'un type d'enjeux (population, bâtiments...) par rapport à la manifestation d'un phénomène naturel d'une intensité donnée.
3. Les enjeux: qui représentent la valeur attribuée aux éléments exposés, qui rassemblent des bâtiments et leurs occupants et contenus ainsi que les activités économiques qu'ils abritent, les infrastructures de transport et d'énergie, les structures vitales et les patrimoines susceptibles d'être affectés par un phénomène naturel.

2.4 Description du phénomène sismique :

1) Définition

Les séismes ou les tremblements de Terre, correspondent à des phénomènes instantanés de mouvement de la Terre provenant de la fracturation ou rupture soudaine des roches de l'écorce terrestre (partie la plus superficielle du globe). Cette rupture est le résultat d'une grande accumulation d'énergie libérée brutalement à une certaine profondeur et qui génère des vibrations qui se propagent à travers le globe sous forme d'ondes sismiques vers la surface et jusqu'à l'épuisement de l'énergie dont elles sont porteuses (Lambert, 1976).

2) Origine de séismes

On distingue l'existence de deux types de phénomènes :

- Les séismes d'origine humaine, déclenchés par l'homme d'une manière, volontaire ou non volontaire.
- Les séismes naturels, d'origine volcanique, tectonique et les séismes d'effondrement (de cavités souterraines par exemple).

La sismicité naturelle s'explique par la tectonique des plaques, la partie superficielle du globe, la lithosphère est composée de plusieurs plaques solides qui se déplacent les unes par rapport aux autres de quelques cm par an (Zacek, 1996). De plus, le renouvellement continu de la croûte océanique observé au niveau des dorsales médio-océaniques est contre balancée, au niveau des limites de plaques par des zones de subduction; des zones de collision et de chevauchement; ou des zones de coulissage entre deux plaques continentales.

C'est donc en bordure des plaques que se produit la majorité des séismes (environ 94%), dits séismes inter plaques qui sont de loin les plus fréquents et surtout les plus puissants et les plus destructeurs (IPSN, 1997). Il existe des contraintes très importantes aux frontières des plaques qu'elles se transmettent à l'intérieur des terres, par le jeu de failles actives et produisant des séismes intra plaques, moins fréquents que les premiers mais parfois destructeurs si ils se déclenchent près de zones urbanisées (Zacek, 1996). Les tremblements de Terre

ont des effets géomorphologiques, modelant la surface terrestre, ces effets et peuvent être directs (création de failles en surface) ou induits (en déclenchant des glissements de terrains); des effets océaniques en provoquant des tsunamis ou des raz de marée; enfin, des effets sur les constructions.

3) Localisation des séismes

Les zones les plus exposées se trouvent en bordure des plaques, sont :

- Le domaine de convergence Afrique-Eurasie-Inde, englobant le pourtour de la Méditerranée, la région Iran-Pakistan-Afghanistan, l'Asie Centrale, le nord de l'Inde et la Chine.
- Les domaines de subduction circumpacifique englobant l'Amérique du Nord-Ouest, l'Amérique Centrale et l'Amérique du Sud à l'est, et le Japon, Taïwan, les Philippines, l'Indonésie et la Papouasie à l'ouest.
- Les arcs volcaniques tels que les Antilles et les Caraïbes.
- Les domaines émergés de coulissage entre plaques, tels que la Californie.

Le plus puissant tremblement de terre de l'histoire enregistré, est celui qui s'est produit au Chili le 22 mai 1960. Sa magnitude a atteint 9,5 sur l'échelle de Richter et a causé 3000 victimes. Les tremblements de terre les plus importants dans le monde ces dix dernières années sont présentés dans le Tableau 1.

Tableau 1. Les séismes les plus importants dans le monde ces dix dernières années

Ville / Zone	Pays	Date	Magnitude	Victimes
Bhuj	Inde	26/01/2001	M=7,7	20 085 morts
Bam	Iran	26/12/2003	M=6,6	26 200 morts
Sumatra	Indonésie	26/12/2004	M=9,3	232 000 morts
Muzaffarabad	Pakistan	08/10/2005	M=7,6	79 410 morts
Province du Sichuan	Chine	12/05/2008	M=7,9	87 149 morts
Port-au-Prince	Haïti	12/01/2010	M=7,2	230 000 morts
Honshu	Japan	11/03/2011	M=8,9	15.000 morts
Népal	Népal	25/04/2015	M=7.8	8000 morts
Musine	Equateur	16/04/2016	M=7.8	673 morts
Chiapas	Mexique	07/12/2017	M=8.1	98. morts
Kermanshah	Iran	17/11/2017	M=7.3	630 morts

2.5 Aléa sismique

L'aléa sismique peut être défini par, la probabilité d'occurrence à une intensité sismique spécifiée pour une période de temps donné, ou par tout phénomène physique associé à un séisme pouvant produire des effets non désirés sur les activités humaines selon la définition du glossaire du réseau de surveillance sismique Norvégien, NORSAR ("Norwegian Seismic Array"). Ces phénomènes provoquent des ruptures des failles de surface et des tremblements de terre. L'aléa sismique s'évalue suivant deux échelles, le premier à l'échelle régionale, ou la macro-sismicité, et le second à une échelle locale avec la prise en compte des effets de site ou micro-sismicité.

2.5.1 Les approches de détermination de l'aléa sismique

L'estimation de l'aléa sismique en un site donné, consiste à déterminer le mouvement du sol attendu sur ce site et représente la première étape de l'estimation du risque sismique, qui comporte également l'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments existants. Deux méthodes probabilistes et déterministes sont envisageables pour l'estimation de l'aléa sismique.

2.5.1.1 La méthode d'estimation probabiliste

La méthode d'estimation probabiliste de l'aléa sismique (Beauval, 2003) est née à la fin des années 60 aux Etats-Unis. Cornell (1968) propose de calculer des taux annuels de dépassement de niveaux du mouvement du sol et d'introduire ces taux dans un processus temporel d'occurrence de Poisson. L'aléa sismique probabiliste est un niveau du mouvement du sol ayant une certaine probabilité d'être dépassé sur une certaine période de temps. Le calcul nécessite un découpage de la région étudiée en zones sources sismiques, une description de la sismicité des zones sources et un modèle d'atténuation des mouvements du sol. L'estimation probabiliste se résume principalement selon (Reiter, 1990) en quatre étapes (voir Figure 2.1), comme suit :

- 1) La recherche des sources des séismes et l'évaluation de leurs magnitudes maximales possibles.

- 2) L'évaluation les activités sismiques de ces sources.
- 3) L'estimation des relations d'atténuation pour la région considérée et pour chacune des distances minimales, le calcul du mouvement du sol résultant de site.
- 4) Le calcul au site du mouvement du sol résultant de toutes les sources et de toutes les magnitudes possibles. De cette manière, on peut obtenir une distribution probabiliste de la valeur du mouvement du sol.

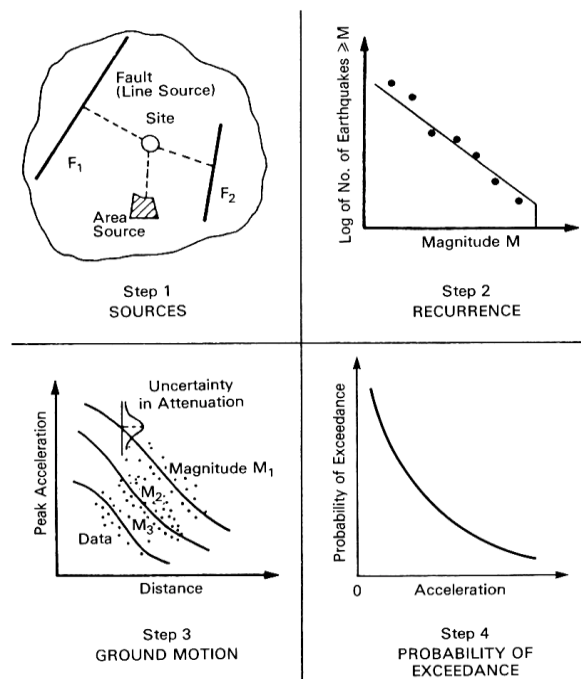


Figure 2.1: Etapes de détermination de l'aléa sismique par la méthode probabiliste d'après (Reiter, 1990)

Comme mentionné dans (Beauval, 2003), les premières cartes d'aléa sismique probabiliste pour les Etats-Unis (Algermissen & Perkins, 1976) sont publiées en 1976 et dans la même année, McGuire (1976) a introduit la dispersion du mouvement sismique dans le calcul et en 1986 et 1989 (EPRI, 1986, Bernreuter et al., 1989) ont élaborés des estimations d'aléa sismique propres aux installations nucléaires en utilisant les méthodes probabilistes. En 1995 (Frankel, 1995) a

apporté des modifications à la méthode du point de vue modélisation des zones sources et récurrence des séismes.

2.5.1.2 La méthode d'estimation déterministe

Dans cette méthode dite déterministe et qui était couramment utilisée, la s'agit détermination du mouvement du sol considéré, s'effectue par la combinaison des informations possibles en termes de magnitudes et de distances, sur la base de trois types d'approches suivantes : le choix d'une source sismique à partir d'un inventaire de toutes les failles sismiques existantes et leurs informations sismiques et géotectoniques, le choix d'un séisme déjà survenu ou d'un événement sismique arbitraire ou artificiel. Quatre étapes sont nécessaires selon (Reiter, 1990), pour la détermination de l'aléa sismique par cette méthode (voir Figure 2.2). Ces étapes se résument comme suit :

- 1) On cherche les sources des séismes et on évalue leurs magnitudes maximales possibles.
- 2) On détermine les distances minimales des sources au site étudié.
- 3) Pour chacune des distances minimales, on calcule le mouvement du sol résultant de site.
- 4) On obtient la valeur maximale du mouvement de sol.

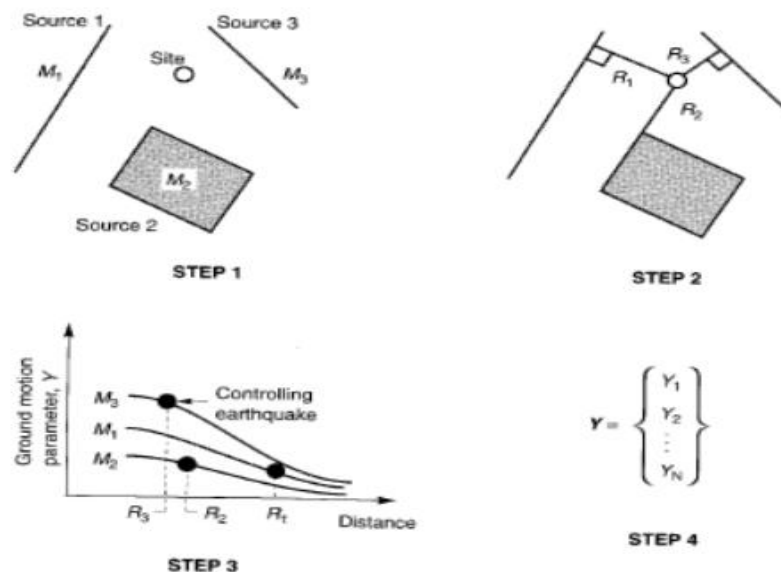


Figure 2.2: Etapes de détermination de l'aléa sismique par la méthode d'estimation déterministe selon (Reiter, 1990)

2.5.1.3 Estimation de l'aléa sismique probabiliste selon Cornell-McGuire

La méthode d'estimation de l'aléa probabiliste de Cornell-McGuire (Cornell, 1968 ; McGuire, 1976) comme elle est décrite dans (Beauval, 2003), est largement utilisée dans le monde entier et modélise les lieux d'occurrence des séismes, selon leurs tailles et leurs taux annuels de récurrence. L'aléa sismique est obtenu dans un site donné, en considérant l'ensemble de tous les scénarios avec les combinaisons possibles en termes de magnitudes et de distances. Il s'agit de déterminer les taux annuels d'occurrence de paramètres du mouvement du sol (le pic d'accélération, vitesse, déplacement ou l'intensité d'Arias), en poursuivant les étapes suivantes :

- 1) Identifier les zones sources dans la région d'étude.
- 2) Modéliser dans chaque zone source une courbe de récurrence des magnitudes possibles, avec leurs taux annuels d'occurrence.
- 3) Choisir une relation d'atténuation tirée du catalogue de sismicité, du mouvement du sol relative à la région étudiée pour un scénario défini du point de vue magnitude et distance, elle doit fournir une fonction de densité de probabilité de l'accélération au site. Pour une accélération cible donnée A^* , le taux annuel de dépassement de cette accélération cible (λ_{A^*}) est calculé par la formule suivante :

$$\lambda_{A^*} = \sum_{i=1}^N \lambda_i \int_{m=M_{min}}^{M_{max_i}} \int_r^r P[A > A^* | m, r] f_{M_i}(m) f_{R_i}(r) dm dr \quad (2.2)$$

Où

- λ_i est le taux annuel de séismes de magnitude supérieure ou égale à la magnitude minimale choisie M_{min} , pour la zone source i ,
- $f_{M_i}(m)$ et $f_{R_i}(r)$ sont les fonctions de densité de probabilité en magnitude et distance de la source i , elles sont supposées indépendantes,
- $P[A > A^* | m, r]$ est la probabilité qu'un séisme de magnitude m à la distance r du site engendre une accélération supérieure à A^* cette probabilité est calculée à partir de la relation d'atténuation,
- N est le nombre de zones sources.

Les taux annuels de dépassement d'une série d'accélération cibles sont calculés et une courbe d'aléa est obtenue au site. La période de retour est l'inverse du taux annuel, on se réfère souvent à la période de retour plutôt qu'au taux annuel. Les résultats des estimations probabilistes se présentent en général en termes d'accélération qui correspondent à des périodes de retour données comme indiqué en Figure 2.3.

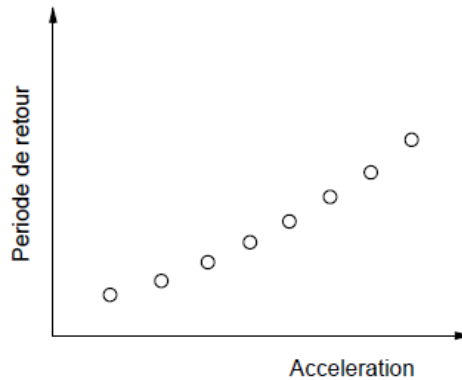


Figure 2.3: Courbe d'aléa périodes retour des accélérations (Beauval, 2003)

2.5.2 Evaluation de l'aléa sismique

Les événements sismiques se caractérisent par la propagation des ondes depuis le foyer jusqu'à la surface et qui sont sujettes à diverses modifications dans les milieux traversés. L'étude de la propagation des ondes sismiques s'effectue principalement suivant deux échelles :

- 1) Echelle régionale: l'aléa régional se définit par les phénomènes associés aux mécanismes de radiation caractérisant le signal sismique émis par la source, lors de la rupture et la propagation de l'onde sismique dans la croûte terrestre.
- 2) Echelle locale: l'aléa local se définit par les phénomènes associés aux modifications des mouvements sismiques en surface dus aux conditions géomorphologiques locales. Ces modifications aggravent souvent les dommages consécutifs aux tremblements de terre, par des amplifications importantes comme constaté à (Mexico, 1985. Kobe, 1995).

On distingue trois étapes nécessaires pour l'évaluation de l'aléa sismique:

- 1) Identification des sources sismiques, en localisant les failles actives et en évaluant leur potentiel sismique et la réalisation d'un zonage sismique avec la définition des surfaces homogènes.
- 2) Calcul du mouvement sismique de référence au rocher, en considérant une topographie horizontale et des conditions de sol homogènes et en tenant compte de l'atténuation des mouvements du sol. Les conditions de site ne sont pas prises en compte dans cette étape.
- 3) Prise en compte des conditions géologiques et topographiques locales, le mouvement sismique est modifié par ces conditions. Dans cette étape il est nécessaire de tenir compte des effets induits des seimes (les mouvements de terrain, la liquéfaction des sols, les avalanches ou les tsunamis).

2.6 Vulnérabilité sismique

L'évaluation des risques, implique par définition de considérer à la fois l'aléa et les enjeux exposés et leurs vulnérabilités, la vulnérabilité est très liée aux niveaux d'endommagement, qui sont conditionnés par la capacité de réponse des structures. La vulnérabilité exprime cette capacité de réponse à une sollicitation sismique donnée, elle dépend de certains paramètres physiques tels que, la géométrie en plan ou en élévation de l'ouvrage et le matériau de construction utilisé. Pour la réduction du risque sismique, l'évaluation de la vulnérabilité relève d'une grande importance et constitue un élément du risque, qui peut être modifié. Une bonne évaluation de la vulnérabilité conduit implicitement à une meilleure estimation des pertes et des conséquences économiques consécutives aux séismes.

Une construction se compose généralement d'une ossature porteuse qui est la structure et d'équipements secondaires permettant d'assurer les fonctions principales. La structure reposante sur le sol par le biais des fondations doit assurer la stabilité sous l'effet de la gravité (les masses résultant de l'ensemble des

équipements), les effets associés au climat (vent, neige, variations de température) et en zone sismique les actions dues aux tremblements de terre. Le comportement d'une structure, sollicitée par une action dynamique, dépend principalement de :

- La distribution des masses.
- La rigidité locale et globale.
- La dissipation de l'énergie, par interactions entre différents éléments de la structure ou entre le sol et la structure.

Les éléments exposés rassemblent les personnes, les biens, les activités, les moyens et les patrimoines susceptibles d'être affectés par un phénomène naturel. Les enjeux représentent la valeur attribuée aux éléments exposés. La vulnérabilité caractérise la fragilité d'un élément exposé au phénomène naturel. On l'exprime par une relation entre des niveaux de dommages et des niveaux de sollicitation sismique (courbe de vulnérabilité ou de fragilités).

Notons qu'au sens large du concept de la vulnérabilité, comme il est mentionné dans (Carreño et al., 2007), on peut distinguer plusieurs catégories de ce concept, qui découlent des travaux de Wilches-Chaux en 1989, qui a apporté l'une des premières contributions conceptuelles issues d'une approche multidisciplinaire, en proposant des catégories de vulnérabilités (culturelle, environnementale, sociale, économique, physique, etc...).

2.6.1 Méthodes d'évaluation la vulnérabilité sismique des bâtiments

Il existe deux grandes méthodes (Lagomarsino et Giovinazzi, 2006) pour évaluer la vulnérabilité sismique des bâtiments, les méthodes mécaniques ou analytiques et les méthodes macro sismiques ou empiriques :

1) Méthodes mécaniques ou analytiques

Conformément à l'approche récente de la conception sismique, basée sur la performance, des méthodes mécaniques ou analytiques prennent en compte la demande sismique et la capacité des constructions du bâtiment en fonction de leurs spectres respectifs développés à partir d'une étude dynamique non linéaire. Ces

méthodes sont largement utilisées dans les modèles d'estimation des pertes en raison de leurs capacités à relier le point d'intersection de la courbe de capacité obtenue par poussées progressives (push over) et la demande sismique à un état de dommage donné, dérivé par Freeman et al. (1998) est mis en œuvre initialement au sein de HAZUS ("Hazard United-States") et développée par le NIBS (National Institute of Building Science.) et supportée par la FEMA (Fédéral Emergency Management Agency) pour l'estimation des dommages sismiques (FEMA, 1999), et qui a été adopté par plusieurs programmes d'évaluation de dommages sismiques tels que : HAZ-Taiwan (Yeh et al., 2000, 2006), Risk-UE (Mouroux et al. 2004, 2006), EQRM (Robinson et al., 2005), SELINA (Molina et Lindholm, 2005).

La méthode mécanique est essentiellement basée sur le spectre de capacité, similaire à celle adoptée par HAZUS (FEMA 1999), qui identifie la performance d'un bâtiment soumis à une action sismique. Par le point d'intersection, appelé «point de performance», entre la courbe de capacité d'un système non linéaire équivalent et de la courbe de demande sismique adéquatement réduite, toutes les deux représentées dans un format d'accélération spectrale par rapport au déplacement (Freeman 1998).

La courbe de capacité du système non-linéaire équivalent, propre à une typologie spécifique de bâtiment, est décrite par une courbe bilinéaire définie par deux points, de capacité élastique et ultime en termes d'accélération et déplacement spectrales.

La demande sismique est représentée par un spectre de réponse élastique $S_{ae}(T)$ amorti de 5%, où la période caractéristique T_C , séparant les périodes d'accélération spectrale presque constante $T < T_C$, de l'intervalle de vitesse spectrale presque constante $T > T_C$, et la période T_D définissant l'intervalle de déplacement spectral constant sont identifiées.

Dans le cadre d'une analyse de risque, la description de l'aléa est obtenue en adoptant des formes spectrales prédéfinies liées aux conditions de sol locales et à l'accélération maximale du sol PGA.

Les différents états des dommages sismiques des bâtiments, léger, moyen, important et complet, sont directement identifiés en fonction du déplacement cible évalué correspondant au point de demande, définissant la probabilité d'atteindre ou de dépasser un certain niveau de dommages, structurels ou non structurels, par l'utilisation d'une fonction de probabilité cumulative log normale, adopté pour l'évaluation des courbes de fragilité des dommages par HAZUS (1999) :

$$P[ds|S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right) \right] \quad (2.3)$$

$P[ds|S_d]$ est la probabilité d'obtenir ou de dépasser un niveau spécifique de dommage ds pour un déplacement spectrale donné S_d .

$\bar{S}_{d,ds}$ est le déplacement spectrale où la probabilité de dépassement d'un spécifique état de dommage est de 50%.

Φ est la cumulative loi normale distribution.

β_{ds} est la standard déviation de déplacement correspondant à un niveau de dommage ds , atteint pour la spécifique typologie de bâtiment considérée.

Ces méthodologies dites mécaniques ou analytiques se basent principalement sur une analyse non linéaire du bâtiment (analyse dynamique, analyse statique monotone croissante ou .push over.) pour déterminer les performances du bâtiment et elles ont remplacé les méthodes conventionnelles existantes basées sur des expertises et des observations de dommages survenus lors de séismes passés outre le fait qu'elles se basaient sur l'évaluation du degré des dommages aux bâtiments en utilisant l'intensité sismique ou l'accélération maximale du séisme (PGA). Par contre dans ces nouvelles méthodologies, l'analyse de la vulnérabilité sismique pour l'évaluation du risque sismique ou pour le dimensionnement parasismique nécessite de définir l'état d'une structure lors de la sollicitation sismique. La notion de performance a tendance de remplacer la notion de l'état limite de service ultime. Ces méthodes se fondent sur le comportement des structures obtenu par modélisations numériques et essais à échelle réduite et se basent sur la notion performance et ont tendance à remplacer les méthodes

conventionnelles bases sur le retour d'expériences des séismes passées, comme ce qui est le cas du Fema-356 (FEMA, 2000) destiné à la réhabilitation des bâtiments, qui définit cinq niveaux de performances correspondant à l'endommagement attendu après un séisme donné, comme illustré en Figure 2.4 :

- Opérationnel (léger) : les fonctions du bâtiment reste opérationnel, les dommages sont insignifiants.
- Occupation immédiate (modéré) : le bâtiment reste sur et habitable, les réparations sont mineurs.
- Sécurité des personnes (important) : la structure reste stables avec une marge de sécurité confortable, les dommages sont non structuraux et restent localisés.
- Non effondrement (ruine) : le bâtiment ne s'effondre pas, les dommages ne sont pas limités :

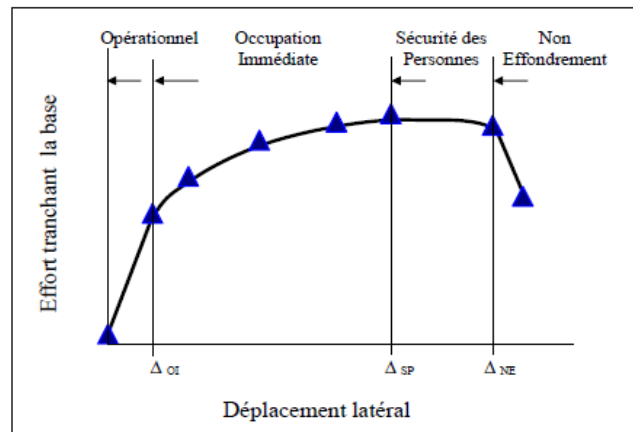


Figure 2.4: Niveaux de performance et endommagement correspondant

Dans un but d'assurer la sécurité des bâtiments et leurs occupants, les niveaux de performance sont établis en fonction d'un niveau d'aléa avec les recommandations utiles dans la matrice de performance (Figure 2.5).

		Niveau de performance sismique			
		Dégâts minime / Ouvrage quasi-intact	Fonctionnalité d'urgence / Réparabilité	Non-effondrement / Protection des usagers	État proche de la rume
Période de retour de l'action considérée	Fréquent (43 ans)		●	●	●
	Occasionnel (72 ans)			●	●
	Rare (475 ans)				●
	Exceptionnel (970 ans)				

Performance inacceptable
(pour une construction nouvelle)

Ouvrages peu importants

Ouvrages normaux

Ouvrages stratégiques

Figure 2.5: Matrice de performance vis-à-vis de l'alea sismique- FEMA 356 (FEMA, 2000)

Les méthodes d'étude de niveau de performance connaissent des améliorations du point de vue de l'évaluation de la vulnérabilité, grâce au développement de méthodes de calcul telle que ATC-40 (ATC-40, 1996), appelée méthode push over ou la méthode de capacité spectrale, où les différents types de bâtiment sont représentés et identifiés par leurs courbes de capacité, qui ont des caractéristiques indiqués en Figure 2.6.

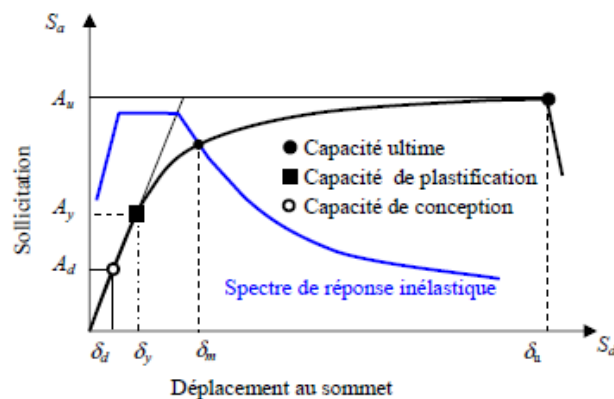


Figure 2.6: Caractéristiques de la capacité d'une structure dans le plan Sa-Sd

2) Méthodes macro sismiques ou empiriques

Les méthodes macrosismiques ou empiriques (Lagomarsino et Giovinazzi, 2006) permettent de caractériser la performance d'un bâtiment donné sur la base d'une analyse statistique des dommages observés lors de séismes antérieurs, à partir

d'une série de caractéristiques liées à la typologie et à la conception structurelle de chaque bâtiment, ces modèles permettent d'estimer la susceptibilité sismique en fonction des classes de vulnérabilité, au moyen de descripteurs ou de variables qualitatives, ou en fonction d'indices de vulnérabilité.

Pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un bâtiment, plusieurs méthodes ont été développées :

- La méthode Italienne GNDT qui permet de définir un indice de vulnérabilité à partir de douze paramètres et qui distingue les constructions en béton armé et en maçonnerie. (GNDT, 1993).
- L'EMS98 qui définit des typologies de bâtiment qui sont associées à des classes de vulnérabilité de A à F. Celles-ci sont ensuite associées à un classement des dommages (suivant 5 degrés) dans une échelle d'intensité (allant de I à XII) (Grunthal et al., 2001).
- Des méthodes plus spécifiques telles que VULNERALP (Gueguen, 2006), CETE Méditerranée (Thibault et al., 2006).
- La méthode Risk-UE qui définit une typologie plus détaillée que l'EMS98 puis un indice de vulnérabilité. Celui-ci associé à l'échelle d'intensité macrosismique de l'EMS98, permet le calcul d'un taux de dommages moyen (Milutinovic et al., 2003).

Pour l'évaluation des risques sismiques en zone urbaine, le projet RISK-UE a défini deux méthodologies :

- La première, appelé méthode de niveau 1 (LM1) est obtenue à partir de procédures empiriques et caractérise l'aléa sismique d'une zone urbaine selon l'échelle macro sismique européenne (EMS-98) et la vulnérabilité des bâtiments grâce à un indice de vulnérabilité développé conformément à la méthode de l'indice de vulnérabilité.
- La seconde, appelée méthode de niveau 2 (LM2), modélise l'action sismique en utilisant le spectre de demande correspondant et la vulnérabilité sismique cohérente avec le spectre de capacité de la structure.

La méthode d'indice de vulnérabilité (M.I.V) constitue un processus combinant les classes de vulnérabilité de l'échelle EMS-98 et la méthode italienne pour la caractérisation de la vulnérabilité sismique des typologies de bâtiments, ils sont modifiés avec une série de facteurs liés aux caractéristiques structurelles et constructives de chaque bâtiment, de manière standardisée. Les indices de vulnérabilité de base (I_v) ont été développés à partir de l'inventaire des dommages dans les bâtiments découverts dans les pays européens concernés par le projet. Ainsi, la performance sismique des configurations structurelles les plus habituelles dans les zones urbaines peut être caractérisée au moyen de la matrice de typologies de construction (M.T.B). La corrélation entre les dommages sismiques attendus et la vulnérabilité sismique évaluée est exprimée dans la méthode LM1 par le biais d'une fonction de vulnérabilité semi-empirique liée à deux paramètres : l'indice de vulnérabilité (I_{vb}) et l'intensité macrosismique (I) de l'échelle EMS-98 (Milutinovic et al., 2003) :

$$\mu_D = 2.5 \left[1 + \tanh \left(\frac{1+6.25I_{vb}-13.1}{Q} \right) \right] \quad (2.4)$$

Où Q est un facteur de ductilité et μ_D est l'indice de dommage moyen développé dans l'échelle EMS-98.

L'indice de vulnérabilité global I_{vb} d'un bâtiment est évalué à l'aide de l'expression suivante (Milutinovic et al. , 2003) :

$$I_{vb} = I_v + \Delta_{MR} + \sum_{j=1}^n M_{Cj} \quad (2.5)$$

Avec I_v l'indice de vulnérabilité de base de la configuration structurelle le plus probable, et Δ_{MR} et $\sum M_C$ sont les paramètres d'ajustement.

Δ_{MR} Le paramètre régional basé sur le jugement d'un expert. Il prend en compte la vulnérabilité apparente du bâtiment et des qualités de construction.

Le paramètre $\sum M_C$ prend en compte la conception de la structure, Il dépend de différents facteurs tels que : l'entretien, le nombre d'étages, la présence d'irrégularités en plan ou en élévation, les propriétés du sol et le type de fondations.

2.6.2 Evaluation de la vulnérabilité et degrés d'endommagement

L'un des paramètres représentatif de l'évolution de degrés des dommages, dans une structure est l'indice des dommages, cet indice normalisé et discrétisé en série de valeurs partant de 0, indiquant que la structure n'a pas subi aucun endommagement jusqu'à la valeur de 1, ou la structure à atteint sa capacité maximale et une instabilité structurelle au voisinage de la rupture.

Les programmes Risk-UE et Hazus définissent cinq niveaux de degré de dommages : dommages faibles, modérés, importants, très importants et complets (voir Tableau 2). Une équivalence entre les degrés de dommages et état de dommages proposée par (Park et Ang, 1985), est présentée en Tableau 3.

Tableau 2. Equivalence entre les degrés et les états de dommages Risk-UE

Niveau de dommages	Etat de dommages	Indice de dommages
0	Aucun dommage	0
1	Faible	0-5
2	Modéré	5-20
3	Important	20-50
4	Effondrement	50-100

Tableau 3. Equivalence entre les degrés et les états de dommages selon Park et Ang

Degrés de dommage, DI	Indice de dommages	Etat de dommages
0	$DI \leq 0.1$	Aucun dommage
1	$0.1 < DI \leq 0.25$	Léger
2	$0.25 < DI \leq 0.40$	Modéré
3	$0.4 < DI \leq 1.00$	Important
4	$DI > 1.00$	Ruine

2.7 Conclusion

Ce chapitre a permis d'identifier, les constituants du concept de risque en général et le risque sismique en particulier. Les différentes approches d'estimation des différents composants du risque sismique qui sont l'aléa sismique et la vulnérabilité du bâti et les dommages sismiques ont été décrites, dans la partie

consacrée à l'aléa sismique, nous avons présenté les différentes approches déterministes et probabilistes d'estimation de cet aléa et également la méthode probabiliste de Cornell-McGuire ainsi que les principes de l'évaluation l'aléa sismique et les notions d'aléa régional et d'aléa local. Dans la partie consacrée à l'évaluation de la vulnérabilité du bâti et les dommages sismiques, les principales méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments ont été décrites. Il s'agit des méthodes mécaniques ou analytiques qui prennent en compte la demande sismique et la capacité des constructions du bâtiment en fonction de leurs spectres respectifs développés à partir d'une étude dynamique non linéaire et les méthodes macro sismiques ou empiriques qui permettent de caractériser la performance d'un bâtiment donné sur la base d'une analyse statistique des dommages observés lors de séismes antérieurs. Connaître le principe et les démarches de ces méthodes offre la possibilité d'effectuer un choix convenable aux études ayant pour objectif l'évaluation de la vulnérabilité et permettent ainsi de mieux estimer les pertes et les conséquences consécutives aux séismes. La disponibilité des informations utiles à chaque approche est déterminante et conditionne le choix à effectuer entre ces deux méthodes.

Le chapitre suivant sera consacré à un état de l'art sur la prise en compte des effets de site.

Chapitre 3

Etat de l'art sur la prise en compte des effets de site

3.1 Introduction

Dans le présent chapitre destiné à un état de l'art sur la prise en compte des effets de site locaux, qui ont un impact considérable sur l'amplification du mouvement sismique en surface et par conséquent, ils provoquent souvent une aggravation des dommages consécutifs aux séismes des constructions édifiées dans des zones situées sur des remplissages sédimentaires ou des reliefs topographiques. Nous formulons une analyse bibliographique visant à décrire en premier lieu le phénomène d'effet de site et ces différents types lithologiques et topographiques, ainsi que leurs principales caractéristiques. En deuxième lieu nous présentons d'une manière générale les différentes méthodes expérimentales et numériques d'estimation et de prise en compte des l'effet de site. En passant en revue de différentes méthodes, nous pouvons effectuer un choix convenable entre ces différentes approches. Ce choix dépendra sans doute de la disponibilité des données et de l'objectif visé en matière de la fiabilité des résultats.

En fin de chapitre, nous présentons la problématique traitée dans la présente thèse, à savoir : l'impact des effets de site sur les dommages sismiques, avec une analyse critique des méthodes actuelles ainsi que la contribution du présent travail par la proposition d'une solution dans ce cadre, visant à apporter des améliorations

pour la prise en compte des effets de site dans l'estimation des dommages sismiques.

3.2 Aperçu général sur les effets de site

Le mouvement sismique en un site donné est lié aux caractéristiques de la source sismique, du milieu traversé et aussi les conditions géo morphologiques des couches de surface. Des effets locaux appelés effets de site surviennent et modifient ce mouvement en surface, ces effets résultent de l'amplification des ondes sismiques.

Nous pouvons citer quelques dates marquantes d'après Lusseau (Lusseau, 2001), qui montrent la prise de conscience de l'importance des effets de site, notamment après le séisme de Caracas en 1967, où des multitudes investigations de recherches ont été menées à travers le monde, à l'élaboration des méthodes d'estimation des effets de site :

- 19 septembre 1985, séisme de Guerrero-Michoacan. La ville de Mexico, située à 300 km de l'épicentre du séisme, subit de très forts dégâts à cause de la résonance du bassin sédimentaire sur lequel elle est construite,
- 17 octobre 1989, séisme de Loma Prieta, San Francisco située à 100 km de l'épicentre. Dommages importants attribués aux conditions géologiques locales,
- 1992 Odawara, First International Symposium on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion,
- 17 janvier 1995, séisme de Hyogo-ken Nambu, janvier 1996, le réseau Kyoshin-NET est opérationnel,
- 1998 Yokohama, Second International Symposium on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion (170 papiers présentés, 350 participants),
- 2000 installation du réseau KiK-NET.

3.2.1 Définition de l'effet de site

On appelle effet de site (Duval, 2003) les modifications du mouvement sismique en surface dues aux conditions géotechniques et topographiques locales d'un site donné par rapport au mouvement observé sur un site voisin correspondant à des conditions de référence (affleurement rocheux suivant une surface horizontale au voisinage du site étudié). Les rapports des amplitudes spectrales de différents sites (au sommet de la colline et à l'intérieur du bassin sédimentaire) à celui de référence illustre cette définition (Figure 3.1).

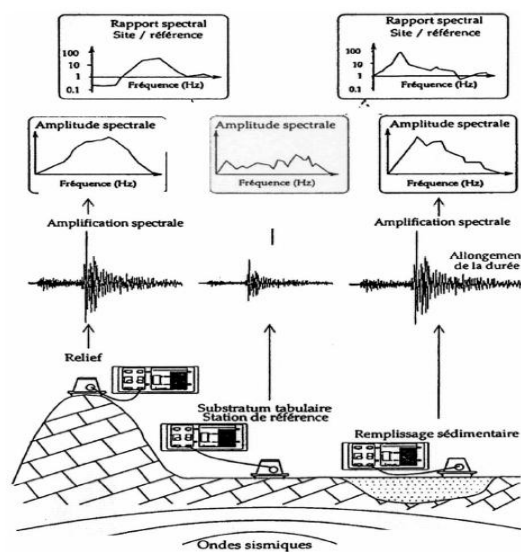


Figure 3.1: Définition de l'effet de site, extraite de (Duval, 2003)

Suivant les conditions géo morphologiques des couches de surface, on peut distinguer deux types d'effet de site : les effets de site lithologique dus aux conditions géotechniques et topographique dus à la forme du relief, La Figure 3.2 montre les configurations les plus représentatifs de l'effet de site :

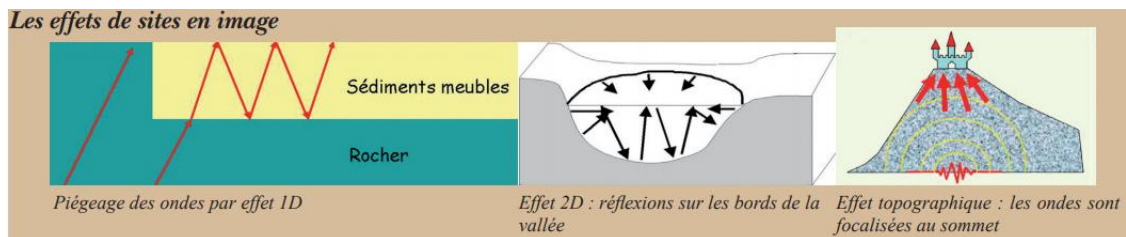


Figure 3.2: Configurations à l'origine des effets de site. (a) stratigraphie horizontale 1D à gauche de la figure. (b) relief souterrain 2D, bassin - vallée sédimentaire au milieu de la figure. (c) topographie, colline - vallée - pente à droite de la figure. Extraite de (Bard et Cotton, 2006)

3.2.2 Effet de sites lithologiques

L'augmentation des dommages consécutifs aux séismes des constructions situées sur un remplissage sédimentaire par rapport à ceux situées sur un site rocheux a été évoquée par (Bard, 1985). Cela est expliquée par le fait que le signal sismique qui traverse les couches de sol composés de sédiments de sols mous, subit des modifications et provoquant des amplifications d'un facteur de l'ordre de 2 à 3 et qui peut dépasser ces valeurs, ces amplifications s'accompagnent d'une prolongation de la durée du mouvement du sol, dus aux faits que les ondes sismiques subissent d'importantes modifications aux interfaces entre les superficielles sédimentaires meubles et les couches plus rigides formant le substratum.

Les effets de site dus aux remplissages sédimentaires sont appelés 'effets de bassin' et l'amplification induite est conditionnée par la géométrie des bassins selon (Bard et Bouchon, 1985) (Bard et Bouchon, 1980a, 1980b). Les effets de site lithologiques sont classés en trois types, effets 1D (effets de stratigraphie) et des effets 2D ou 3D (effets de bassin). Dans l'effet 1D la résonance verticale des ondes de volume est observée, et dans les cas bi- ou tridimensionnels la propagation latérale des ondes de surface est aussi constatée.

1) Effet de sites lithologiques 1D

Le modèle de sol dans le cas 1D est constitué d'une superposition de couches homogènes horizontales d'épaisseur constante surmontant un substratum rocheux, les effets de site sont dus à l'augmentation d'amplitude de l'onde réfractée par rapport à l'onde incidente en présence d'un contraste d'impédance important causant le piégeage d'énergie par des réflexions multiples des ondes de volume. La valeur maximale de l'amplification spectrale au point situé à la surface libre par rapport au mouvement incident à un point situé sur le substratum rocheux est donnée par la formule suivante :

$$A = \frac{1}{\alpha + \beta \cdot \frac{\pi}{2}} \quad (3.1)$$

Où β représente l'amortissement du substratum rocheux et α est la contraste d'impédance, donnée par :

$$\alpha = \frac{\rho_1 \cdot V_{S1}}{\rho_2 \cdot V_{S2}} \quad (3.2)$$

Avec ρ_1 et V_{S1} représentent respectivement la masse volumique et la vitesse des ondes de cisaillement du milieu 1 (substratum rocheux). ρ_2 et V_{S2} représentent respectivement la masse volumique et la vitesse des ondes cisaillement du milieu 2 (la surface libre du sol).

Cette amplification maximale du mouvement de surface se produit à des fréquences particulières, caractéristiques de la résonance de la couche 1D. Elles sont fonctions de la vitesse des ondes de cisaillement dans la couche et de son épaisseur :

$$f_n = (2n + 1) \frac{V_S}{4 \cdot h} \quad (3.3)$$

La fréquence fondamentale de vibration f_0 est donnée par :

$$f_0 = \frac{V_S}{4 \cdot h} \quad (3.4)$$

Dans les couches superficielles alluviales, les vibrations sont amplifiées en raison des effets de la multi-réflexion. Le rapport de l'amplitude a_g de la surface du sol à l'amplitude à la couche limite inférieure (substratum rocheux) a_b est donné par (Okamoto, 1984) :

$$\left| \frac{a_g}{a_b} \right| = \left[\cos^2 \frac{\omega H}{V_s} + \alpha^2 \sin^2 \frac{\omega H}{V_s} \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (3.5)$$

Où ω est la pulsation propre de la couche de sol.

α est la contraste d'impédance donnée par :

$$\alpha = \frac{\rho_s \cdot v_s}{\rho_b \cdot v_b} \quad (3.6)$$

Avec ρ et v représentent respectivement la masse volumique et la vitesse des ondes de cisaillement de la couche de surface (indiqué s) et la couche inférieure (indiqué b).

La première analyse de la réponse élastique des couches de sol de profondeur finie H et de module de cisaillement variable sous l'action des mouvements sismique a été effectuée par Ambraseys (1959). Une bonne approximation des périodes de vibration a été obtenue ultérieurement en considérant le rapport de rigidité k égal à la valeur moyenne \bar{G} du module de cisaillement à la surface au module de cisaillement au substratum rocheux G_b , en utilisant la relation suivante (Okamoto, 1984) :

$$T_{S,n} = \frac{5,66}{2n-1} \frac{H}{V_s} \frac{\kappa}{\sqrt{1+\kappa^2}} \quad (3.7)$$

Où n est le n ième mode de vibration ($n > 1$), V_s est la vitesse de l'onde de cisaillement près de la couche de la surface de hauteur H .

La constante de rigidité est donnée par :

$$\kappa = \sqrt{\frac{\bar{G}}{G_b}} \quad (3.8)$$

2) Effets de bassin 2D

Ces effets apparaissent dans un bassin sédimentaire, lorsque l'hétérogénéité latérale des propriétés mécaniques et géométriques de la couche superficielle du sol n'est pas négligeable. Les phénomènes physiques dans ce cas, 2D ou 3D peuvent être décomposés en deux phénomènes : le premier est semblable au cas 1D marqué par une augmentation de l'amplification du mouvement en surface et sa durée et le deuxième est la création des ondes de surface aux bords du bassin.

- **Résonance 1D ou résonance 2D**

Bard et Bouchon (Bard et Bouchon, 1985), ont étudié le type de résonance d'un bassin sédimentaire soumis à un champ d'ondes SH et ont abouti à la définition d'un rapport de forme critique $(H/L)_c$ contrôlant le type de cette résonance, ce rapport est non dépendant du contraste d'impédances.

H et L sont : la hauteur et la demi- largeur de la vallée. $(H/L)_c$ se caractérise par des valeurs différentes pour les ondes P et SV (Aki, 1988).

-Si $(H/L) < (H/L)_C$: La fréquence de résonance fondamentale de la vallée est presque identique à la fréquence de résonance fondamentale 1D :

$$f_{0h} = \frac{V_S}{4.h} \quad (3.9)$$

-Si $(H/L) > (H/L)_C$: Les deux phénomènes physiques ne se distinguent pas et l'effet de site se traduit par une résonance globale en deux dimensions.

Pour le cas 2D, la fréquence de résonance fondamentale f_0 est la même sur tous les spectres et dépasse légèrement f_{0h} la fréquence fondamentale 1D. L'élanement (H/L) de la vallée conditionne le type de résonance. Bard et Bouchon (Bard et Bouchon, 1985) ont élaboré une relation entre la fréquence fondamentale 2D et les paramètres f_{0h} et (H/L) , selon le type d'onde incidente P, SV ou SH, comme suit :

$$F_0^{2D} = f_{0h} \sqrt{1 + (\alpha \cdot H/L)^2} \quad (3.10)$$

Avec $\alpha=1$, pour l'onde incidente de type (P) et $\alpha=2$, pour le type (SH) et $\alpha=2.9$, pour le type (SV).

3.3 Méthodes de prise en compte des effets de site

Le grand impact des effets de site sur l'aggravation du risque sismique, lors des séismes historiques célèbres marqués par leurs effets, à nécessité d'une part le développement de méthodes expérimentales pour les mesurer et aussi l'élaboration de modèles pour les estimer d'autre part (Duval et al., 1994).

3.3.1 Méthodes expérimentales d'évaluation des effets de site

Le recours à l'approche expérimentale sera utile pour les sites où les données géophysiques: telles que la mesure précise de la vitesse des ondes de cisaillement et aussi lorsque les caractéristiques géotechniques et géophysiques sont insuffisantes ou inexistantes.

Par contre cette approche nécessite une disponibilité de données d'enregistrements sismiques et du bruit de fond. L'évaluation des effets de site par cette approche, se fait selon trois méthodes : la méthode des rapports spectraux, la

méthode de fonctions réceptrices et la méthode de Nakamura. Ces deux dernières sont appelés 'méthodes H/V'. Ces différentes méthodes sont décrites dans (Duval et al., 2001) comme suit :

1) Méthode des rapports spectraux

Cette méthode (Duval et al., 2001) consiste en l'évaluation d'une fonction de transfert du déplacement en surface, par le calcul du rapport du spectre de la réponse mesurée en un point du remplissage sur celui mesuré en un point du rocher affleurant (station de référence), à partir d'enregistrement de signaux sismiques. Elle a été introduite en 1970 par (Borchedt et Gibbs, 1970), pour permettre de déduire l'amplification due à la couche du remplissage, la fiabilité des résultats est conditionnée par le choix de la station de référence. L'avantage de cette méthode est sa fiabilité pour le niveau d'amplification et les fréquences associées, son inconvénient est le coût de l'entretien de stations permanentes. Le comportement non linéaire du dépôt mou, soumis à forte secousse est discutables selon (Archuleta et al., 2000), mais les fonctions de transfert établies à partir de mouvements faibles sont néanmoins considérées comme très utiles (Bard, 1998).

2) Méthode de fonctions réceptrices

Le principe de base de cette méthode (Duval et al., 2001) vient d'une méthode sismologique appelée technique des fonctions réceptrices. La mesure est faite à la même station, sans usage de la station de référence, en considérant que la composante verticale du déplacement n'est pas affectée par l'amplification locale et par conséquent, elle peut remplacer la réponse de la station de référence par le déplacement vertical mesuré à la même station sur site. La fonction de transfert du site est approchée par le rapport des spectres des déplacements horizontaux et verticaux mesurés, à partir d'enregistrements d'événements sismiques. Cette méthode donne de bons résultats pour le cas des formes géologiques simples (Yamanaka et al., 1994; Lebrun, 1997), mais pas pour les configurations (2D), où la composante verticale du déplacement est affectée par l'amplification locale, elle serait moins fiable (Lermo et Chavez-Garcia, 1993; Field et Jacob 1995; Bonilla et al., 1997; Lebrun, 1997; Sabourault, 1999).

3) Méthode Nogoshi-Nakamura

Cette méthode (Duval et al., 2001) dite aussi 'H/V Bruit de fond' a été introduite par Nogoshi (Nogoshi, 1971) et complétée par Nakamura (Nakamura, 1989), elle se base sur le même principe de celle des fonctions récepteurs, dans le calcul de rapport entre le spectre horizontal et vertical du mouvement en surface mesuré à la même station sur site (Duval, 1996, 1998), mais les spectres utilisés sont issues d'un enregistrement rapide (pendant quelques minutes) de bruit de fond, en prenant certaines précautions nécessaires à fin d'éviter les sources parasites tels que le trafic automobile, le vent. La généralisation de cette méthode (Bour, 1998) est due à sa facilité de mise en œuvre et sa rapidité, elle est selon (Bard, 1998) fiable pour évaluer la fréquence fondamentale des effets de site. Suite à une comparaison (Bard et al., 1997; Bard, 1999) entre les amplifications observées tirées d'enregistrements sismiques d'une part, et les amplitudes de pic du rapport H/V observées sur plus de 30 sites d'autre part, il a été démontré (Maghoul, 2007) que le rapport spectral de Nakamura donne toujours des amplitudes de pic inférieures aux amplitudes sismiques, c'est-à-dire que les amplifications fournies par cette méthode sont sous estimées.

3.3.2 Méthodes numériques

Les modèles numériques peuvent être classés en trois types, suivant le cas du site étudié d'un point de vue configuration géométrique. Des campagnes de reconnaissance et d'investigations géophysiques et géotechniques sont nécessaires pour une meilleure connaissance des sols. Pour simuler numériquement la propagation et l'amplification des ondes sismiques, plusieurs méthodes numériques sont envisageables :

1) Modélisation unidimensionnel

Les modèles unidimensionnels utilisent une représentation stratigraphique du sous-sol, 1D. Certains logiciels (SHAKE, EERA, Cyberquake, Deepsoil) permettent d'intégrer des lois de comportements linéaires équivalents ou non-linéaires dans les différentes couches de sol. L'approximation 1D se limite au sous-sol qui ne présente que de peu d'hétérogénéités latérales.

2) Modélisation numériques en propagation d'ondes

Les modèles numériques permettent une évaluation fiable de la réponse sismique pour les géologies complexes, mais ils nécessitent une disponibilité des données des sols et leurs types de comportement, ainsi que les paramètres du signal sismique. La simulation numérique de la propagation et de l'amplification des ondes sismiques, est envisageable suivant plusieurs méthodes numériques, qui sont décrites dans (Semblat, 2011) comme suit :

- a) La méthode des éléments ou différences finis (Semblat, 2011), où le domaine est discrétisé et les solutions calculées en tous les nœuds (Bard, 1999), cependant des difficultés pour les problèmes de propagation d'ondes dans des milieux non bornés peuvent surgir. Elle est préconisée pour des milieux à comportement non linéaire. La méthode des différences finies est précise en élasto-dynamique mais elle se limite à des géométries simples et comportements linéaires (Moczo et Bard, 1993; Virieux, 1986). La méthode des éléments finis, offre la possibilité de la modélisation des configurations géométriques complexes et des milieux hétérogènes avec des comportements non linéaires (Santisi et al., 2012). mais dont le coût en dimension 3 est très important (Bielak et al., 1999 ; Ihlenburg et Babuška, 1995 ; Semblat et Brioist, 2000 ; Semblat et al., 2011).
- b) Les méthodes dites pseudo-spectrales (Semblat, 2011), utilisant les nombres d'ondes discrets (Bouchon, 1977) (Campillo, 1986). Ces méthodes sont similaires aux précédentes et pour la simplification des calculs, la résolution en espace ou en temps est transposée en nombre d'ondes ou en fréquence, Elles sont préconisées pour des milieux à comportement linéaire. Cette méthode issue des éléments finis et de plus en plus utilisée pour analyser la propagation en dimensions 2 ou 3 (Faccioli et al., 1996 ; Komatitsch et Vilotte, 1998).
- c) Les méthodes d'équations intégrales (Semblat, 2011), qui sont préconisées pour les cas linéaires de propagation d'ondes dans des

milieux non bornés. La dimension du problème étudiée est réduite d'une unité et rapportée aux interfaces entre les différents milieux. Elle permet une bonne description des conditions de radiation mais elle se limite aux milieux linéaires faiblement hétérogènes (Beskos, 1997 ; Bonnet, 1999 ; Chaillat et al., 2009 ; Dangla, 1988 ; Dangla et al., 2005 ; Semblat et al., 2002).

- d) Les méthodes d'optique généralisée (Semblat, 2011), qui sont fiables pour les formes particulières. La propagation d'ondes est étudiée sur la base de l'optique géométrique où les interférences et les diffractions ondes s'obtiennent des raies de propagation. Cette technique utilisée à hautes fréquences devient difficile lorsque la longueur d'onde est comparable à la taille des hétérogénéités.

3.3.3 Règlements de construction

Les règlements de construction offrent la possibilité de prendre en compte les effets de site d'origine géotechnique, en adoptant des facteurs d'amplification liés à la nature du sol. Les sols sont généralement classés en catégories ou en site classes, selon certaines caractéristiques mécaniques et géotechniques, telles que: la vitesse des ondes de cisaillement (V_s) des matériaux, l'épaisseur des couches meubles, le standard pénétration test (SPT), l'indice de plasticité (I_p) et la cohésion non drainée (C_u).

Le spectre de réponse représentant l'action sismique en un site donné, s'obtient par la multiplication du spectre de réponse de référence au rocher par les facteurs d'amplification relatifs à chaque classe de site. Dans les tableaux suivants, Tableaux 4 à 6 sont présentés les différents sites classes relatifs aux règlements : (EC8, 2004), (UBC, 1997) et (RPA 99 v2003, 2003).

Tableau 4. Les Sites classes EC8 avec les paramètres des sols associés

Site classe	Description	V _{s,30} (m/s)	NSPT (coups/30cm)	CU (kPa)
A	Roche ou formation géologique rocheuse incluant dans la plupart 5 m de matériau plus faible à la surface.	>800	—	—
B	Dépôt de sable très dense, de gravier ou d'argile très dure, sur au moins plusieurs dizaines de m d'épaisseur, caractérisées par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur.	360-800	> 50	>250
C	Dépôts profonds de sable dense ou moyennement dense, gravier ou argile raide avec une épaisseur de plusieurs dizaines à plusieurs centaines de m.	180-360	15-50	70-250
D	Dépôts de sol lâche de cohésion faible à moyenne (avec ou sans présence de couches cohésives molles), ou de sol cohésif principalement molle à ferme.	<180	<15	<70
E	Profil de sol avec une couche superficielle d'alluvions avec V _{s,30} de classe C ou D et une épaisseur variante de 5 et 20 m ,reposant sur un matériau plus raide avec V _{s,30} > 800 m/s.	—	—	—
S1	Dépôts composés ou contenant une couche d'argile molle de plus de 10 m d'épaisseur avec (IP> 40) et une teneur en eau élevée.	<100	—	10-20
S2	Dépôts de sol liquéfiable d'argiles sensibles ou autre sol non compris précédemment.	—	—	—

Tableau 5. Les Sites classes UBC 1997 avec les paramètres des sols associés

Site classe	Description	V _{s,30} (m/s)	NSPT (coups/30cm)	CU (kPa)
S _A	Roche dur	>1500		
S _B	Roche	760-1500		
S _C	Sol très dense ou roche tendre	360-760	>50	>100
S _D	Sol ferme	180-360	50-100	15-50
S _E	Sol meuble Profil de sol avec plus de 10 m d'argile molle avec un indice de plasticité (IP> 20) et une teneur en eau W>40%.	<180	<50	<15
S _F	Sol nécessitant une spécifique évaluation.	—	—	—

Les Sols de classe S_F , nécessitant une spécifique évaluation et sont regroupés en 4 catégories :

- (1). Sol vulnérable présentant un potentiel de rupture sous sollicitations sismiques.
- (2). Tourbes et / ou argiles très organiques (3m d'épaisseur et plus).
- (3). Argiles très plastiques (8m d'épaisseur et plus) ($IP > 75$)
- (4). Couches très épaisses d'argile molle à moyennement raide (épaisseur 36 m)

Tableau 6. Les Sites classes RPA 99 v2003 avec les paramètres des sols associés

Site	Type de sol	qc (MPa)	N	PI (MPa)	Ep (MPa)	qu (MPa)	Vs (m/s)
S1	Rocheux (a)			>5	>100	>10	≥ 800
S2	ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	$\geq 400 < 800$
S3	meuble	1.4-15	10-50	1-2	5-20	0.1-0.4	$\geq 200 < 400$
S4	très meuble (b)	<1.5	<10	<1	<5	<0.1	$\geq 100 < 200$

(a) : La valeur de la vitesse de l'onde de cisaillement du rocher doit être mesurée sur site ou estimée dans le cas d'un rocher peu altéré. Les roches tendres ou très altérées peuvent être classées en catégorie S2 dans le cas où V_s n'est pas mesurée. Le site ne peut être classé dans la catégorie S1 s'il existe plus de 3 m de sols entre la surface du rocher et le niveau bas des fondations superficielles.

(b) : L'argile molle est définie par un indice de plasticité $IP > 20$, une teneur en eau naturelle $W_n > 40\%$, une résistance non drainée $C_u < 25$ kPa et une vitesse d'onde de cisaillement $V_s < 150$ m/s.

S1 : Sites rocheux ou toutes formations géologiques avec $V_s \geq 800$ m/s.

S2 : Dépôts de sables et graviers très denses et / ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $V_s \geq 400$ m/s à partir de 10m de profondeur.

S3 : Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s < 200$ m/s à partir de 10m de profondeur.

S4 : Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec $V_s < 200$ m/s dans les 20m premiers mètres. Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec $V_s < 200$ m/s dans les 20m premiers mètres.

3.3.4 Facteurs d'amplification

Nombreuses investigations de recherche ont développé de manière assez fiable des facteurs de sites, à courte période (F_a) et mi-période (F_v), en utilisant diverses bases de données et procédures. Ces facteurs d'amplification permettent la

prise en compte des effets, en modifiant le spectre élastique au rocher, pour obtenir des spectres spécifiques de site. Nous citons les principaux facteurs développés comme ils sont mentionnés et décrits dans (Power et al., 2004) :

Dans ce cadre (Borcherdt., 1994; Power et al., 2004), a dérivé des facteurs de 35 enregistrements de mouvements du sol à Loma Prieta. Il a obtenu des spectres d'amplitude de Fourier pour les composantes radiales et transversales horizontales du mouvement du sol, enregistrées sur un site de sol et normalisées par les spectres d'amplitude correspondants, calculés pour un site proche des roches. Ces facteurs représentent des taux arithmétiques des rapports spectraux d'amplitude horizontale sur une bande de courte période (0,1-0,5s) et une bande de mi-période (0,4-2,0s). Les facteurs d'amplification recherchés par les données de mouvement intense de Loma Prieta ont été calculés à partir des niveaux de mouvement du sol effectués sur les roches fermes à dures avoisinant à (0,1 g). Pour les niveaux d'entrée de mouvement du sol supérieurs à ce niveau, peu de données ont été insérées sur la réponse du site pour les sols meubles. Par conséquent, les estimations d'amplification à ces niveaux de mouvement plus élevés étaient nécessairement basées sur des extrapolations basées sur des considérations de modélisation théorique et de laboratoire.

Crouse et McGuire (Crouse et McGuire, 1996; Power et al., 2004) ont obtenu des estimations des coefficients de site en utilisant un ensemble de courbes d'atténuation fondées sur des données basées sur des enregistrements de mouvements forts provenant d'un groupe sélectionné de 16 séismes américains. Les classifications de sites étaient basées sur une base de données compilée séparément. Les coefficients de site ont été dérivés de prédictions à différents niveaux de magnitude et d'accélération. Les rapports des niveaux spectraux à des périodes spécifiques ont été calculés pour les bandes des périodes courte et moyenne.

Dobry et al. (Dobry et al., 1999; Power et al., 2004) ont dérivé les facteurs d'amplification en utilisant les données de Northridge sur les mouvements forts à partir des facteurs d'ordonnées spectrales de réponse pour les couples sol-roche

voisins. Ils ont dérivé les estimations à partir de facteurs calculés à l'aide de la norme de distance hypo centrale. Les estimations des coefficients de site à court et à moyen terme ont été calculées à partir des moyennes des rapports spectraux de réponse sur les bandes de période courte (0,1 à 0,5 s) et moyenne (0,4 à 2,0 s). Pour les intervalles d'accélération de base de 0,04 à 0,14g, 0,15 à 0,24g et de 0,25 à 0,35g.

Joyner et Boore (Joyner et Boore, 2000; Power et al., 2004) ont dérivé les estimations de (F_a) et de (F_v) en ajoutant un nouveau terme à leur relation de régression de la forme :

$$F = (a_6 + a_7 PSV_{ref}) \log \left[V / V_{ref} \right] \quad (3.11)$$

Où (V) est la vitesse moyenne sur 30m de la classe de site, (V_{ref}) est la vitesse moyenne sur 30m (V_{30}) du site de référence, (PSV_{ref}) est la pseudo vitesse spectrale prédite pour la condition de site de référence, a_6 et a_7 sont des coefficients déterminés par régression. Leurs estimations ont été élaborées sur une base de données, qui n'inclut pas les ensembles de données de Northridge, Landers ou Loma Prieta. Leurs estimations ne sont pas moyennées sur une bande de période, mais correspondent à des rapports spectraux à 0,2 et 1,0 seconde. Leurs estimations de (F_a) et (F_v) sont calculées par rapport à une vitesse de site de référence de 1068 m/s.

Rodriguez-Marek et al. (Rodriguez-Marek et al., 1999; Power et al., 2004) ont utilisé les enregistrements de mouvements forts de Loma Prieta et de Northridge. Ils ont classé les sites sur la base d'informations géologiques et géotechniques générales, mais ils n'ont pas considéré que les mesures de vitesse de cisaillement, qui étaient essentielles à leur système de classification. Ils ont développé des relations d'atténuation pour chaque séisme et classe de site, à partir desquels ils ont développé des facteurs d'amplification par rapport à une relation d'atténuation pour la classe de site B (rocheux).

Silva et al. (Silva et al., 2000; Power et al., 2004) ont élaboré des profils génériques de vitesse des ondes de cisaillement pour les unités géologiques de

surface en Californie. Silva a utilisé ces profils et un modèle linéaire équivalent de la théorie de vibration aléatoire pour estimer les facteurs d'amplification en fonction de la fréquence. Il a également développé des courbes pour les conditions jugées les plus appropriées à la fois pour l'ouest et l'est des États-Unis.

Stewart et al. (Stewart et al., 2001; Power et al., 2004) ont utilisé une grande base de données compilée par Silva (PEER, <http://peer.berkeley.edu/smcat/>). Cela inclut les enregistrements de Northridge et d'autres séismes qui se sont produits jusqu'en 1999. Les sites d'enregistrement ont été classés en utilisant la géologie de surface cartographiée. Leurs estimations de (F_a) et (F_v) ont été calculées à partir de taux d'accélération de réponse spectrale calculés à partir des enregistrements sur le site et d'une accélération de référence maximale prédite par les fonctions d'atténuation de (Abrahamson et Silva, 1997). Leurs estimations de (F_a) et (F_v) sont dérivées de moyennes sur la période appropriée. Ils ont utilisé des régressions linéaires du logarithme des estimations pour (F_a) et (F_v) sur le logarithme de l'accélération maximale de référence du sol prévue pour dériver les estimations des facteurs d'amplification en fonction du niveau d'accélération d'entrée.

Choi et al. (Choi et al., 2005; Power et al., 2004) développent des facteurs d'amplification qui peuvent être prédits en fonction de V_{S30} et le PGA au rocher. Pour un PGA donné au rocher, le log de l'amplification est une fonction linéaire du log V_{S30} . Le niveau de non-linéarité dépend de V_{S30} , étant élevé pour la catégorie E du NEHRP et décroissant à mesure que V_{S30} augmente. La non-linéarité est faible pour $V_{S30} > 300$ m/s. Les fonctions d'amplification sont données à des périodes discrètes. Les facteurs d'amplification ont été évalués en normalisant les accélérations spectrales de réponse à partir d'enregistrements par accélérations spectrales de référence dérivées de (Abrahamson et Silva, 1997), (Sadigh et al., 1997) et (Campbell et Bozorgnia, 2003).

Outres, les principaux facteurs développés et décrits dans (Power et al., 2004) présentes précédemment, d'autres travaux de recherches se sont intéressés à établir des fonctions décrivant l'amplification d'un site donné, à l'exemple des travaux de

(Cadet et al.2007) et de (Boudghene Stambouli et al., 2018), qui peuvent être décrits brièvement comme suit :

Cadet et al. (Cadet et al.2007) établissent une fonction empirique décrivant l'amplification d'un site en fonction de deux paramètres, (f_0) la fréquence de résonance et (V_{sz}) la vitesse moyenne des ondes S sur les z premiers mètres, z variant de 5 à 30 mètres, à partir des données japonaises Kik-net. Les paramètres ont pu être estimés de façon fiables pour près de 500 sites, de même que leur fonction d'amplification entre les enregistrements en surface et en profondeur. Après correction de l'effet de profondeur et normalisation pour se ramener à une fonction d'amplification par rapport à un rocher affleurant "standard", une analyse statistique a permis alors de définir la fonction cherchée appelée «fonction correctrice», qui s'avère sensiblement meilleure que les coefficients de site proposés dans les réglementations actuelles type EC8. Cette fonction permet d'estimer l'effet de site et de développer un spectre de réponse d'un site particulier à partir d'un spectre réponse réglementaire défini au rocher.

Boudghene Stambouli et al. (Boudghene Stambouli et al., 2018), ont établi une démarche basée sur les réseaux de neurones généralisés et la théorie de propagation des ondes, afin d'identifier les paramètres du site qui contrôlent, le mieux l'amplification des sols. Ils ont utilisé à cet effet, 858 colonnes de sol soumises à 14 accélérogrammes réels, avec un contenu fréquentiel variable. En considérant la plage de période entière et à des périodes spécifiques (à courte et à moyenne) période associées aux facteurs de Borchardt (F_a) et (F_v). Leurs résultats montrent que l'amplification d'un profil de sol peut être approximée de façon satisfaisante avec un nombre limité de proxies de site (1 à 6) et ont conclu que le meilleur paramètre pour estimer l'amplification est le contraste de vitesse global entre le substratum sous-jacent et la vitesse minimale dans la colonne du sol. Pour remédier à la difficulté de mesure de ce paramètre, ils proposent l'usage du couple (V_{s30} , f_0). Ils fournissent des équations et des graphes décrivant la dépendance des facteurs d'amplification à courte et moyenne période (" F_a " et " F_v ") à ces deux paramètres.

3.4 Analyse critique et identification de la problématique

Les différentes méthodes d'estimation des effets de site, passées en revue et décrites en paragraphe (3.3) de ce chapitre, offrent des possibilités pour l'implémentation des conditions de site dans l'estimation des dommages sismiques à l'échelle urbaine, mais elles requièrent la disponibilité de plusieurs données caractérisant les sites étudiés, qui représentent les paramètres d'entrée des modèles utilisés. Cependant des difficultés peuvent surgir de ce point de vue de disponibilité de données et aussi une complexité des calculs à effectuer.

Pour les études récentes présentées en paragraphe (1.1) du chapitre1, qui se sont intéressés à l'effet des conditions de site sur les dommages sismiques dans certaines villes du monde, construites dans des sites meubles et sujettes aux effets de site. Ces études menées sont basées sur diverses méthodes et également sur des investigations géophysiques et géotechniques, visant principalement à déterminer les propriétés des sols ainsi que leurs niveaux d'amplification potentiels. Afin de localiser les zones concernées par l'effet du site et d'analyser la répartition des dommages observés après les séismes. Il ressort globalement de ces études que dans ces diverses zones urbaines, une grande influence des effets de site sur la répartition des dommages, selon les niveaux du mouvement du sol enregistré et aussi la vulnérabilité des bâtiments existants. Ces études fournissent des informations utiles et essaient de tirer de ces événements dévastateurs des enseignements utiles à la protection de la société et des systèmes urbains et l'environnement.

Un constat général de l'existence d'un lien entre la distribution des dommages sismique et les conditions de site est bien établi. Cependant ces études ne fournissent pas une estimation quantitative de l'influence de ces conditions sur les dommages sismiques et ne fournissent pas un lien analytique entre ces dommages et les effets de site.

Par ailleurs, dans la littérature scientifique intéressée par le domaine du risque sismique, on a constaté que l'influence des effets de site sur les dommages sismique n'est pas quantifié, à cet effet on se propose dans la présente thèse, de développer

une approche nouvelle permettant d'intégrer les effets de site dans l'estimation des dommages sismique, par l'élaboration d'un modèle générale capable prendre en compte et de prédire et de quantifier l'impact des effets du site sur les dommages sismique. Cette méthodologie proposée et qui sera adaptée aux types de bâtiments représentant le parc immobilier Algérien, avec le niveau d'aléa attendu, pourrait être adapté à d'autre région et pays, sous réserve de fournir les paramètres, identifiant les types de bâtiments et aussi l'aléa sismique.

D'autre part, dans cette thèse on investie aussi l'influence de la réponse non linéaire des sols sur les dommages sismiques. Cet aspect qui est rarement traité dans la littérature. Cette investigation aura pour objectif d'établir un lien entre cet aspect et la répartition des dommages sismiques, qui conduira à une meilleure évaluation de ces dommages attendus à l'échelle urbaine.

3.5 Conclusion

Dans le présent chapitre destiné à un état de l'art sur la prise en compte des effets de site locaux. Une analyse bibliographique visant à décrire en premier lieu le phénomène d'effet de site et ces différents types lithologiques et topographiques ainsi leurs principales caractéristiques est présentée. En deuxième lieu, les différentes méthodes expérimentales et de modélisations numériques d'estimation de l'effet de site ont été décrites. En fin de chapitre, une analyse critique des méthodes actuelles à été faite, avec l'identification de la problématique traitée dans la présente thèse, qui traite de l'impact de l'effet de site sur l'estimation du risque sismique exprimé par les dommages sismiques du bâti courant au niveau des sites urbains, avec une adaptation pour les typologies des bâti la plus répondus en Algérie, en considérant des actions sismiques compatibles avec le niveau d'aléa attendu sur l'ensemble du territoire Algérien. Cette analyse à permis de formuler une contribution, par la proposition d'une solution visant à apporter des améliorations en matière de prise en compte des effets de site, qui sera développée dans le chapitre suivant consacré à l'approche adoptée dans la présente thèse, pour l'implémentation des effets de site dans l'estimation des dommages sismiques.

Chapitre 4

Méthodologie adoptée pour l'implémentation des effets de site dans l'estimation des dommages sismiques

4.1 Introduction

Dans le présent chapitre nous procédons à la présentation de la méthodologie adoptée dans la présente thèse, pour l'implémentation des effets de site dans l'estimation des dommages sismique, en milieu urbain avec la prise en compte des effets de site dus aux conditions géotechniques locales. La démarche proposée (Dif.et et al., 2019) à pour objectif de dériver les dommages consécutifs aux séismes des bâtiments, par l'utilisation d'une approche adaptée du modèle Hazus ("Hazard United-States"), l'outil élaboré par Federal Emergency Management Agency (FEMA) pour l'estimation des pertes sismiques (HAZUS-MH, 2003), associée à une approche décrivant quantitativement les effets de site, basée sur les facteurs non linéaire d'amplification de site de Borchardt (Borchardt, 1994), qui sont dépendant de la vitesse des ondes de cisaillement caractérisant les conditions du site et également du niveau de mouvement au sol exprimé par la valeur du PGA (accélération maximale du sol).

4.2 Estimation des dommages

4.2.1 Méthodologie Hazus

La méthodologie HAZUS (HAZUS-MH, 2003) a été mise au point par l'institut national des sciences du bâtiment (NIBS) aux Etats Unis, pour évaluer les dommages sismiques d'une structure en particulier, en vue principalement de mener des études d'évaluation des risques à une échelle urbaine ou régionale. La méthode comprend plusieurs étapes: inventaire des bâtiments, analyse des aléas, estimation des dommages physiques directs, estimation des dommages physiques induits et enfin estimation des pertes économiques directes et indirectes. En se fixant comme objectif d'estimer l'influence de l'effet de site sur l'endommagement des structures, on s'intéressera dans le présent travail uniquement aux dommages physiques structurels causés aux bâtiments. La méthode utilisée est celle du spectre de capacité et des courbes de fragilité, où le dommage est en fait quantifié grâce à un paramètre structurel, qui est le déplacement latéral correspond au déplacement du toit du bâtiment.

Une estimation des dommages peut être obtenue, lorsque l'aléa sismique et le type de bâtiment sont connus. L'approche utilisée pour estimer les dommages dans la méthodologie Hazus est basée sur la capacité spectrale (FEMA 1999, 2003) comprenant quatre étapes : la définition de la courbe de capacité sur la base de la typologie du bâtiment, le choix de l'action sismique, la détermination du point de performance et du déplacement associé S_d en comparant la sollicitation sismique et la capacité de la structure, en utilisant les paramètres des courbes de fragilité pour estimer les probabilités de dommages. Ces derniers sont dérivés directement du déplacement spectral S_d en utilisant Eq. (4.1) (HAZUS-MH, 2003) :

$$P[ds|S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right) \right] \quad (4.1)$$

$P[ds|S_d]$ est la probabilité d'obtenir ou dépasser un niveau spécifique de dommage ds pour un déplacement spectral donné S_d .

$\bar{S}_{d,ds}$ est le déplacement spectrale où la probabilité de dépassement d'un spécifique état de dommage est de 50%.

Φ est la cumulative loi normale distribution.

β_{ds} est la standard déviation de déplacement correspondant à un niveau de dommage ds , atteint pour la spécifique typologie de bâtiment considérée : $P[S | S_d]$, $P[M | S_d]$, $P[E | S_d]$, $P[C | S_d]$.

Avec :

$P[S | S_d]$ = probabilité d'être dans ou dépasser l'état de dommage léger, S.

$P[M | S_d]$ = probabilité d'être dans ou dépasser l'état de dommage moyen, M.

$P[E | S_d]$ = probabilité d'être dans ou dépasser l'état de dommage important, E.

$P[C | S_d]$ = probabilité d'être dans ou dépasser l'état de dommage complet, C.

Les probabilités de dommage partiel peuvent être calculées comme suit :

-La probabilité de dommage complet, $P[C] = P[C | S_d]$ (4.2)

-La probabilité de dommage important, $P[E] = P[E | S_d] - P[C | S_d]$ (4.3)

-La probabilité de dommage modéré, $P[M] = P[M | S_d] - P[E | S_d]$ (4.4)

-La probabilité de dommage léger, $P[S] = P[S | S_d] - P[M | S_d]$ (4.5)

-La probabilité de dommage nul, $P[\text{sans}] = 1 - P[S | S_d]$ (4.6)

Ce calcul est répété pour chaque typologie de bâtiment et exige une analyse détaillée d'un grand nombre de bâtiments représentatifs de la classe considérée. Les valeurs moyennes du déplacement spectral sont obtenues à partir de l'observation des valeurs des déplacements associées à chaque degré de dommage. L'écart-type prend en compte les incertitudes liées aux valeurs moyennes du déplacement ainsi qu'à la sollicitation sismique.

Les courbes de fragilité expriment donc le déplacement spectral S_d en fonction de la probabilité d'endommagement. Dans une telle courbe, on dit qu'un pourcentage de bâtiments par rapport au nombre total de bâtiments dans la classe considérée, sont susceptibles de subir un degré d'endommagement donné sous l'action d'un séisme ou d'un déplacement spectral donné. Ces courbes

accompagnées d'inventaires de bâti, permettent une quantification des dommages subis pour un événement sismique donné.

La méthodologie Hazus, permet aussi l'évaluation des dommages indirects tels que les incendies ou les inondations par rupture de barrages, où l'évaluation des dommages sociaux directs ainsi que les pertes directes et indirectes. Ces types d'évaluations ne font pas partie de l'objectif du présent travail.

La méthodologie, utilise des fonctions de dommages pour les structures, en tenant compte de leurs âges et zones sismiques, suivant quatre codes : pré code pour les structures construites avant 1941 avant les codes parasismiques, le code modéré pour les structures construites après 1941, haut code pour les structures construites après 1975 avec une conception parasismique (voir Tableau 7). Les fonctions de dommages issues de cette méthode incluent les courbes de capacités (accélération en fonction du déplacement) et les courbes de fragilités (probabilité du dommage en fonction du déplacement).

Tableau 7. Choix des fonctions de dommages pour les structures, tenant compte de leurs âges et zones sismiques

Zone sismique UBC	Poste-1975	1941-1975	Pré-1941
Zone 4	Haut code	Code modéré	Pré code
Zone 3	Code modéré	Code modéré	Pré code
Zone 2B	Code modéré	Bas code	Pré code
Zone 2A	Bas code	Bas code	Pré code
Zone 1	Bas code	Pré code	Pré code
Zone 0	Pré code	Pré code	Pré code

Dans la présente étude, nous introduisons plusieurs légères modifications à l'approche de Hazus :

- D'abord en regroupant les probabilités originales correspondant aux cinq états de dommages (c.-à-d. ND No Damage, SD Slight Damage, MD Modération Damage, ED Extensive Damage et CD Complet Damage). En utilisant l'indice de dommage moyen normalisé (DI), l'objectif visé est de déterminer le dommage global attendu pour différentes typologies de bâtiments et de comparer les dommages correspondant aux différentes conditions de site, en passant d'une valeur vectorielle correspondant à une

site classe donnée vers une valeur scalaire, qui est la vitesse des ondes de cisaillement V_{S30} . Ce paramètre (DI) et la procédure de son dérivation sont présentés dans le paragraphe suivant (4.2.2).

- Deuxièmement, en adaptant le spectre de réponse à des conditions de site spécifiques, à travers les facteurs d'amplification de site non linéaires de Borchardt (1994) : F_a (période courte) et F_v (période intermédiaire). Borchardt (1994) a utilisé des enregistrements de mouvements forts provenant de séismes californiens pour proposer une relation décrivant la dépendance de (F_a) et (F_v) à la vitesse moyenne des ondes de cisaillement V_{S30} et à l'accélération maximale du sol (PGA). Ce processus d'adaptation est brièvement rappelé en paragraphe (4.3.2).

Compte tenu de ces adaptations, les principales étapes de la méthode proposée ici pour estimer la probabilité de dommage en tenant compte des effets du site sont résumées en Figure 4.1.

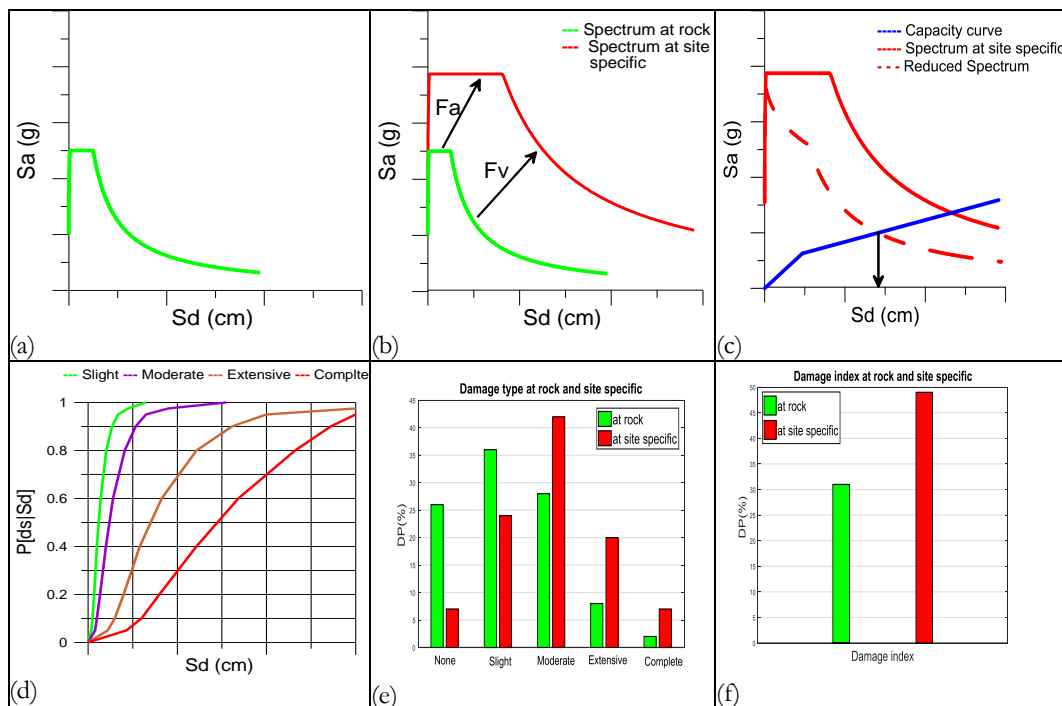


Figure 4.1: Schéma des étapes principales pour l'estimation des probabilités des dommages en considérant et non considérant les effets de site, (a) Spectre élastique au rocher, (b) Spectre élastique au site spécifique, (c) Point de performance, (d) Courbes de Fragilité, (e) Type de probabilités des dommages au rocher et au site spécifique, (f) Indice de dommage Moyen au rocher et en site spécifique

- (a) Définition du spectre élastique d'un site rocheux pour un niveau donné de PGA.
- (b) Établissement du spectre élastique pour un site spécifique caractérisé par le proxy V_{S30} en utilisant les facteurs d'amplification non linéaires (Fa) et (Fv).
- (c) Détermination du point de performance par analyse spectrale en tenant compte de la courbe de capacité du bâtiment, dérivée de sa typologie.
- (d) En utilisant les paramètres des courbes de fragilité pour estimer les probabilités des différents états de dommage :
- (e) Sans dommages (ND), dommages légers (SD), Dommages modérés (MD), Dommages extensives (ED) et dommages complets (CD). Les probabilités pour ces cinq états de dommages peuvent être déterminées pour des bâtiments situés sur des sites rocheux et spécifiques caractérisés par V_{S30} .
- (f) Le regroupement de ces cinq probabilités de dommage en une seule, qui est l'indice moyen de dommage normalisé (DI), calculé sur un site rocheux et sur un site spécifique, comme présenté dans le paragraphe suivant.

4.2.2 Dérivation de DI et l'indice d'augmentation des dommages DIR

La valeur unique proposée dans ce travail pour exprimer les dommages sismiques des constructions, est «l'indice de dommage moyen normalisé» (DI), utilisé pour exprimer avec un seul nombre dans la gamme de zéro (pour aucun dommage) à un (pour un dommage complet), les dommages globaux attendus pour un type particulier de bâtiment, de sorte que celui-ci puisse être étendu pour exprimer les dommages sismiques pour une ville entière. Le *DI* est calculé par la formule décrite dans (Vargas et al., 2013) comme suit :

$$DI = \frac{1}{n} \sum_{i=0}^n iP(ds_i) \quad (4.7)$$

$P(ds_i)$ est la probabilité d'obtenir éventuellement un état d'endommagement de type i .

$$DI = \frac{1}{n} \sum_{i=0}^n D_i \quad (4.8)$$

D_i est la probabilité que le type i soit endommagé ($i = 0, 1, 2, 3, 4$).

D_0 est la probabilité qu'aucun dommage ne soit causé ($D_0=ND$) ;

D_1 est le dommage léger ($D_1=SD$) ;

D_2 est le dommage modéré ($D_2=MD$) ;

D_3 est le dommage extensif ($D_3=ED$) ;

D_4 est le dommage complet ($D_4=CD$).

La formule (4.8) devient :

$$DI = \frac{1}{4} \sum_0^4 D_i \quad (4.9)$$

$$DI=0.25.SD+ 0.5.MD +0.75.ED+CD \quad (4.10)$$

La détermination de DI permet d'évaluer l'état des dommages pour les typologies de bâtiment sélectionnées. Dans ce travail, nous nous intéressons à la variation de DI en fonction de diverses conditions de site et différents niveaux du mouvement du sol, à fin déduire certaines informations utiles qui permettent d'établir un lien direct entre DI et les conditions du site, ainsi d'intégrer ces conditions dans l'estimation des dommages sismiques.

Dans le but de quantifier l'influence des effets du site sur les dommages aux bâtiments, nous introduisons un nouvel indice. Les valeurs de DI sont calculées pour des bâtiments similaires reposant sur des sites rocheux et sur des sites spécifiques, puis comparées par leur rapport, noté "DIR" pour le ratio d'augmentation des dommages causés par les effets de site :

$$DIR = \frac{DI_{(site)}}{DI_{(rocher)}} \quad (4.11)$$

Dans le présent travail, nous étudions la dépendance de DI et DIR des conditions du site et des niveaux du mouvement des sols, pour les différents modèles de bâtiment sélectionnés, tout en mettant l'accent particulièrement sur

l'influence du comportement non linéaire des sols sur les dommages sismiques des bâtiments.

4.3 Spectre élastique en tenant compte des effets de site

L'impact des conditions du site sur le mouvement du sol est en effet, un problème complexe impliquant plusieurs types de phénomènes physiques spécifiques au site. Pour le présent objectif, nous suivons une approche dans laquelle le mouvement du sol est caractérisé par un spectre de réponse en accélération élastique en forme de plateau, dont les caractéristiques sont adaptées à la vitesse moyenne des ondes de cisaillement du site à faible profondeur.

4.3.1 Spectre élastique

La première étape importante dans l'estimation de la probabilité de dommage est la définition d'un spectre élastique représentant la sollicitation sismique, suffisamment générique pour représenter n'importe quel niveau de mouvement sismique et tout type de conditions du site. Nous avons suivi la description de la forme spectrale de réponse standard construite à partir du PGA, utilisée dans l'outil d'estimation de dommages SELINA (Molina et al., 2007) :

$$S_a(T) = S_a@0.3 * (0.4 + 0.6 * T/T_A) \quad \text{Si } 0 < T < T_A \quad (4.12)$$

$$S_a(T) = S_a@0.3 \quad \text{Si } T_A < T < T_{AV} \quad (4.13)$$

$$S_a(T) = S_a@1.0 * 1/T \quad \text{Si } T_{AV} < T < T_{VD} \quad (4.14)$$

$$S_a(T) = S_a@1.0 * T_{VD}/T^2 \quad \text{Si } T_{VD} < T < 10s \quad (4.15)$$

Où:

S_a est l'accélération spectrale.

T est la période en seconde.

$S_a@0.3$ est l'accélération spectrale (S_a) à 0.3s.

$S_a@1$ est l'accélération spectrale (S_a) à 1s.

T_A est la période du côté gauche du plateau spectrale.

T_{AV} est la période de transition entre l'accélération spectrale constante et la vitesse spectrale constante.

T_{VD} est la période de transition entre la vitesse spectrale constante et le déplacement spectrale constant.

Ces trios périodes caractéristiques sont calculées comme suit :

$$S_a(T) = S_a@1.0/S_a@0.3 \quad (4.16)$$

$$T = 0.2 T_{AV} \quad (4.17)$$

$$T_{VD} = 1/f_c = 10^{\frac{(M-5)}{2}} \quad (4.18)$$

f_c est la fréquence de corner déterminé par la relation de Joyner et Boore (Joyner and al., 1988) , en fonction du moment magnitude M .

4.3.2 Spectre élastique modifié

Les différents codes du bâtiment prennent en compte les effets de site en définissant un spectre élastique pour différentes catégories de sites (par exemple, sols rocheux, durs, raides et meubles). La classification du site étant généralement basée sur la vitesse des ondes de cisaillement à faible profondeur, souvent caractérisé par le proxy V_{S30} , c'est-à-dire la vitesse moyenne sur les 30 premiers mètres. C'est le cas par exemple de l'UBC (Uniform Building Code) qui utilise les classes de sites NEHRP (FEMA 222A, 1994), l'Eurocode 8 (EC8, 2004), où la classification des sites est très similaire à NEHRP, la norme indienne IS 1893. (BIS, 2002) et plusieurs autres codes. Dans tous ces codes, les conditions de site sont classées (Doğangün et Livaoglu, 2006) en différentes catégories particulières : types de sol, type de profil de sol, classe de site locale ou classes de sous-sol. Ces catégories sont définies suivant certains intervalles de la vitesse moyenne des ondes de cisaillement.

Bien que cette catégorisation dans un nombre réduit, de classes de sites discrets soit largement utilisée, elle a récemment évolué pour devenir un schéma continu dans lequel l'amplification de site varie continuellement avec V_{S30} . Ce n'est pas encore le cas dans la plupart des codes du bâtiment, ni dans la méthodologie Hazus, mais qui est maintenant utilisée pour la dérivation des GMPE - Equations

de prédiction du mouvement au sol, comme par exemple dans les dernières générations de GMPE NGA et RESORCE (Abrahamson et al., 2008; Gregor et al., 2014; Douglas et al., 2014).

Dans ce travail, nous proposons d'utiliser la formulation continue proposée tout d'abord par Borchardt (1994) basée sur les facteurs d'amplification de site, afin de déduire le spectre élastique de diverses valeurs de la vitesse des ondes de cisaillement, allant des sols très mous aux sites rocheux (référence), indépendamment de toute éventualité catégorisation de site a priori. Borchardt (1994) a proposé de résumer les effets de site par l'usage de deux facteurs d'amplification : l'un, (F_a) à courtes périodes (à 0,3 seconde) et l'autre, (F_v) pour des périodes intermédiaires (à 1 seconde). Il a utilisé les enregistrements de mouvements forts disponibles (principalement de la Californie à cette époque) pour étudier la relation entre ces facteurs d'amplification de site et la valeur V_{S30} , ainsi que le niveau d'excitation sismique caractérisé par le PGA et il a établi les équations suivantes Borchardt (1994) :

$$F_a = \left(\frac{V_{ref}}{V_{S30}} \right)^{m_a} \quad (4.19)$$

et

$$F_v = \left(\frac{V_{ref}}{V_{S30}} \right)^{m_v} \quad (4.20)$$

Où

m_a et m_v exposants variant en fonction des paramètres d'entrée du mouvement du sol, pour tenir en compte du comportement non linéaires des sols, comme spécifié dans le Tableau 8 (Borchardt, 1994).

V_{ref} est une vitesse de référence =1050 m/s.

V_{S30} est une vitesse moyenne des ondes de cisaillement dans les 30 m supérieurs.

Tableau 8. Valeurs m_a et m_v pour divers niveaux de mouvement du sol (Borchardt, 1994)

PGA	0.1g	0.2g	0.3g	0.4g
m_a	0.35	0.25	0.10	-0.05
m_v	0.65	0.60	0.53	0.45

Dans la présente étude, cinq (5) niveaux de mouvement du sol exprimés par le niveau de PGA sur un site rocheux sont choisis, pour représenter l'action sismique, couvrant la gamme des niveaux attendus sur l'ensemble du territoire Algérien, comme indiqué dans (Pelaez et al., 2005), l'étude relative à la mise à jour des valeurs probabilistes de l'aléa sismique du nord de l'Algérie, après le séisme du 21 mai 2003 à Boumerdès ($M_w=6.8$), qui montre que la valeur moyenne du PGA varie entre 0,04 et 0,48 g. Cette étude indique également que les plus grandes valeurs d'accélération maximale moyenne du sol (PGA) sont obtenues dans l'extrême nord de l'Algérie, en particulier dans la zone centrale de l'Atlas Tell. Ces valeurs sont de l'ordre de 0,48 g pour une période de retour de 475 ans. Comme indiqué dans (Layadi et al., 2016), cette région connue sous le nom de «bassin inférieur du Chelif» a un taux de sismicité historique relativement élevé et a été instable sur les échelles de temps géologiques. Plusieurs failles actives ont été identifiées dans cette région, avec une déformation active exprimée par des failles inverses et des failles liées aux plis qui agissent est-nord-est, parallèlement à la frontière de plaque convergente entre les plaques africaine et eurasiennne. La ville de Chlef (anciennement El-Asnam) située dans cette région a connu plusieurs séismes de modérés à importants, le séisme d'El-Asnam du 10 octobre 1980 ($M_s 7.3$), qui a été l'un des événements sismiques les plus destructeurs de la Méditerranée occidentale, tuant plus de 2600 personnes et causant des dégâts considérables.

Les conditions de site locales dans cette zone sont caractérisées par des sédiments quaternaires constitués d'alluvions récentes et modernes qui recouvrent les roches du Miocène au sud. Les vitesses des ondes de cisaillement (V_s) des sédiments quaternaires vont de 250 à 600 m/s, tandis que les V_s pour le substratum rocheux du Miocène varient de 800 à 1300 m/s. L'étude réalisée par (Layadi et al., 2016) a révélé un pic net sur tous les sites du nord-ouest dans la gamme 3–4 Hz, caractérisée par l'épaisseur importante du sédiment quaternaire, avec un facteur d'amplification de 3–5. Sur les autres sites, en particulier dans le centre-ville, le pic était moins évident.

Dans cette thèse, cinq valeurs sont considérées, allant des mouvements modérés à forts : 0,10 g, 0,20, 0,30, 0,40 et 0,50g. Pour chaque valeur de PGA, les spectres correspondants spécifiques au site peuvent être calculés à l'aide des formules ci-dessus (4.19 et 4.20), pour toute valeur V_{S30} . Pour la plus grande valeur de PGA (0,5 g), nous proposons des valeurs de (-0,20) et (0,36) pour (m_a) et (m_v), respectivement, obtenues en extrapolant simplement les tendances des valeurs originales fournies dans la plage [0,1 g, 0,4 g] (voir le Tableau 8).

Afin d'étudier la dépendance réelle du niveau de dommage des conditions du site, nous avons considéré onze (11) valeurs de V_{S30} (soit 100, 200, 300, 400, 500, 600, 700, 800, 900, 1000, 1050 m/s), allant des sols très mous jusqu'à la valeur de référence (V_{ref}).

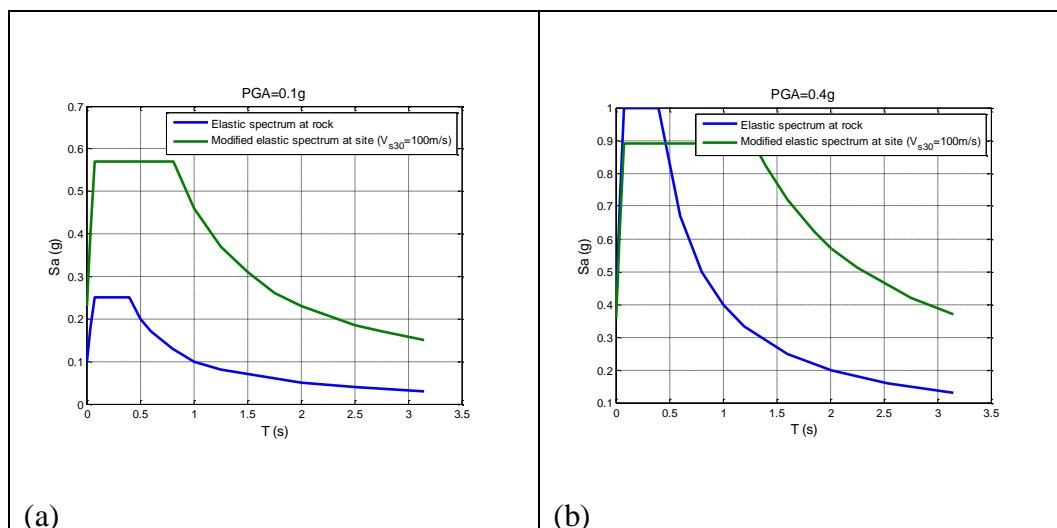


Figure 4.2: Exemples de spectre élastique dans le format $S_a(T)$, au rocher (courbe bleue) et sol très meuble ($V_{S30} = 100$ m/s, courbe verte), pour deux niveaux PGA : (a) PGA=0.1 g à gauche et (b) PGA=0.4 g à droite

A titre d'un exemple, la Figure 4.2 montre la variation d'un spectre élastique d'un site rocheux à un site très meuble avec $V_{S30}=100$ m/s, pour deux niveaux PGA (modéré: PGA=0.1g et élevé: PGA=0.4g).

4.4 Typologies et comportement des structures

4.4.1 Typologies des structures

Les valeurs de *DI* et *DIR* dépendent non seulement du niveau du mouvement du sol et des conditions du site, mais également de la typologie du bâtiment. Parmi les types de modèles de bâtiment utilisé dans la méthodologie Hazus, huit (8) modèles ont été choisis sur la base du fait qu'ils représentent les types de bâtiments les plus courants en Algérie. Cependant, la méthodologie proposée pourrait facilement être étendue à tout autre modèle de bâtiment. Comme indiqué dans (Mébarki et al., 2014; Boukri et al., 2014), les bâtiments communs en Algérie correspondent aux typologies de Hazus suivantes :

- Bâtiments en maçonnerie non armée (URM) de hauteur faible (URML) et moyenne (URMM).
- Portique en béton armé avec murs de remplissage en maçonnerie non armée (C3) de hauteur faible (C3L), moyenne (C3M) et élevée (C3H).
- Murs voile en béton armé (C2) de hauteur faible, moyenne et élevée (C2L, C2M et C2H, respectivement).

Comme rappelé en paragraphe (4.2.1), la méthode Hazus tient compte de la conception parasismique des bâtiments, selon quatre niveaux de conception parasismique :

- Pré-Code : si le bâtiment n'a aucune conception parasismique.
- Low Code : pour le faible dimensionnement parasismique.
- Moderate Code : pour le dimensionnement parasismique modéré.
- High Code : pour le plus haut niveau de dimensionnement parasismique.

Dans ce travail, nous avons opté pour le "Low Code" (code bas), qui attribue un degré de vulnérabilité exprimés par les paramètres des courbes de capacité et de fragilités aux typologies de bâtiments choisis, en considérant qu'elles sont conçus avec un faible dimensionnement parasismique. Pour chacune de ces typologies, Hazus assigne d'une part les paramètres décrivant les courbes de capacité associées

(période, limite élastique, limite ultime) et d'autre part les courbes de fragilité correspondantes (c.-à-d. probabilité d'atteindre ou de dépasser un niveau de dommage donné pour une valeur donnée de déplacement). Les paramètres utilisés dans cette étude et correspondant à la catégorie Hazus "code bas" (HAZUS-MH, 2003), sont énumérés dans les Tableaux 9 et 10 et leurs courbes de capacité sont présentés en Figure 4.3. Comme le montre le Tableau 9, la période propre élastique dépend principalement de la hauteur du bâtiment, tandis que la limite d'élasticité et la ductilité dépendent également de la typologie du bâtiment.

Tableau 9. Paramètres des courbes de capacité pour la typologie Hazus- low code pour les huit (8) types de bâtiments sélectionnés

Type de bâti	Point de capacité élastique		Point de capacité ultime		T_e (s)	Nombre d'étages	Hauteur (m)
	D_Y (cm)	A_Y (g)	D_u (cm)	A_u (g)			
URML	0.61	0.2	6.10	0.4	0.34	1-2	4.572
URMM	0.69	0.111	4.60	0.222	0.50	3+	10.668
C3L	0.3	0.1	3.43	0.225	0.34	1-3	6.091
C3M	0.66	0.083	4.95	0.188	0.56	4-7	15.24
C3H	1.88	0.063	10.43	0.143	1.10	8+	36.75
C2L	0.3	0.1	3.81	0.25	0.34	1-3	6.091
C2M	0.66	0.083	5.49	0.208	0.56	4-7	15.24
C2H	1.88	0.063	11.66	0.159	1.10	8+	36.75

Tableau 10. Les paramètres des courbes de fragilités Hazus- low code pour les huit (8) types de bâtiments sélectionnés

Type de bâti	Dommage léger		Dommage Modéré		Dommage extensive		Dommage Complet	
	$S_{d,ds}$ (cm)	β_{ds}	$S_{d,ds}$ (cm)	β_{ds}	$S_{d,ds}$ (cm)	β_{ds}	$S_{d,ds}$ (cm)	β_{ds}
URML	1.04	0.99	2.06	1.05	5.16	1.1	12.01	1.08
URMM	1.6	0.91	3.2	0.92	8	0.87	18.67	0.91
C3L	1.37	1.09	2.74	1.07	6.86	1.08	16.00	0.91
C3M	2.29	0.85	4.57	0.83	11.43	0.79	26.67	0.98
C3H	3.3	0.71	6.58	0.74	16.46	0.9	38.40	0.97
C2L	1.83	1.04	3.48	1.02	9.02	0.99	22.86	0.95
C2M	3.05	0.82	5.82	0.81	15.04	0.81	38.1	0.99
C2H	4.39	0.68	8.38	0.73	21.67	0.84	54.86	0.95

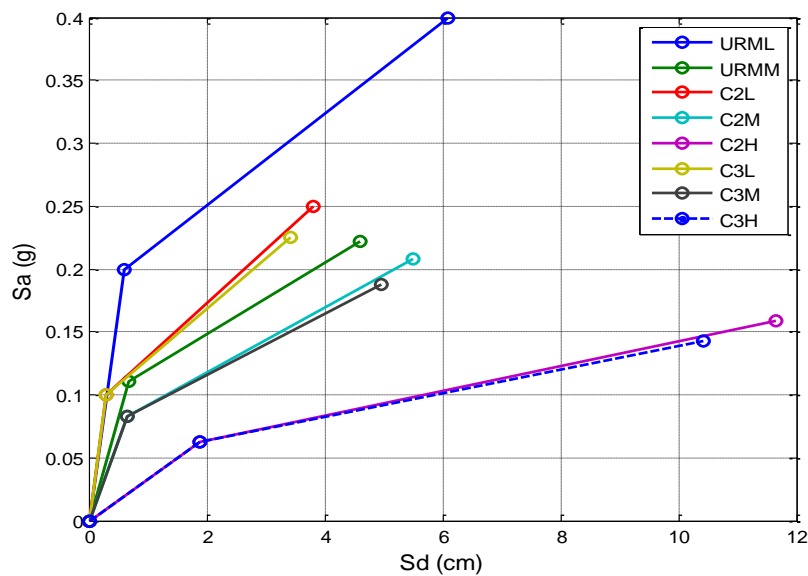


Figure 4.3: Courbes de capacité Hazus- low code pour les huit (8) types de bâtiments sélectionnés

4.4.2 Définition des états de dommages

Dans la méthodologie HAZUS, trente six (36) typologies de bâtiments sont considérées, définies à partir de leur matériau de construction, du système porteur définissant le comportement général de la structure et du nombre d'étages, ces typologies sont regroupés en 16 systèmes structurels définis : W1 et W2 pour les bâtiments en bois, S1 à S5 pour les bâtiments en acier, C1 à C3 pour les bâtiments en béton, PC1 et PC2 pour les bâtiments composés d'éléments en béton préfabriqué, RM1 et RM2 pour les bâtiments en maçonnerie renforcée, URM pour les bâtiments en maçonnerie non renforcée et MH pour la classe particulière des mobil-homes.

Pour les 16 systèmes structurels, quatre niveaux de dommages sont définis : « Léger », « modéré », « important » et « totale », pour chaque système structurel on distingue deux types de dommages : structurel (relatif aux éléments porteurs) et non structurel (autres éléments). Nous présentons, la définition des états de dommages du type structurel relative aux systèmes structurels : C2, C3 et URM qui sont étudiés dans le présent travail.

1) Bâtiments à Murs voiles en béton armé (C2)

- Dommmages structurels Légers: Fissures diagonales fines sur la plupart des surfaces des murs; petits effritement de béton en quelques endroits.
- Dommmages structurels modérés: La plupart des surfaces des murs de cisaillement présentent des fissures diagonales; certains murs de cisaillement ont dépassé la capacité élastique, ce dépassement est indiquée par des fissures diagonales plus grandes et l'effritement du béton aux extrémités des murs.
- Dommmages structurels importants: La plupart des murs de cisaillement en béton ont dépassé leur capacité élastique; certains murs ont dépassé leurs capacités ultime, ceci est indiquée par de grandes fissures diagonales à travers les murs, un effritement important le long des fissures, endommagement des armatures des murs ou par le pivotement des parois minces qui ont des fondations inadéquates. Un effondrement partiel peut se produire en raison de la défaillance des colonnes non ductiles, qui ne sont pas conçues pour résister à des charges latérales.
- Dommmages structurels complets: La structure s'est effondrée ou elle est sur le point imminent d'effondrement en raison de la rupture de la plupart des murs de cisaillement et de certaines poutres ou colonnes critiques. Il est prévu qu'environ 13% (faible hauteur), 10% (moyenne hauteur) ou 5% (grande hauteur) de la superficie totale des bâtiments C2 avec des dommages complets s'effondreront.

2) Bâtiments à ossature portique en béton avec des murs de remplissage en maçonnerie non renforcés (C3)

- Dommmages structurels Légers: Fissures diagonales (parfois horizontales) sur la plupart des murs de remplissage; fissures aux interfaces du remplissage avec le portique.
- Dommmages structurels modérés: La plupart des surfaces des murs de remplissage présentent de plus grandes fissures diagonales ou horizontales;

certains murs présentent un écrasement d'éléments constituant la maçonnerie (brique, parpaing,...etc.) autour des nœuds (liaison poteau-poutre). Des fissures de cisaillement diagonales peuvent être observées dans les poutres ou les poteaux en béton armé.

- Dommmages structurels importants: La plupart des murs de remplissage présentent de grandes fissures; certaines d'éléments constituant la maçonnerie (brique, parpaing,...etc.) peuvent se détacher et tomber; certains murs de remplissage peuvent déplacer hors leurs plans; peu de murs peuvent s'effondrer partiellement ou complètement; peu de poteaux ou de poutres en béton peuvent se rompre en cisaillement, entraînant un effondrement partiel. La structure peut présenter une déformation latérale permanente.
- Dommmages structurels complets: La structure s'est effondrée ou est en risque imminent d'effondrement en raison d'une combinaison de défaillance totale des murs de remplissage et de défaillance des poutres et colonnes en béton armé, en raison de leur manque de ductilité. On s'attend à ce que 15% environ (faible hauteur), 13% (moyenne hauteur) ou 5% (grande hauteur) de la superficie totale des bâtiments C3 avec des dommages complets soient effondrés.

3) Bâtiments à Murs porteurs en maçonnerie non renforcés (URM)

- Dommmages structurels légers: Fissures diagonales en forme de gradins sur les surfaces des murs en maçonnerie; des fissures plus grandes autour des ouvertures de portes et de fenêtres dans les murs avec une grande proportion d'ouvertures; mouvements de linteaux; fissures à la base des parapets.
- Dommmages structurels modérés: La plupart des surfaces des murs présentent des fissures diagonales; certains murs présentent des fissures diagonales plus grandes; les murs de maçonnerie peuvent présenter une

séparation visible des diaphragmes; fissuration importante des parapets; certaines maçonneries peuvent se détacher des murs ou des parapets.

- Dommmages structurels importants: Dans les bâtiments ayant une surface relativement importante d'ouvertures de murs, la plupart des murs ont subi des fissures importantes. Certains parapets et murs d'extrémité sont effondrés. Les poutres ou les chaînages peuvent se déplacer par rapport à leurs supports.
- Dommmages structurels complets: La structure s'est effondrée ou est en risque imminent d'effondrement en raison d'une rupture des murs dans ou hors leurs plans. On s'attend à ce que 15% environ de la superficie totale des bâtiments URM avec des dommages complets s'effondrent.

4.4.3 Point de performance

La méthode adoptée pour évaluer les dommages attendus d'un bâtiment sous l'effet d'une sollicitation sismique prédéterminé; est basé sur le déplacement latéral du toit du bâtiment. Ce déplacement correspond à l'abscisse du point de performance résultant de la combinaison de la demande sismique et de la capacité structurelle.

Dans la présente étude, la détermination de ce point de performance est estimée par l'approche N2 décrite dans (Fajfar, 2000). Les spectres non linéaires S_{ai} et S_{di} pour une demande de ductilité donnée μ sont dérivés du spectre élastique linéaire correspondant S_{ae} et S_{de} comme indiqué dans (Chopra et Goel, 1999), en utilisant les facteurs de réduction dépendant de la période R_μ proposés par (Vidic et al. 1994).

$$S_{ai} = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (4.21)$$

$$S_{di} = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ai} \quad (4.22)$$

S_{ae} : Spectre élastique en accélération.

S_{de} : Spectre élastique en déplacement.

S_{ai} : Spectre inélastique en accélération.

S_{di} : Spectre inélastique en déplacement.

μ : Facteur de ductilité (le rapport entre le déplacement maximal de l'oscillateur et la limite élastique D_Y).

R_μ : Le facteur de réduction du à la ductilité déterminé par les Eqs. (4.23) et (4.24) :

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_{AV}} + 1 \quad (4.23)$$

$$R_\mu = \mu \quad (4.24)$$

Avec :

T_{AV} : Période de transition entre l'accélération spectrale constante et la vitesse spectrale constante.

Les principales étapes de la procédure utilisée pour déterminer le point de performance sont résumées comme suit :

Étape 1: Tracer le spectre de réponse élastique dans le plan (Accélération - Déplacement) à l'aide de l'équation suivante :

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (4.25)$$

Étape 2: Superposer le spectre de réponse élastique avec la courbe de capacité.

Étape 3: Choisir une valeur initiale de ductilité μ_0 , et dériver les spectres inélastiques réduits correspondants, en utilisant les équations (4.21), (4.22), (4.23) et (4.24) et déterminer l'abscisse S_d du point d'intersection entre les deux courbes. Ce point d'intersection conduit donc à un facteur de ductilité modifié de la courbe de capacité :

$$\mu_1 = \frac{S_d}{D_Y} \quad (4.26)$$

D_Y : Abscisse de la limite élastique de la capacité de la courbe.

Étape 4: Comparer μ_1 et μ_0 . et vérifier si $\mu_1 = \mu_0$. Si non la procédure doit être répétée de manière itérative jusqu'à la vérification de :

$$\mu_1 = \mu_0 \quad (4.27)$$

Étape 5: Lorsque cette convergence est atteinte, l'intersection du spectre de réponse inélastique et de la courbe de capacité définit le point de performance (S_d , S_a).

La procédure est illustrée, par les deux exemples suivants, pour deux types de bâtiments avec un comportement sismique différent :

- Le type URML, présentant un comportement de faible ductilité, avec une période courte et un point de performance ayant une période $T < T_{AV}$, sous une sollicitation sismique modérée (0,1 g), située sur un site rocheux.
- Le type de bâtiment C3H, présentant un comportement ductile et une période plus longue, avec un point de performance correspondant à une période $T > T_{AV}$, sous forte sollicitation sismique (0,4 g) et situé sur un site meuble.

Les résultats obtenus sont présentés en Figure 4.4 et résumés dans le Tableau 11.

Tableau 11. Données du point de performance pour les types de bâtiment, URML (PGA 0.1g- $V_{s30}=1000$ m/s) et C3H (PGA 0.4g- $V_{s30}=300$ m/s)

Type de bâti	PGA (g)	V_{s30} (m/s)	μ Ductilité	D_Y Capacité élastique (cm)	S_d Point de performance (cm)	μ' Facteur de ductilité
URML	0.1	1000	1.247	0.61	0.76	1.246
C3H	0.4	300	3.865	1.88	7.26	3.861

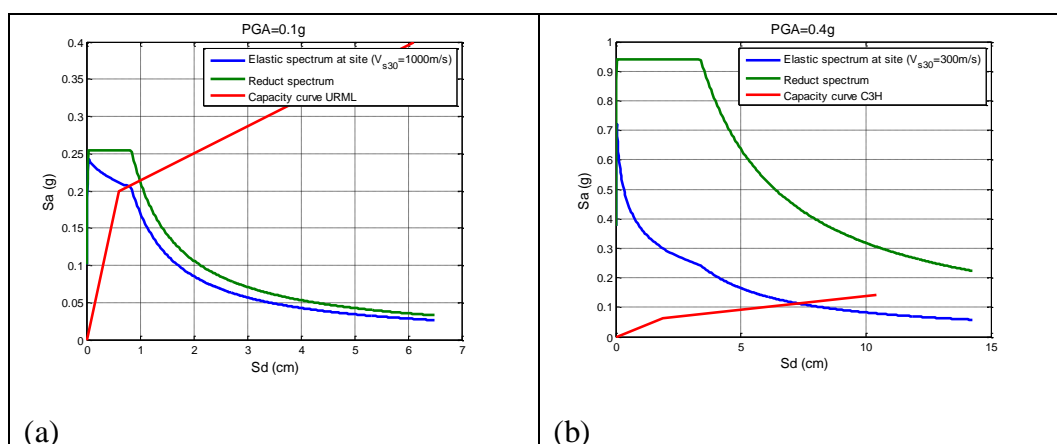


Figure 4.4: Point de performance pour le type de bâtiment, (a) URML (PGA=0.1 g) à gauche et (b) C3H (PGA=0.4 g) à droite

La détermination des probabilités de dommages et l'indice de dommage moyen normalisé correspondant, pour le deuxième exemple (modélisation C3H) est effectué et les résultats sont présentés dans le Tableau 12.

De la même manière, les différentes probabilités d'états de dommages (ND, SD, MD, ED et CD), sont déterminées pour deux niveaux de sollicitations sismiques $PGA=0,1g$ et $0,4g$ et pour une large plage de valeurs V_{S30} . Elles sont présentées en Figure 4.5.

Tableau 12. Probabilités des dommages pour le type de bâtiment C3H pour $PGA=0.4g$, dans un site avec $V_{S30}=300m/s$

Etat de Dommage	S_d (cm)	$S_{d,ds}$ (cm)	$\beta_{d,ds}$	$A = S_d/S_{d,ds}$	$B = \ln(A)/\beta_{d,ds}$	$\Phi[B]$	Probabilités cumulatives des dommages (%)	Probabilités des dommages (%)	DI (%)
Sans		/	/	/	/	/	100	13,33	41.11
Léger		3.3	0.71	2.201	1.111	0.8667	86.67	31.37	
Modéré	7.26	6.58	0.74	1.104	0.133	0.5530	55.30	37.14	
Extensive		16.46	0.9	0.441	-0.909	0.1816	18.16	13.86	
Complet		38.4	0.97	0.189	-1.717	0.0430	4.30	4.30	

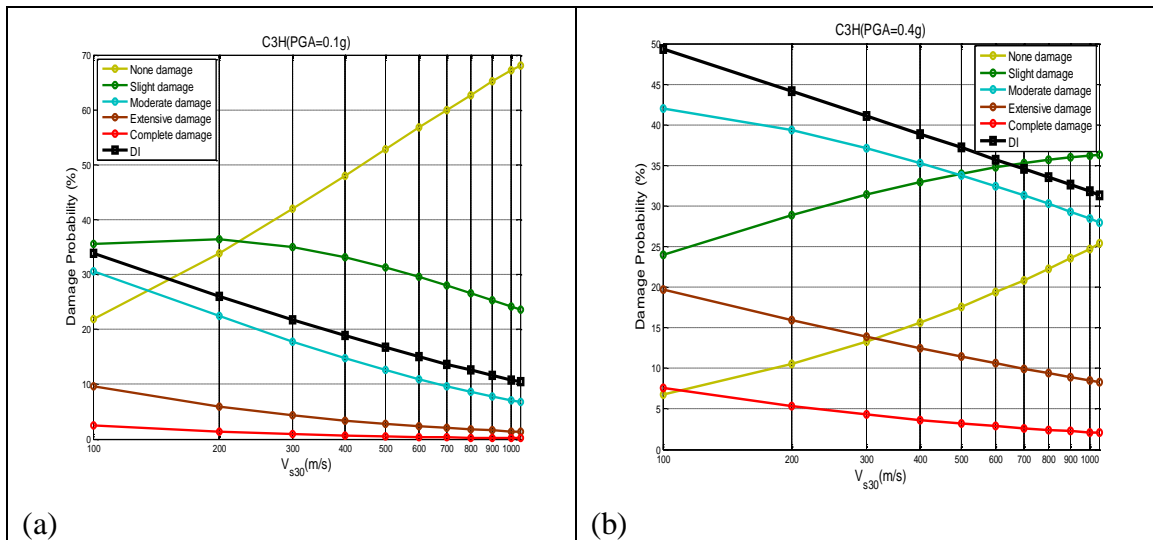


Figure 4.5: Variation des probabilités de dommages pour les cinq niveaux de dommages et l'indice scalaire DI en fonction de V_{S30} pour le type de bâtiment C3H pour deux niveaux de PGA: (a) $PGA = 0,1 g$, à gauche et (b) $PGA = 0,4g$, à droite

On peut remarquer que pour le type de bâtiment C3H, à un niveau de mouvement du sol relativement faible ($PGA=0,1 g$), les probabilités pour les 4

types de dommages, de SD à CD, augmentent avec la diminution de V_{S30} , nous notons que pour le niveau du dommage faible SD, une diminution est constatée dans les sols très meubles ($V_{S30}=100-200$ m/s), tandis que la probabilité du niveau ND diminue lorsque V_{S30} diminue.

A un niveau de mouvement du sol plus fort ($PGA=0,4$ g), les probabilités pour les 3 niveaux de dommages élevés (MD à CD) augmentent également lorsque V_{S30} diminue, tandis que la probabilité de niveaux de dommages SD et ND diminue lorsque V_{S30} diminue. L'indice de dommage moyen normalisé (DI) augmente également lorsque V_{S30} diminue et représente une dépendance logarithmique à V_{S30} pour les deux niveaux du mouvement du sol.

4.5 Conclusion

Dans le présent chapitre, nous avons procédé en premier lieu à la description de la méthodologie d'estimation du risque sismique Hazus, utilisée dans le présent de travail, qui est mise au point par l'institut national des sciences du bâtiment (NIBS) aux Etats Unis, pour évaluer les dommages sismiques à une échelle urbaine ou régionale avec ces principales étapes. Nous nous sommes intéressés à décrire particulièrement à la procédure d'estimation des dommages physiques directs, qui est basée sur l'approche du spectre de capacité. Par ailleurs nous avons procédé à la dérivation de deux facteurs d'analyse proposés dans la présente thèse, qui sont : l'indice de dommage moyen normalisé *DI* exprimant les dommages sismiques et l'indice d'augmentation des dommages dus aux effets de site *DIR*.

Comme dans le présent objectif, nous suivons une approche dans laquelle le mouvement du sol est caractérisé par un spectre de réponse en accélération, dont les caractéristiques sont adaptées à la vitesse moyenne des ondes de cisaillement. Nous avons défini le spectre élastique représentant la sollicitation sismique. Il s'agit de la forme spectrale de réponse standard construite à partir de PGA, utilisée dans l'outil d'estimation de dommages SELENA (Molina et al., 2007) , et à été suivi par la description de l'approche utilisée, pour déduire le spectre élastique modifié qui tient compte des effets de site. Dans ce cadre nous avons présenté la

formulation continue proposée par Borchardt, qui est basée sur les facteurs d'amplification de site, l'un, (F_a) à courtes périodes (à 0,3 seconde) et l'autre, (F_v) pour des périodes intermédiaires (à 1 seconde). Afin de déduire des spectres élastiques de site spécifiques selon de diverses valeurs de la vitesse des ondes de cisaillement, allant des sols très mous à la référence (site rocheux), indépendamment de toute éventualité catégorisation de site a priori.

Dans la deuxième partie de ce chapitre consacré aux typologies et aux comportement des structures, nous avons présentes les huit (8) modèles choisis sur la base du fait qu'ils représentent les types de bâtiments les plus courants en Algérie : les bâtiments en maçonnerie non armée de hauteur faible et moyenne ; les portiques en béton avec murs de remplissage en maçonnerie non armée de hauteur faible, moyenne et élevée ; les murs voile en béton armé de hauteur faible, moyenne et élevée. Pour chacune de ces typologies, les paramètres décrivant les courbes de capacité et les courbes de fragilité correspondants à la catégorie Hazus "code bas", ainsi que la définition de leurs états de dommages sont présentés.

La procédure d'obtention du point de performance est décrite également dans ce chapitre, elle se base sur le déplacement latéral du toit du bâtiment résultant de la combinaison de la demande sismique et de la capacité structurelle et en utilisant l'approche dite N2. Où les spectres non linéaires sont dérivés du spectre élastique linéaire correspondant, en utilisant les facteurs de réduction dépendant de la ductilité et de la période propre. En fin de ce chapitre, la procédure d'estimation des dommages sismique énoncée dans ce chapitre a été illustrée à travers d'un exemple établi pour deux types de bâtiments, présentant un comportement sismique différent.

La démarche proposée dans cette thèse et présentée dans ce chapitre, sera adoptée et appliquée dans le chapitre suivant, en considérant les paramètres d'entrée adéquats en termes de niveau d'aléa sismique, des conditions de site et de la typologie des bâtiments sélectionnés.

Chapitre 5

Résultats en termes de l'indice de dommage (DI) proposé et du taux d'augmentation des dommages (DIR)

5.1 Introduction

Le présent chapitre est destiné à l'adoption de l'approche développée dans le chapitre précédent (chap.4) et à la présentation des résultats obtenus (Dif.et et al., 2019) en termes des indices proposés : l'indice de dommage "*DI*" et le taux d'augmentation des dommages "*DIR*". Ces indices sont obtenus par l'application de la méthodologie proposée, en fonction de diverses situations de site exprimés par le proxy V_{S30} et différents niveaux de sollicitation sismique exprimés par l'accélération maximale du sol (PGA), dont les valeurs considérées sont comprises entre 0,1 et 0,5 g et ce pour les huit types de bâtiments sélectionnés. Ce chapitre a pour objectif aussi, l'élaboration de relations qui soient faciles à manipuler, pour la prédiction de "*DI*" et "*DIR*". Ces relations doivent permettre en premier lieu d'intégrer les effets de site dans l'estimation des dommages sismiques à l'échelle urbaine et offrent la possibilité aussi d'obtenir des indications sur la variabilité de ces dommages avec les conditions du site.

Par ailleurs, l'influence de la réponse non linéaire des sols sur les dommages sismiques, qui représente un aspect, rarement traité dans la littérature sera

également investi dans ce chapitre, dans le but de mieux comprendre cet aspect de comportement des sols et de fournir des informations quantitatives et qualitatives à ce propos, utiles à la prévention du risque sismique, particulièrement dans son volet d'estimation des dommages. En fin de ce chapitre les résultats obtenus dans le cadre de présent travail seront discutés.

5.2 Résultats en terme de DI

La méthodologie décrite dans le chapitre 4, a permet ainsi de déterminer les valeurs de l'indice scalaire DI en fonction de V_{S30} , pour chaque valeur de PGA considérée comprise entre 0,1 et 0,5 g, et pour les huit (8) types de bâtiments sélectionnés.

5.2.1 Variations de DI avec V_{S30}

La Figure 5.1 montre la variation de DI avec V_{S30} pour les huit types de bâtiments, pour les exemples de niveaux du mouvement du sol, modéré et fort (PGA au rocher égal à 0,1 g et 0,4 g, respectivement), pour les niveaux de PGA 0,2 g, 0,3 g et 0,5 g, la même variation est présentée en Figure 5.2. Comme attendu, DI augmente lorsque V_{S30} diminue. De plus, pour les niveaux de PGA modérés 0,1g et 0,2g, la dépendance V_{S30} est log-linéaire pour tous les types de bâtiments, tandis que pour les grands niveaux de PGA 0,3g, 0,4g et 0,5g, la dépendance V_{S30} reste toujours log-linéaire pour les modèles de bâtiment de type (H), mais présente une dépendance log linéaire vis-à-vis de V_{S30} , sur deux intervalles avec deux pentes différentes, pour les modèles de bâtiment de type (L) et (M). La dépendance de DI par rapport à V_{S30} peut être approximée par la relation suivante, en utilisant une approche de régression simple et en adoptant un modèle de régression de type log-linéaire :

$$DI = a \log(V_{S30}) + b \quad (5.1)$$

Où les coefficients (a) et (b) varient d'une typologie de bâtiment à une autre et, pour le même type de bâtiment, au niveau PGA. Les valeurs correspondant à

l'équation (5.1) sont présentées dans le Tableau 13 : Les valeurs des coefficients (a) et (b) pour le niveau de PGA modéré 0,1g et 0,2g sont indépendantes des valeurs de V_{S30} , pour les niveaux élevés : PGA 0,3g, 0,4 g et 0,5g, la même observation est valable pour les modèles de bâtiments de type (H), alors que pour les modèles de bâtiments (L) et (M), les coefficients (a) et (b) sont conditionnés par des intervalles limités de V_{S30} , comme indiqué dans le Tableau 13.

Tableau 13. Paramètres de la relation entre DI et $\log(V_{S30})$ [Eq. (5.1)] pour les huit (8) types de bâtiments et les niveaux d'excitations sismiques (PGA = 0.1-0.4 g). R^2 est le coefficient de détermination. V_{S30} en (m/s)

PGA	Type de bâti	URML	URMM	C2L	C2M	C2H	C3L	C3M	C3H
0.1g	V_{S30}	100-1050							
	a	-0.1468	-0.1824	-0.0874	-0.114	-0.1897	-0.112	-0.1498	-0.2269
	b	0.5866	0.6499	0.3002	0.3666	0.6212	0.4116	0.5017	0.7844
	R^2	0.9984	0.9969	0.9996	0.9751	0.9984	0.9995	0.9878	0.9959
0.4g	V_{S30}	$V_s > 300$	$V_s > 100$	$V_s > 200$	$V_s > 100$	100-1050	$V_s > 200$	$V_s > 100$	100-1050
	a	-0.1411	-0.1475	-0.0999	-0.1316	-0.1745	-0.1133	-0.1482	-0.1764
	b	0.7736	0.7216	0.4508	0.5294	0.7568	0.5498	0.6399	0.8472
	R^2	0.9687	0.9944	0.9675	0.9983	0.9999	0.9744	0.9994	0.9999
	V_{S30}	$V_s \leq 300$	$V_s \leq 100$	$V_s \leq 200$	$V_s \leq 100$	/	$V_s \leq 200$	$V_s \leq 100$	/
	a	0.0174	0.021	0.0185	-0.0077	/	0.0206	0.0168	/
	b	0.3524	0.3284	0.1504	0.2464	/	0.2121	0.2615	/
	R^2	0.9902	1	0.9916	1	/	0.962	1	/

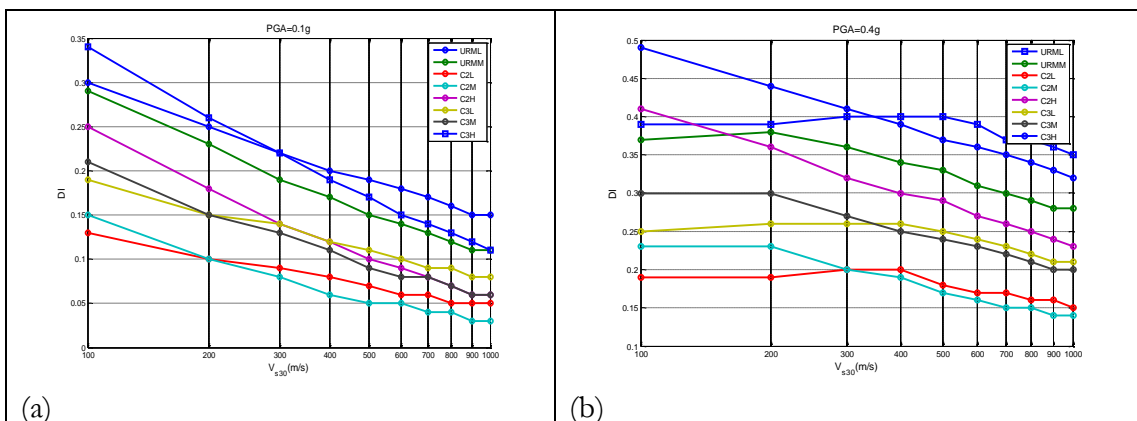


Figure 5.1: Variation de DI avec V_{S30} pour les 8 types de bâtiment, (a) pour un niveau de (PGA=0.1 g, à gauche) modéré et (b) (PGA=0.4 g, à droite) élevé

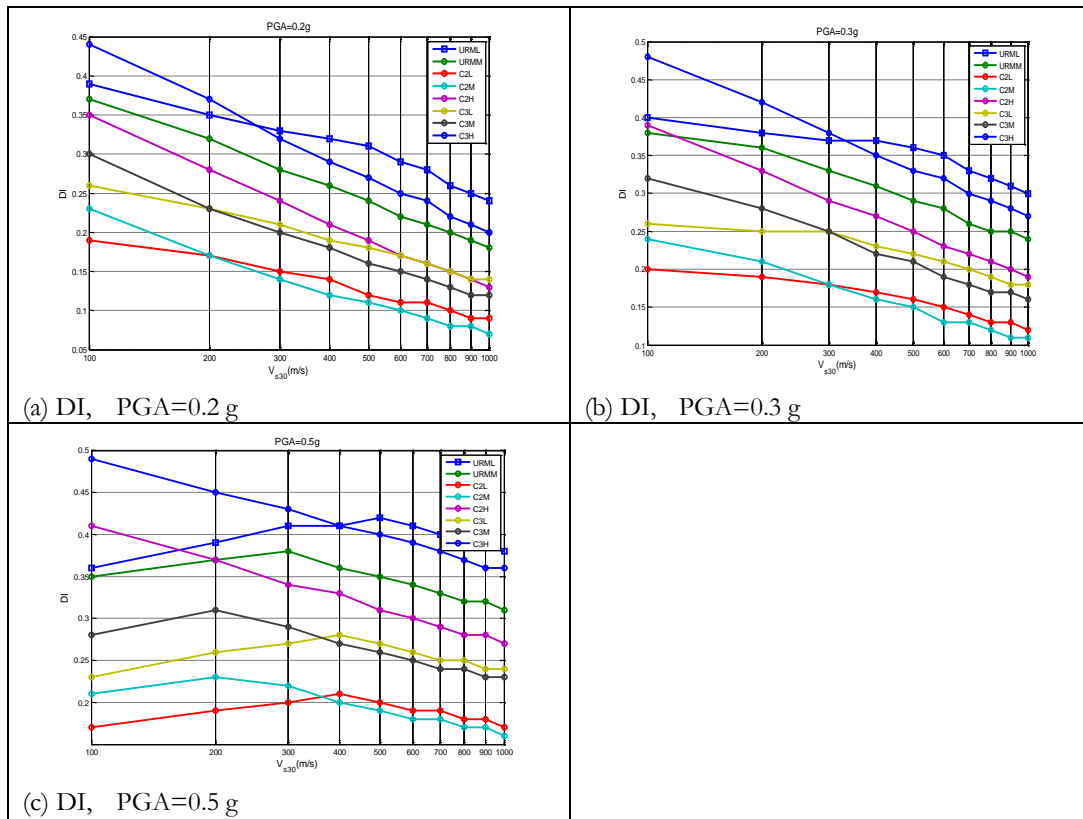


Figure 5.2: Variation de DI avec V_{s30} Pour PGA=0.2 g-0.3 g-0.5 g

5.2.2 Variations de DI avec PGA

Les mêmes résultats permettent également d'examiner la dépendance des dommages sismiques exprimés par la valeur de l'indice DI , avec le niveau de sollicitation sismique exprimé par l'accélération maximale au sol (PGA), pour les trois (3) typologies de bâtiments URML, C2M et C3H présentant un comportement très différents. URML: Maçonnerie non renforcée de faible hauteur. C2M: Murs de voiles en béton armé de hauteur moyenne. C3H: Portiques en béton armé avec hauteur élevée. Une telle dépendance est illustrée aux Figures: 5.3, 5.4 et 5.5. A partir desquelles plusieurs commentaires peuvent être formulés.

Comme attendu, le DI augmente le plus souvent avec l'augmentation des niveaux de PGA. L'augmentation de DI avec la diminution de V_{s30} est moins prononcée pour les valeurs élevées de PGA, ce qui est une conséquence directe des

effets de site non linéaires et de la diminution associée de l'amplification du site. Cela peut entraîner, pour des niveaux de sollicitation très forts et des sols très mous, une diminution de DI avec une augmentation de PGA : c'est le cas par exemple pour $V_{S30} = 100\text{m/s}$, où DI diminue légèrement du ($\text{PGA} = 0,3 \text{ g}$) au ($\text{PGA} = 0,5 \text{ g}$). La même observation peut être faite pour les deux types de bâtiments URML et C2M, et non pour le type C3H, ce qui suggère fortement que l'origine probable est le comportement non linéaire du sol affectant, les courtes périodes, c.-à-d. les bâtiments de faible et moyenne hauteur et pas ceux avec de grandes hauteurs.

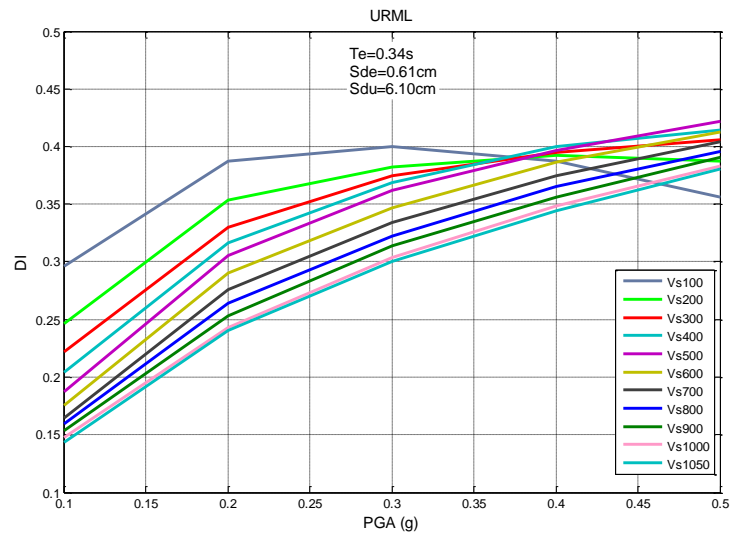


Figure 5.3: Variation de DI pour les typologies de bâtiment URML en fonction du PGA et pour divers valeurs de V_{S30}

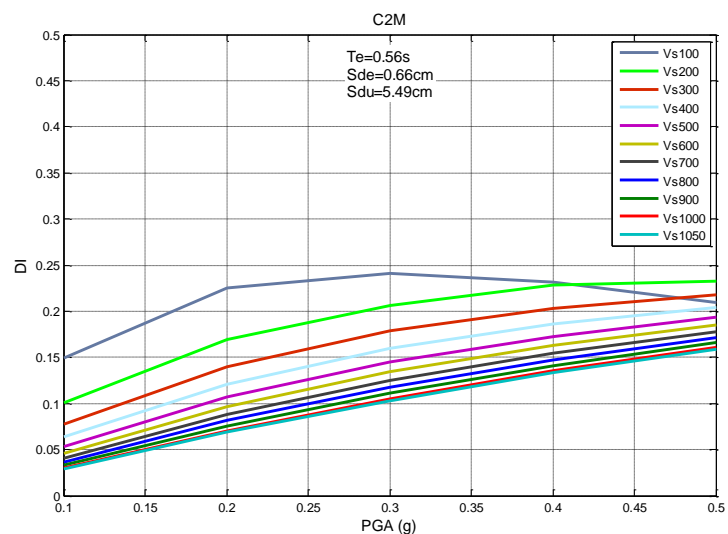


Figure 5.4: Variation de DI pour les typologies de bâtiment C2M en fonction du PGA et pour divers valeurs de V_{S30}

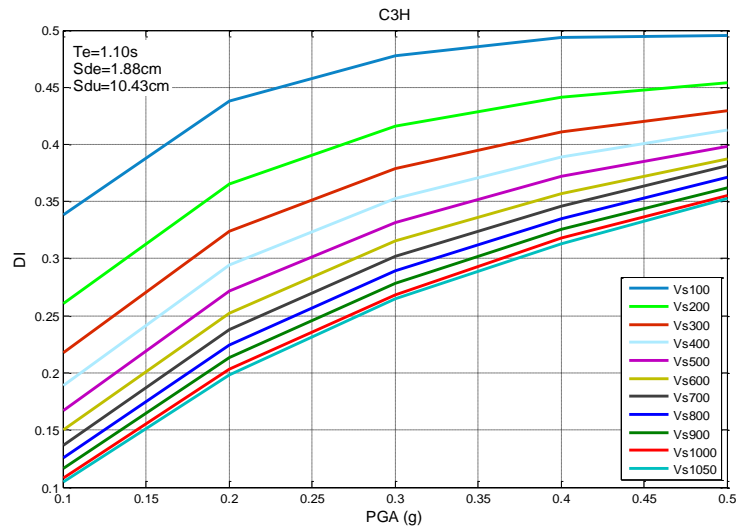


Figure 5.5: Variation de DI pour les typologies de bâtiment C3H en fonction du PGA et pour divers valeurs de V_{S30}

La variation de DI avec le niveau de PGA pour les modèles de bâtiments de types : URMM -C2L-C2H-C3L-C3M est présentées en Figure 5.6. Pour une valeur V_{S30} donnée, la relation DI -PGA peut être approximée de manière satisfaisante par l'équation suivante, en utilisant une approche de régression simple et en adoptant un modèle de régression polynomiale de degré 2 :

$$DI = c(PGA)^2 + d(PGA) + e \quad (5.2)$$

A titre d'exemple, les valeurs des coefficients c , d et e ainsi que le coefficient de détermination associé R^2 sont présentées dans le Tableau 14 pour les types de bâtiments URML, C2M et C3H.

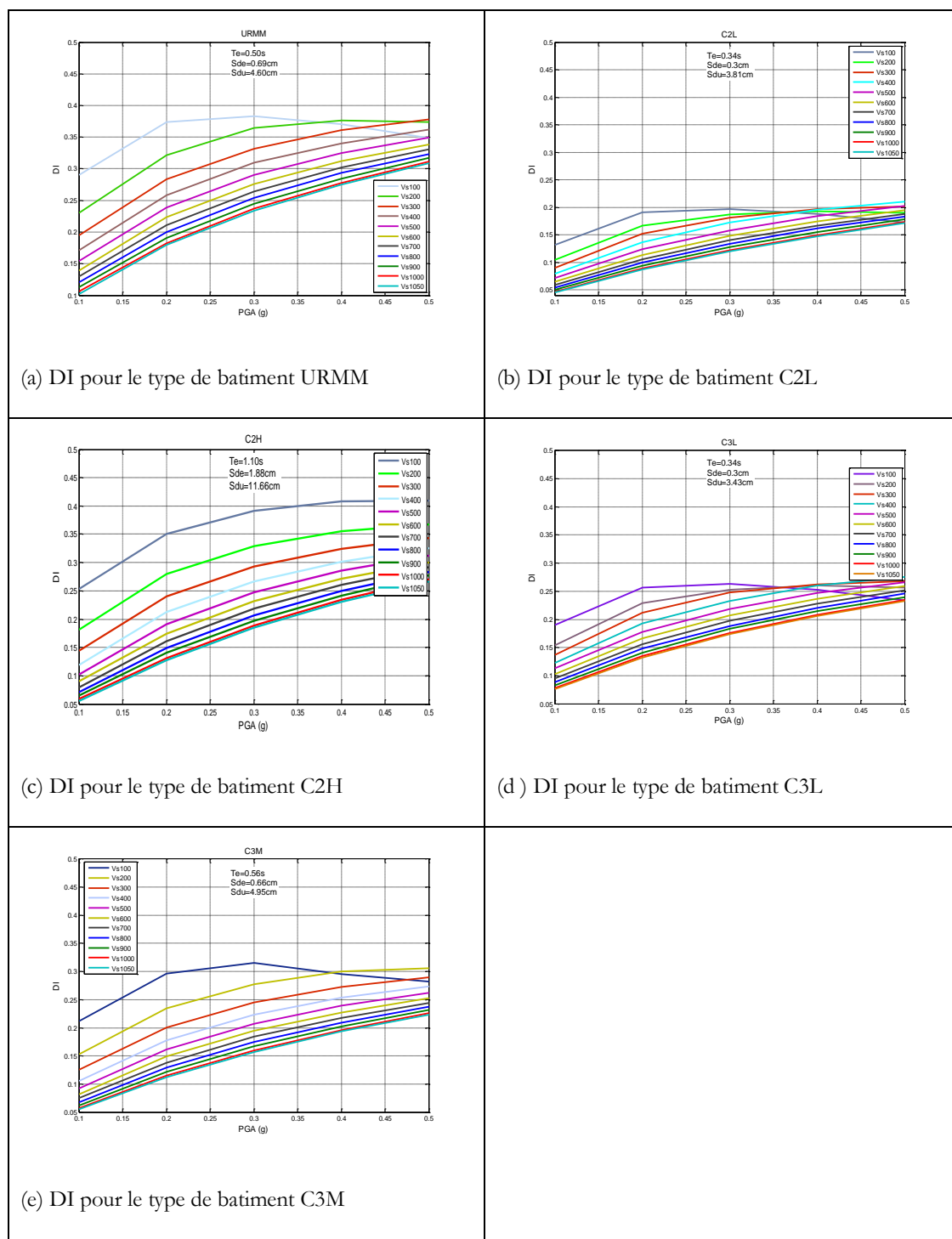


Figure 5.6: Variation de DI pour les typologies de bâtiment URMM -C2L-C2H- C3L- C3M en fonction du PGA et pour divers valeurs de V_{s30}

Tableau 14. Paramètres de la relation entre DI et log(PGA) [Eq. (5.2)] pour les types de bâtiments URML, C2M et C3H et divers valeurs de V_{S30} (m/s). R^2 est le coefficient de détermination

Type de bati	V_{S30} (m/s)	c	d	e	R^2
URML	100	-1.9247	1.2748	0.1946	0.9407
	200	-1.7301	1.3586	0.1352	0.971
	300	-1.555	1.365	0.107	0.99
	400	-1.5559	1.3659	0.1069	0.9866
	500	-1.4711	1.4437	0.0634	0.992
	600	-1.3742	1.3948	0.0551	0.9939
	700	-1.2885	1.3507	0.0474	0.9947
	800	-1.174	1.2789	0.0468	0.9964
	900	-1.0582	1.211	0.0465	0.9971
	1000	-0.9811	1.1641	0.044	0.9983
	1050	-0.9834	1.1686	0.0396	0.9977
C2M	100	-1.5731	1.0697	0.0634	0.9545
	200	-1.0302	0.9396	0.019	0.9985
	300	-0.7763	0.8107	0.0057	0.9986
	400	-0.6413	0.7319	-0.0024	0.9992
	500	-0.5396	0.6683	-0.0069	0.9994
	600	-0.4653	0.6232	-0.0108	0.9998
	700	-0.4011	0.581	-0.0129	0.9998
	800	-0.3485	0.5442	-0.014	0.9999
	900	-0.2818	0.5012	-0.0139	0.9999
	1000	-0.2483	0.4752	-0.0148	1
	1050	-0.2323	0.4655	-0.0154	1
C3H	100	-1.5635	1.3069	0.2283	0.9876
	200	-1.4948	1.3601	0.144	0.9927
	300	-1.4119	1.3585	0.1	0.9949
	400	-1.3252	1.3369	0.0723	0.9962
	500	-1.2545	1.3155	0.0514	0.9969
	600	-1.1903	1.2933	0.0354	0.9978
	700	-1.0806	1.2452	0.026	0.9977
	800	-1.0286	1.2196	0.0166	0.9985
	900	-0.9927	1.2007	0.0082	0.9988
	1000	-0.9372	1.1715	0.0024	0.9992
	1050	-0.8919	1.146	0.0011	0.9992

5.2.3 Dépendance couplée du DI par rapport aux niveaux de sollicitation et aux conditions du site

L'objectif principal de cette thèse est d'établir un lien entre les dommages sismiques des bâtiments exprimés par l'indice moyen normalisé de dommages et les conditions du site pour différents niveaux de sollicitation sismique. La procédure décrite et utilisée dans cette étude a permis de quantifier 440 valeurs de DI (voir Tableaux A1 à A4 en annexe) correspondant à la combinaison de (11) valeurs de

V_{S30} et de (5) valeurs de PGA pour (8) des typologies de bâtiments. Considérant la dépendance de DI en V_{S30} et PGA comme illustré en (paragraphe 5.2.1, équation (5.1)) (paragraphe 5.2.2, équation (5.2)) qui montrent une grande influence des paramètres V_{S30} et PGA. La nouveauté dans ce travail est la proposition d'une nouvelle prédiction de DI en utilisant une approche de régression multiple avec deux variables (V_{S30} et PGA), puis en dérivant une expression pour DI avec le respect de certaines tendances physiques et caractéristiques statistiques décrites par le coefficient de corrélation (R^2) et l'écart type σ . Le choix du type de modèle de régression dépend de la fiabilité des résultats recherchés mais aussi de la simplicité d'utilisation, en respectant les deux considérations, nous adoptons un modèle de régression polynomiale de degré 2, avec 5 paramètres. Ainsi, l'indice de dommage normalisé peut être exprimé pour chaque type de bâtiment et pour différents paramètres d'entrée, la formule proposée aura la forme suivante :

$$DI(x, y) = a_0 + a_1x + a_2y + a_3x^2 + a_4x \cdot y \quad (5.3)$$

Où $x = \log V_{S30}$ et $y = \log PGA$

a_i sont les paramètres de régression.

La finale expression combinée de DI est :

$$DI(\log V_{S30}, \log PGA) = a_0 + a_1 \log V_{S30} + a_2 \log PGA + a_3 (\log V_{S30})^2 + a_4 \log V_{S30} \cdot \log PGA \quad (5.4)$$

Où les paramètres : a_0, a_1, a_2, a_3 et a_4 , listés dans le Tableau 15, ne dépendent que de la typologie du bâtiment.

Tableau 15. Paramètres décrivant la dépendance de DI à V_{S30} et PGA [Equation 5.4] pour tout les huit (8) types de bâtiments, (σ) est la standard déviation

Type de bâti	a_0	a_1	a_2	a_3	a_4	σ	R^2
URML	-0.2134	0.5101	-0.3102	-0.09079	0.2248	0.01062	0.9702
URMM	0.1534	0.2632	-0.1943	-0.05983	0.1693	0.007437	0.9787
C2L	-0.172	0.3344	-0.113	-0.06662	0.1039	0.0044	0.9648
C2M	0.3829	-0.01498	0.03468	-0.0133	0.0563	0.005973	0.9689
C2H	0.9359	-0.2571	0.1197	0.02155	0.06407	0.00281	0.994
C3L	-0.1866	0.4011	-0.1687	-0.07877	0.1372	0.005342	0.9706
C3M	0.3766	0.05127	-0.03445	-0.02556	0.09766	0.006716	0.976
C3H	0.8963	-0.169	0.0053	0.008155	0.1192	0.002467	0.9956

Pour prédire les dommages sismiques à l'échelle urbaine, moyennant le nouvel indice de dommage moyen normalisé proposé, la même formule peut être utilisée pour toutes les typologies de bâtiment, par le biais des coefficients de régression (a_i) associés. Cette relation de régression est associée aux résidus : l'écart type et le coefficient de détermination, qui varient d'un type de bâtiment à l'autre et qui sont également représentés dans le Tableau 15. La nouvelle formule (équation (5.4)) proposée dans le présent travail est adaptée aux types de bâtiments choisis, représentant le parc immobilier Algérien, mais elle pourrait être adaptée à tout autre sans difficulté, sous réserve de fournir les paramètres (a_i), identifiant le type de bâtiment. Elle constitue un outil simple et facile à mettre en œuvre pour les estimations de premier ordre du risque, ne nécessitant pas d'enquêtes approfondies sur les bâtiments et les sols. Elle pourrait donc être appliquée dans de nombreuses villes d'un pays ou d'une région donnés pour une première analyse des zones les plus menacées.

5.3 Résultats en terme de DIR (Taux d'augmentation des dommages)

5.3.1 Variation de DIR avec les conditions de site (V_{S30})

Le paragraphe précédent montre que les conditions du site peuvent avoir un impact significatif sur les dommages des bâtiments. Cela a été quantifié par "l'indice de dommage moyen normalisé" (DI), dont la dépendance en fonction des paramètres V_{S30} et PGA a été quantifiée. Dans la présente partie on s'intéressera à quantifier l'augmentation des dommages d'un site rocheux et un site spécifique, en mettant l'accent sur : a) l'influence du comportement non linéaire des sols; b) La quantité d'erreur potentielle dans l'évaluation des dommages lorsque les effets du site sont négligés.

Ce paragraphe vise à analyser la variation de *DIR* défini par l'équation (4.11), en fonction de V_{S30} . Pour chaque typologie de bâtiment considérée (URML, URMM, C2L, C2M, C2H, C3L, C3M et C3H), et pour les 5 niveaux de sollicitation

sismique (PGA de 0,1 à 0,5 g). Les courbes *DI* montrent une diminution presque linéaire en fonction de $\text{Log } V_{S30}$. Les Figures 5.7, 5.8 et 5.9 montrent la variation de *DIR* avec V_{S30} pour trois (URML, C2M et C3H) parmi les huit (8) types de bâtiments; pour les cinq autres typologies de bâtiments URMM-C2L-C2H-C3L-C3M, les variations sont présentées en Figure 5.10. On constate également que *DIR* diminue lorsque V_{S30} augmente et aussi lorsque le PGA augmente: *DIR* atteint des valeurs de 2,06 à 5,20 pour $\text{PGA}=0,1 \text{ g}$ et $V_{S30}=100 \text{ m/s}$ (voir Figure 5.7, 5.8, 5.9 et Figure 5.10).

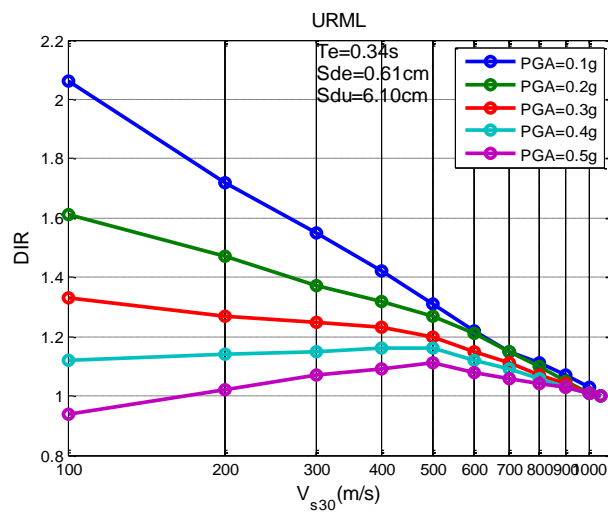


Figure 5.7 : Variation de *DIR* avec V_{S30} pour le type de bâtiment URML et pour les 5 niveaux de PGA

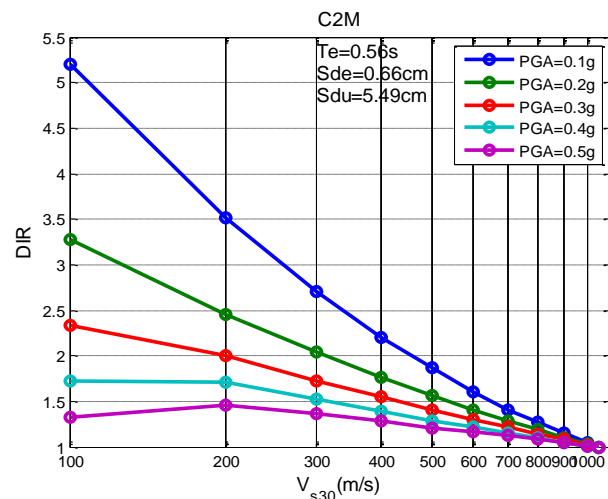


Figure 5.8: Variation de *DIR* avec V_{S30} pour le type de bâtiment C2M et pour les 5 niveaux de PGA

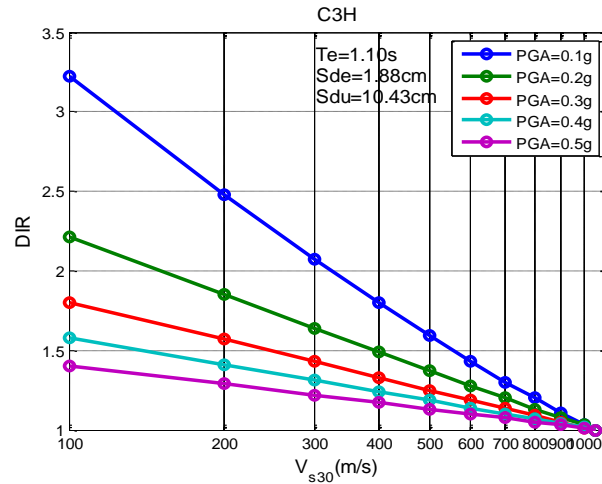


Figure 5.9: Variation de DIR avec V_{s30} pour le type de bâtiment C3H et pour les 5 niveaux de PGA

La dépendance de DIR en V_{s30} peut donc être décrite avec une relation log-linéaire simple pour les niveaux de PGA modéré : 0,1g et 0,2g, pour tout les types de bâtiments, tandis que pour les niveaux de PGA élevés : 0,3g, 0,4g et 0,5g, la dépendance en V_{s30} reste toujours log linéaire pour le modèle de bâtiment de type (H), mais présente une dépendance bi-log linéaire sur V_{s30} , sur deux intervalles avec deux pentes différentes pour les types de bâtiment modèle (L) et (M). La relation entre DIR et V_{s30} peut être exprimé comme suit, en utilisant une approche de régression simple et en adoptant un modèle de régression de type log-linéaire :

$$DIR = f \log(V_{s30}) + g \quad (5.5)$$

L'augmentation des dommages en fonction de V_{s30} peut être quantifiée par le biais de l'Eq. (5.5). Les valeurs des coefficients f et g dépendent du PGA et du type de bâtiment. Pour les niveaux modérés de PGA, 0,1 g et 0,2 g sont indépendants des valeurs de V_{s30} , mais aux niveaux de PGA élevés : 0,3 g, 0,4 g et 0,5 g, la même observation est valable pour le type de bâtiment (H). Tandis que pour les types (L) et (M), les coefficients f et g sont conditionnés par des intervalles de V_{s30} , comme indiqué dans le Tableau 16 pour les types de bâtiments URML, C2M et C3H.

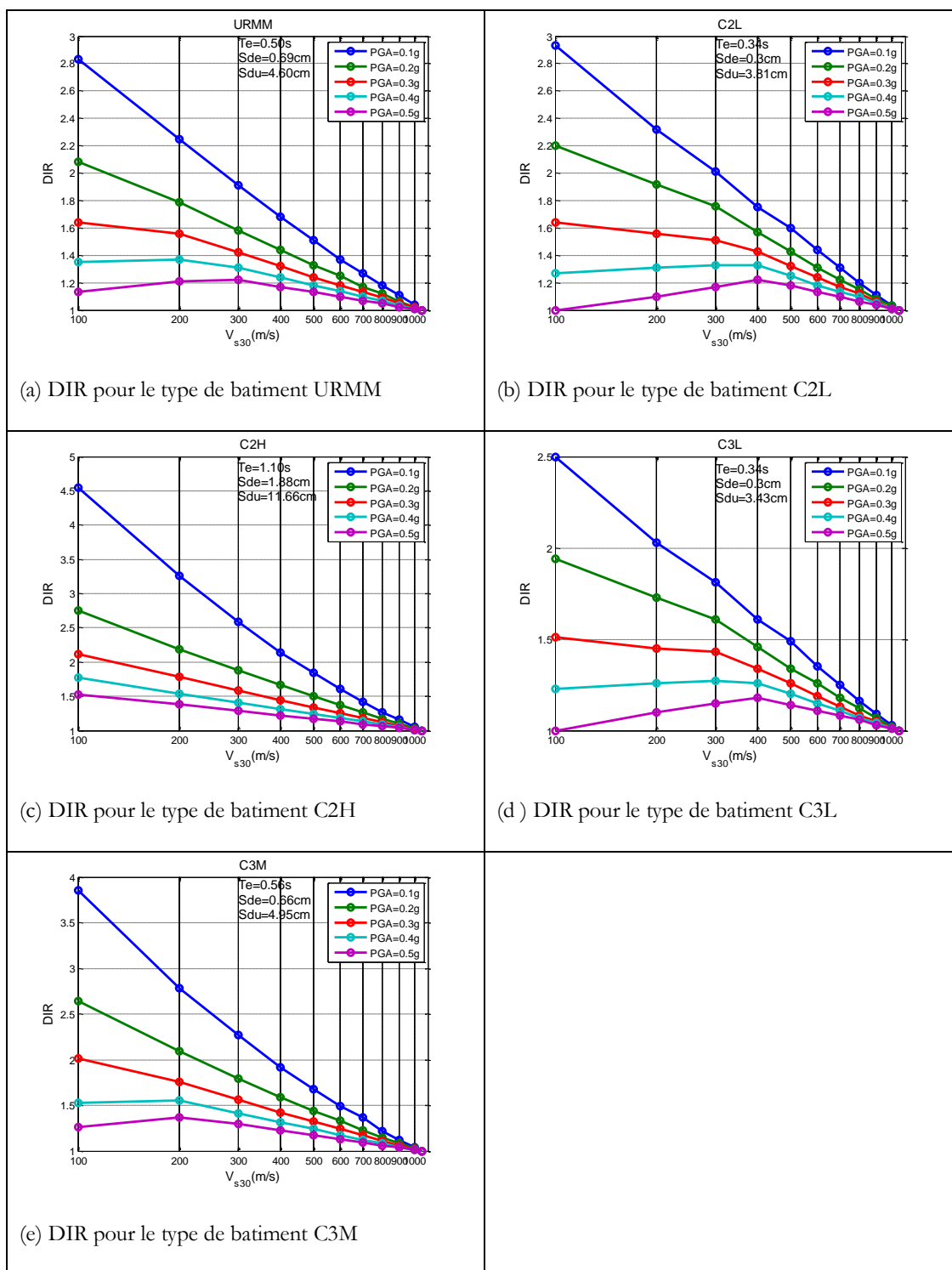


Figure 5.10: Variation de DIR avec V_{s30} pour les types de bâtiment URMM- C2L- C2H- C3L- C3M

Tableau 16. Paramètres de la relation entre DI et $\log(V_{S30})$ [Eq. (5.5)] pour les types de bâtiments URML, C2M et C3H et divers valeurs de PGA. R^2 est le coefficient de détermination, V_{S30} en (m/s)

Type de bâti	PGA	0.1g	0.2g	0.3g		0.4g		0.5g	
URML	V_{S30}	100-1050	100-1050	$V_s > 300$	$V_s \leq 300$	$V_s > 300$	$V_s \leq 300$	$V_s > 400$	$V_s \leq 400$
	f	-1.0308	-0.6099	-0.5744	-0.1785	-0.4167	0.0504	-0.3422	0.2585
	g	4.1025	2.874	2.7402	1.6849	2.2661	1.0225	2.0345	0.4211
	R^2	0.998	0.9801	0.9868	0.9947	0.9631	0.9902	0.9982	0.9961
C2M	V_{S30}	100-1050	100-1050	100-1050		$V_s > 100$	$V_s \leq 100$	$V_s > 100$	$V_s \leq 100$
	f	-3.9618	-2.1916	-1.3471		-0.9834	-0.0573	-0.6545	0.4738
	g	12.743	7.5397	5.0579		3.9569	1.8416	2.9787	0.3676
	R^2	0.9751	0.9903	0.998		0.9983	1	0.9978	1
C3H	V_{S30}	100-1050							
	f	-2.1606	-1.1842	-2.1606		-1.1842		-0.7891	
	g	7.4671	4.5725	7.4671		4.5725		3.3836	
	R^2	0.9959	0.9999	0.9959		0.9999		0.9999	

5.3.2 Dépendance du DIR au niveau de sollicitation sismique (PGA)

Comme indiqué dans le paragraphe précédent, *DIR* varie également avec le niveau de sollicitation sismique. De telles courbes *DIR* (Figures 5.11 à 5.14) présentent une dépendance quasi linéaire au \log (PGA) et peuvent être approximées de manière satisfaisante par Eq. (5.6), en utilisant une approche de régression simple et en adoptant un modèle de régression de type log-linéaire, dont les coefficients (k) et (l) dépendant de V_{S30} et du type de bâtiment, sont énumérés dans le Tableau 17 :

$$DIR = k \log(PGA) + l \quad (5.6)$$

Tableau 17. Paramètres de la relation entre DIR et \log (PGA) [Equation 5.6] pour les types de bâtiment URML, C2M et C3H. R^2 est le coefficient de détermination

Type de bâti	URML			C2M			C3H		
V_{S30} (m/s)	k	l	R^2	k	l	R^2	k	l	R^2
100	-1.5976	0.4795	0.9981	-5.5806	0.4882	0.9946	-2.6012	0.5231	0.9797
200	-1.0019	0.7384	0.993	-2.9298	0.52	0.9918	-1.7079	0.7215	0.9867
300	-0.6875	0.8743	0.9934	-1.8986	0.7629	0.9945	-1.223	0.8195	0.9911
400	-0.4683	0.9697	0.9787	-1.3158	0.8663	0.9965	-0.9036	0.8781	0.9938
500	-0.2797	1.0459	0.9292	-0.9361	0.9199	0.9981	-0.6606	0.9202	0.9964
600	-0.2017	1.0405	0.9050	-0.6405	0.9651	0.999	-0.4727	0.9506	0.9984
700	-0.1261	1.0377	0.9130	-0.4275	0.9872	0.9991	-0.321	0.9778	0.9975
800	-0.0972	1.0191	0.9098	-0.284	0.9906	0.9994	-0.2084	0.9877	0.9985
900	-0.064	1.008	0.9895	-0.1543	0.9962	0.9933	-0.1129	0.9943	0.9916
1000	-0.0317	0.9957	0.962	-0.0554	0.9921	0.9951	-0.0329	0.9997	0.9921
1050	0	1	1	0	1	1	0	1	1

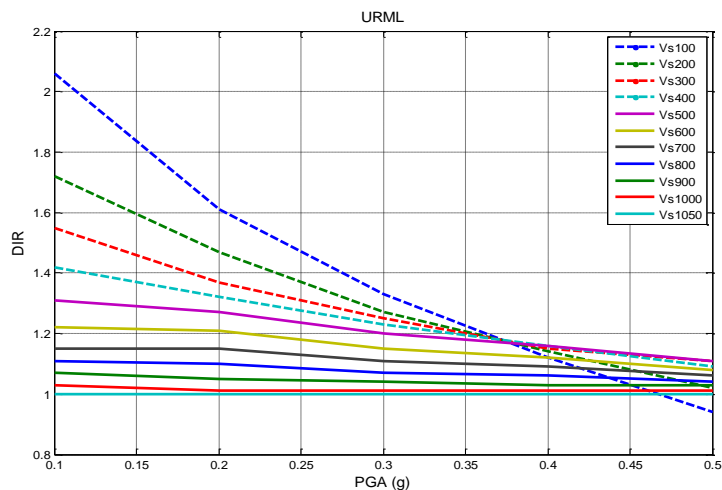


Figure 5.11: Variation de DIR avec PGA pour le type de bâtiment URML, et pour divers valeurs de V_{s30}

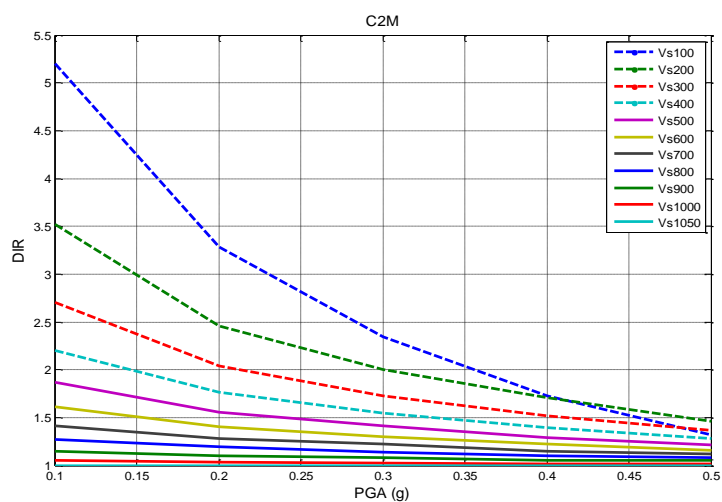


Figure 5.12: Variation de DIR avec PGA pour le type de bâtiment C2M, pour divers valeurs de V_{s30}

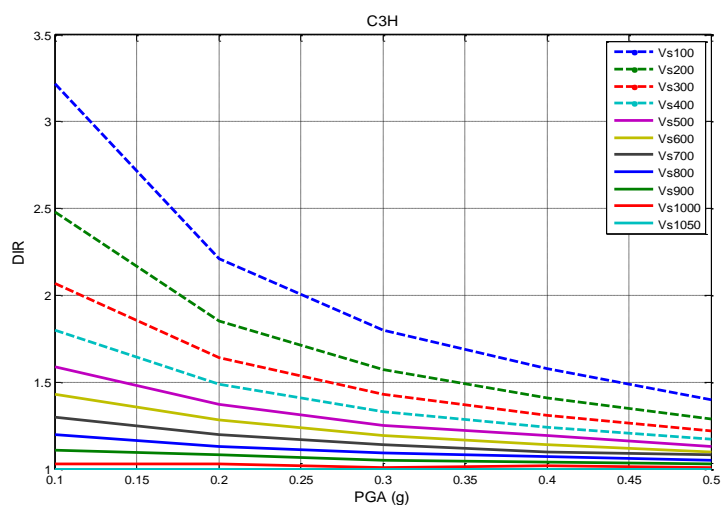


Figure 5.13: Variation de DIR avec PGA pour le type de bâtiment C3H, et pour divers valeurs de V_{s30}

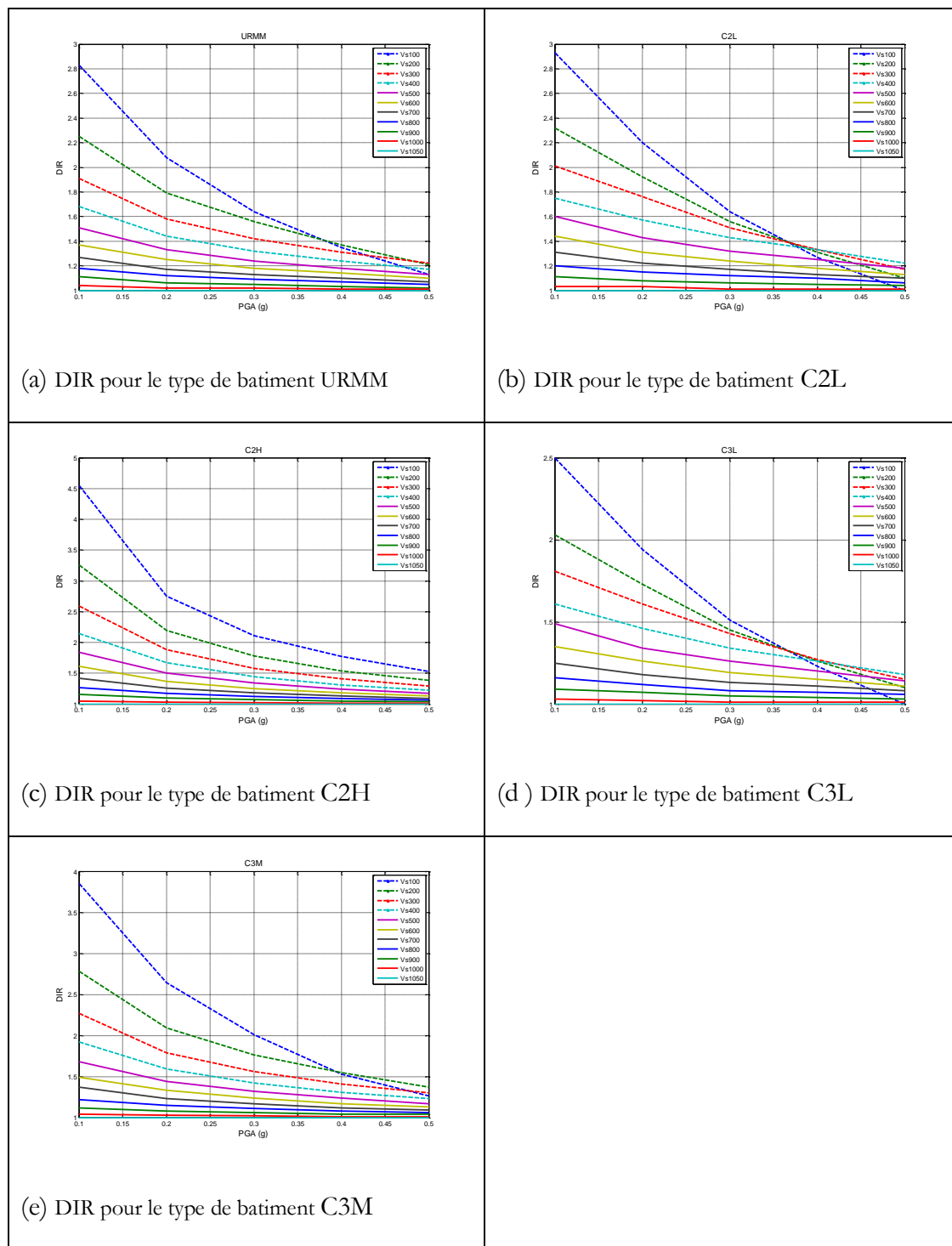


Figure 5.14: Variation de DIR avec PGA, pour les types de bâtiment URMM- C2L- C2H- C3L- C3M

5.3.3 Dépendance couplée du DIR aux niveaux de sollicitation et aux conditions du site

Le taux d'augmentation des dommages (DIR), tel qu'il est introduit et défini dans ce travail, est utilisé comme un facteur d'analyse pour quantifier l'augmentation des dommages dus aux effets de site, l'étude de la variation de ce facteur constitue le deuxième objectif principal de cette étude. Afin d'atteindre cet objectif, nous procédons à l'établissement d'une relation couplée entre (DIR), à la fois aux conditions de site et différentes sollicitations sismiques. Considérant la dépendance de *DIR* à la fois à : V_{S30} et au PGA, comme illustré en la (paragraphe 5.3.1, équation (5.5)), (paragraphe 5.3.2, équation (5.6)) et en utilisant également la base de données de 440 valeurs de *DIR* élaborées dans cette étude (voir les Tableaux A5 à A8 en annexe), correspondant à la combinaison de (11) valeurs de V_{S30} et (5) valeurs de niveau de PGA pour les (8) typologies de bâtiment. Nous établissons une nouvelle relation entre le *DIR* tel qu'il est défini et présenté dans ce travail, et les conditions de site et les niveaux de sollicitation sismique attendus. Comme il a été déjà fait pour le *DI* dans (paragraphe 5.2.3, équation (5.4)) et moyennant une approche de régression multiple avec un modèle polynomial de degré 2, la formule proposée aura la forme suivante :

$$DIR(x, y) = b_0 + b_1x + b_2y + b_3x^2 + b_4x \cdot y \quad (5.7)$$

Où $x = \log V_{S30}$ et $y = \log PGA$

b_i sont les paramètres de régression.

La finale expression combinée de *DIR* est :

$$DIR(\log V_{S30}, \log PGA) = b_0 + b_1 \log V_{S30} + b_2 \log PGA + b_3 (\log V_{S30})^2 + b_4 \log V_{S30} \cdot \log PGA \quad (5.8)$$

Où les paramètres : b_0 , b_1 , b_2 , b_3 et b_4 dépendent uniquement de la typologie du bâtiment. Ils sont listés dans le Tableau 18, ainsi que l'écart type correspondant et les résidus entre les valeurs *DIR* réelles et celles prédites avec cette relation de régression.

Tableau 18. Paramètres b_0 , b_1 , b_2 , b_3 et b_4 décrivant la dépendance de DIR à V_{S30} et au PGA [Equation 5.8] pour les huit (8) types de bâtiment. (σ) est la standard déviation

Type de bâti	b_0	b_1	b_2	b_3	b_4	σ	R^2
URML	-2.093	1.855	-4.548	-0.2684	1.537	0.03711	0.9836
URMM	-1.584	1.399	-6.802	-0.1746	2.287	0.05311	0.992
C2L	-4.012	3.082	-7.903	-0.4629	2.664	0.08896	0.9886
C2M	-0.4898	-0.3953	-14.95	0.3176	5.079	0.5826	0.9806
C2H	0.2207	-0.6009	-12.24	0.2965	4.116	0.3702	0.9831
C3L	-3.098	2.593	-6.08	-0.4042	2.045	0.0523	0.9892
C3M	-0.8296	0.4932	-10.12	0.04953	3.42	0.1864	0.9874
C3H	0.2207	0.007503	-7.543	0.08839	2.526	0.07426	0.992

Une telle équation fournit un nouveau moyen simple et rapide d'évaluer l'impact des conditions du site sur l'augmentation des dommages pour une typologie de bâtiment spécifique, en fonction du niveau de sollicitation sismique au rocher - caractérisé par le PGA. L'équation ci-dessus Eq. (5.8) est caractérisé par un écart type des résidus σ et un coefficient de détermination R^2 . Pour chaque type de bâtiments (voir Tableau 18).

5.4 Influence de la réponse non linéaire des sols sur les dommages sismiques

Nous examinons la dépendance des dommages sismiques exprimés par (DI) et l'augmentation de ces dommages exprimés par (DIR) tels que sont définis et introduits dans le présent travail, des conditions du site et à différents niveaux de mouvement au sol. La variation de ces deux indices proposés pour quantifier les effets des conditions locales du site sur les dommages sismiques, représentent un objectif principal de notre étude. On s'intéresse également à explorer l'effet de la réponse non linéaire des sols sur les dommages sismiques attendus, pour les différents modèles de bâtiments sélectionnés. Afin de faire avancer la compréhension de cet aspect de comportement des sols et de fournir également des informations quantitatives et qualitatives sur cet effet.

La réponse non linéaire des sols observée à forte sollicitation sismique se manifeste physiquement, d'une part par une diminution des performances mécaniques caractérisée par une réduction du module de cisaillement (G), comme indiqué dans (Seed et Idriss, 1969; Vucetic et Dobry, 1991; Kausel et Assimaki, 2000), et aussi par la diminution de l'amplification du mouvement sismique, comme rapporté par (Hartzell, 1998), qui en utilisant des rapports spectraux entre des sites de sédiments meubles et des sites rocheux pour des mouvements du sol forts et faibles. Il a étudié la variabilité de la réponse non linéaire des sédiments lors du séisme de 1994 à Northridge en Californie, afin de déterminer l'ampleur de l'amplification non linéaire de site. Il a montré la présence d'une amplification non linéaire du sol, dans des sites mous, soumis à des mouvements importants. Cependant, aucune non-linéarité n'a été observée au-dessous d'une accélération maximale (PGA) d'environ 200 à 300 cm/s^2 ou d'une vitesse maximale (PGV) de 20 à 30 cm/s .

Dans ce travail, nous examinons l'effet de cette non-linéarité sur la variabilité des dommages sismiques. Comme expliqué dans (Trifunac et Todorovska, 2000), sur la base d'études détaillées des répartitions des dommages et des ruptures de pipeline, lors du tremblement de terre en 1994 de Northridge en Californie et les analyses des événements principaux et des répliques. Où il a été observé que lorsque les vitesses maximales au sol (PGV) sont supérieures à ($V_m \approx 15 \text{ cm/s}$); la réponse non linéaire du sol commence à fausser les facteurs d'amplification déterminés à partir du mouvement d'onde de faible amplitude (linéaire). En se déplaçant dans la zone de champ proche et de fort mouvement du sol ($V_m > 30 \text{ cm/s}$), la réponse du site devient progressivement plus affectée par la réponse non linéaire du sol, contrôlant ainsi la répartition des dommages.

Moyennant l'indice *DIR*, il nous a été possible de quantifier la variation des dommages de certains type de bâtiments, par rapport aux conditions de site et divers niveaux de sollicitation sismique et l'étude de l'impact de la non-linéarité de la réponse du sol sur l'augmentation des dommages. On s'attend généralement à ce que les dommages sismiques des bâtiments augmentent avec l'augmentation du

niveau de PGA et la diminution de V_{S30} , mais cette hypothèse n'est pas toujours valable. En effet pour des niveaux de sollicitations très forts et des sols très mous, une diminution des dommages avec un PGA croissant peut être enregistrée comme indiqué en paragraphe (5.2.2) et comme le montrent les Figures 5.3 à 5.6, DI diminue lorsque le niveau de PGA dépasse 0,3g pour $V_{S30}=100$ m/s et DI diminuent également lorsque V_{S30} passe de 100 à 200 m/s lorsque le PGA dépasse 0,4 g. En analysant la variation du DIR en fonction des conditions de site et le niveau de sollicitation sismique, présentée dans le paragraphe (5.3.2) et illustré aux Figures 5.11 à 5.14. Nous avons pu définir des intervalles indiquant, les types de réponse des sols (c.-à-d. linéaire ou non linéaire) affectant les dommages sismiques attendus, en fonction du niveau du PGA, des conditions du site et de la typologie des bâtiments. Ces intervalles sont identifiés par le changement de pente observé dans la variation de DIR en fonction de V_{S30} , indiquant la diminution de l'amplification des sols. En comparant les Figures 5.3, 5.4 et 5.5, nous avons constaté aussi que la hauteur des bâtiments contrôle partiellement l'effet de la réponse non linéaire des sols sur les dommages sismiques. A la lumière des résultats obtenus dans le présent travail, nous formulons dans le Tableau 19, une synthèse indiquant les types de réponse des sols en fonction du PGA et de V_{S30} , selon la hauteur des bâtiments :

Tableau 19. Réponse des types de sols (L: linéaire, NL: non linéaire) en fonction du niveau du PGA, V_{S30} en (m/s) et la hauteur des bâtiments (H): Basse (Low), Moyenne (Medium), Elevée (High)

H	PGA	0.1g	0.2g	0.3g		0.4g		0.5g	
Low	V_{S30}	100-1050	100-1050	$V_s > 300$	$V_s \leq 300$	$V_s > 300$	$V_s \leq 300$	$V_s > 400$	$V_s \leq 400$
	Comportement	L	L	L	NL	L	NL	L	NL
Med	V_{S30}	100-1050	100-1050	100-1050		$V_s > 100$	$V_s \leq 100$	$V_s > 100$	$V_s \leq 100$
	Comportement	L	L	L		L	NL	L	NL
High	V_{S30}	100-1050							
	Comportement	L							

Outre, les différents aspects liés à l'effet du comportement dû au non linéarité des sols sur les dommages sismiques présentés précédemment, un dernier aspect se traduit par une légère désamplification (de l'ordre de 6%), constaté dans le niveau de sollicitation élevée (PGA égal à 0,5g) dans des sites mous (V_{S30} égal à 100 m/s), uniquement observé dans le type de bâtiment URML. Où *DIR* obtenu est égal à 0,94 (inférieur à 1), comme le montre la Figure 5.11.

La réduction des dommages sismiques causés par la non-linéarité des sols a été observée dans les régions de San Fernando et Los Angeles–Santa Monica, à la suite du séisme de Northridge de 1994, comme indiqué dans (Trifunac et Todorovska, 2000). Où une comparaison des types de dommage entre deux zones est faite, la première zone représente les endroits où des bâtiments ont été gravement endommagés, tandis que dans la deuxième zone, représente les endroits où les bâtiments ont subi des dommages mineurs ou inexistantes. Selon leurs interprétation de ces types de dommages, la réponse du sol dans la première zone, où le niveau de sollicitation estimé correspondait à une vitesse maximale au sol ($V_m < 20$ cm/s), était essentiellement linéaire, tandis que dans la deuxième zone, elle était non linéaire ($V_m = 20-150$ cm/s). Il n'ya pratiquement pas eu de dommages aux bâtiments dans la deuxième zone car les sols meubles, grâce à une réponse non linéaire, ont absorbé suffisamment d'énergie des ondes incidentes pour réduire les dommages causés aux bâtiments unifamiliaux isolés “ single family detached buildings ” (SFD).

L'intérêt théorique qui peut être tiré, de l'aspect la réduction des dommages sismiques, causés par la non-linéarité des sols peut conduire à des considérations qui peuvent être faites en matière de choix, des types de nouveaux bâtiments à édifier. Ce qui résultera sans aucun doute d'un compromis entre certains paramètres qui sont liés à la typologie des bâtiments et au niveau de mouvement du sol attendu et également les conditions du site. En outre, un deuxième intérêt résulte en, une meilleure évaluation des dommages sismiques attendus à l'échelle urbaine si la réduction des dommages dus à la non-linéarité du site est prise en compte.

Afin de fournir des informations quantitatives sur l'influence du comportement non-linéaire des sols sur les dommages sismiques des bâtiments. Nous récapitulons notre investigation sur l'augmentation des dommages sismiques attribuées aux conditions de site en adaptant une valeur DIR_{med} moyenne (DIR_{med}) aux 8 typologies de bâtiments considérées dans cette étude. Comme l'indique la Figure 5.15, les valeurs minimales et maximales de DIR_{med} obtenues pour des sols très meubles avec $V_{S30}=100$ m/s sont respectivement :

$DIR_{med}=1,20$ pour le niveau de PGA élevé (0,5 g).

$DIR_{med}=3,40$ pour le niveau de PGA faible (0,1 g).

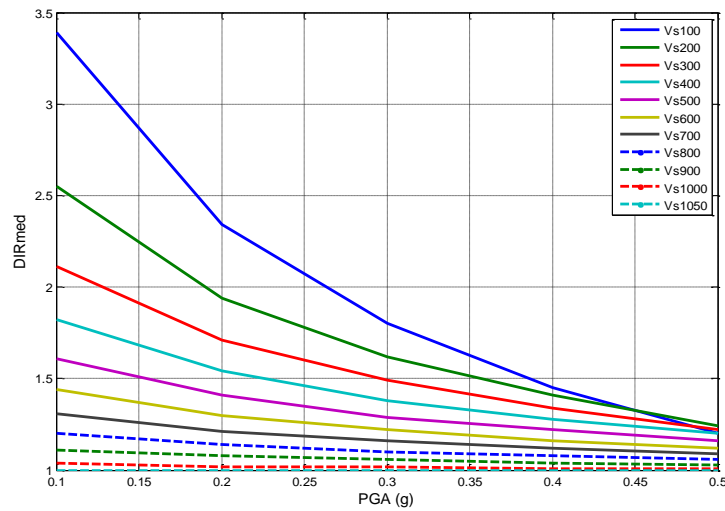


Figure 5.15: Variation de DIR_{med} avec PGA pour les huit types de bâtiment et divers valeurs de V_{S30}

Ces résultats obtenus, peuvent être considérés comme une nouvelle contribution, fournissant des informations quantitatives sur l'influence du comportement non-linéaire des sols sur les dommages sismiques des bâtiments. En plus de celles présentées précédemment dans ce paragraphe et qui ont un aspect plutôt qualitatif, avec la définition d'intervalles délimitant le type de comportement des sols. En fonction des conditions du site et les niveaux de sollicitation sismique, où certaines typologies de bâtiments sensibles à cette influence sont identifiées.

5.5 Validation de l'indice de dommage (DI) proposé et du rapport d'augmentation des dommages (DIR)

Ce paragraphe a pour objectif de "valider" les résultats obtenus dans ce travail, en les comparant à une étude antérieure réalisée par Dolce et al. (2003, 2006), dans une zone complètement différente (Potenza, Italie du Sud) et avec une approche différente. Cette comparaison traitera successivement des deux indices différents proposés ici, à savoir l'indice de dommage moyen normalisé (DI) et le taux d'augmentation des dommages du rocher au site (DIR).

Pour le premier indice (DI), (Dolce et al., 2006), des méthodologies Italienne et Grecque ont été utilisés pour évaluer la vulnérabilité du parc immobilier des bâtiments de Potenza, pour établir des scénarios de dommages sismiques. Afin de fournir une évaluation globale des dommages correspondant à un niveau d'intensité donné, ils ont dérivé un indice de dommage moyen (DI_{med}) pour trois niveaux d'intensité différents. Ils ont obtenu deux estimations différentes selon que le niveau moyen des dommages tenait compte de la répartition des bâtiments en termes de : a) nombre de bâtiments ou b) volume de bâtiments (le pourcentage étant établi en fonction du volume de chaque typologie de bâtiment par rapport au volume total des bâtiments de la ville); les valeurs correspondantes de (DI_{med}) sont répertoriées dans le Tableau 20.

La comparaison de notre approche d'estimation des dommages et de ces valeurs (DI_{med}) nécessite une certaine adaptation, afin d'assurer une cohérence entre les paramètres d'entrée considérés dans les deux approches en ce qui concerne le niveau d'intensité sismique, les conditions du site et la typologie du bâtiment. Dans ce but, nous procédons comme suit :

1. Transformation des intensités sismiques MSK en niveau PGA. De nombreuses relations approximatives sont disponibles, nous avons utilisé ici pour des raisons de cohérence l'équation utilisée par Dolce et al. (2003), c'est-à-dire celui proposé par Margottini et al. (1994),

conduisant à des niveaux de PGA de 0,10, 0,15 et 0,26 g, respectivement, pour les trois niveaux d'intensité VI, VII et VIII.

2. Associer les conditions du "site de référence" considérées par (Dolce et al., 2006) aux valeurs de V_{S30} . Nous avons choisi ici d'attribuer à ces conditions une V_{S30} de 1050 m/s.
3. Établir une correspondance entre le parc immobilier actuel de Potenza et les principales typologies de bâtiment considérées dans notre étude.

Comme mentionné dans (Dolce et al, 2006), le parc de bâtiments de Potenza comprend les catégories suivantes, en utilisant les matériaux de construction du système structurel principal comme critère : 62,10% de maçonnerie non armée (URM), 36,30% de béton armé. (R/C), 1,30% de structures en acier et 0,3% d' "Autres", ce pourcentage étant établi par rapport au nombre total de bâtiments.

Une analyse détaillée de la base de données décrivant le parc immobilier de Potenza, en tenant compte notamment de la hauteur des bâtiments, nous a conduit à lui attribuer la distribution suivante selon notre typologie de bâtiment : URML (42,80%); URMM (20,30%); C3L (20,50%); C3M (13,50%) et C3H (2,90%). Le type de bâtiment en acier n'est pas pris en compte dans cette répartition, compte tenu : a) de l'absence d'une telle typologie de bâtiment dans notre étude et, plus important encore, b) de leur très faible importance à Potenza (1,3% du nombre total de bâtiments). Leur omission ne devrait pas affecter de manière significative les résultats généraux en termes de dommage moyen. Compte tenu de ces adaptations, l'étape principale consiste à calculer l'indice moyen de dommage de la relation de régression développée dans le présent travail (équation 5.4). Les estimations des dommages qui en résultent sont également indiquées dans le Tableau 20.

Tableau 20. Comparaison entre le dommage moyen estimé obtenu avec notre approche (DI) pour la ville de Potenza avec (DI med) obtenu par (Dolce et al., 2006)

I_{MSK}	VI	VII	VIII
DI_{med} (Dolce et al, 2006) (Nombre de bâtiments)	0.10	0.18	0.35
DI_{med} (Dolce et al, 2006) (Volume de bâtiments)	0.07	0.14	0.29
DI (Cette étude)	0.09	0.15	0.23

Les valeurs obtenues avec notre approche présentent quelques légères différences, mais restent d'un ordre comparable aux valeurs de l'indice de dommages (DI_{med}) (Dolce et al., 2006), en particulier en terme de volume de bâtiments et avec un degré moindre en nombre.

Nous notons ici que la réduction de (DI_{med}) estimé à partir de la classification basé sur la moyenne du volume du bâtiment par rapport à la moyenne du nombre de bâtiments peut être expliquée par une conséquence de la prévalence du type de bâtiment en béton résistant (R/C), qui présente dans le parc de bâtiments de Potenza une moyenne volume nettement plus important que le type de bâtiment en maçonnerie, combiné au fait que ce type de bâtiment est affecté à une classe de vulnérabilité inférieure, ce qui entraîne des dommages moins importants.

Une comparaison similaire a été réalisée en ce qui concerne l'indice "DIR" (taux d'augmentation des dommages), car (Dolce et al., 2003) a également élaboré des scénarios de dommages sismiques, tenant compte des conditions du site pour la même étude de cas à Potenza. Ils ont examiné deux scénarios de référence correspondant à deux périodes de retour différentes : $I_{MSK}=VI$ (période de retour de 50 ans) et $I_{MSK}=VII-VIII$ (période de retour de 475 ans) et ont estimé pour chacun d'eux les dommages moyens correspondant à (DI_{med}) sans et avec prise en compte des conditions du site. Leurs résultats, énumérés dans le Tableau 21, indiquent des valeurs DI_{med} de 0,08 (conditions du site négligées) et de 0,21 (avec leurs prise en compte) pour l'événement de 50 ans, et égales à 0,25 et 0,49, respectivement, pour l'événement de 475 ans. Selon Eq. (5.8), cela conduit à des

valeurs *DIR* de 2,62 et 1,96 pour les deux événements de référence, respectivement.

Afin de comparer ces résultats, nous avons appliqué l'approche présentée dans le présent travail en adoptant la procédure suivante :

1. Dolce et al. (2003) tiennent compte de l'incrément d'intensité macro-sismique établi par Medvedev (1962) en fonction du type de sol. Ils ont dû adapter la description lithologique très générique de divers types de sols à la géologie spécifique de Potenza, et ont abouti à des augmentations d'intensité comprises entre 1,2 et 1,5 degré dans la majeure partie de la ville et vont de 1,5 à 3 dans certaines zones spécifiques, même si l'incrément n'est que de 0,2 degré dans le centre historique, fondé sur un site rocheux. Etant donné que leur étude ne fournit pas suffisamment d'informations détaillées sur la répartition respective de chaque type de bâtiment sur les différentes unités de sol, nous avons décidé, pour cette comparaison d'ordre qualitative, de considérer toute la ville de Potenza comme reposant sur un sol relativement meuble, avec une V_{S30} de 200 m/s.
2. Les valeurs *DIR* résultantes ont été estimées de deux manières: La première (DIR_1) est obtenue directement à partir du rapport entre le *DI* avec les conditions de site supposées ($V_{S30}=200$ m/s) et le *DI* pour un site rocheux. La deuxième valeur (DIR_2) est dérivée directement de la relation de régression Eq. (5.8).

Les résultats obtenus et listés dans le Tableau 21, en termes d'indice de dommage *DI* pour les deux événements sismiques, avec et sans effets d'amplification du sol, se sont révélés très cohérents avec les résultats (Dolce et al., 2003) du premier événement sismique ($I_{MSK}=VI$), alors qu'ils sont nettement plus petits pour l'événement de référence plus grand ($I_{MSK}=VII-VIII$). Dans ce dernier cas, la différence provient principalement des différences par rapport aux

estimations des dommages, y compris les effets de site, avec des valeurs de (DI_{med}) plus grandes que nos prévisions.

Une telle différence pour l'événement le plus important peut être interprétée comme étant liée à la manière dont les effets de site sont pris en compte par chaque approche. Les incréments d'intensité de Medvedev utilisés par (Dolce et al., 2003) sont les mêmes quel que soit l'événement de référence, alors que notre approche prend en compte la réponse non linéaire de site par le biais des facteurs d'amplification de Borchardt (1994) (équations (4.19 et 4.20)), ce qui entraîne une diminution de l'amplification avec l'augmentation du niveau de sollicitation sismique.

Tableau 21. Comparaison entre le taux d'augmentation des dommages (DIR) dans cette étude et (Dolce et al., 2003)

I_{MSK}	Événement sismique 1 (VI)	Événement sismique 2 (VII-VIII)
DI_{med} (Dolce et al, 2003) (sans effet de site)	0.08	0.25
DI Cette étude (sans effet de site)	0.09	0.22
DI_{med} (Dolce et al., 2003) (avec effet de site)	0.21	0.49
DI Cette étude (avec effet de site)	0.23	0.31
DIR (Dolce et al., 2003)	2.62	1.96
DIR ₁ (Cette étude)	2.56	1.41
DIR ₂ (Cette étude)	2.10	1.52

Malgré ces dernières différences, nous pouvons conclure qu'il existe un accord globalement satisfaisant entre les estimations des dommages fournies par notre approche et celles prédites pour la ville de Potenza sur la base d'une comptabilisation plus simple des conditions du site (basées sur l'intensité macro-sismique) et de la matrice de probabilité de dommages basées sur l'intensité. Les différences sont dues aux incertitudes inhérentes aux deux approches et restent acceptables, pour une estimation des dommages à l'échelle urbaine.

5.6 Discussion

La procédure décrite dans cette étude à permet de quantifier, l'effet des conditions locales du site sur les dommages sismiques exprimés par l'indice de dommage moyen normalisé «DI». *DI* est obtenu pour huit (8) typologies de bâtiments les plus répandus en Algérie et cinq niveaux de mouvement au sol couvrant la gamme des niveaux d'aléa sismique sur l'ensemble du territoire Algérien. En prenant en compte la modulation des spectres de réponse avec des conditions de site, basées sur le paramètre V_{S30} initialement proposé par (Borcherdt, 1994), *DI* présente une dépendance linéaire continue sur $\text{Log } V_{S30}$, décrite dans Eq. (5.1), comme illustré en Figure 5.1.

Ces relations simples et faciles à manipuler, permettent d'obtenir des indications de premier ordre sur la variabilité des dommages avec les conditions du site dans une zone urbaine donnée. Par exemple, les dommages sont toujours minimales dans les zones de roches dures (V_{S30} égal à 1050 m/s) : la valeur moyenne de *DI* obtenue pour les 8 types de bâtiments varie d'environ 0,08 pour les sollicitations modérées (PGA= 0,1 g) à environ 0,26. Pour un fort tremblement (PGA=0,5 g); les dommages augmentent avec les vitesses décroissantes des ondes de cisaillement pour atteindre les valeurs maximales pour les sites très mous (V_{S30} égal à 100 m/s), où la valeur *DI* moyenne varie de 0,23 pour le (PGA=0,1 g) à 0,31 pour le (PGA=0,5 g). Nous notons que la dépendance linéaire en $\text{log } (V_{S30})$, souligne l'augmentation des dommages pour la basse V_{S30} (inférieure à 300 m/s), c'est-à-dire pour les sols normaux à mous, qui doivent faire l'objet d'une attention particulière.

Une analyse plus détaillée des courbes (DI) pour différentes typologies de bâtiments fournit des informations directes et quantitatives sur leur vulnérabilité. Par exemple, parmi les 8 typologies de bâtiments considérées, les commentaires suivants méritent d'être soulignés :

Les types de bâtiments C2 et C3 sont modulés en fonction de la hauteur du bâtiment (élévation faible, moyenne et élevée, environ 2, 5 et 8 étages) : dans les deux cas, les dommages sismiques les plus faibles correspondent aux structures de

faible hauteur (L). Des valeurs plus importantes de dommages sont constatées pour les structures en hauteur (H, $N \geq 8$ étages). En ce qui concerne le type de structure lui-même, les dommages les plus faibles sont attendus sur les structures en béton, les murs de cisaillement (type C2), tandis que les structures en maçonnerie non armée (URM) sont les plus élevées.

Ces résultats, qui quantifient l'estimation en matière de dommages, peuvent aider à hiérarchiser certaines politiques de réduction du risque. Par exemple, chaque fois que possible d'un point de vue urbain, il semble utile de recommander l'utilisation de structures de type murs voiles en béton armé de faible ou moyenne hauteur (C2L et C2M) dans les zones sismiques, et en particulier en présence des sols meubles.

Avec la variation de DI avec le proxy de condition de site V_{S30} , cette étude explore également l'influence couplée du niveau de sollicitation exprimé par le PGA. Les résultats pour les trois types de bâtiments ayant un comportement différent, URML, C2M et C3H. Montrent que la dépendance du DI au PGA peut être décrite par un polynôme de degré 2 (équation (5.2)). Pour les différentes typologies, le DI augmente avec le PGA à sollicitation modérée, ou même diminue pour les très fortes secousses ($PGA=0,4$ g et $0,5$ g) sur des sites très mous pour les types de bâtiments URML et C2M.

Une telle diminution des dommages est due à la réponse non-linéaire du site, entraînant une dés amplification sur les sols mous à haute fréquence, affectant tout les bâtiments de courte période, correspondant aux valeurs négatives pour (m_a) exposant de (F_a) le facteur d'amplification de Borchardt pour les courtes périodes. Pour une typologie de bâtiment donnée, un dommage équivalent peut être constaté au niveau des sols très mous (V_{S30} égal à 100 m/s) pour des valeurs modérées et élevées de PGA : par exemple, pour la typologie URML et C2M, des valeurs DI similaires sont obtenues à deux différents niveaux de sollicitations ($PGA=0,2$ g et $0,4$ g) (voir Figure 5.3, Figure 5.4). La dépendance couplée de DI en V_{S30} et PGA pourrait être décrite par une relation de régression (Eq. (5.3)), dont les 5 coefficients de régression doivent être ajustés pour chaque typologie de bâtiment.

Pour illustrer l'importance des effets de site sur l'aggravation le risque sismique, la présente étude, a introduit un indice scalaire spécifique «DIR» qui mesure l'augmentation des dommages pour une structure donnée reposant sur des conditions de site particulières (caractérisées par le proxy V_{S30}), par rapport au même structure reposant sur un site de référence. C'est en fait un "facteur d'aggravation" qui permet de mesurer l'effet des sites sur les dommages sismiques. Les valeurs *DIR* obtenues pour 8 types de bâtiments et les 5 niveaux de mouvement de sol, présentent une dépendance linéaire couplée à la fois à $\text{Log}(V_{S30})$ et $\text{Log}(PGA)$, comme illustré en Figures 5.7 à 5.14 (Eq. 5.5, 5.6 et 5.8). *DIR* diminue avec l'augmentation de V_{S30} et PGA et peut atteindre des valeurs allant jusqu'à 5,20 ($PGA=0,1$ g et $V_{S30}=100$ m/s, pour le cas des structures de type murs de voile en béton armé C2) : dans un tel cas, négliger les effets de site conduit à sous estimé les dommages sismiques par un facteur égale à 5,20. Nous notons ici que le taux de dommage dus aux effets dans ce cas extrême est de (80.77 %).

Les résultats obtenus en (paragraphe 5.4) et présentés en Figure 5.15 permettent de proposer des réponses quantitatives aux questions soulevées dans l'introduction. Si les effets sur le site sont négligés, les dommages aux bâtiments situés sur des sols très meubles peuvent être sous-estimés d'un facteur variant de 1,2 en cas de très forte sollicitation (0,5 g) et allant jusqu'à 3,4 pour une sollicitation modérée (0,1 g), ce qui correspond respectivement à un taux de dommage dus aux effets de site de (16.67 %) et (72.22 %) pour les deux cas. L'erreur commise dans l'estimation des dommages sismiques si les effets sur le site sont négligés, correspondra à ce taux, c.-à-d. (16.67 à 72.22 %) en moyenne, pour les huit (8) types de bâtiments étudiés dans le présent travail.

Nous pouvons conclure ici, que dans les zones sismiques modérées, les sites meubles peuvent augmenter considérablement les dommages sismiques, et donc entraîner localement des niveaux de dommages comparables à ceux des zones à forte sismicité. Cette observation est évoquée par (Dolce et al, 2003), à la suite de l'étude menée sur les scénarios de dommages sismiques causés au parc immobilier de Potenza (Italie du Sud), y compris les effets du site. Où il est rapporté que la

répartition des dommages dus à l'événement dommageable avec effets de site est comparable à celle causée par l'événement destructeur sans effets de site, en comparant la distribution des dommages causés par les séismes de référence avec et sans effets d'amplification du sol.

Les détails des résultats quantitatifs présentés et discutés ci-dessus sont évidemment liés aux différentes hypothèses considérées dès le début, à savoir les relations de Borchardt pour les facteurs d'amplification spectrale et leur sensibilité au niveau de sollicitation, les courbes de capacité et les courbes de fragilité de Hazus, l'indice de dommage moyen normalisé et aussi des 8 types de bâtiments considérés ici. D'autres hypothèses auraient pu être envisagées, par exemple la méthodologie RISKUE pour l'estimation des dommages (Lagomarsino et Giovinazzi, 2006) ou l'approche récemment proposée par (Salameh et al., 2017) par le couplage de la réponse des sites et les estimations de dommages. Nous pensons cependant que cela ne changerait pas les principales tendances obtenues ici, car elles sont en effet liées à des phénomènes physiques liés à la réponse non linéaire du site.

5.7 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les résultats obtenus en termes des indices, *DI* et *DIR* par l'application de la méthodologie développée dans le chapitre précédent (chap.4). La variation des deux facteurs d'analyse proposés, *DI* et *DIR* pour les huit types de bâtiments les plus répandus en Algérie sélectionnés et en fonction de divers situations des effets de site exprimés par le proxy V_{S30} et pour des valeurs de PGA, à permet de quantifier l'effet des conditions locales du site sur les dommages sismiques exprimés par l'indice de dommage moyen normalisé «DI». Des relations permettant de comprendre d'une part la variation de ces deux facteurs en fonction de V_{S30} et du PGA et d'autre part il a été possible d'élaborer deux relations de régressions multiples, dédiées à prédire en premier lieu les dommages sismiques, à travers l'indice de dommage (DI) proposé et en deuxième lieu l'augmentation des dommages par le biais du rapport (DIR). Les nouvelles

relations élaborées pour la prédiction des deux indices (DI) et (DIR) sont validés grâce à une comparaison qui a traité de ces deux indices, avec une étude antérieure réalisée par Dolce et al. (2003, 2006) ; Dans une zone située à (Potenza, Italie du Sud). Il ressortait de cette comparaison que, nos résultats se sont révélés globalement cohérents avec ceux de (Dolce et al., 2003).

Par ailleurs, ce chapitre a investi également, l'influence de la réponse non linéaire des sols sur les dommages sismiques, cet aspect qui est rarement étudié dans la littérature : l'unique travail de recherche traitant cet aspect, que nous avons pu trouver est celui de (Trifunac et Todorovska, 2000) et qui est relative à la répartition des dommages, lors du tremblement de terre en 1994 de Northridge en Californie. Où une comparaison des types de dommage entre une première zone où le niveau de sollicitation est faible et les bâtiments ont été gravement endommagés, et une deuxième zone où le niveau de sollicitation est fort et les bâtiments ont subi des dommages mineurs. Selon l'interprétation des auteurs de la répartition des dommages est que la réponse du sol dans la première zone, était essentiellement linéaire et dans la deuxième zone était non linéaire. Les sols meubles dans la deuxième zone, grâce à une réponse non linéaire, ont réduit les dommages des bâtiments unifamiliaux isolés " single family detached buildings " (SFD). Une similitude entre ce constat, et nos résultats peut être établie, où une diminution des dommages est constatée lorsque le niveau de PGA dépasse 0,3g dans des sites mous (V_{S30} égal à 100 m/s), observé dans le type de bâtiment URML ressemblant aux bâtiments unifamiliaux isolés.

En effet nos résultats indiquent que le comportement non linéaire du sol affecte, les courtes périodes, c.-à-d. les bâtiments de faible et moyenne hauteur et pas ceux avec de grandes hauteurs. Une nouvelle contribution synthétisant notre investigation de l'influence de la réponse non linéaire des sols sur les dommages sismiques est formulée et dans laquelle nous avons définies des intervalles, indiquant les types de réponse des sols (linéaire ou non linéaire) pour les typologies des bâtiments considérés. En fin de ce chapitre, une discussion détaillée, des résultats obtenus dans le cadre de ce travail est présentée.

Conclusion

Cette thèse met en œuvre une approche adaptée de la méthodologie Hazus pour l'estimation des dommages d'une part et les facteurs d'amplification du site de Borchardt d'autre part, à fin d'étudier l'impact des effets du site sur les estimations des dommages sismiques causés aux bâtiments.

Les dommages sismiques sont exprimés en terme d'une seule scalaire valeur, l'indice de dommage moyen normalisé (DI), correspondant à une moyenne pondérée des probabilités de dommages associées aux cinq dommages que la méthodologie Hazus considère (c.-à-d. Non, légère, dommages modérés, étendus et complets). Les effets de site sont introduits par les facteurs d'amplification non linéaire du site de Borchardt en fonction de la vitesse de l'onde de cisaillement dans les 30m supérieurs (V_{S30}) en fonction des conditions du site et du niveau de mouvement du sol PGA (Peak Ground Acceleration). Huit types de bâtiments correspondants aux plus fréquents dans les zones urbaines Algériennes ont été sélectionnés parmi l'inventaire exhaustif de la typologie Hazus et cinq niveaux de sollicitations sismiques allant de modérés à forts ($PGA=0,10$ g, $0,20$ g, $0,30$ g, $0,40$ g et $0,50$ g).

Les résultats obtenus montrent que, pour toute typologie de bâtiment, DI présente une dépendance couplée au niveau de l'accélération maximale au sol au rocher (PGA_{rocher}) et aux conditions du site exprime par V_{S30} . Les valeurs DI sont minimales aux niveaux des sites rocheux et augmentent avec les vitesses décroissantes des ondes de cisaillement pour atteindre leurs valeurs maximales dans les sites très meubles. Des relations de premier ordre ont été établies entre DI et V_{S30} (pour différents niveaux de PGA au rocher) et entre DI et le PGA au rocher (pour différentes conditions de V_{S30}). Cela a finalement conduit à une nouvelle expression proposée dans ce travail, couplant les dépendances à la fois aux niveaux de mouvement du sol et aux conditions du site, qui fournisse un outil simple pour une estimation rapide des dommages sismiques en milieu urbain, cette nouvelle

expression à été élaborée, en combinant les résultats correspondant aux typologies des constructions sectionnées.

L'augmentation des dommages sismiques d'un site rocheux à un site spécifique a été quantifiée grâce à un taux d'augmentation des dommages (*DIR*), qui a été déterminé pour huit types de bâtiments et cinq niveaux de mouvement du sol. De même, des relations de premier ordre ont été établies entre *DIR* et V_{S30} et entre *DIR* et *PGA*, et finalement combinées dans une expression couplant la dépendance aux conditions du site et au niveau du mouvement au rocher. Les nouvelles expressions élaborées de *DI* et *DIR* sont validées d'une manière globalement satisfaisante par une comparaison faite avec une étude antérieure réalisée par Dolce et al. (2003, 2006), dans une zone située à (Potenza, Italie du Sud). De telles relations permettent de quantifier l'augmentation du *DIR* avec V_{S30} croissant et avec le *PGA* décroissant: pour des sols très mous, les valeurs moyennes de *DIR* pour les huit modèle de bâtiments diminuent d'environ 3,4 pour un faible niveau de sollicitation ($PGA=0,1g$) à 1,2 pour le plus fort ($PGA=0,5 g$). Cette diminution est directement liée à la non-linéarité de la réponse des sols, ce qui se traduit par une réduction du mouvement à haute fréquence et donc une réduction des dommages, notamment pour les bâtiments de courtes périodes, constaté à l'issue de notre investigation de l'influence du comportement non linéaire du sol. En effet nos résultats indiquent que cet aspect de réduction des dommages, qui affecte les courtes périodes, c.-à-d. Les bâtiments de faible et moyenne hauteur et pas ceux avec de grandes hauteurs. Une nouvelle contribution synthétisant notre investigation de l'influence de la réponse non linéaire des sols sur les dommages sismiques est formulée et dans laquelle, nous avons définies des intervalles, indiquant les types de réponse des sols (linéaire ou non linéaire) affectant les dommages sismiques attendus pour les typologies des bâtiments étudiés.

Les principaux résultats de cette thèse sont principalement la quantification de l'impact important des conditions du site sur les dommages des bâtiments et la démarche proposée pour l'intégration de ces conditions dans l'estimation de ces dommages, ainsi que l'investigation de l'effet des réponses non linéaires des sols.

Perspectives

Ce travail a permis de fournir une quantification de l'impact important des conditions du site sur les dommages des bâtiments. Une telle approche est envisageable à une échelle urbaine, les bâtiments individuels et spéciaux situés sur des sites spécifiques peuvent se comporter de manière très différente des modèles de bâtiments considérés ici. D'autres hypothèses auraient pu être envisagées, par exemple la méthodologie RISK-UE pour l'estimation des dommages (Lagomarsino et Giovinazzi, 2006) ou l'approche récemment proposée par (Salameh et al., 2017) et les scénarios du mouvement au sol, en utilisant d'autre approche pour la prise en compte des effets de site comme celle développée par (Stambouli et al., 2017). Pour tester la robustesse des résultats en termes de sensibilité des estimations des dommages aux conditions du site et au niveau de mouvement du sol, il faudrait également tester et améliorer l'ordre de grandeur obtenu la présente étude (en termes de *DI* et de *DIR*) avec des observations de dommages réels post séismiques. A terme de ce travail, des perspectives à celui-ci peuvent être formulées comme suit :

- L'utilisation d'autres approches (modélisation numérique) pour la prise en compte de l'effet de site et d'autres approches pour l'évaluation de la vulnérabilité (méthode macrosismique).
- Développement des paramètres indicateurs de la vulnérabilité (a_i et b_i) relatifs successivement à *DI* et *DIR* pour l'ensemble de la typologie Hazus, comportant 38 typologies.
- Dans le présent travail les paramètres de courbes de capacités et de fragilités définissant les structures sont celles de Hazus data base, une nécessité de développer des courbes de capacités et de fragilités propre au contexte du bâti en Algérie.
- Evaluation de l'impact de l'effet de site au niveau des ouvrages d'art et d'autres types de constructions et différents réseaux.
- Evaluation de l'impact de l'effet de site topographique dans l'estimation du risque sismique.

Bibliographie

- Abrahamson, 2000. State of the practice of seismic hazard evaluation, GeoEng 2000 conference, Australia, 19-24 November. Aubry, D., Clouteau, D. « A regularized boundary element method for stratified media » 1st Int. Conf. on Mathematical and Numerical Aspects of Wave Propagation, SIAM, 1991
- Abrahamson, N., Atkinson, G., Boore, D., Bozorgnia, Y., Campbell, K., Chiou, B., Idriss, I. M., Silva, W., Youngs, R. (2008), Comparisons of the NGA ground-motion relations, *Earthquake Spectra*, 24(1), 45-66, doi: 10.1193/1.2924363.
- AFPS (2002). Premières recommandations en vue de l'évaluation de la présomption de vulnérabilité du bâti existant. AFPS, Cahier technique, n° 24, 137 p.
- Agea-Medina N, Molina-Palacios S, Lang D, Ferreiro-Prieto I, Huesca J, Galiana-Merino J J, Soler-Llorens J L (2017) sensitivity of structural damage to earthquake ground motion scenarios. The Torrevieja earthquake case study. *International Journal of Computational Methods and Experimental Measurements*, 6(5), 921-932. <http://www.witpress.com/journals> DOI: 10.2495/CMEM-V6-N5-921-932
- Aki K. (1988) « Local Site Effects On Strong Ground Motion », *Earthquake Engineering and Soil Dynamics II : Recent Advances in Ground Motion Evaluation*, p 103 – 155, Geotechnical Special Publication, American Society of Civil Engineering, New-York
- Aki K.; 1993: Local site effects on weak and strong ground motion. *Tectonophysics*, 218, 93-111.
- Ambraseys, N.N.(1959). A note on the response of an elastic overburden of varying rigidity to an arbitrary ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 49 (3), 211–220.
- Ameur, M., Derras, B. & Zendagui, D. (2018) Ground Motion Prediction Model Using Adaptive Neuro-Fuzzy Inference Systems: An Example Based on the NGA-West 2 Data. *Pure Appl. Geophys.* 175, 1019–1034. <https://doi.org/10.1007/s00024-017-1743-3>
- An J, Bai X, Xu J, Nie G, Wang X. 2015. Prediction of highway blockage caused by earthquake-induced landslides for improving earthquake emergency response. *Nat Hazards*. 79(1):511–536.
- Archuleta R.J., Bonilla L.F. and Lavallée D.; 2000: Nonlinearity in observed and computed accelerograms. In: Proc. 12th World Conf. on Earthq. Eng., Auckland, New Zealand, Aston Koedyk Ltd, 7 pp., CD-ROM.
- Assimaki D, Ledezma C, Montalva GA, Tassara A, Mylonakis G, and Boroschek R (2012) Site Effects and Damage Patterns. *Earthquake Spectra*: June 2012, Vol. 28, No. S1, pp. S55-S74. <https://doi.org/10.1193/1.4000029>
- ATC-40,1996 “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings”, ATC 40, Redwood City: Applied Technology Council, 1996.

- Bard M et Cotton F, (2006) Les Effets de Site : Compréhension, Modélisation et Prévention. Fiche de synthèse et de vulgarisation réalisée dans le cadre du programme de recherche Sismoalp (Interreg 3B Espace Alpin). http://www.alpine-space.org/2000-2006/uploads/media/Sismoalp_Effets_de_site_FR.pdf
- Bard P-Y . Bouchon M. (1980) « The seismic response of sediment-filled valleys. Part I. The case of incident SH waves » Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 70, n°4, pp. 1263-1286.
- Bard, Bouchon (1985) « The two-dimensional resonance of sediment-filled valleys », Bulletin of the seismological society of America, 75(2) : 519-540)
- Bard P-Y. (1985) « Les effets de site d'origine structurale : principaux résultats expérimentaux et théoriques » Génie Parasismique, Victor Davidovici, Presses de l'ENPC, pp. 223-238.
- Bard P-Y. (1998) « Microtremor measurement : a tool for site effect estimation? » In K. Irikura K. Kudo H. Okada T. Sasatami Eds. Pp.1251-1279, December 1-3, 1998
- Bard P-Y.. Kristek J. Moczo P. Riepl-Thomas J (1999) « Finite-difference modeling of site-effects in the Grenoble basin » In Abstract of the IUGG 99, Birmingham, England, July 26-30, 1999
- Beauval C, (2003). Analyse des incertitudes dans une estimation probabiliste de l'aléa sismique, exemple de la France. Thèse de doctorat de l'Université Joseph Fourier - Grenoble I.
- Beskos D.E. (1997). Boundary elements methods in dynamic analysis : Part II (1986-1996), Applied Mechanics Reviews (ASME). Vol. 50, No.3, pp. 149-197.
- Bernreuter D.L., Savy J.B., Mensing R.W., & Chen J.C., 1989. Seismic hazard characterization of 69 nuclear power plant sites East of the Rocky Mountains, U.S. Nuclear Regulatory Commission. NUREG/CR-5250.
- Bielak J., Xu J., Ghattas o. (1999). Earthquake ground motion and structural response in alluvial valleys. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 125, pp. 413-423.
- Borcherdt R.D. (1994) «Estimates of site dependent reponse spectra for design » (Methodology and justification).*Earthquake Spectra*,vol 10, n°4,p 617-653.
- Bonilla F.L., Steidl J.H., Lindley G.T., Tumarkin A.G. and Archuleta R.; 1997: Site amplification in the San Fernando Valley, California: variability of site-effect estimation using the S-coda and H/V methods. Bull. Seism. Soc. Am., 87, 710-730.
- Bonnet M. (1999). Boundary integral equation methods for solids and fluids, Wiley, Chichester, UK.
- Borcherdt R.D. and Gibbs J.F.; 1970: Effects of local geological conditions in the San Francisco Bay region on ground motions and the intensities of the 1906 earthquake. Bull. Seism. Soc. Am, 66, 467-500.
- Bouchon M. Aki K. (1977) « Discrete wavenumber representation of seismic source wavefields » Bull. Seism. Soc. Am. 67, pp.259-271.
- Bouckovalas G D, Kouretzis G P (2001) Stiff soil amplification effects in the 7 September 1999 Athens (Greece) earthquake. Soil Dynamics and Earthquake Engineering:

Volume 21, Issue 8, Pages 671-687. [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(01\)00045-8](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(01)00045-8)

- Boudghene Stambouli, A., Zendagui, D., Bard, P. et al. (2017) Deriving amplification factors from simple site parameters using generalized regression neural networks: implications for relevant site proxies. *Earth Planets Space* 69, 99 (2017). <https://doi.org/10.1186/s40623-017-0686-3>
- Boukri M, Farsi M N, Mebarki A, Belazougui M, Amellal O, Mezazigh B, Guessoum N, Bourenane H, Benhamouche A(2014), Seismic risk and damage prediction: case of the buildings in Constantine city (Algeria) *Bull Earthquake Eng* 12:2683-2704 DOI 10.1007/s10518-014-9594-0
- Bour, M., Fouissac, D., Dominique, P., Martin, C. (1998) « On the use of microtremor recordings in seismic microzonation » *Soil Dynamics and Earthquake Eng.* 17(7-8): 465-474.
- BIS (Bureau of Indian Standards) (2002) Indian Standard – Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures, Part 1 – General Provisions and Buildings (5th revision). IS 1893, Bureau of Indian Standards, New Delhi, India, 39 pp.
- Cadet H (2007). Utilisation combinée des méthodes basées sur le bruit de fond dans le cadre du microzonage sismique. *Sciences de la Terre*. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 2007. Français. { tel-00271292}
- Cardona OD, Hurtado JE (2000) Holistic seismic risk estimation of a metropolitan center. In: *Proceedings of 12th world conference of earthquake engineering*, Auckland, New Zealand
- Campillo M. (1986) « Sismogrammes synthétiques dans les milieux élastiques hétérogènes : développement méthodologique et applications » Thèse de l'Université de Grenoble.
- Cardona OD (2001) Holistic evaluation of the seismic risk using complex dynamic systems (in Spanish). PhD Thesis, Technical University of Catalonia, Barcelona, Spain
- Cardona OD (2004) The need for rethinking the concepts of vulnerability and risk from a holistic perspective: a necessary review and criticism for effective risk management. In: Bankoff G, Frerks G, Hilhorst D (eds) *Mapping vulnerability: disasters, development and people*. Earthscan Publishers, London
- Carreño ML, Cardona OD, Barbat AH (2007) Urban seismic risk evaluation: a holistic approach. *Nat Hazards* 40(1):132–137
- Chaillat S., Bonnet M., Semblat J.F. (2009). A new fast multi-domain BEM to model seismic wave propagation and amplification in 3D geological structures. *Geophysical Journal International*, vol. 177, pp. 509-531.
- Chávez-García F.J., Raptakis D.G., Makra K., Pitilakis K.D. (2002). The importance of the reference station in modelling site effects up to larger frequencies. The case of Euroseistest. *Proceedings, 12th European Conf. on Earthquake Engineering*, London.
- Chieffo, N.; Formisano, A. Induced Seismic-Site Effects on the Vulnerability Assessment of a Historical Centre in the Molise Region of Italy: Analysis Method and Real Behaviour Calibration Based on 2002 Earthquake. *Geosciences* 2020, 10, 21.

- Chopra, A. K., and Goel, R. K. (1999). Capacity demand diagram methods based on inelastic Design Spectrum. *Earthquake Spectra*: November 1999, Vol. 15, No. 4, pp. 637-656. <https://doi.org/10.1193/1.1586065>
- Choi, Y. and Stewart, J.P., 2005, Nonlinear site amplification as function of 30 m shear wave velocity, *Earthquake Spectra*, 21 (1), in press.
- Cornell C. A., 1968. Engineering seismic risk analysis, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 58(1:1583–1606).
- Crouse, C. B., and McGuire, J. W., 1996, Site response studies for purpose of revising NEHRP seismic provisions, *Earthquake Spectra*, 12, 407-439
- Dangla P., Semblat J-F., Xiao H.H., Delépine N. (2005). A simple and efficient regularization method for 3D BEM : Application to frequencydomain elastodynamics, *Bulletin Seismological Society of America*, 95, no.5, pp. 1916-1927.
- Dangla P. (1988). A plane strain soil-structure interaction model. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16, pp. 1115-1128.
- Derras B., 2004 Estimation du risque lié à l'effet de site et génération d'un spectre de réponse à la surface libre, Mémoire de Magister, Université Abou Baker Belkaid - Tlemcen.
- Dif, H., Zendagui, D., & Aissa Mamoune, S. M. Impact de l'effet de site dans l'estimation du risque sismique cas de la ville de Djelfa (Algérie). 29ème rencontre de l'AUGC Tlemcen (29-31 Mai 2011). <http://dspace.univ-tlemcen.dz/handle/112/579>
- Dif, H., Zendagui, D. & Bard, P. Implementing effects of site conditions in damage estimated at urban scale. *Bull Earthquake Eng* 17, 1185–1219 (2019). <https://doi.org/10.1007/s10518-018-0512-8>
- DIPCN. Glossaire international multilingue agréé de termes relatifs à la gestion des catastrophes. Technical report, UN DHA, Genève, 83 pages, 1992.
- Dobry R., Oweis I., Urzua A. (1976). Simplified procedures for estimating the fundamental period of a soil profile. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 66, pp. 1293-1321.
- Dobry, R., Ramos, R., and Power, M. S., 1999, Site Factors and Site Categories in Seismic Codes, Technical Report MCEER-99-0010, 81 pp.
- Doğangün, A. & Livaoglu, R. (2006), A comparative study of the design spectra defined by Eurocode 8, UBC, IBC and Turkish Earthquake Code on R/C sample buildings. *J Seismol* 10: 335. <https://doi.org/10.1007/s10950-006-9020-4>
- Dolce M, Masi A, Marino M et al (2003) Earthquake Damage Scenarios of the Building Stock of Potenza (Southern Italy) Including Site Effects. *Bulletin of Earthquake Engineering* 1: 115. <https://doi.org/10.1023/A:1024809511362>
- Dolce M, Kappos A, Masi A, Penelis G, Vona M (2005) Vulnerability assessment and earthquake damage scenarios of the building stock of Potenza (southern Italy) using Italian and Greek methodologies. *Eng Struct* 28 (3): 357–371. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.08.009>
- Douglas J, Akkar S, Ameri G et al (2014) Comparisons among the five ground-motion models developed using RESORCE for the prediction of response spectral

- accelerations due to earthquakes in Europe and the Middle East. *Bull Earthquake Eng* 12: 341. <https://doi.org/10.1007/s10518-013-9522-8>
- Duval A.M., Mèneroud J.P., Vidal S. and Bard P.Y.; 1994: Usefulness of microtremor measurements for site effect studies. In: Proc. 10th Europ. Conf. Earthq. Eng., Vienna, 1, pp. 521-527.
- Duval, A.M. (1996) « Détermination de la réponse d'un site aux séismes à l'aide du bruit de fond » Thèse de Doctorat, Université Paris VI, Etudes et Recherches des LPC, GT62, LCPC, Paris.
- Duval, A.M., Mèneroud, J.P., Vidal, S. and Bard, P.Y. (1998) « Relation between curves obtained from microtremor and site effects observed after Caracas 1967 earthquake » 11th European Conf. on Earthquake Engineering, Paris, France.
- Duval A.-M. (2001) P.-Y. Bard, B. Lebrun, C. Lacave-Lachet, J. Riepl and D. Hatzfeld H/V technique for site response analysis. Synthesis of data from various surveys Vol. 42, n.3-4 part A, September - December 2001 pp. 267-280
- Duval, A-M. (2003). Utilisation de la méthode du bruit de fond. In Risques sismiques aléa et vulnérabilité à différentes échelles, pages 37 62, Paris, France. Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées.
- EC8 Eurocode 8 (2004). Design of structures for earthquake resistance—Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization (CEN), EN 1998-1, eurocodes.jrc.eceuropa.eu/. Last accessed Feb 2016
- Elnashai, A. S., & Di Sarno, L. (2008). *Fundamentals of Earthquake Engineering* Amr S. Elnashai and Luigi Di Sarno © 2008. New York John Wiley & Sons, Ltd. ISBN: 978-0-470-02483-6
- EPRI, 1986. Seismic hazard methodology for the central and eastern United States, EPRI report NP-4726, Electric Power Research Institute, Palo Alto.
- Esper, P & Tachibana, E.. (1998). Lessons from the Kobe earthquake. Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications. 15. 105-116. 10.1144/GSL.ENG.1998.015.01.11
- Fajfar P (2000) A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*: August 2000, Vol. 16, No. 3, pp. 573-592. <https://doi.org/10.1193/1.1586128>
- FEMA 222A (1994) The NEHRP recommended provisions for seismic regulation for new buildings, including the NEHRP probabilistic ground motion maps. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., USA
- HAZUS-MH (2003) Multi-hazard loss estimation methodology: earthquake model – technical manual (www.fema.gov/plan/prevent/hazus)
- Faccioli e., Maggio F., Quarteroni A., Taghan A. (1996). Spectral-domain decomposition Mmethods for the solution of acoustic and elastic wave equations. *Geophysics*, vol. 61, pp. 1160-1174.
- FEMA (1999) HAZUS earthquake loss estimation methodology, technical manual, Prepared by the National Institute of Building Sciences for the Federal Emergency Management Agency. (www.fema.gov/plan/prevent/hazus)

- Federal Emergency Management Agency, Washington, DC FEMA (2003) HAZUS-MH technical manual. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC (www.fema.gov/plan/prevent/hazus)
- Federal Emergency Management Agency, 1997. 1997 NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings, (in press) Washington, D. C., Developed by the Building Seismic Safety Council (BSSC) for the Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- FEMA ,1997 ;NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA273,and NEHRP Commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA274.Washington Directorate FEMA Mitigation Division Washington, D.C.
- FEMA 2000 Préstandard and Commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA356. Washington Directorate FEMA Mitigation Division Washington, D.C.
- Frankel A., 1995. Mapping seismic hazard in the Central and Eastern United States, *Seis. Res.Lett.*, 66(4) :8–21.
- Field E.H. and Jacob K.; 1995: A comparison and test of various site-response estimation techniques, including three that are not reference-site dependent, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 85, 1127-1143.
- Furumura, T. and Koketsu, K. (1998). Specific distribution of ground motion during the 1995 Kobe earthquake and its generation mechanism. *Geophysical Research Letters*, 25(6):785-788.
- GNDT. (1993). *Rischio Sismico di Edifici Pubblici - Parte I: aspetti metodologici*. Cento Servizi Quasco, Bologna.
- Gregor, N., Abrahamson, N. A., Atkinson, G. M., Boore, D. M., Bozorgnia, Y., Campbell, K. W., & Silva, W. (2014). Comparison of NGA-West2 GMPEs. *Earthquake Spectra*, 30(3), 1179-1197.
- Grunthal G. et Levret A. (2001). L'échelle macrosismique européenne 1998 (EMS-98). Ministère de la Culture, de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche, Conseil de l'Europe, Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Vol. 19, 103 p.
- Gueguen P. (2006). Evaluation de la vulnérabilité sismique à l'échelle d'une ville de Rhône-Alpes, Application à Grenoble. LGIT/LCPC & Université de Grenoble. 30p.
- Guéguen, P. (2009). *Sismologie Urbaine: Aléa local, dynamique des structures, interaction site-ville et vulnérabilité urbaine* (Doctoral dissertation).
- Hadjian A.H. (2002). Fundamental period and mode shape of layered soil profiles. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.
- Hartzell S (1998) Variability in nonlinear sediment response during the 1994 Northridge, California, earthquake. *Bull Seismol Soc Am* 88(6):1426–1437.
- Hellel M, Chatelain JL, Guillier B, Machane D, Ben Salem R et al (2010) Heavier damages without site effects and site effects with lighter damages: Boumerdes City (Algeria) after the May 2003 Earthquake. *Seismological Research Letters*, Seismological Society of America, 81 (1), pp.37-49. [10.1785/gssrl.81.1.37](https://doi.org/10.1785/gssrl.81.1.37) . [insu-00548727](https://doi.org/10.1785/insu-00548727)

- Ihlenburg F., Babuška I. (1995). Dispersion analysis and error estimation of Galerkin finite element methods for the Helmholtz equation. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 38, pp. 3745-3774.
- IPSN (Ed). Séismes et Sûreté Nucléaire. Janvier 97. Dossier de Presse de l'IPSN.
- Joyner WB and Boore DM (1988) Measurement characterization and prediction of strong ground motion. *Proc. of Earthquake Engineering and Soil Dynamics II*, 43–102. Park City, Utah, 27 June 1988. New York: Geotechnical Division of the American Society of Civil Engineers.
- Joyner, W. B. and Boore, D. M., 2000, Recent developments in earthquake ground-motion estimation, *Proc. Sixth International Conference on Seismic Zonation*, Palm Springs, California.
- Kausel, E., & Assimaki, D. (2002). Seismic simulation of inelastic soils via frequency-dependent moduli and damping. *Journal of Engineering Mechanics*, 128(1), 34-47.
- Komatitsch, D., Vilotte J.P. (1998). The Spectral Element Method : An efficient tool to simulate the seismic response of 2D and 3D geological structures, *Bulletin of the Seismological Society of America*. vol. 88, No.2, pp. 368-392.
- Kusunoki K., Tasai A., Teshigawara M. (2014) Development of Building Monitoring System to Verify the Capacity Spectrum Method. In: Fischinger M. (eds) *Performance-Based Seismic Engineering: Vision for an Earthquake Resilient Society*. Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, vol 32. Springer, Dordrecht. https://doi.org/10.1007/978-94-017-8875-5_14
- Lagomarsino , S., & Giovinazzi, S. (2006). Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4(4), 415– 443.
- Lambert J. (Dir). *Les tremblements de terre en France : hier, aujourd'hui, demain*. Orléans : BRGM, 1997. 196 p. N.A.
- Lang D.H., (2013). *Earthquake Damage and Loss Assessment - Predicting the Unpredictable*. Thesis for: Dr.philos. (doctor philosophiae), University of Bergen, Norway, ISBN: 978-82-308-2271-5, 334 pp., <http://hdl.handle.net/1956/6753>
- Layadi K., Semmane F., Yelles-Chaouche A. K. (2016). Site-Effects Investigation in the City of Chlef (Formerly El-Asnam), Algeria, Using Earthquake and Ambient Vibration Data. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 106 (5): 2185-2196. <https://doi.org/10.1785/0120150365>
- Lebrun B., Hatzfeld D. and Bard P.Y.; 2001: Site effect study in urban area: experimental results in Grenoble (France). *Pure Appl. Geophys. (PAGEOPH)*, 158, 2543-2557.
- Lermo J. and Chavez-Garcia F.J.; 1993: Site effects evaluation using spectral ratios with only one station. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 83, 1574-1594.
- Lomnitz, C. (1997) . Mexico, San Francisco, Los Angeles and Kobe: What Next? *Natural Hazards*. 16(2-3), 287-296.
- Lussou, P. (2001)Thèse de doctorat Calcul du mouvement sismique associé à un séisme de référence pour un site donné avec prise en compte de l'effet de site. Méthode empirique linéaire et modélisation de l'effet de site non-linéaire.

- Liu Yaohui, Li Zhiqiang, Wei Benyong, Li Xiaoli & Fu Bo (2019) Seismic vulnerability assessment at urban scale using data mining and GIScience technology: application to Urumqi (China), *Geomatics, Natural Hazards and Risk*, 10:1, 958-985, DOI: 10.1080/19475705.2018.1524400.
- Maachou O, 2004 Etablissement des courbes de fragilités des ouvrages en zones sismique (Application aux ponts), Mémoire de Magister, Université Abou Baker Belkaid - Tlemcen.
- Maghoul, P. (2007). A Literature Review on Seismic Site Effects. 10.13140/RG.2.1.4254.7041.
- Masure P (2003). Variables and indicators of vulnerability and disaster risk for land-use and urban or territorial planning. IDB/IDEA Programa de Indicadores para la Gestión de Riesgos, <http://idea.unalmz.edu.co>, Universidad Nacional de Colombia,
- Margottini C, Molin D, Narcisi , Serva L. (1994) Intensity vs acceleration: Italian Data. ENEA– IAEA, Historical Seismicity of Central – Eastern Mediterranean Region.
- Mebarki, A., Boukri, M., Laribi, A., Farsi, M., Belazougui, M., & Kharchi, F. (2014). Seismic vulnerability: theory and application to Algerian buildings. *Journal of seismology*, 18(2), 331-343. <https://doi.org/10.1007/s10950-013-9377-0>
- McGuire R.K., 1976. Fortran computer program for seismic risk analysis, US Geological Survey open-File Report 76-67.
- Mouroux P., Bour M., Bertrand, E. Le Brun E., Martin C., Monge O., l'équipe RISK-UE(2003). Le Projet RISK-UE. 6ème Colloque Nationale de l'AFPS. Palaiseau, France.
- Mouroux P. and Lebrun B. Presentation of RISK-UE project. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4(4):323–339, 2006.
- Molina, S., Lang, D. H., and Lindholm, C. D. (2007) "SELENA v2.0 – User and Technical Manual v2.0," NORSAR, Kjeller, Norway.
- Milutinovic Z. V. and Trendafiloski G. S. (2003). An advanced approach to earthquake risk scenarios, with applications to different European towns : WP4 – Vulnerability of current buildings. European Commission, Risk-UE, RISK-UE – EVK4-CT-2000-00014, 110 p.
- Nakamura Y. « A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface » *Quarterly Report*, 30, 1, RTRI, Japan, 1989
- Navarro M, Enomoto T, Yamamoto T, García-Jerez A, Vidal F, & Bretón M (2008) Analysis of site effects and their correlation with damage distribution observed during the Colima (Mexico) earthquake of January 21, 2003. In *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 12-17).
- Navarrete B., Canales M D, Vera A V, Maldonado A A B, González L B R, Aguilar S E & Calderón E D V(1988) Damage statistics of the September 19, 1985 Earthquake in Mexico city. In *Second Century of the Skyscraper* (pp. 657-666). Springer US. https://doi.org/10.1007/978-1-4684-6581-5_56
- Nogoshi M. Higarashi T. « On the Amplitude Characteristics of Microtremor (Part II) » (In japanese) *J. Seism. Soc. Japan* 24, 26-40, 1971

- Okamoto, S. (1984). Introduction to Earthquake Engineering. 2nd Edition, University of Tokyo Press, Tokyo, Japan.
- Park, Y. and Ang, A. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 111:4, 722-739.
- Paolucci R. (1999). Shear resonance frequencies of alluvial valleys by Rayleigh's method. *Earthquake Spectra*, 15, pp. 503-521.
- Peláez J A, Hamdache M, & Casado C L (2005) Updating the probabilistic seismic hazard values of northern Algeria with the 21 May 2003 M 6.8 Algiers earthquake included. *Pure and Applied Geophysics*, 162(11), 2163-2177. <https://doi.org/10.1007/s00024-005-2708-5>
- Power M.S, Borchardt R.D, Stewart J, (2004). Site amplification factors from empirical studies, Pacific Earthquake Engineering Research Center. January 2004 University of California Univ. Calif., Berkeley, NGA project report, Working Group #5, 32 pp.
- Rachedi M T., 2005 Estimation de dommages sismiques sur un site urbain Cas des villes de Tlemcen et Boumerdes, Mémoire de Magister, Université Abou Baker Belkaid - Tlemcen.
- Reiter L. (1990). Earthquake hazard analysis : issues and insights. Columbia University Press, New York, 253 pp.
- RISK UE (2004). An advanced approach to earthquake risk scenarios, with applications to different European towns : WP12 -Synthesis of the application to Nice city. European Commission, RISK-UE – EVK4-CT-2000-00014, 44 p.
- RPA-99/v2003.Règles parasismiques Algériennes 1999 -Version 2003. DTR-BC 248-CGS, Alger, 2003.
- Rodriguez-Marek, A., Bray, J. D., and Abrahamson, N., 1999, Task 3: Characterization of Site Response, General Site Categories, PEER Report 1999/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, Californie.
- Sabourault P.; 1999: Du microzonage à la prédiction des mouvements forts: Confrontation de mesures de terrain, de simulations numériques et de modélisations sur modèles réduits centrifugés. In: Thèse d'Université, Marne La Vallée, 211 pp., in french.
- Salameh, C., Bard P.-Y., Guillier, B., Harb, J., Cornou C., Gérard J. and Almakari M., 2017. Using ambient vibration measurements for risk assessment at an urban scale: from numerical proof of concept to Beirut case study (Lebanon). *Earth, Planets and Space* (2017) 69(1), 60. <https://doi.org/10.1186/s40623-017-0641-3>
- Santisi D, Avila M.P., Lenti L., SEMBLAT J.F. (2012). Modelling strong seismic ground motion : threedimensional loading path versus wavefield polarization. *Geophysical Journal International*, vol. 190, pp. 1607-1624
- Seed, H. B., and Idriss, I. M. (1969). "Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses." Report No. EERC 70-10 Earthquake Research Center, University of California, Berkeley, Californie.
- Semblat J.F., Briost J.J. (2000). Efficiency of higher order finite elements for the analysis of seismic wave propagation. *Journal of Sound and Vibration*. 231(2), pp. 460-467.

- Semblat J.F., Duval A.M., Dangla P. (2002). Seismic site effects in a deep alluvial basin : numerical analysis by the boundary element method. *Computers and Geotechnics*, 29(7), pp. 573-585.
- Semblat J.F. (2011). Modeling seismic wave propagation and amplification in 1D/2D/3D linear and nonlinear unbounded media. *International Journal of Geomechanics*, vol. 11, No. 6, pp. 440-448.
- Scholl, R. E. (1989). Observations of the performance of buildings during the 1985 Mexico earthquake, and structural design implications. *Geotechnical and Geological Engineering*, 7(1), 69-99. <https://doi.org/10.1007/BF01552841>
- Soulimane, I., Zendagui, D. (2017) Assessing earthquake damage for gas distribution networks: uncertainty analysis application in Tlemcen (Algeria). *International Journal of GEOMATE*, Jan., 2017, Vol. 12, Issue 29, pp. 171 - 177 *Geotec., Const. Mat. & Env.*, ISSN: 2186-2990, Japan; DOI: <http://dx.doi.org/10.21660/2017.29.23059>
- Singh, S. K., J. Lermo, T. Dominguez, M. Ordaz, J. M. Espinosa, E. Mena, and R. Quaas (1988). The Mexico earthquake of September 19, 1985--a study of amplification of seismic waves in the Valley of Mexico with respect to a hill zone site, *Earthquake Spectra* 4, 653- 673.
- Stambouli, A. B., Zendagui, D., Bard, P. Y., & Derras, B. (2017). Deriving amplification factors from simple site parameters using generalized regression neural networks: implications for relevant site proxies. *Earth, Planets and Space*, 69(1), 99.
- Silva, W., Darragh, R., Gregor, N., Martin, G., Abrahamson, N., and Kircher, C., 2000, Reassessment of site coefficients and near-fault factors for building code provisions, USGS NEHRP program report 98-HQ-GR-1010.
- Stewart, J.P., Liu, A.H., and Choi, Y., 2003, Amplification factors for spectral acceleration in tectonically active regions, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 93 (1), 332-352.
- Teves-Costa, P., Oliveira, C. S., & Senos, M. L. (2007). Effects of local site and building parameters on damage distribution in Angra do Heroísmo—Azores. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27(11), 986-999.
- Theodoulidis, N., Cultrera, G., De Rubeis, V. et al (2008). Correlation between damage distribution and ambient noise H/V spectral ratio: the SESAME project results. *Bull Earthquake Eng* 6: 109. <https://doi.org/10.1007/s10518-008-9060-y>
- Thibault C. et Michel C. (2006) Méthode d'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments du CETE Méditerranée. 12p.
- Trifunac MD, Todorovska MI (2000) Can aftershock studies predictsite amplification factors? Northridge, CA, earthquake of 17 January 1994. *Soil Dyn Earthq Eng* 19(4):233–251. doi:10.1016/S0267-7261(00)00011-7.
- UBC (1997) Uniform Building Code, International Conference of Building Officials. Whittier, California, US
- Vargas Y.F., Pujades L.G., Barbat A.H., Hurtado J.E. (2013) Incremental Dynamic Analysis and Pushover Analysis of Buildings. A Probabilistic Comparison. In: Papadrakakis M., Stefanou G., Papadopoulos V. (eds) *Computational Methods in Stochastic Dynamics. Computational Methods in Applied Sciences*, vol 26. Springer, Dordrecht. doi.org/10.1007/978-94-007-5134-7_17

- Vidic, T , Fajar, P. and Fischinger, M. (1994). Consistent Inelastic Design Spectra: Strength Displacement. *Earthq Eng Struct Dyn* 23 :507-521.
- Vucetic M and Dobry R (1991) Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response. *J. Geotechnical & Geoenv. Engrg.*, Vol. 117 (1): 89-107
- Virieux J. (1986). P-SV wave propagation in heterogeneous media : Velocity-stress finitedifference method. *Geophysics*, vol.51, pp. 889-901.
- Yamanaka H., Takemura M., Ishida H. and Niwa M.; (1994). Characteristics of long period microtremors and their applicability in exploration of deep sediment layers. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 84, 1831-1841.
- Zacek M. (1996). *Construire parasismique : risque sismique, conception parasismique des bâtiments, réglementation*. Marseille : Parenthèses, 1996.340 p.
- Zhao J.X. (1996) « Estimating modal parameters for a simple soft-soil site having a linear distribution of shear wave velocity » *Earthq. Eng. & Struct. Dyn.* 25, pp. 163-178.
- Zhao, Z., Xu, J., Kubota, R., Yasuhiko, W., & Syozo, K. (2004). Collapse ratios of buildings due to the 1995 Kobe earthquake and interference between S-wave and the second surface wave at basin edge. *Chinese Science Bulletin*, 49(2), 189-195.

Annexe

Tableau A1. Variation de DI en fonction du PGA pour les typologies de bâtiment URML, URMM, C2L, C2M et pour divers valeurs de V_{s30}

Type de Bâti	Vs30 (m/s)	PGA				
		0,1g	0,2g	0,3g	0,4g	0,5g
URML	100	0,29598945	0,3877498	0,39975497	0,38692853	0,35637351
	200	0,24678027	0,35345507	0,38211457	0,39280987	0,38735687
	300	0,22220609	0,33012817	0,37442772	0,39509153	0,40591739
	400	0,20402679	0,31684029	0,36917128	0,39966426	0,41451938
	500	0,18747606	0,30513203	0,36178849	0,39663933	0,42221771
	600	0,17592594	0,28992509	0,34710725	0,38607703	0,41298776
	700	0,16493454	0,27595831	0,33424968	0,37459266	0,40439332
	800	0,15918582	0,26386053	0,32263623	0,36516512	0,39578332
	900	0,15372267	0,25333189	0,31376316	0,3558146	0,39053973
	1000	0,14802451	0,2430165	0,30393183	0,34851011	0,38299115
	1050	0,14361358	0,24015158	0,30073868	0,34460096	0,38066229
URMM	100	0,28995485	0,3741859	0,38313525	0,37045696	0,34880638
	200	0,2305013	0,32115269	0,36454716	0,37678986	0,37387491
	300	0,1948797	0,28335947	0,33131175	0,36087551	0,37767245
	400	0,17139459	0,25859546	0,30929954	0,34014543	0,36173535
	500	0,1541989	0,2390759	0,29035163	0,32508809	0,34926033
	600	0,13962605	0,22370649	0,27575181	0,31259671	0,33874196
	700	0,12958941	0,21083165	0,26445686	0,30199415	0,33049586
	800	0,12084605	0,20027214	0,25440694	0,29335226	0,32333121
	900	0,11316475	0,19106723	0,2450017	0,28457525	0,3168862
	1000	0,1066083	0,18258943	0,23744296	0,2780352	0,31097724
	1050	0,10227752	0,17956418	0,23346317	0,27520842	0,30926296
C2L	100	0,13165609	0,19081287	0,19712124	0,18760589	0,17210546
	200	0,1043107	0,16617577	0,18704288	0,19254155	0,18978995
	300	0,09025659	0,15228072	0,18161512	0,19657087	0,20121018
	400	0,07889534	0,1364735	0,17200753	0,19615269	0,21007388
	500	0,07178447	0,12379994	0,15829587	0,18412416	0,20285621
	600	0,06458147	0,11359052	0,14828342	0,1747193	0,19461945
	700	0,05895251	0,10556186	0,14082557	0,16667344	0,18833921
	800	0,05397463	0,09968544	0,13407426	0,16156558	0,18283393
	900	0,04976263	0,0936107	0,12773905	0,15503704	0,17799181
	1000	0,04622837	0,08896217	0,12173361	0,1487503	0,17362955
	1050	0,04496024	0,08665431	0,12005712	0,14747091	0,17195495
C2M	100	0,14946386	0,22524841	0,24089432	0,2310487	0,20946281
	200	0,10126267	0,16904393	0,20666049	0,22874308	0,23217824
	300	0,07762459	0,13971698	0,17870919	0,20337538	0,21829269
	400	0,06335221	0,1204225	0,15933811	0,18580784	0,20420717
	500	0,05367948	0,10692365	0,14505589	0,17234396	0,19323947
	600	0,04632038	0,09629428	0,13417679	0,16306068	0,18496584
	700	0,04067911	0,08815233	0,12534144	0,1542525	0,17778609
	800	0,03665535	0,08150491	0,11776524	0,1474981	0,17121835
	900	0,03311401	0,07566477	0,11123839	0,14077351	0,16661407
	1000	0,03014803	0,07066068	0,10529472	0,13550114	0,16084459
	1050	0,02876455	0,06860679	0,10307537	0,133781	0,1592468

Tableau A2. Variation de DI en fonction du PGA pour les typologies de bâtiment C2H, C3L, C3M, C3H et pour divers valeurs de V_{s30}

Type de Bâti	Vs30 (m/s)	PGA				
		0,1g	0,2g	0,3g	0,4g	0,5g
C2H	100	0,25363115	0,351083	0,39156489	0,40821444	0,40955153
	200	0,18170862	0,28027497	0,3293532	0,35548625	0,36777524
	300	0,14475408	0,23976495	0,29254173	0,32463959	0,34335549
	400	0,1195725	0,21266428	0,26705437	0,30193985	0,32530075
	500	0,10261059	0,1911131	0,24748495	0,28597522	0,31237491
	600	0,09007981	0,17443535	0,23148419	0,27183742	0,30078393
	700	0,07934337	0,16071108	0,21835573	0,26049189	0,29133197
	800	0,07097458	0,14956471	0,20715791	0,24996817	0,28380884
	900	0,06449493	0,14007554	0,19753912	0,24142002	0,27713624
	1000	0,05857664	0,13154669	0,18890527	0,233608	0,26990273
	1050	0,05578459	0,1277193	0,18535689	0,23035451	0,26704311
C3L	100	0,1898109	0,25624255	0,26340918	0,25280683	0,23398014
	200	0,15396301	0,2289048	0,25240791	0,2605386	0,25615308
	300	0,13712631	0,21229287	0,24835157	0,26232403	0,26792948
	400	0,12250717	0,19329084	0,23315824	0,26006366	0,2758523
	500	0,1128184	0,17741128	0,21836723	0,24743028	0,2659444
	600	0,10277919	0,16597029	0,20695655	0,23688606	0,25897843
	700	0,0949234	0,15630378	0,19719771	0,22791887	0,25128531
	800	0,08849106	0,14813765	0,18839035	0,21995871	0,2461016
	900	0,08268769	0,14073745	0,18338117	0,2146083	0,23975686
	1000	0,0782771	0,13520171	0,17609149	0,20816664	0,23505544
	1050	0,07596754	0,13197522	0,17391974	0,2060106	0,23301696
C3M	100	0,21220537	0,29593619	0,31546675	0,29517262	0,28184735
	200	0,15347022	0,23435395	0,27732426	0,30023966	0,30632797
	300	0,1252749	0,20089934	0,24520626	0,27217062	0,28988058
	400	0,10562888	0,17808154	0,22334566	0,25400892	0,27385196
	500	0,09232201	0,16125287	0,20711143	0,23911432	0,26193064
	600	0,0818848	0,14892479	0,19440655	0,22740029	0,25306353
	700	0,07557176	0,13808091	0,18394957	0,21771078	0,24417256
	800	0,06745253	0,12884693	0,17487595	0,20877942	0,23749009
	900	0,06164693	0,12129617	0,16697206	0,20213552	0,23142481
	1000	0,0570765	0,11541419	0,15970142	0,19596629	0,2261297
	1050	0,05511118	0,11205694	0,15715535	0,19355523	0,22330082
C3H	100	0,33843132	0,43766941	0,47728379	0,49341219	0,49494746
	200	0,26057725	0,36580442	0,41565073	0,44173856	0,45420723
	300	0,21768237	0,32397519	0,37879045	0,41109643	0,42981171
	400	0,18907837	0,29433243	0,35289826	0,38876836	0,41255899
	500	0,16699875	0,27180275	0,3313961	0,3718137	0,39839401
	600	0,14997401	0,25254208	0,3155272	0,35731907	0,38716215
	700	0,13667985	0,23795597	0,30183315	0,34557435	0,38127459
	800	0,12574765	0,22445272	0,28939407	0,33530778	0,37152447
	900	0,11610074	0,21331746	0,27821741	0,32600494	0,36229185
	1000	0,10828672	0,20316565	0,26870378	0,31804982	0,35541781
	1050	0,10504066	0,19799555	0,26475993	0,31319787	0,35288537

Tableau A3. Variation de DI avec V_{s30} pour les huit types de bâtiment et PGA 0.1g, 0.2g, 0.3g

PGA	Vs30 (m/s)	URML	URMM	C2L	C2M	C2H	C3L	C3M	C3H
0.1g	100	0,2959894	0,2899548	0,1316561	0,1494639	0,2536312	0,1898109	0,2122054	0,3384313
	200	0,2467803	0,2305013	0,1043107	0,1012627	0,1817086	0,1539630	0,1534702	0,2605773
	300	0,2222061	0,1948797	0,0902566	0,0776246	0,1447541	0,1371263	0,1252749	0,2176824
	400	0,2040268	0,1713946	0,0788953	0,0633522	0,1195725	0,1225072	0,1056289	0,1890784
	500	0,1874761	0,1541989	0,0717845	0,0536795	0,1026106	0,1128184	0,0923220	0,1669988
	600	0,1760625	0,1396261	0,0645815	0,0463204	0,0900798	0,1027792	0,0818848	0,1499740
	700	0,1700567	0,1295894	0,0589525	0,0406791	0,0793434	0,0949234	0,0755718	0,1366798
	800	0,1611928	0,1208461	0,0539746	0,0366553	0,0709746	0,0884911	0,0674525	0,1257476
	900	0,1537227	0,1131648	0,0497626	0,0331140	0,0644949	0,0826877	0,0616469	0,1161007
	1000	0,1480245	0,1066083	0,0462284	0,0301480	0,0585766	0,0782771	0,0570765	0,1082867
	1050	0,3877498	0,3741859	0,1908129	0,2252484	0,3510830	0,2562426	0,2959362	0,4376694
0.2g	100	0,3534551	0,3211527	0,1661758	0,1690439	0,2802750	0,2289048	0,2343540	0,3658044
	200	0,3301282	0,2833595	0,1522807	0,1397170	0,2397650	0,2122929	0,2008993	0,3239752
	300	0,3168403	0,2585955	0,1364735	0,1204225	0,2126643	0,1932908	0,1780815	0,2943324
	400	0,3051320	0,2390759	0,1237999	0,1069236	0,1911131	0,1774113	0,1612529	0,2718027
	500	0,2899251	0,2237065	0,1135905	0,0962943	0,1744353	0,1659703	0,1489248	0,2525421
	600	0,2759583	0,2108317	0,1055619	0,0881523	0,1607111	0,1563038	0,1380809	0,2379560
	700	0,2638605	0,2002721	0,0996854	0,0815049	0,1495647	0,1481377	0,1288469	0,2244527
	800	0,2533319	0,1910672	0,0936107	0,0756648	0,1400755	0,1407375	0,1212962	0,2133175
	900	0,2430165	0,1825894	0,0889622	0,0706607	0,1315467	0,1352017	0,1154142	0,2031656
	1000	0,2401516	0,1795642	0,0866543	0,0686068	0,1277193	0,1319752	0,1120569	0,1979955
	1050	0,3877498	0,3741859	0,1908129	0,2252484	0,3510830	0,2562426	0,2959362	0,4376694
0.3g	100	0,3997550	0,3831352	0,1971212	0,2408943	0,3915649	0,2634092	0,3154667	0,4772838
	200	0,3821146	0,3645472	0,1870429	0,2066605	0,3293532	0,2524079	0,2773243	0,4156507
	300	0,3744277	0,3313117	0,1816151	0,1787092	0,2925417	0,2483516	0,2452063	0,3787905
	400	0,3691713	0,3092995	0,1720075	0,1593381	0,2670544	0,2331582	0,2233457	0,3528983
	500	0,3617885	0,2903516	0,1582959	0,1450559	0,2474849	0,2183672	0,2071114	0,3313961
	600	0,3471072	0,2757518	0,1482834	0,1341768	0,2314842	0,2069566	0,1944066	0,3155272
	700	0,3342497	0,2644569	0,1408256	0,1253414	0,2183557	0,1971977	0,1839496	0,3018332
	800	0,3226362	0,2544069	0,1340743	0,1177652	0,2071579	0,1883904	0,1748760	0,2893941
	900	0,3137632	0,2450017	0,1277390	0,1112384	0,1975391	0,1833812	0,1669721	0,2782174
	1000	0,3039318	0,2374430	0,1217336	0,1052947	0,1889053	0,1760915	0,1597014	0,2687038
	1050	0,3007387	0,2334632	0,1200571	0,1030754	0,1853569	0,1739197	0,1571553	0,2647599

Tableau A4. Variation de DI avec V_{s30} pour les huit types de bâtiment et PGA 0.4g, 0.5g

PGA	Vs30 (m/s)	URML	URMM	C2L	C2M	C2H	C3L	C3M	C3H
0.4g	100	0,3869285	0,3704570	0,1876059	0,2310487	0,4082144	0,2528068	0,2951726	0,4934122
	200	0,3928099	0,3767899	0,1925415	0,2287431	0,3554862	0,2605386	0,3002397	0,4417386
	300	0,3950915	0,3608755	0,1965709	0,2033754	0,3246396	0,2623240	0,2721706	0,4110964
	400	0,3996643	0,3401454	0,1961527	0,1858078	0,3019398	0,2600637	0,2540089	0,3887684
	500	0,3966393	0,3250881	0,1841242	0,1723440	0,2859752	0,2474303	0,2391143	0,3718137
	600	0,3860770	0,3125967	0,1747193	0,1630607	0,2718374	0,2368861	0,2274003	0,3573191
	700	0,3745927	0,3019942	0,1666734	0,1542525	0,2604919	0,2279189	0,2177108	0,3455743
	800	0,3651651	0,2933523	0,1615656	0,1474981	0,2499682	0,2199587	0,2087794	0,3353078
	900	0,3558146	0,2845752	0,1550370	0,1407735	0,2414200	0,2146083	0,2021355	0,3260049
	1000	0,3485101	0,2780352	0,1487503	0,1355011	0,2336080	0,2081666	0,1959663	0,3180498
	1050	0,3446010	0,2752084	0,1474709	0,1337810	0,2303545	0,2060106	0,1935552	0,3131979
0.5g	100	0,3563735	0,3488064	0,1721055	0,2094628	0,4095515	0,2339801	0,2818474	0,4949475
	200	0,3873569	0,3738749	0,1897899	0,2321782	0,3677752	0,2561531	0,3063280	0,4542072
	300	0,4059174	0,3776724	0,2012102	0,2182927	0,3433555	0,2679295	0,2898806	0,4298117
	400	0,4145194	0,3617354	0,2100739	0,2042072	0,3253008	0,2758523	0,2738520	0,4125590
	500	0,4222177	0,3492603	0,2028562	0,1932395	0,3123749	0,2659444	0,2619306	0,3983940
	600	0,4129878	0,3387420	0,1946194	0,1849658	0,3007839	0,2589784	0,2530635	0,3871621
	700	0,4043933	0,3304959	0,1883392	0,1777861	0,2913320	0,2512853	0,2441726	0,3812746
	800	0,3957833	0,3233312	0,1828339	0,1712183	0,2838088	0,2461016	0,2374901	0,3715245
	900	0,3905397	0,3168862	0,1779918	0,1666141	0,2771362	0,2397569	0,2314248	0,3622918
	1000	0,3829911	0,3109772	0,1736296	0,1608446	0,2699027	0,2350554	0,2261297	0,3554178
	1050	0,3806623	0,3092630	0,1719550	0,1592468	0,2670431	0,2330170	0,2233008	0,3528854

Tableau A5. Variation de DIR avec PGA pour les types de bâtiments URML, URMM, C2L, C2M et pour divers valeurs de V_{s30}

Type de Bâti	Vs30 (m/s)	PGA				
		0,1g	0,2g	0,3g	0,4g	0,5g
URML	100	2,0610129	1,6146044	1,3292436	1,1228307	0,9361934
	200	1,7183630	1,4717999	1,2705867	1,1398978	1,0175867
	300	1,5472498	1,3746658	1,2450268	1,1465189	1,0663452
	400	1,4206650	1,3193346	1,2275484	1,1597886	1,0889426
	500	1,3054201	1,2705810	1,2029995	1,1583910	1,1091661
	600	1,2249951	1,2072587	1,1541822	1,1203597	1,0849190
	700	1,1484606	1,1491006	1,1114290	1,0856643	1,0623414
	800	1,1084315	1,0987249	1,0728125	1,0596753	1,0397230
	900	1,0703909	1,0548833	1,0433083	1,0325409	1,0259480
	1000	1,0307139	1,0119296	1,0106177	1,0113440	1,0061179
	1050	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000
URMM	100	2,8349813	2,0838561	1,6410950	1,3460960	1,1278634
	200	2,2536850	1,7885120	1,5614761	1,3691073	1,2089224
	300	1,9054012	1,5780401	1,4191178	1,3112808	1,2212017
	400	1,6757797	1,4401283	1,3248322	1,2359557	1,1696692
	500	1,5076520	1,3314231	1,2436721	1,1812433	1,1293313
	600	1,3651686	1,2458303	1,1811362	1,1358545	1,0953202
	700	1,2670371	1,1741298	1,1327562	1,0973289	1,0686565
	800	1,1815505	1,1153235	1,0897091	1,0659276	1,0454896
	900	1,1064480	1,0640610	1,0494233	1,0340354	1,0246497
	1000	1,0423434	1,0168478	1,0170467	1,0102714	1,0055431
	1050	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000
C2L	100	2,9282782	2,2020008	1,6418955	1,2721552	1,0008753
	200	2,3200654	1,9176860	1,5579491	1,3056239	1,1037190
	300	2,0074757	1,7573357	1,5127393	1,3329467	1,1701331
	400	1,7547803	1,5749187	1,4327141	1,3270466	1,2216797
	500	1,5966212	1,4286644	1,3185047	1,2485456	1,1797055
	600	1,4364129	1,3108466	1,2351072	1,1847713	1,1318048
	700	1,3112144	1,2181951	1,1729881	1,1302123	1,0952823
	800	1,2004969	1,1503806	1,1167539	1,0955759	1,0632665
	900	1,1068141	1,0802774	1,0639856	1,0513059	1,0351072
	1000	1,0282055	1,0266329	1,0139641	1,0086755	1,0097386
	1050	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000
C2M	100	5,1961137	3,2831796	2,3370696	1,7270666	1,3153345
	200	3,5203986	2,4639534	2,0049453	1,7098323	1,4579774
	300	2,6986201	2,0364891	1,7337719	1,5202112	1,3707823
	400	2,2024408	1,7552563	1,5458407	1,3888956	1,2823314
	500	1,8661680	1,5584995	1,4072798	1,2882544	1,2134591
	600	1,6103287	1,4035678	1,3017347	1,2188627	1,1615043
	700	1,4142099	1,2848923	1,2160173	1,1530224	1,1164186
	800	1,2743238	1,1880007	1,1425158	1,1025339	1,0751760
	900	1,1512091	1,1028759	1,0791946	1,0522683	1,0462632
	1000	1,0480966	1,0299371	1,0215313	1,0128579	1,0100334
	1050	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000

Tableau A6. Variation de DIR avec PGA pour les types de bâtiments C2H, C3L, C3M, C3H et pour divers valeurs de V_{s30}

Type de Bâti	Vs30 (m/s)	PGA				
		0,1g	0,2g	0,3g	0,4g	0,5g
C2H	100	4,5466170	2,7488641	2,1124917	1,7721140	1,5336532
	200	3,2573267	2,1944606	1,7768597	1,5432138	1,3772130
	300	2,5948759	1,8772805	1,5782620	1,4093043	1,2857680
	400	2,1434685	1,6650912	1,4407577	1,3107616	1,2181582
	500	1,8394075	1,4963525	1,3351807	1,2414570	1,1697546
	600	1,6147796	1,3657713	1,2488567	1,1800829	1,1263497
	700	1,4223171	1,2583147	1,1780287	1,1308304	1,0909548
	800	1,2722973	1,1710424	1,1176164	1,0851456	1,0627829
	900	1,1561424	1,0967452	1,0657231	1,0480369	1,0377959
	1000	1,0500507	1,0299672	1,0191435	1,0141238	1,0107085
	1050	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000
C3L	100	2,4985791	1,9415960	1,5145444	1,2271545	1,0041335
	200	2,0266948	1,7344529	1,4512896	1,2646854	1,0992894
	300	1,8050646	1,6085813	1,4279665	1,2733521	1,1498282
	400	1,6126253	1,4645995	1,3406083	1,2623800	1,1838293
	500	1,4850870	1,3442773	1,2555632	1,2010560	1,1413092
	600	1,3529356	1,2575868	1,1899543	1,1498732	1,1114145
	700	1,2495258	1,1843419	1,1338432	1,1063453	1,0783992
	800	1,1648536	1,1224657	1,0832028	1,0677058	1,0561531
	900	1,0884609	1,0663930	1,0544011	1,0417342	1,0289245
	1000	1,0304020	1,0244477	1,0124871	1,0104657	1,0087482
	1050	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000
C3M	100	3,8504955	2,6409448	2,0073561	1,5250046	1,2621868
	200	2,7847382	2,0913828	1,7646505	1,5511834	1,3718175
	300	2,2731302	1,7928327	1,5602795	1,4061651	1,2981618
	400	1,9166506	1,5892059	1,4211776	1,3123330	1,2263814
	500	1,6751956	1,4390262	1,3178771	1,2353803	1,1729946
	600	1,4858109	1,3290100	1,2370343	1,1748600	1,1332853
	700	1,3712600	1,2322388	1,1704952	1,1247993	1,0934692
	800	1,2239355	1,1498345	1,1127585	1,0786556	1,0635433
	900	1,1185920	1,0824512	1,0624651	1,0443300	1,0363814
	1000	1,0356609	1,0299603	1,0162010	1,0124567	1,0126685
	1050	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000
C3H	100	3,2219079	2,2105013	1,8027040	1,5754009	1,4025729
	200	2,4807276	1,8475386	1,5699155	1,4104137	1,2871240
	300	2,0723630	1,6362751	1,4306940	1,3125773	1,2179924
	400	1,8000494	1,4865608	1,3328990	1,2412867	1,1691020
	500	1,5898487	1,3727720	1,2516852	1,1871527	1,1289615
	600	1,4277710	1,2754937	1,1917483	1,1408732	1,0971329
	700	1,3012090	1,2018249	1,1400258	1,1033739	1,0804488
	800	1,1971331	1,1336251	1,0930433	1,0705941	1,0528191
	900	1,1052933	1,0773851	1,0508290	1,0408913	1,0266559
	1000	1,0309029	1,0261122	1,0148959	1,0154916	1,0071764
	1050	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000

Tableau A7. Variation de DIR avec V_{s30} pour les huit types de bâtiment et PGA 0.1g, 0.2g, 0.3g

PGA	Vs30 (m/s)	URML	URMM	C2L	C2M	C2H	C3L	C3M	C3H
0.1g	100	2,0610129	2,8349813	2,9282782	5,1961137	4,5466170	2,4985791	3,8504955	3,2219079
	200	1,7183630	2,2536850	2,3200654	3,5203986	3,2573267	2,0266948	2,7847382	2,4807276
	300	1,5472498	1,9054012	2,0074757	2,6986201	2,5948759	1,8050646	2,2731302	2,0723630
	400	1,4206650	1,6757797	1,7547803	2,2024408	2,1434685	1,6126253	1,9166506	1,8000494
	500	1,3054201	1,5076520	1,5966212	1,8661680	1,8394075	1,4850870	1,6751956	1,5898487
	600	1,2249951	1,3651686	1,4364129	1,6103287	1,6147796	1,3529356	1,4858109	1,4277710
	700	1,1484606	1,2670371	1,3112144	1,4142099	1,4223171	1,2495258	1,3712600	1,3012090
	800	1,1084315	1,1815505	1,2004969	1,2743238	1,2722973	1,1648536	1,2239355	1,1971331
	900	1,0703909	1,1064480	1,1068141	1,1512091	1,1561424	1,0884609	1,1185920	1,1052933
	1000	1,0307139	1,0423434	1,0282055	1,0480966	1,0500507	1,0304020	1,0356609	1,0309029
	1050	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000
0.2g	100	1,6146044	2,0838561	2,2020008	3,2831796	2,7488641	1,9415960	2,6409448	2,2105013
	200	1,4717999	1,7885120	1,9176860	2,4639534	2,1944606	1,7344529	2,0913828	1,8475386
	300	1,3746658	1,5780401	1,7573357	2,0364891	1,8772805	1,6085813	1,7928327	1,6362751
	400	1,3193346	1,4401283	1,5749187	1,7552563	1,6650912	1,4645995	1,5892059	1,4865608
	500	1,2705810	1,3314231	1,4286644	1,5584995	1,4963525	1,3442773	1,4390262	1,3727720
	600	1,2072587	1,2458303	1,3108466	1,4035678	1,3657713	1,2575868	1,3290100	1,2754937
	700	1,1491006	1,1741298	1,2181951	1,2848923	1,2583147	1,1843419	1,2322388	1,2018249
	800	1,0987249	1,1153235	1,1503806	1,1880007	1,1710424	1,1224657	1,1498345	1,1336251
	900	1,0548833	1,0640610	1,0802774	1,1028759	1,0967452	1,0663930	1,0824512	1,0773851
	1000	1,0119296	1,0168478	1,0266329	1,0299371	1,0299672	1,0244477	1,0299603	1,0261122
	1050	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000
0.3g	100	1,3292436	1,6410950	1,6418955	2,3370696	2,1124917	1,5145444	2,0073561	1,8027040
	200	1,2705867	1,5614761	1,5579491	2,0049453	1,7768597	1,4512896	1,7646505	1,5699155
	300	1,2450268	1,4191178	1,5127393	1,7337719	1,5782620	1,4279665	1,5602795	1,4306940
	400	1,2275484	1,3248322	1,4327141	1,5458407	1,4407577	1,3406083	1,4211776	1,3328990
	500	1,2029995	1,2436721	1,3185047	1,4072798	1,3351807	1,2555632	1,3178771	1,2516852
	600	1,1541822	1,1811362	1,2351072	1,3017347	1,2488567	1,1899543	1,2370343	1,1917483
	700	1,1114290	1,1327562	1,1729881	1,2160173	1,1780287	1,1338432	1,1704952	1,1400258
	800	1,0728125	1,0897091	1,1167539	1,1425158	1,1176164	1,0832028	1,1127585	1,0930433
	900	1,0433083	1,0494233	1,0639856	1,0791946	1,0657231	1,0544011	1,0624651	1,0508290
	1000	1,0106177	1,0170467	1,0139641	1,0215313	1,0191435	1,0124871	1,0162010	1,0148959
	1050	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000

Tableau A8. Variation de DIR avec V_{s30} pour les huit types de bâtiment et PGA 0.4g, 0.5g

PGA	Vs30 (m/s)	URML	URMM	C2L	C2M	C2H	C3L	C3M	C3H
0.4g	100	1,1228307	1,3460960	1,2721552	1,7270666	1,7721140	1,2271545	1,5250046	1,5754009
	200	1,1398978	1,3691073	1,3056239	1,7098323	1,5432138	1,2646854	1,5511834	1,4104137
	300	1,1465189	1,3112808	1,3329467	1,5202112	1,4093043	1,2733521	1,4061651	1,3125773
	400	1,1597886	1,2359557	1,3270466	1,3888956	1,3107616	1,2623800	1,3123330	1,2412867
	500	1,1583910	1,1812433	1,2485456	1,2882544	1,2414570	1,2010560	1,2353803	1,1871527
	600	1,1203597	1,1358545	1,1847713	1,2188627	1,1800829	1,1498732	1,1748600	1,1408732
	700	1,0856643	1,0973289	1,1302123	1,1530224	1,1308304	1,1063453	1,1247993	1,1033739
	800	1,0596753	1,0659276	1,0955759	1,1025339	1,0851456	1,0677058	1,0786556	1,0705941
	900	1,0325409	1,0340354	1,0513059	1,0522683	1,0480369	1,0417342	1,0443300	1,0408913
	1000	1,0113440	1,0102714	1,0086755	1,0128579	1,0141238	1,0104657	1,0124567	1,0154916
	1050	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000
0.5g	100	0,9361934	1,1278634	1,0008753	1,3153345	1,5336532	1,0041335	1,2621868	1,4025729
	200	1,0175867	1,2089224	1,1037190	1,4579774	1,3772130	1,0992894	1,3718175	1,2871240
	300	1,0663452	1,2212017	1,1701331	1,3707823	1,2857680	1,1498282	1,2981618	1,2179924
	400	1,0889426	1,1696692	1,2216797	1,2823314	1,2181582	1,1838293	1,2263814	1,1691020
	500	1,1091661	1,1293313	1,1797055	1,2134591	1,1697546	1,1413092	1,1729946	1,1289615
	600	1,0849190	1,0953202	1,1318048	1,1615043	1,1263497	1,1114145	1,1332853	1,0971329
	700	1,0623414	1,0686565	1,0952823	1,1164186	1,0909548	1,0783992	1,0934692	1,0804488
	800	1,0397230	1,0454896	1,0632665	1,0751760	1,0627829	1,0561531	1,0635433	1,0528191
	900	1,0259480	1,0246497	1,0351072	1,0462632	1,0377959	1,0289245	1,0363814	1,0266559
	1000	1,0061179	1,0055431	1,0097386	1,0100334	1,0107085	1,0087482	1,0126685	1,0071764
	1050	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000	1,0000000