

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



THÈSE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de

DOCTORAT EN SCIENCES DE L'UNIVERSITÉ 8 MAI 1945 GUELMA

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil et d'Hydraulique

Spécialité : Génie civil

Par : MENASRI YUCEF

**Approche de la Vulnérabilité Sismique des
Structures Portiques en Béton Armé
- Cas Bâtis Algériens -**

JURY

Dr. BENMALEK	MED LARBI	Pr.	U. Guelma	Président
Dr. NOUAOURIA	MED SALAH	Pr.	U. Guelma	Encadreur
Dr. BENOUIS	ADELHALIM	Pr.	U. Guelma	Examineur
Dr. DJEGHABA	KAMEL	Pr.	U. Annaba	Examineur
Dr. GOUASMIA	ABDELHACINE	Pr.	U. Annaba	Examineur
Dr. SBARTAI	BADREDDINE	Pr.	U. Annaba	Examineur

Année: 2018

Remerciements

Je tiens à manifester toute ma reconnaissance à mon directeur de thèse Monsieur NOUAOURIA M^{ed} Salah, professeur à l'université 08 Mai1945 de Guelma, pour m'avoir donné l'occasion de travailler sur un sujet d'un tel intérêt, pour la confiance qu'il m'a accordée, pour ses conseils qui ont éclairé le déroulement de mes travaux et qui m'ont aidé dans mes périodes de doute, pour les nectars qu'il m'a fait découvrir, pour sa disponibilité, son aide, sa sérénité qu'il m'a apportée et enfin sa bonne humeur communicative.

Je remercie également Monsieur BRAHIMI Malek, professeur au Département de technologie de génie mécanique à New York City College of Technology, pour son aide et ses précieuses corrections.

Mes plus vifs remerciements s'adressent à Monsieur, BENMALEK M^{ed} LARBI professeur à l'Université 08 Mai1945 de Guelma, pour m'avoir fait l'honneur d'accepter de présider le jury de ma soutenance.

J'exprime mes remerciements à Messieurs BENOUIS A/Halim (professeur à l'université de 08 Mai1945), DJEGHABA KAMEL (professeur à l'université d'Annaba), GOUASMIA ABDELHACINE (professeur à l'université d'Annaba), et SBARTAI BADREDDINE (professeur à l'université d'Annaba) d'avoir accepté de juger ce travail, de prendre le temps de le lire et de le commenter.

Je ne peux pas terminer ces remerciements sans dire un énorme merci à ma femme pour la patience et le soutien dont elle a fait preuve pendant toute la durée de ce travail. Une pensée reconnaissante va enfin en particulier à ma chère mère, mon ami KORICHI A/Elmalek qui m'ont donné tout le support pendant ces dernières années.

MENASRI YUCEF

ملخص

القواعد الزلزالية الجزائرية تسمح بمستوى أمان مقبول للمنشآت الحديثة التي تقع في منطقة زلزالية، غير أن المباني القائمة تطرح مشكلا مهما حول الأمان في حال حدوث زلزال قوي لأن هذه المنشآت صممت حسب معامل تسارع ارضي أقل من معاملات التسارع الحالية أو أن قواعد الفن في هذا المجال لم تحترم. ونظرا لحجم المباني القائمة وبالخصوص المنشآت الإطارية من الخرسانة المسلحة تمثل النسبة الكبرى من الأنظمة المستعملة محليا حيث أن الخبرات بعد زلزال بومرداس 2003 بينت أن هذه المنشآت أكثر هشاشة. ولهذا فإنه من الضروري الانشغال بهذه المشكلة، والأداة الفعالة في هذا المجال هو استعمال منحنيات الهشاشة "أو التضرر" وهي منحنيات لها أهمية كبيرة في تقييم الأضرار الفيزيائية والاقتصادية للمباني المتعرضة لزلزال معين.

هذه الدراسة تقدم إنشاء وتطوير منحنيات الهشاشة بالطريقة التحليلية للمنشآت الخرسانية المسلحة الإطارية ذات الاستعمال السكني متوسطة الارتفاع مع الأخذ في الحسبان خصائص مواد الإنشاء الجزائرية. من اجل اشتقاق منحنيات الهشاشة التحليلية، اعتمدنا على طريقة طيف الاستجابة الاحتمالية "probabilistic capacity spectrum method (PCSM)" والتي تزاوج بين التحليل الستاتيكي اللا خطي وتحليل طيف الاستجابة للطلب الزلزالي. في هذه الدراسة مواد الإنشاء "الخرسانة والحديد" وطيف الطلب الزلزالي أخذت كمتغيرات عشوائية لتوليدها استعملنا تقنية (latin hypercube sampling) وان اغلب الطرق الموجودة تنمذج الضرر للمنشآت بتبني فرضية التوزيع اللوغاريتمي الطبيعي والذي يراقب بالمتغيرين: الوسيط و الانحراف المعياري ولتحديد هاتين القيمتين قمنا باستعمال المحاكات بطريقة مونتكارلو "Monte Carlo simulations (MCS)" لتوليد 1000 عينة , منحنيات الهشاشة المطورة المتحصل عليها قمنا بتطبيقها على حالتين حقيقتين لبنائيتين تعرضت لزلزال بني يلما 2010 المسيلة الجزائر وهذا من اجل تقييم الأضرار الفيزيائية .

كلمات مفتاحية : منحنيات الهشاشة , الهشاشة الزلزالية , تحليل الستاتيكي اللاخطي, مستوى الأداء , طيف الاستجابة الزلزالي , الدفع التطوري .

RÉSUMÉ

Les règles parasismiques algériennes permettent d'atteindre un niveau de sécurité acceptable pour les structures neuves situées en zone sismique. Par contre le bâti existant pose encore des problèmes importants de sécurité en cas de tremblement de terre violent parce qu'il a été dimensionné selon des coefficients d'accélération du sol inférieurs aux coefficients actuels ou bien parce que les règles parasismiques n'étaient pas respectées.

Devant l'importance du volume de constructions existantes, et en particulier les structures en portiques en béton armé qui représentent le système porteur le plus utilisé localement, où les expertises post-sismiques de Boumerdes 2003 ont montré une grande vulnérabilité. Il est ainsi indispensable de se préoccuper de la problématique de la vulnérabilité sismique de ce type de structures. L'outil performant et puissant pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures est l'utilisation des courbes de fragilité. Les courbes de fragilité ont une grande utilité pour quantifier les dommages physiques et économiques des bâtiments qui ont subi un séisme donné. Cette étude présente le développement des courbes de fragilité analytiques représentatives des structures portiques en béton armé résidentielles de moyenne hauteur (mid-rise) en tenant en compte les caractéristiques structurales spécifiques du bâti algérien. La dérivation des courbes de fragilité analytiques est basée sur la méthode probabiliste du spectre de capacité (CSM), cette dernière combine une analyse statique non-linéaire (Pushover) avec une analyse par spectre de réponse. Les matériaux et les spectres de demande des modèles ont été pris en compte comme des variables aléatoires en utilisant la technique d'échantillonnage hypercube latine (latin hypercube sampling). La plupart des méthodes existantes qui modélisent l'endommagement des structures acceptent une hypothèse de distribution log-normale, ce modèle loi log normal contrôlé par deux paramètres: sa valeur médiane et son écart type. Afin de définir ces paramètres, des simulations de Monte-Carlo (MCS) sont effectuées pour générer 1000 échantillons. Les résultats de courbes de fragilité obtenues suite à ces analyses ont été appliquées sur deux cas réels de bâtiments touchés par le séisme de Beni Ilmene 2010 (M'sila, Algérie), afin d'évaluer les dommages.

Mots-Clés : Courbes de fragilité, vulnérabilité Sismique, analyse statique non-linéaire, niveaux de performance, Spectre de réponse séisme, Pushover.

ABSTRACT

Algerian seismic regulations RPA 99 version 2003 specify an acceptable level of safety for new structures located in a seismic zone; and experiences of post-seismic analyses show that the protection of human lives has been ensured since the regulatory paraseismic references have been applied to seismic constructions. However, the existing buildings still pose significant safety problems in the event of strong earthquakes. Given the number of constructions existing prior to RPA 99 version 2003, and in particular structures with reinforced concrete (RCC) moment resisting frames that make up the largest category in number in Algerian cities, the experience of the 2003 Boumerdes earthquake shows that this type of structure, of all the buildings affected, suffered significant damage. Therefore, it is essential to be concerned about the issue of the seismic vulnerability of this type of structure. An efficient and powerful tool for the evaluation of the seismic vulnerability of structures is the use of fragility curves. These are very useful in quantifying the physical and economic damage of buildings that have undergone an earthquake. This study presents the development of analytical fragility curves representative of mid-rise residential structures built with reinforced concrete, taking into account the specific structural characteristics of Algerian buildings. The derivation of the analytical fragility curves is based on the probabilistic capacity spectrum method (CSM), which combines a non-linear static analysis (pushover) with a response spectrum analysis. The materials and patterns of demand spectra were considered as random variables using the Latin Hypercube Sampling Technique. Most of the existing methods that model the damage to structures accept a log-normal distribution hypothesis, where the log-normal law is a model controlled by two parameters: its mean value and its standard deviation. To set these parameters, Monte Carlo simulations (MCS) are performed to generate 1000 samples. The resulting fragility curves following these analyses were applied to two real-life cases of buildings affected by the earthquake of Beni-Ilmane 2010 (Msila, Algeria), so as to assess the damage.

Key words : fragility curves, seismic vulnerability, non-linear static analysis , performance levels, seismic response spectrum, pushover.

LISTE DES ILLUSTRATIONS

Figure 1.1 Principe d'une courbe de vulnérabilité.....	23
Figure 1.2 Exemple de courbes de fragilité typique d'une structure avec les différents degrés de dommages.....	24
Figure 1.3 Étapes de construction des courbes de fragilité	29
Figure 1.4 Exemple de courbes de fragilité pour les niveaux de dommage : léger, moyen, important » et ruine	35
Figure 2.1 séisme d' El Centro, composantes nord – sud	39
Figure 2.2 Modèle mécanique d'un système à un degré de liberté	40
Figure 2.3 : a) Spectre de déplacement, b) pseudo spectre d'accélération, c) pseudo spectre de vitesse.....	41
Figure 2.4 Spectres d'accélération inélastiques	42
Figure 2.5 Ductilité de déformation	43
Figure 2.6 Ductilité de courbure	44
Figure 2.7 Ductilité de rotation	45
Figure 2.8 Décomposition du déplacement latéral sous une charge ultime H en tête..	45
Figure 2.9 Ductilité de déplacement	46
Figure 2.10 Réponse simplifiée d'une structure à comportement élastique et élasto-plastique.....	47
Figure 2.11 Exemple de calcul du taux d'amortissement visqueux équivalent.....	48
Figure 2.12 Loi de comportement du béton en compression sous chargement statique.....	48
Figure 2.13 Comportement cyclique du béton en compression simple.....	49
Figure 2.14 Comportement du béton en traction simple	50
Figure 2.15 Loi de comportement monotone de l'acier.....	50
Figure 2.16 Comportement hystérétique de l'acier.....	52

Figure 2. 17 Représentation géométrique de la courbure	53
Figure 2.18 Comportement béton armé (moment -courbure) en calcul classique.....	54
Figure 2.19 Organigramme de la méthode pas à pas.....	56
Figure 2.20 Déformations et contraintes dans la section à l'état élastique	57
Figure 2.21: Déformations et contraintes à l'état ultime.....	58
Figure 3.1 Schéma d'une structure portique en béton armée typique.....	59
Figure 3.2 Composantes du mouvement sismique.....	60
Figure 3.3 l'absence d'armature transversale, le caillage alterné détruit les sections..	61
Figure 3.4 Dommages typiques dans les poteaux : rupture par flexion (à gauche), rupture mixte (flexion-cisaillement) (au milieu) et cisaillement dû à l'interaction avec des éléments de maçonnerie (à droite)	63
Figure 3.5 Effet de niveau souple.....	64
Figure 3.6 Modes de défaillance dans les poteaux courts.....	65
Figure 3.7 Modes de ruptures dans les nœuds (intersection poteau-poutre)	65
Figure 3.8 Effet de poteau court (Séisme de Chi-Chi, Taïwan 1999).....	66
Figure 3.9 .Effet de poteau court dans les cages d'escalier.....	66
Figure 3.10 Effondrement dans structure isostatique (séisme de Kobé, Japon, 1995).....	66
Figure 3.11 Largeur de joint insuffisante (Séisme de Boumerdès, Algérie 2003)	67
Figure 3.12: Comportement aléatoire des bâtiments à ossature en portiques.....	67
Figure 3.13: Comportement aléatoire des bâtiments à ossature en portiques et remplissage en maçonnerie (Séisme de Beni Ilmene, M' sila 2010).....	67
Figure 4.1 Représentation probabiliste de la méthodologie utilisée pour développer les courbes de fragilités analytique par la méthode de spectre de capacité.....	69
Figure 4.2 Représentation de la méthodologie de développement des courbes de fragilité	70
Figure 4.3 : a) Courbe de pushover ,b) Spectre de capacité réelle , c) Spectre de capacité bilinéaire et niveaux de dommage.....	73
Figure 4.4 Hypothèse de la méthode statique non linéaire (Pushover).....	74

Figure 4.5 schéma décrivant le processus suivi dans la procédure statique non linéaire	74
Figure 4.6 Niveaux de performance selon le FEMA 356	78
Figure 4.7 : Rotation de la corde pour éléments (poteau et poutre).....	80
Figure 4.8 Loi simplifiée des guides ATC 40, FEMA 273 et 356.....	81
Figure 4.9 Spectre élastiques de référence RPA99 version 2003 format (A- T), sol de type S1 , $A=0.15$, $\xi=5\%$, $PGA= 0.10g$ et $PGA= 0.15g$	83
Figure 4.10 Spectres de demande élastiques format (A- D) sol de type S1 , $A=0.15$, $\xi=5\%$, $PGA= 0.10g$ et $PGA= 0.15g$	84
Figure 4.11 Point de performance en amortissement selon la méthode de spectre de capacité (ATC-40, 1996).....	85
Figure 4.12 Exemple d'une distribution normale.....	87
Figure 5.1 Vue en plan et en élévation des bâtiments (Modèle A et Modèle B).....	92
Figure 5.2 Résistance de béton à la compression f_{cc} tirées aléatoirement pour le modèle de base A . a)Fonction de densité de probabilité , b) fonction de répartition probabilité	96
Figure 5.3 Module d'élasticité de béton E_b tirées aléatoirement , le modèle A . a)Fonction de densité de probabilité , b) fonction de répartition probabilité	96
Figure 5.4 Résistance limite élastique de l'acier f_y tirées aléatoirement , modèle A. a)Fonction de densité de probabilité , b) fonction de répartition probabilité	96
Figure 5.5 Résistance de béton à la compression f_{cc} tirées aléatoirement ; modèle B. a)Fonction de densité de probabilité , b) fonction de répartition probabilité.....	97
Figure 5.6 Module d'élasticité de béton E_b tirées aléatoirement ; modèle B . a)Fonction de densité de probabilité , b) fonction de répartition probabilité	97
Figure 5.7 Résistance limite élastique de l'acier f_y tirées aléatoirement ; modèle B. a)Fonction de densité de probabilité , b) fonction de répartition probabilité	97
Figure 5.8 : Modélisation des éléments structurels poteaux et poutres.....	98
Figure 5.9 Spectre de capacité pour les 36 variantes générées de modèle de bases A..	99
Figure 5.10 Spectre de capacité pour les 36 variantes générées de modèle de base B..	100
Figure 5.11 Spectres de capacité moyens pour le Modèles A, Simulation Mont-Carlo.	103

Figure 5.12 Spectres de capacité moyens pour le Modèles B, Simulation Mont-Carlo.	103
Figure 5.13 comparaison des Spectres de capacité moyens pour les deux Modèles A et B , Simulation Mont- Carlo.....	103
Figure 5.14 Courbes de fragilité pour le modèle A, simulation Monte Carlo.....	104
Figure 5.15 Courbes de fragilité pour le modèle B, simulation Monte Carlo.....	104
Figure 5.16 Comparaison des courbes de fragilité pour le niveau de dommage léger des deux modèles A (R+4) et modèle B (R+3).....	105
Figure 5.17 Comparaison des courbes de fragilité pour le niveau de dommage modéré des deux modèles A (R+4) et modèle B (R+3).....	106
Figure 5.18 Comparaison des courbes de fragilité pour le niveau de dommage important des deux modèles A (R+4) et modèle B (R+3).....	106
Figure 5.19 Comparaison des courbes de fragilité pour le niveau de dommage complet des deux modèles A (R+4) et modèle B (R+3).....	107
Figure 5.20 Vue en plan et façade du bâtiment B1.....	108
Figure 5.21 Vue en plan et façade du bâtiment B2.....	109
Figure. 5.22: Courbe (Capacité- Demande) obtenue par la méthode CSM, pour le bâtiment B1, PGA = 0.10g PGA=0.15g.....	110
Figure. 5.23: Courbe (Capacité- Demande) obtenue par la méthode CSM, pour le bâtiment B2, PGA = 0.10g PGA=0.15g.....	110
Figure 5.24 Estimation des dommages pour le bâtiment B1, pour PGA = 0.10g PGA=0.15g.....	111
Figure 5.25 Estimation des dommages pour le bâtiment B2, pour PGA = 0.10g PGA=0.15g.....	111
Figure 5.26 Distribution des dommages pour le bâtiment B1, PGA = 0.10g PGA=0.15g.....	112
Figure 5.27 Distribution des dommages pour le bâtiment B2, PGA = 0.10g PGA=0.15g.....	113
Annexes	
Figure C.1 Spectres inélastiques d'après.....	125
Figure C.2 Spectres de demande élastique et inélastique et la courbe de capacité.....	126

LISTE DES TABLEAUX

1.1 Échelles d'analyse de vulnérabilité et leur applicabilité	25
4.1 Equivalence entre le degré de dégât et l'indice d'endommagement donné par Park and Ang.....	79
4.2 Déplacements limites en tête et niveaux de dommage D'après Melutinovic et Trendafiloski ,2003.....	80
4.3 : Valeurs de coefficient d'accélération de zone A	83
4.4 : Valeurs des Périodes T1 et T2.....	83
5.1 Ferrailages des éléments structuraux poteaux et poutres.....	92
5.2 Variations des propriétés des matériaux retenues pour les deux modèles de base.....	93
5.3 Propriétés des matériaux tirées aléatoirement (36 variantes) par la méthode la d'échantillonnage Hypercube latin pour le modèle de base A.....	94
5.4 propriétés des matériaux tirées aléatoirement (36 variantes) par la méthode la d'échantillonnage Hypercube latin pour le modèle de base B.....	95
5.5 Rigidité de flexion utilisée pour modéliser les éléments structurels	99
5.6 Déplacements limites correspondant aux niveaux de dommages (Léger, modéré, important et complet) pour les 36 variantes, Modèle A.....	100
5.7: Déplacements limites correspondant aux niveaux de dommages (Léger, modéré, important et complet) pour les 36 variantes, Modèle B.....	101
5.8 Valeurs médianes et écarts types des courbes de fragilité en fonction du déplacement spectral (Sd).....	102
5.9 Valeur des déplacements spectraux maximums Sd (cm).....	109
 Annexes	
A.1 Typologies de bâtiments définies dans la méthodologie Hazus. D'après la FEMA.....	123

NOTATIONS ET SYMBOLES

1 – Notations latines

A	Coefficient d'accélération de zone
A_g	Section du béton de poteau
a_h	Accélération sismique horizontale
ag	Accélération maximale du sol
A_y	Accélération à l'état limite élastique de la structure
A_s	Section des aciers tendus
A'_s	Section des aciers comprimés
a ,b, c	Grandeurs des rotations de la loi de bilinéaire de le FEMA
C	Coefficient d'amortissement
D	Déplacement ; demande (solicitation) sismique imposée à la structure; Facteur d'amplification, déplacement d'un système d'un seul degré de liberté.
D_i	Niveau de dommage, déplacement de la masse concentrée au niveau i
D_p	Déplacement cible
D_u	Déplacement à l'état limite ultime de la structure
D_y	Déplacement à l'état limite élastique de la structure
d	Dommage moyen
dg	Déplacement maximal du sol
E	Module de déformation linéaire
E_b	Module d'élasticité du béton
Ed	Énergie dissipée dans le domaine inélastique
Ee	Énergie accumulée dans le domaine élastique
Ei	Énergie introduite dans la structure
Es	Énergie restituée au sol
E_s	Module d'élasticité de l'acier :
F1	Force de rappel
F2	Force de freinage
F_y	Effort tranchant à l'état limite élastique de la structure
f_e	Résistance limite élastique de l'acier haute adhérence
f_{es}	Résistance limite élastique de l'acier rond lisse
f_c	Résistance en compression du béton;
f_{bu}	Contrainte limite du béton en compression
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression
f_{t28}	Résistance limite du béton à la traction
G	Module de déformation par glissement (module de cisaillement)
g	Accélération de la pesanteur ($g = 9.81 m / s^2$)
H	Hauteur totale la structure
Hn	Hauteurs des niveaux « n »
h	Hauteur du poteau;
He	Hauteur équivalent de système d'un seul degré de liberté
I	Intensité

I_b	Moment d'inertie du poteau
I_c	Moment d'inertie de la poutre
ID	Indice d'endommagement
K	Rigidité transversale
Ke	Rigidité élastique d'un système d'un seul degré de liberté
EI	Rigidité de flexion
L	Longueur
L_p	Longueur de rotule plastique
L_v	Portée de cisaillement
l_s	Longueur de la section de poteau ou poutre
M	Magnitude d'un séisme
M_1	Masse effective liée à l'amplitude du premier mode
M_B	Moment de plastification de la loi bélinéaire de FEMA
M_C	Moment ultime
M_E	Moment de ruine de la loi bélinéaire de FEMA
M_z	moment fléchissant autour axe z
M_e	moment limite élastique de béton
M_y	moment plastique
M_u	moment ultime
m_i	Masse concentrée au niveau i
N	Effort normal
N	Nombre de niveaux
Q	Facteur de qualité
R	Coefficient de comportement
R_μ	Facteur de réduction
r	Taux d'écrouissage
S1	Site rocheux
S2	Site ferme
S3	Site meuble
S4	Site très meuble
Sd	déplacement spectral
Sv	vitesse spectrale
Sa	accélération spectrale
S_{de}	Spectres de déplacement élastiques
S_{ae}	Spectres d'accélération élastiques
S_a	Spectres d'accélération inélastique
S_d	Spectres de déplacement inélastique
T1, T2	Périodes de transition
T	Période propre correspondant à spectres d'accélération élastiques
t	temps
Δt	Le pas de temps
V_b	Effort tranchant à la base
F_p	Effort tranchant correspondant le déplacement cible
W	Poids total de la structure

Γ_1	Facteur de participation modale du premier mode de vibration
Δl	Allongement,
w	Ouverture de la fissure maximale
Z	Zone sismique
W _i	Charges gravitaires au niveau « i »
W _G _i	Charges permanentes au niveau « i »
W _Q _i	Charges d'exploitations au niveau « i »
f _c	résistance de béton à la compression
E _b	module d'élasticité du béton
f _y	résistance limite élastique de l'acier
HA	Haute Adhérence
p[ds /Sd]	probabilité d' un niveau de dégât donné ds pour un déplacement spectral Sd
Sd _{ds}	logarithme de la valeur moyenne de déplacement d pour le niveau d'endommagement fixé à ds
T _{eq}	période équivalent
T _i	période initiale de vibration
S _{RA}	facteur de réduction d'accélération spectrale
S _{RV}	facteur de réduction de vitesse spectrale
E _D	énergie dissipé dans une boucle de hystérésis
E _{S0}	énergie de déformation élastique d'un système équivalent sécant
k	facteur permettant de localiser l'axe neutre ,coefficient dépendant du comportement hystéréétique
d	distance de la fibre la plus comprimée aux aciers inférieurs
d'	distance de la fibre la plus comprimée aux aciers supérieurs
k	facteur permettant de localiser l'axe neutre
$\overline{Sd1}$	Déplacement limite de dommage léger
$\overline{Sd2}$	Déplacement limite de dommage modéré
$\overline{Sd3}$	Déplacement limite de dommage important
$\overline{Sd4}$	Déplacement limite de dommage complet
D ⁱ	déplacement initial
A ⁱ	accélération initial
C	capacité structurale
d	niveau de demande spécifié
D _y	déplacement à la plastification
g	accélération de la gravité
A _s	section des aciers de tension
P _f	probabilité de dépassement d'un niveau spécifique de dommage
I	moment d'inertie de la section
t	temps
d _w	rotation relative
f _t	contrainte de traction dans le béton
I _g	inertie de la section par rapport au centre de gravité

2 – Notations grecques

ρ	Masse volumique
μ	Ductilité
ω	Pulsation
ϕ_i	Vecteur déplacement du mode fondamental
θ	Rotation
ϕ	Courbure
μ_p	Ductilité demandée
β_e	Amortissement équivalent
θ_u	rotation ultime
ν_d	Effort normal réduit
ρ_t	Ratio volumique de cadres;
ω_t	Ratio mécanique d'acier longitudinal
ν	Coefficient de poisson
γ_b	Masse volumique du béton
ε_{be}	Déformation limite élastique
ε_{bu}	Déformation ultime du béton
ε_{se}	Déformation limite élastique de l'acier
ε_{su}	Déformation ultime de l'acier
β	Coefficient de pondération
α	Coefficient qui tient compte de la diminution de la rigidité due à la fissuration.
θ_y	Rotation de plastification
ϕ_y	Courbure nominale de plastification
ξ	Amortissement relatif
Δ_u	déplacement latéral ultime
θ_u	rotation ultime
ϕ_y	Courbure de plastification
ϕ_u	courbure ultime
μ_ϕ	ductilité de courbure
ε_y	déformation élastique
ε_u	déformation ultime
μ_ε	ductilité de déformation
μ_θ	ductilité de rotation
β_C	écart type associé à la capacité structurale
β_D	écart type associé à la demande sismique
β_M	écart-type du seuil d'un niveau de dommage ds
Φ	distribution normale cumulée
β_{ds}	logarithme de l'écart-type du déplacement d pour le niveau d'endommagement ds
β_i	d'amortissement visqueux élastique initial

β_{eq}	amortissement équivalent
α	coefficient de réduction de rigidité
\emptyset_u	courbure ultime
\emptyset_e	courbure élastique de béton
ε	déformation
σ	contrainte
μ_ϕ	ductilité de courbure
μ_ε	ductilité de déformation
μ_θ	ductilité de rotation

3 – Abréviations

AFPS	Association française Parasismique
SDOF	Système à un seul degré de liberté équivalent
MDOF	Système à plusieurs degrés de libertés
O	Opérationnel
PGA	anglais Peak Ground Acceleration
IO	Immediate Occupancy
LS	Life Safety ; limit state
CP	Collapse Prévention
FEMA	Federal Emergency Management Agency
ATC	Applied Technology Council
BSH	Indice de vulnérabilité de base (Américain)
EMS98	Intensité macrosismique
PGA	Peak Ground Acceleration "en anglais"
ADRS	Acceleration Displacement Response Spectra
HAZUS	Hazard US
RPA	Règles Parasismiques Algériennes
RISK-UE	Projet de risque européen
S I A	Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes
UBC	Uniform Building Code
DPM	Damage Probability Matrix
EDP	Engineering Demand Parameter
IM	Intensity Measure
CSM	méthode du spectre de capacité
MCS	simulations de Monte Carlo
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
IDA	incremental dynamic analysis
LHS	latin hypercube sampling
LS	limit state
MI	mesure d'intensité du séisme
MMI	modified Mercalli intensity
MPa	Méga pascal

PDF	probability density function
DCM	Displacement Coefficients Method
MPA	Modal Pushover Analysis

TABLE DES MATIÈRES

Remerciement	1
ملخص	2
Résumé	3
Abstract	4
Table des matières	5
Liste des illustrations.....	9
Liste des tableaux	13
Liste des notations	14
Introduction générale	20
CHAPITRE 1 ETAT DE L'ART	
METHODOLOGIES DE DEVELOPPEMENT DES COURBES DE FRAGILITE SISMIQUE	
1.1 Introduction	23
1.2 Définition	23
1.2.1 Courbe de vulnérabilité.....	23
1.2.2 Courbe de fragilité.....	24
1.3 Objectifs de réalisation des études de vulnérabilité	24
1.3.1 Échelle d'analyses très globales.....	24
1.3.2 Échelle d'analyses globales.....	24
1.3.3 Échelle d'analyses précises.....	25
1.4 Méthodes de construction des courbes de fragilité	25
1.4.1 Courbes de fragilité empiriques.....	26
1.4.2 Courbes de fragilité basées sur l'opinion des experts.....	27
1.4.3 Courbes de fragilité hybrides.....	27
1.4.3 Courbes de fragilité analytiques.....	28
1.4.3.1 Méthode statique équivalente.....	31
1.4.3.2 Méthode dynamique linéaire.....	31
1.4.3.3 Méthode statique non- linéaire "Pushover".....	32
1.4.3.4 Méthode dynamique non –linéaire.....	32
1.5 Programmes d'atténuation du risque sismique	34

1.5.1 Méthodologie HAZUS.....	34
1.5.2 Méthodologie RISK-UE.....	36
1.5.3 Méthodologie RADIUS.....	37
1.6 Conclusion.....	37

CHAPITRE 2 NOTIONS DE BAS

ELEMENTS INDISPENSABLE POUR LE CALCULE NON LINEAIRE

2.1 Introduction	38
2.2 Paramètres caractérisant le mouvement sismique.....	38
2.2.1 Accélération maximale.....	38
2.2.2 Déplacement maximal.....	38
2.2.3 Spectre de réponse	39
2.2.3.1 Spectre de Réponse élastique	40
2.2.3.2 Spectre de réponse anélastique.....	42
2.3 Ductilité.....	43
2.3.1 Ductilité de déformation.....	43
2.3.2 Ductilité de courbure.....	44
2.3.3 Ductilité de rotation.....	44
2.3.4 Ductilité de déplacement.....	45
2.4 Coefficient de comportement.....	46
2.5 Amortissement.....	47
2.6 Lois de comportement des matériaux de béton armé.....	48
2.6.1 Béton.....	49
Béton en compression.....	49
Chargement cyclique de compression.....	50
Béton en Traction.....	50
2.6.2 Acier.....	51
Acier en traction – compression.....	51
Chargement cyclique de traction – compression.....	52
2.7 Loi Moment-Courbure.....	52
2.7.1 Courbure.....	53
2.7.2 Loi Moment-Courbure méthode pas à pas	55
2.7.3 Loi Moment-Courbure simplifiée en béton armé.....	56

2.7.3.1 Moments courbures d'une section sans aciers comprimés.....	56
2.7.3.2 Moment courbure d'une Section avec aciers comprimés.....	57
2.8 Conclusion	58

CHAPITRE 3

EFFETS DU SEISME SUR LES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ – PORTIQUE

3.1 Introduction	59
3.2. Action sismique	60
3.3 Modes de rupture	61
3.3.1 Cisaillement alterné.....	61
3.3.2 Glissement d'adhérence.....	61
3.3.3 Flambements des barres.....	62
3.3.4 Compression du béton dans des éléments (où le confinement est inégal sur la section)	62
3.3.5 Instabilité.....	62
3.3.6 Cisaillement induit par les cloisons de remplissage	62
3.3.7 Etage souple.....	63
3.3.8 Effondrement des poteaux	64
3.3.9 Poteau court.....	64
3.3.10 Endommagement des nœuds	65
3.4 Conclusion	68

CHAPITRE 4

METHODOLOGIE DE DEVELOPPEMENTDES DES COURBES DE FRAGILITES ANALYTIQUES

4.1 Introduction	69
4.2 Etape de la méthodologie de développent des courbes de fragilité....	70
4.3 Méthode de Spectre de Capacité (CSM)	71
4.3.1 Spectre de capacité.....	72
4.3.1.1 Etablissement de la courbe de capacité "Pushover".....	73
4.3.1.2 But de l'analyse Pushover	75
4.3.1.3 Détermination de la courbe de capacité	75
4.3.1.4 Niveaux de dommage.....	77
a) Niveaux de dommages HZUS	78
b) Indices d'endommagement de Park et Ang.....	78

c) Niveaux de dommages Risk-UE	79
4.3.1.5 Critères de ruine.....	80
a) Calcul empirique de la rotation de ruine.....	80
b) Grandeur des rotations de FEMA 356.....	81
4.3.2 Spectre de demande	82
4.3.3 Point de performance.....	84
4.3.3.1 Point de performance ATC-40 ..	84
.....	
4.4 Méthode d'échantillonnage hypercube latin (LHS).....	87
4.5 Méthode de Monte Carlo (MC)	88
4.6 Courbes de fragilité.....	88
4.7 Conclusion.....	90

CHAPITRE 5

DEVELOPPEMENT DES COURBES DE FRAGILITES ANALYTIQUES

5.1 Introduction.....	91
5.2 Description des modèles de base	91
5.3 Modélisation des variantes générées.....	98
5.4 Résultats et discussions.....	99
5.4.1 Spectres de Capacité.....	99
5.4.2 Spectres de capacité moyens.....	102
5.4.3 Courbes de fragilité.....	104
5.5 Étude du cas : application des courbes de fragilité.....	107
5.5.1 Description des bâtiments étudiés.....	108
5.5.2 Résultats.....	109
5.6 Conclusion.....	113
Conclusion générale et perspectives	114
Références bibliographiques.....	119
Annexes.....	123

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les règles parasismiques algériennes RPA 99 version 2003 permettent d'atteindre un niveau de sécurité acceptable pour les structures neuves situées en zone sismique et l'expérience des analyses post-sismiques montrent que la protection des vies humaines est assurée, dès lors que les références réglementaires parasismiques sont appliquées aux constructions. Par contre le bâti existant pose encore des problèmes importants de sécurité en cas de tremblement de terre violent. Devant le volume de constructions qui compose le bâti existant, et en particulier les structures en portiques en béton armé qui constituent la plus importante catégorie en nombre pour les villes algériennes, l'expérience du séisme de Boumerdes 2003 ($MW = 6.8$) montre que ce type de structures qui représente entre 80 % et 90 % des constructions ont subi des dégâts importants[1]. En plus, le séisme de Beni Ilmene 2010 ($MW = 5.2$), malgré sa sismicité modéré il ressort que le bâti construit avant l'avènement de RPA 99 version 2003 est particulièrement sensible [2]. Par conséquent, il est indispensable de se préoccuper de la problématique de la vulnérabilité sismique de ce type de structures. L'outil performant et puissant pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures est l'utilisation des courbes de fragilité. Ces dernières sont des composantes fondamentales de la méthodologie d'évaluation du risque sismique et outils probabilistes, utilisés pour évaluer les dommages potentiels sur des structures à un niveau donné de l'aléa sismique [3]. Différentes méthodes peuvent être utilisées pour construire les courbes de fragilité, ces méthodes peuvent être classées suivant quatre catégories principales: les méthodes empiriques, les méthodes basées sur des expertises, les méthodes analytiques et les méthodes hybrides. Chacune de ces méthodes présente évidemment des avantages mais aussi des inconvénients. Les courbes de fragilité empiriques sont établies à partir de probabilités basées sur les dommages observés durant les séismes passés. Les courbes basées sur des expertises sont basées sur le jugement et l'opinion d'experts. Les méthodes hybrides sont basées sur une combinaison des méthodes citées ci-dessus. Les courbes analytiques sont définies à partir de données statistiques issues de l'endommagement de modèles structurels.

Des distributions de dommages par analyse dynamique non-linéaire sont en effet observées lorsque les modèles sont soumis à des séismes d'amplitudes croissantes, cette méthode d'analyse peut être limitée par le temps de calcul nécessaire pour obtenir les résultats d'un modèle complet. C'est pourquoi, afin de réduire le temps de calcul, des modèles analytiques simplifiés sont également proposés [4]. De nombreux chercheurs ont proposé, au lieu d'une analyse dynamique non-linéaire, l'utilisation de procédures d'analyse statique non-linéaire (pushover). Ces procédures combinent une analyse statique non-linéaire d'un modèle à plusieurs degrés de liberté (MDOF) avec une analyse par spectre de réponse d'un modèle à un seul degré de liberté (SDOF) équivalent. On peut citer, parmi ces procédures, la méthode par spectre de capacité (CSM) [5], la méthode des coefficients de déplacement (DCM) [6], la méthode N2 spectrale non-linéaire [7] et l'Analyse Modale Pushover (MPA) [8].

Contexte de l'étude

La présente thèse est focalisée sur le développement des courbes de fragilité analytiques représentatives des structures portiques en béton armé prenant en compte les caractéristiques structurales spécifiques du bâti algérien pour les bâtiments résidentiels de moyenne hauteur (mid-rise), d'un niveau parasismique élevé (High-Code) et modéré (Moderate-Code). Le choix de ce type de bâtiments pour le développement des courbes de fragilité s'est fait car ces derniers forment la plus importante catégorie en nombre de bâtiments pour les nouvelles villes algériennes et ces derniers représentent une grande partie des pertes consécutives à un tremblement de terre.

Objectifs

L'objectif principal de cette thèse est de développer des courbes de fragilité des structures portiques en béton armé en utilisant une approche probabiliste analytique, en outre, le travail vise à fournir une bonne compréhension des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique. Plus précisément, il peut être divisé en plusieurs sous-objectifs qui sont les suivants :

- Étude bibliographique sur la vulnérabilité sismique des bâtis existants et les méthodologies de développement des courbes de fragilité ;
- Utilisation de la méthode probabiliste de spectre de capacité (CSM) ;
- Modélisation numérique par éléments finis à l'aide du logiciel SAP 2000, a pour but d'établir des courbes de capacité et d'évaluer les performances des bâtiments en portiques en béton armé.

- Proposition d'une méthode de développement des courbes de fragilité analytique basée sur loi probabiliste de distribution log normale;
- Estimation des dommages par l'application des courbes de fragilité obtenues sur des cas réels.

Structure du document : Cette thèse est organisée selon les chapitres suivants :

Le premier chapitre présente une revue de littérature sur les méthodes de développement des courbes de fragilité et les recherches précédentes présentées.

Le deuxième chapitre a pour objet de rappeler des notions de base qui constituent l'arrière-plan théorique indispensable pour le calcul statique non linéaire, ces notions définissent les concepts relatifs aux: Paramètres caractérisant le mouvement sismique, ductilité, amortissement, loi de comportement des matériaux, loi moment courbure.

Dans le troisième chapitre on parle de l'action sismique et ses effets sur les structures portiques en béton armé.

Dans le quatrième chapitre, une méthode probabiliste est proposée afin de construire des courbes de fragilité analytiques basées sur la méthode de spectre de capacité (CSM). En utilisant la technique d'échantillonnage hypercube latin (latin hypercube sampling) pour générer les propriétés mécaniques des matériaux et la méthode de simulations de Monte Carlo (MCS) qui est retenue pour l'établissement des courbes de fragilité sismique en se basant sur l'hypothèse d'une loi de probabilité (loi log normale).

Le cinquième chapitre est consacré à la modélisation numérique dont l'objectif principal est de construire des courbes de fragilité des bâtiments multi étages en portiques en béton armé comme système de résistance aux charges latérales. Deux types fondamentaux de structures ont été retenus en vue de la conception parasismique (niveau parasismique élevé et niveau parasismique modéré) de moyenne hauteur.

Egalement, dans ce chapitre nous utilisons les courbes de fragilité développées au préalable pour l'estimation des dommages potentiels suite à deux scénarios de séisme. Nous avons considéré pour cette application deux bâtiments touchés par le séisme de Beni Ilmen 2010 (M'sila, Algérie). Enfin, notre travail est achevé par une conclusion qui résume les résultats trouvés et les perspectives.

CHAPITRE 1

ETAT DE L'ART

**METHODOLOGIES DE DEVELOPPEMENT
DES COURBES DE FRAGILITE SISMIQUE**

1.1 Introduction

Depuis plusieurs années, les régions du monde qui ont subi de forts séismes ayant provoqué d'importantes destructions ont initié de nombreuses approches d'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages aux séismes, notamment dans les pays de forte sismicité (Italie, Etats- Unis, Yougoslavie,...) [9]. L'étude de la vulnérabilité sismique consiste, à partir d'un mouvement sismique donné, à déterminer les bâtiments et les structures les plus vulnérables vis-à-vis du séisme au niveau d'une région, d'une ville, d'un grand nombre de bâtiments ou d'une structure, donc une étude de vulnérabilité sismique est le premier pas vers la détermination des bâtiments nécessitant des confortements éventuels. La meilleure façon d'accomplir de telles évaluations est les courbes de fragilité.

Avant de procéder à l'explication des différentes approches de dérivation des courbes de fragilité sismique, il est nécessaire d'évoquer la définition des courbes de fragilité et courbes de vulnérabilité sismique et les objectifs d'études de cette dernière.

1.2 Définition :

1.2.1 Courbe de vulnérabilité représente la moyenne des dommages d'un type de bâti en fonction de la valeur de l'intensité. La figure 1.1 illustre le principe d'une courbe de vulnérabilité.

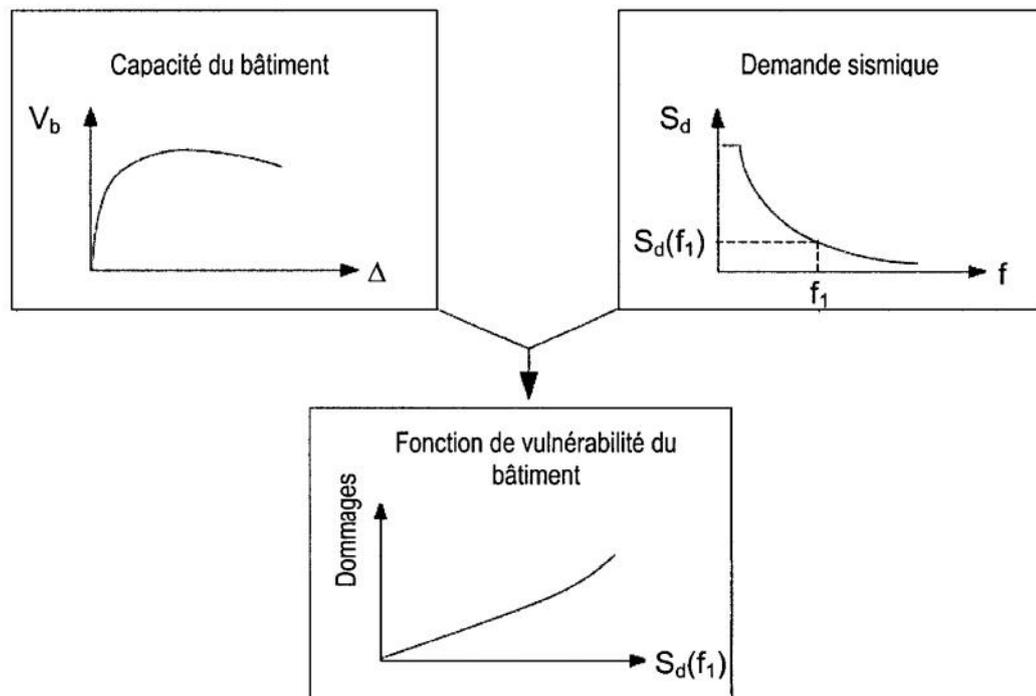


Figure 1.1: Principe d'une courbe de vulnérabilité [10].

1.2.2 Courbe de fragilité : définit la probabilité d'atteindre ou de dépasser un certain niveau de dommages, structurel ou non structurel, pour une valeur donnée de l'intensité d'aléa. La figure 1.2 représente schématiquement ces courbes.

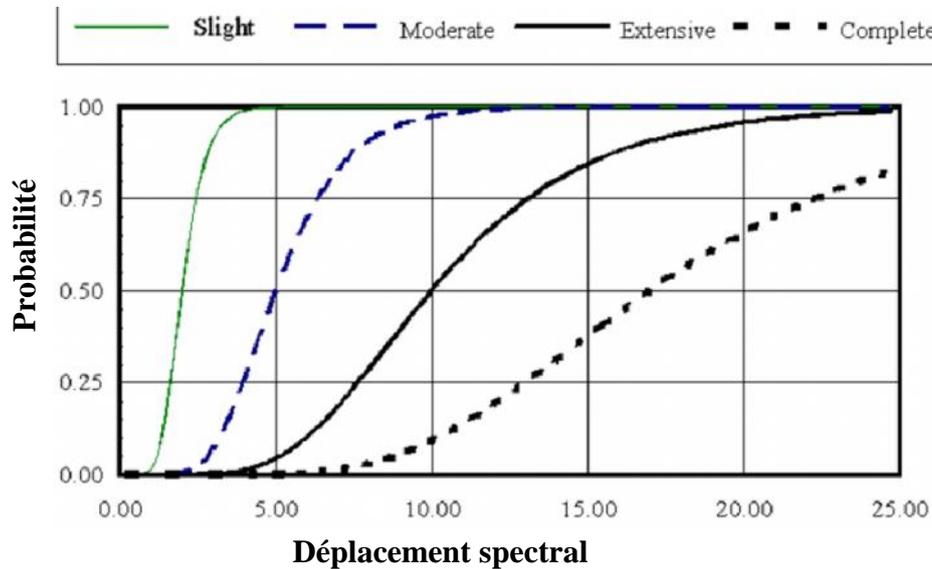


Figure 1.2: Exemple de courbes de fragilité typique d'une structure avec les différents degrés de dommages [11] .

1.3 Objectifs de réalisation des études de vulnérabilité:

Les objectifs de l'étude de la vulnérabilité sismique sont multiples et dépendent de l'échelle d'analyse. On distingue ainsi plusieurs échelles d'investigation [12]:

1.3.1 Échelle d'analyses très globales: Utilisant directement les répartitions statistiques de dommages des échelles d'intensité (échelles MSK, EMS 98...) en fonction de typologies de structures. Ces dernières sont caractérisées par une classe de vulnérabilité entre A (la plus vulnérable) et D (la moins vulnérable) qui, pour une intensité donnée de séisme, seront plus ou moins endommagés. Le niveau d'endommagement respecte une échelle de D1 (faibles dommages) à D5 (destruction totale). Ces méthodes s'appliquent bien à des évaluations pour un nombre important de bâtiments sur une zone donnée. Elles sont sommaires mais nous permettent néanmoins une première évaluation rapide;

1.3.2 Échelle d'analyses globales : Où les bâtiments ne sont pas analysés individuellement mais de façon statistique. Néanmoins, l'auscultation des bâtiments se fait individuellement. Le traitement des données recueillies sur le parc immobilier vise

généralement à classer les bâtiments dans des typologies prédéfinies dont on a une estimation de la vulnérabilité sismique. Des paramètres modérateurs, définis en fonction des caractéristiques géométriques et structurales, sont ensuite appliqués pour moduler leur vulnérabilité. La sollicitation s'exprime en fonction de l'intensité ou parfois en fonction d'un niveau d'accélération maximale du sol appelé PGA « Peak Ground Acceleration ». D'autres évaluations représentent l'endommagement par une probabilité de dépassement d'un certain niveau de dommage (par exemple, 60% d'endommagement), intégrant directement la typologie de la construction et le niveau d'aléa.

1.3.3 Échelle d'analyses précises: où les bâtiments sont analysés individuellement mais avec des méthodes simplifiées. Des calculs simplifiés sont parfois effectués à ce niveau. Des exemples d'utilisation de méthodes de calculs non linéaires du type Pushover sont donnés par Lang and Bachman pour les bâtiments en maçonnerie et par Kircher et al. et Faccioli et al pour les bâtiments en béton armé.

Tableau 1.1: Échelles d'analyse de vulnérabilité et leur applicabilité [12]

augmentation des moyens mis en œuvre					
Echelle d'analyse	Plusieurs centaines de bâtiments		Quelques bâtiments		Bâtiments individuels
Méthodes	Vulnérabilité EMS98	Indice de Vulnérabilité	Avis d'expert	Calculs analytiques simples	Analyse numérique - modélisation -
Applicabilité	Ville- commune - quartier – parcs immobiliers – bâtiments stratégiques				
Moyens humains	Sans formation- étudiants- techniciens- ingénieurs- ingénieurs confirmés				

1.4 Méthodes de construction des courbes de fragilité

Etant donné la complexité de la problématique, des méthodes d'évaluation diverses ont été élaborées. Les méthodes présentées visent chacune un objectif, donc également un besoin différent. Le but de cette présentation est d'illustrer la grande diversité des approches. Différentes méthodes peuvent être utilisées pour obtenir une courbe de fragilité sismique d'une structure compte tenu des données de réponse de la structure. Elles peuvent être déduites à partir de données empiriques, d'avis d'experts (ou de jugements) ou de résultats d'analyses numériques. Ces méthodes peuvent être classées

suivant quatre catégories principales : les courbes de fragilité empiriques, les Courbes de fragilité basées sur des expertises, les courbes analytiques et les courbes de fragilité hybrides [4].

1.4.1 Courbes de fragilité empiriques

Ces courbes sont établies à partir de probabilités basées sur les dommages observés durant les séismes passés ou à partir d'expériences pour obtenir des informations sur la fragilité des structures [4]. Cette courbe de fragilité reste proche des résultats exacts car elle est dérivée directement de structures réelles et de tremblements de terre réels. Cependant, son efficacité est encore limitée par le nombre de structures qui peuvent être examinées, et cette méthode ne prend pas en compte certains paramètres structuraux ou encore la variation de mouvement du sol en raison de la limitation des données. Ce type de courbe de fragilité est devenu un outil pour caractériser la performance sismique d'un ensemble de structures similaires dans les zones sensibles à risque sismique. Des données d'intensité du séisme pour chaque structure et des données de dommages structurels correspondants sont collectées et statistiquement converties en courbes de fragilité. Ce processus nécessite généralement un grand nombre de données pour des estimations fiables de fragilité.

La méthodologie pour le développement des courbes de fragilité empiriques a été présentée par différents groupes de chercheurs [3] :

Yamazaki et al (1999) ont construit une série de courbes de fragilité de ponts d'autoroutes au Japon en utilisant la base de données de dommages réels obtenue par le tremblement de terre Hyogoken-Nanbu (Kobe) survenu le 17 janvier 1995. Les données de dommages ont été rassemblées à partir de 216 ponts d'autoroutes, après avoir subi les effets d'un tremblement de terre. Cinq seuils de dommages (aucun dommage, léger, modéré, étendu, effondrement total) ont été attribués à tous ces ponts. Les valeurs d'intensité en PGA ont été mesurées par les accélérogrammes durant le séisme ou à partir d'enregistrements disponibles. Basées sur ces données (endommagements et intensités sismiques), les courbes de fragilité, pour les ponts d'autoroutes, ont été construites en supposant une distribution log-normale pour la probabilité cumulative de dommages. Les résultats de cette étude ont été utilisés pour planifier le contrôle de la circulation appropriée après un tremblement de terre.

Shinozuka et al (2000) ont appliqué des courbes de fragilité empiriques aux piliers du pont d'HEPC (Hanshin Expressway Public Corporation) au Japon. Les données résultant du séisme à Kobe en 1995 ont été utilisées en tant que base pour générer des courbes de fragilité. Les états des structures endommagées et les valeurs en PGA obtenues sur un ensemble de 770 colonnes en béton armé ont été pris en compte.

Prieta, Basöz et Kiremidjian (1999) ont généré des courbes de fragilité pour quantifier les fragilités sismiques des ponts au Northridge et Loma Prieta. Les descriptions de dommages du pont ont été obtenues à partir des dossiers de dommages des ponts compilés par le Département des Transports de la Californie.

1.4.2 Courbes de fragilité basées sur l'opinion des experts

Ces courbes sont basées sur le jugement et l'opinion d'experts. Pour ce faire, ces personnes fournissent une estimation de la probabilité de dommage qu'ils estiment pour une typologie de bâtiments et un niveau de dommage particulier. Les fonctions de probabilité de distribution des prédictions d'experts, sont capables de représenter le niveau des dommages estimés des structures à chaque niveau d'intensité des mouvements du sol. La probabilité d'un état des dommages spécifié est établie à partir de la distribution des résultats et associée au niveau d'intensité des mouvements du sol correspondant pour obtenir un ensemble de courbes de vulnérabilité pour le type de structure associé. L'inconvénient majeur est qu'elles dépendent de l'expérience individuelle des experts. Ainsi, il est possible d'obtenir une variabilité importante, dépendant du nombre d'experts interrogés et de la décision de chaque expert [4].

ATC 13 (1985) propose une première approche des courbes d'endommagement, en fournissant des niveaux d'endommagement pour différents types de constructions, en fonction de l'échelle MMI. Cette méthode est restée pendant longtemps comme la référence standard d'évaluation de la vulnérabilité sismique. Après les séismes de Loma Prieta (1989) et de Northridge (1994), les courbes de fragilité ont été re-calibrées, et une seconde approche a été développée. Celle-ci, apparue en 1997, est réalisée sous la forme d'un logiciel public d'estimation du risque sismique (HAZUS).

1.4.3 Courbes de fragilité hybrides

Ces courbes sont basées sur une combinaison des méthodes citées ci-dessus. Généralement, les courbes hybrides sont introduites afin de compenser les inconvénients

provenant d'une méthode, comme par exemple le manque de données d'observations ou le manque d'objectivité des experts pour établir des probabilités de dommages. L'utilisation de méthodes hybrides, c'est à dire combinant des méthodes analytiques ou numériques à des observations, a déjà permis d'analyser la vulnérabilité sismique de structures [4].

La méthodologie pour le développement des courbes de fragilité hybrides a été présentée par différents groupes de chercheurs [3] :

Kappos et al (1998, 2006) ont également proposé une méthode hybride pour établir des matrices de probabilités d'endommagement (Damage Probability Matrix, DPM) et des courbes de fragilité pour des typologies de bâtiments en béton et en maçonnerie.

Singhal et Kiremidjian (1997) ont introduit des données d'observation faites à la suite du séisme de Northridge sur 84 bâtiments pour améliorer des fonctions analytiques existantes afin d'étudier la vulnérabilité sismique des bâtiments en béton armé.

1.4.3 Courbes de fragilité analytiques

Quand les données de niveau d'endommagement et de mouvement du sol ne sont pas disponibles, les courbes de fragilité sont développées à partir des méthodes analytiques. La méthode analytique est récente, et plusieurs procédures cohabitent. Elles sont d'autant plus exactes qu'elles sont coûteuses en temps et en calculs [13].

Les analyses de vulnérabilité basées sur les courbes de fragilité analytiques suivent toutes les mêmes étapes. Elles comprennent la combinaison d'un inventaire des bâtiments, la construction d'un modèle de capacité et l'analyse du risque et de la demande sismique . Mathématiquement, les courbes de fragilité résultent de la combinaison de deux probabilités (Nielson, 2005). La première probabilité est celle de la demande sismique qui est exprimée en fonction d'un paramètre de demande d'ingénierie (Engineering Demand Parameter, EDP). Il s'agit en général du déplacement spectral. La demande sismique est conditionnée par une intensité de mesure (Intensity Measure, IM) indépendante de la structure et permettant de prendre en compte le risque sismique. Il s'agit en général du PGA, du PGV ou d'une valeur de l'accélération spectrale à une période fixée. La seconde probabilité est celle du dépassement du degré de dommages (DDi) soumis à une certaine demande (EDP) et représente donc la capacité structurale[13]. La Figure 1.3 montre un schéma du cheminement type d'une analyse de fragilité analytique [14].

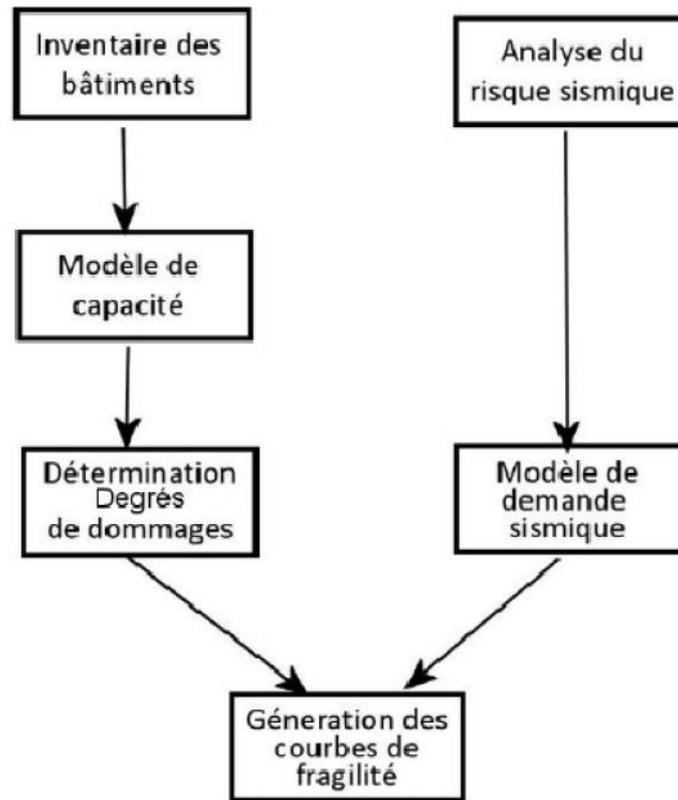


Figure 1.3: Étapes de construction des courbes de fragilité [14,15]

Lors du développement des courbes de fragilité, l'évaluation de la demande sismique et de la capacité structurale sont essentielles, comme le démontre l'équation 1.1 [13]:

$$p_f = P \left[\frac{D}{C} \geq 1 \right] \quad (1.1)$$

Où p_f donne la probabilité que la demande sismique dépasse la capacité structurale, D est la demande sismique et C est la capacité structurale. En effet, un état de défaillance ou d'endommagement peut être atteint si la demande (solicitation) sismique imposée à la structure (D) est supérieure ou égale à la capacité (résistance) de la structure (C). La courbe de fragilité dans ce cas est la probabilité conditionnée à une intensité sélectionnée du mouvement sismique représentant le niveau de l'action sismique pour un état limite spécifique de dommage (Limit State LS) [4].

Généralement, la défaillance (ou un état limite) des structures dans un contexte incertain peut être caractérisée par une fonction d'état limite ou fonction de performance des paramètres physiques, géométriques.

Normalement la demande sismique et la capacité structurale sont supposées suivre une distribution log normale. si la demande sismique et la capacité structurale sont log normalement distribuées, la probabilité d'atteindre ou de dépasser un niveau spécifique de dommage (Pf) sera aussi log normalement distribuée et peut être obtenue par la fonction log normale de densité de probabilité cumulative présentée dans l'Équation 1.2 [13].

$$p_f = \Phi \left[\frac{\ln(S_d / S_c)}{\sqrt{\beta_d^2 + \beta_c^2}} \right] \geq 1 \quad (1.2)$$

Où Φ est la fonction cumulative de distribution normale, S_d est la valeur médiane de la demande sismique, β_d est l'écart type logarithmique associé à la demande sismique, S_c est la valeur médiane de la capacité structurale et β_c est l'écart type logarithmique associé à la capacité structurale.

Lors du développement des courbes de fragilité, l'évaluation de la demande sismique et de la capacité structurale sont essentielles, comme le démontre l'équation (1.2). Par la définition donnée dans les équations (1.2), la probabilité de défaillance ou du niveau d'endommagement d'une structure sous un séisme d'une intensité spécifique est facilement déterminée à partir de sa courbe de fragilité sismique.

Plusieurs méthodes sont utilisées pour construire des courbes de fragilité analytiques, en fonction de la typologie structurale et des objectifs recherchés. Parmi les méthodes les plus courantes, on peut citer [10] :

- Les méthodes d'analyse linéaires souvent préconisées par les codes parasismiques (analyse en forces latérales, analyses modales avec l'utilisation d'un spectre de réponse).
- Les méthodes non-linéaires (analyses statiques non linéaires "Pushover", analyses dynamiques temporelles non linéaires avec utilisation d'accélérogrammes).

1.4.3.1 Méthode statique équivalente

Cette Méthode est fréquemment utilisée si ses conditions d'application telles que décrites dans le RPA sont satisfaites. C'est une méthode d'usage relativement simple et qui a plusieurs décennies d'expérience. La méthode statique équivalente a comme principe de base de substituer aux efforts dynamiques développés dans une structure par le mouvement sismique du sol, des sollicitations statiques calculées à partir d'un système de forces, dans la direction du séisme, et dont les effets sont censés équivalents à ceux de l'action sismique [16].

1.4.3.2 Méthode dynamique linéaire

Si les conditions de régularité ou de hauteur d'une structure, exigées par la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites, il est admis d'utiliser une méthode dynamique pour l'analyse de l'action sismique. La méthode dynamique linéaire est basée sur :

- La réponse maximale de la structure au moyen de spectres de réponse adaptés au site de la construction
- Un calcul direct en fonction du temps par l'utilisation d'accélérogrammes adaptés au site de la construction.

Les méthodes temporelles modales, dans lesquelles la solution est recherchée sur la base des modes propres, il suffit alors, pour chacun des modes retenus, de résoudre l'équation différentielle de la dynamique, la solution en termes de déplacement s'obtient par combinaison de réponses modales.

Les méthodes temporelles d'intégration directe, qui utilisent des schémas de discrétisation dans le temps de l'équation dynamique, permettant de calculer la solution au temps $t + \Delta t$ (Δt étant le pas de temps) à partir de l'état connu au temps t . Un grand nombre de schémas de ce type a été proposé, certains sont inconditionnellement stables, c'est-à-dire qu'il n'y a pas de condition imposée a priori en pratique, une bonne précision n'est obtenue que si le Δt choisi permet une bonne présentation des variations de (Γ) , pour d'autres schémas, il y a une condition de stabilité à respecter, Δt devant être inférieur à une valeur limite qui dépend des caractéristiques de la structure [17].

1.4.3.3 Méthode statique non- linéaire "Pushover"

Cette méthode de calcul prenant en compte le comportement post élastique de la structure est destinée à estimer la résistance de bâtiments existants ou pour permettre de localiser les rotules plastiques et les endommagements éventuels. Le Pushover est une méthode maintenant reconnue et utilisée sur le plan international (ATC 40 et FEMA 356).

Elle consiste à appliquer à la structure un système de forces de distribution donnée (proportionnellement aux forces issues de l'analyse élastique ou aux forces résultant de l'application d'une accélération uniforme sur la hauteur) et d'intensité croissante.

Il est ainsi possible de tracer une courbe dite « de capacité » donnant une force caractéristique de l'action sismique (en général, l'effort tranchant total à la base) en fonction d'un déplacement caractéristique (au sommet du bâtiment).

Il s'agit alors de vérifier que la structure est capable de se déformer de telle sorte qu'un déplacement cible, caractéristique d'un système à un degré de liberté tel qu'il résulte d'une lecture sur le spectre pour la période fondamentale équivalente du système, puisse être atteint sans que la déformation ultime soit dépassée. Le système à un degré de liberté considéré équivaut au mode fondamental de la structure [18].

1.4.3.4 Méthode dynamique non - linéaire

La méthode temporelle non linéaire (Non Linear Time History Analysis) est considérée comme la méthode la plus rigoureuse pour estimer les demandes sismiques inélastiques des structures. Bien que l'analyse temporelle soit très compliquée et coûteuse en temps, les courbes de fragilité obtenues en utilisant cette procédure, sont soupçonnées d'avoir une meilleure fiabilité par rapport à celles sur les méthodes d'analyse mentionnées ci-dessus. Elle consiste à intégrer dans le temps l'équation complète du mouvement avec tous ses termes, linéaire et non linéaire. Il n'est évidemment pas possible de faire une théorie générale, chaque type de non linéarité ayant son caractère propre et relevant d'algorithmes spécifiques pour la résolution, on peut seulement faire quelques observations distraites de l'expérience acquise sur un certain nombre de cas :

- des algorithmes de résolution efficaces ont été mis au point pour beaucoup de problèmes non linéaires et la recherche continue d'être particulièrement active dans ce domaine ; dans la plupart, des cas toutefois, les critères de précision et de stabilité numérique de ces algorithmes conservant un caractère essentiellement empirique et ne sont donc pas nécessairement extrapolables d'un exemple à l'autre , à la différence du cas

linéaire, ou l'instabilité numérique se traduit en général par une "explosion " de la solution on peut rencontrer dans les cas non linéaires des instabilités " douces " où la solution numérique s'écarte de la réalité tout en gardant une allure plausible; il faut donc se montrer particulièrement vigilant sur le contrôle de la qualité de la solution ;

- la bonne pratique des méthodes temporelles non linéaires ne peut se définir que cas par cas [18]. Les courbes de fragilités analytiques ont été développées par [3] :

Hwang et al (2000), Jernigan et Hwang (2002) ont développé des courbes de fragilité pour les ponts de Memphis. Les dommages des structures sont évalués par le rapport entre leurs capacités et leurs demandes sismiques où ces dernières ont été déterminées à partir d'une analyse spectrale élastique selon la méthode spécifiée de l'American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Les résultats de ces calculs sont ensuite assemblés dans une matrice de fréquence des dommages, utilisée pour générer des courbes de fragilité [4].

J.B. Mander (1999), M. Shinozuka and al (2000), S Banerjee and M Shinozuka (2001) ont utilisé la méthode statique non linéaire (poussée progressive) est une approche alternative, souvent appelée méthode du spectre de capacité. Pour établir des courbes de fragilité. Ils ont considéré une méthodologie similaire qui utilise l'intersection d'un spectre de capacité obtenu par une analyse non linéaire pushover statique et un spectre de demande obtenu par la réduction du spectre de réponse élastique. Dans une analyse déterministe, l'intersection des courbes de la capacité et de la demande est le point de performance. Cependant, les distributions de probabilité sont établies à la fois sur les courbes de capacité et de demande pour indiquer l'incertitude associée à l'évaluation de la performance. La probabilité de défaillance est déterminée à l'intersection de la distribution de la demande et de la capacité. Les courbes de fragilité peuvent être générées en utilisant ces spectres pour différents niveaux de l'intensité sismique et l'état limite donnés [3].

Hwang et al (2001) , Karim et Yamazaki (2003), Elnashai et al (2004), Choi et al (2004) et Mackie et Stojadinovic (2004) ont utilisé la méthode temporelle non linéaire (Non Linear Time history analysis) dans le but de développer des courbes de fragilité.

1.5 Programmes d'atténuation du risque sismique

Une multitude de programmes et d'approches ont vu le jour depuis, en vue d'une mitigation du risque sismique, et en l'occurrence le programme RADIUS, GEMITIS (1990, 2000), ATC-13 (1985), l'ATC-40 (1996), HAZUS (1997 et 1999) et Risk-UE (2003). Ces programmes permettent à l'aide de modélisations, une estimation des dommages et des dégâts sur les structures et les infrastructures ainsi que les pertes économiques indirectes face à des scénarii potentiels de catastrophes définis par l'utilisateur.

1.5.1 Méthodologie HAZUS

HAZUS (HAZards-United-States) est une méthodologie développée par le National Institute of Building Science (NIBS) et supportée par la Federal Emergency Management Agency [4].

Ce programme considère deux critères typologiques. Ce sont la classe d'occupation du bâtiment (33 classes d'occupations sont définies comme les classes résidentielles, commerciales, industrielles...) et le système structural i.e. type de bâtiment (36 types de bâtiments sont définis comme les bâtiments en maçonnerie avec ou sans système de renforcement...). Dans le cadre de l'estimation de la vulnérabilité des structures, la méthode HAZUS décrit :

- les typologies de bâtiments ;
- la définition des dommages ;
- le calcul de la probabilité de dommage par une méthode analytique.

L'objectif est de fournir des courbes de fragilité correspondantes à une typologie de bâtiments, et pour plusieurs niveaux de dommages (figure 1.4).

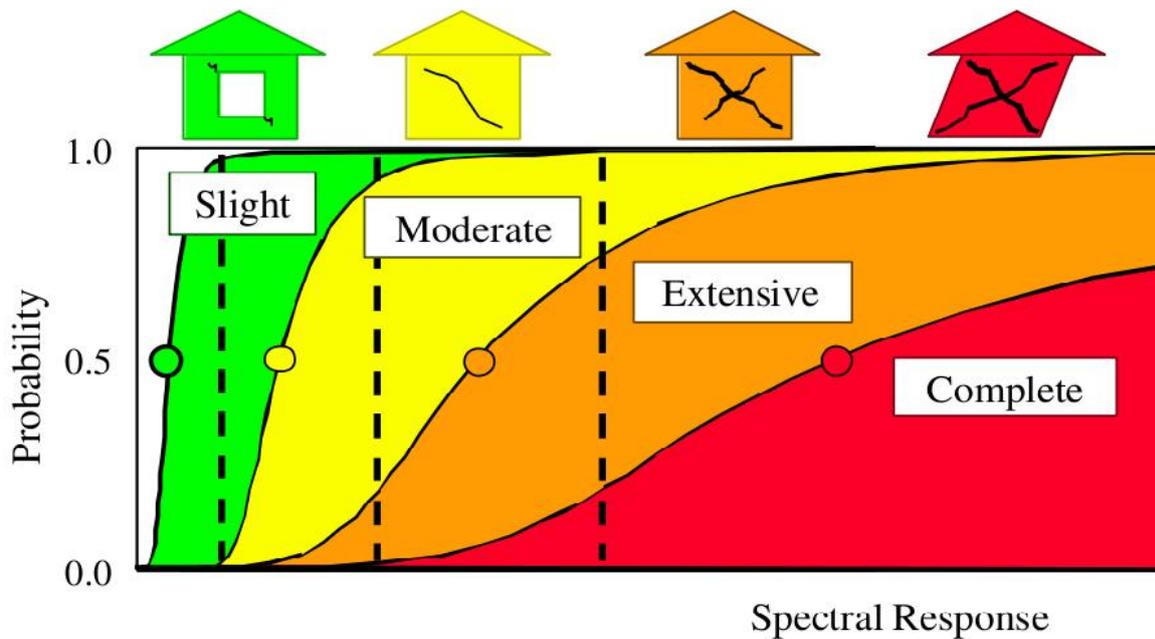


Figure 1.4 : Exemple de courbes de fragilité pour les niveaux de dommage : léger, moyen, important et ruine (FEMA, 2003).

Dans la méthode HAZUS les typologies de bâtiments (36) considérées, définies à partir de leur matériau de construction, du système porteur définissant le comportement général de la structure et du nombre d'étages. Ainsi, 16 systèmes structurels sont 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. Outre ces typologies, la méthode Hazus tient compte de la conception parasismique des bâtiments. Quatre niveaux de conception parasismique sont en effet introduits :

- **Pre Code** : le bâtiment n'a aucune conception parasismique. Pour les régions à sismicité importantes, telles que la côte californienne, on considère qu'un bâtiment a ce niveau de conception si il a été construit avant 1940.
- **Low Code** : faible dimensionnement parasismique.
- **Moderate Code** : dimensionnement parasismique modéré. La méthode HAZUS considère que les bâtiments construits après 1940 dans les zones à forte sismicité respectent ce dimensionnement.

– **High Code** : plus haut niveau de dimensionnement parasismique, pour les bâtiments ayant été construits après 1973.

La méthodologie HAZUS, définit quatre niveaux de dommages: léger, modéré, important et ruine.

Les dommages sont définis en terme de déformation inter-étage. La déformation inter-étage ISD_i est définie par la relation suivante :

$$ISD_i(t) = \frac{U_{i+1} - U_i}{\chi_{i+1} - \chi_i} \quad (1.3)$$

Avec : U_i et χ_i respectivement le déplacement horizontal et la position de l'étage i .

HAZUS a modélisé l'endommagement par une distribution normale cumulée du logarithme (distribution log-normale) du déplacement spectral S_d donné. Ainsi pour un niveau de dégâts ds provoqué par un déplacement spectral S_d donné, la probabilité d'endommagement, s'exprime par l'équation 1.2.

1.5.2 Méthodologie RISK-UE

Le programme RISK-UE est un programme d'évaluation du risque sismique à l'échelle européenne. L'étude a débuté en janvier 2001, et s'est étalée sur une période de trois ans. Elle a été pilotée par des institutions universitaires et des organismes de recherches, et a abouti à une méthodologie d'analyse du risque sismique du bâtiment existant et historique en Europe. Sept villes ont fait l'objet de l'étude: Nice (France), Barcelone (Espagne), Catania (Italie), Sofia (Bulgarie), Bucarest (Roumanie), Thessalonique (Grèce) et Bitola (Macédoine). La méthodologie a passé par l'établissement d'un inventaire complet de tous les éléments à risque [20].

Les courbes de fragilité dans le programme Risk-UE sont construites tel que l'endommagement est modélisé par une distribution normale cumulée du logarithme (distribution log-normale) du déplacement spectral S_d donné. Ainsi pour un niveau de dégâts ds provoqué par un déplacement spectral S_d donné, la probabilité d'endommagement, s'exprime à travers une formule identique à l'équation (1.2).

1.5.3 Méthodologie RADIUS

RADIUS est un programme lancé par la Décennie Internationale pour la Prévention des Catastrophes Naturelles (1990 - 2000), sous l'égide des Nations Unies, afin de contribuer à la réduction du risque sismique en zone urbaine, particulièrement dans les pays en développement. Sur la base d'une méthodologie commune, neuf études de cas ont été réalisées, sur des villes choisies sur une liste initiale de 58 candidates situées sur des zones à forte sismicité: Addis Abeba (Ethiopie), Antofagasta (Chili), Bandung (Indonésie), Guayaquil (Ecuador), Izmir (Turquie), Skopje (Macédoine), Tashkent (Ouzbékistan), Tijuana (Mexico) et Zigong (Chine). Les objectifs principaux de RADIUS ont été : la réalisation des scénarii de dommage et des plans d'action contre le risque sismique dans les neuf villes choisies; le développement d'un outil de gestion du risque sismique, applicable partout ; de comparer le risque sismique urbain à travers le monde ; et enfin promouvoir l'échange d'informations pour la réduction du risque au niveau d'une ville.

1.6 Conclusion

Ce premier chapitre a permis de faire un rappel sur les différentes méthodes de construction des courbes de fragilité sismique. Comme nous les avons déjà développées dans ce chapitre, les méthodes de développement des courbes de fragilités sont diverses et se basent d'une manière générale sur le retour d'expérience poste sismique. Elles sont choisies d'une part selon les objectifs espérés de l'évaluation et d'autre part selon les données et la disponibilité des moyens. Les méthodes empiriques ne sont seulement pas utilisées pour l'évaluation des bâtis existants mais également représentent le premier pas d'une évaluation de dommages qui sera une base de données pour l'élaboration d'un programme de gestion de risque sur une grande échelle. Tandis que les méthodes de développement des courbes de fragilités analytiques sont fondées sur une évaluation approfondie à l'échelle d'une structure afin de déterminer le degré de dommage et de prendre décision d'une éventuelle réhabilitation ou élimination, selon l'ampleur des dégâts. Elles nous permettent en outre de déterminer les points critiques d'un bâti pour y remédier dans l'avenir. Enfin, les méthodes analytiques nécessitent l'appréciation du comportement mécanique de chaque ouvrage, à la différence des méthodes empiriques.

CHAPITRE 2

NOTIONS DE BASE

**ELEMENTS INDISPENSABLE POUR LE
CALCULE NON LINEAIRE**

2.1 Introduction

Ce chapitre présente des notions de base qui constituent l'arrière-plan théorique indispensable pour le calcul non linéaire, ces notions qui définissent les concepts relatifs aux : Paramètres caractérisant le mouvement sismique, ductilité, amortissement, loi de comportement des matériaux, loi moment courbure.....

2.2 Paramètres caractérisant le mouvement sismique

En sismologie, la caractérisation des tremblements de terre s'effectue de diverses manières, la magnitude (échelle de Richter) et l'intensité. Pour les ingénieurs, les paramètres les plus utiles sont soit les lois de déplacements du sol $d_g(t)$ et des accélérations $a_g(t)$, soit des données plus globales, appelées spectres de réponse, établies à partir de ces accélérogrammes [19]:

2.2.1 Accélération maximale

Un paramètre important pour l'évaluation des effets de séismes à un endroit donné est l'accélération maximale (**ag**) du sol ou accélération de pointe, PGA (Peak Ground Acceleration) en anglais. Son ordre de grandeur est de 0.4g à 0.6g en zone très sismique et de 0 à 0.1g en zone faiblement sismique, (figure 2.1.a) illustre un exemple d'accélérogramme du séisme d'El Centro PGA = 0.4g.

2.2.2 Déplacement maximal

Un autre paramètre utile pour l'évaluation des effets de séismes à un endroit donné est le déplacement maximal d_g du sol, qui donne une idée de l'ordre de grandeur du déplacement relatif du centre de gravité de la structure par rapport à la base de la structure : quelques cm en zone faiblement sismique, jusqu'à un mètre en zone très sismique.

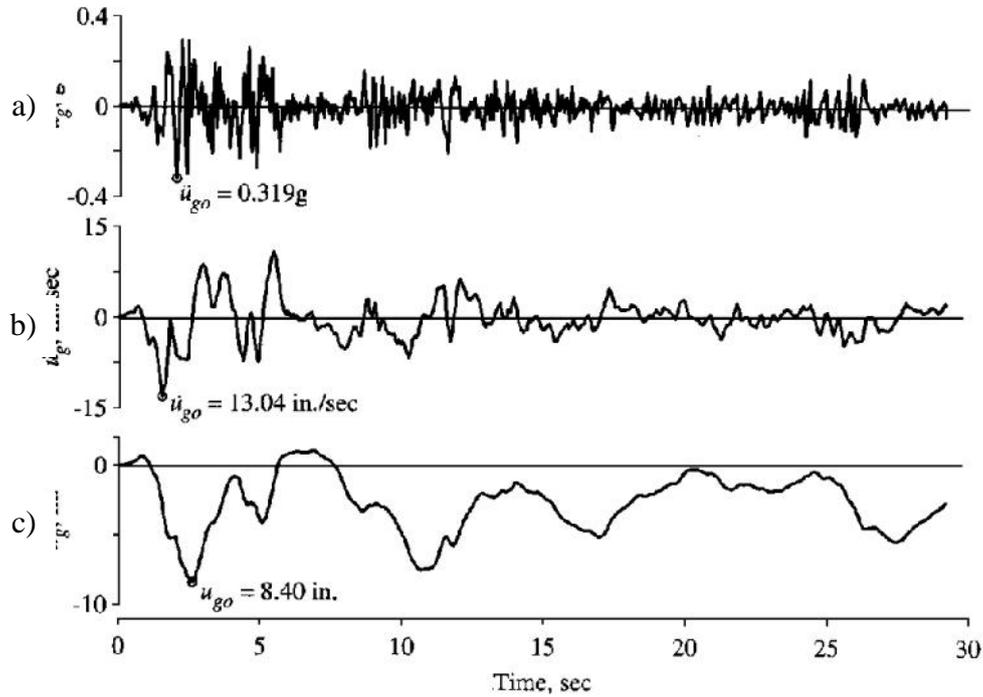


Figure 2.1: Séisme d' El Centro, composantes nord – sud [8].

2.2.3 Spectre de réponse

Le concept de spectre de réponse est introduit en génie sismique par (Benioff 1934 et Housner 1941). Ce mode de présentation du mouvement sismique étant plus parlant pour l'ingénieur qu'un signal temporel direct, il a été depuis, largement utilisé dans les études sismiques.

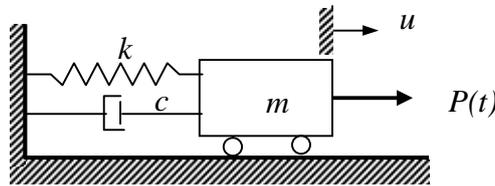
Le spectre de réponse permet de caractériser une certaine excitation. Il consiste en la détermination de la réponse maximale (déplacement, vitesse ou accélération) d'une série d'oscillateurs de différentes fréquences propres, soumise à cette même excitation. Le spectre de réponse résultant permet alors d'évaluer la réponse de n'importe quel système linéaire, à partir de sa fréquence propre. L'utilisation principale est donc l'évaluation de la réponse maximale des bâtiments lors de tremblements de terre, en supposant que la réponse soit dominée par un mode unique, ce qui est vrai dans la majorité des cas où le mode fondamental de la structure est prédominant [20].

Sous l'action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement. L'étude d'une structure peut se ramener à celle d'un oscillateur simple parce que le calcul sur d'une structure à "n" degrés de liberté se ramène à l'étude de "n" oscillateurs simples chacun caractérisé par une période propre et un coefficient d'amortissement. On effectue alors le cumul des réponses pour obtenir la réponse de la structure [21].

2.2.3.1 Spectre de Réponse élastique

Une structure soumise à un séisme, reçoit de celui-ci par l'intermédiaire du sol et de ses fondations, une rafale serrée d'accélération alternées de composantes horizontales et verticales, d'intensité très variable dans le temps. On ne gardera que l'action horizontale du séisme qui est en général largement prédominante. Toute structure présentant une certaine souplesse admet une amplification des déplacements par rapport à ceux du sol.

Le calcul du spectre de réponse se fait en se basant sur la réponse dynamique d'un système à un degré de liberté (1ddl) tel qu'il est illustré sur la figure 2.2.



Figures 2.2: Modèle mécanique d'un système à un degré de liberté.

Considérons un oscillateur caractérisé par une masse m , une rigidité transversale K et un coefficient d'amortissement C . Cet oscillateur est sollicité au cours du temps par le déplacement du sol [21].

Le sol est soumis à un déplacement variable sous l'action sismique. On a alors un seul degré de liberté, à savoir le déplacement relatif de cette masse par rapport au sol.

On a alors 2 forces extérieures:

$$F_1 : \text{force de rappel} \quad F_1 = -K \cdot d(t) \quad (2.1)$$

$$F_2 : \text{force d'amortissement} \quad F_2 = -C \cdot v(t) \quad (2.2)$$

On est alors conduit à l'équation (2.3) :

$$m\ddot{y}(t) + c\dot{v}(t) + k d(t) = -m a(t) \quad (2.3)$$

De la forme $\ddot{y}(t) + 2\omega\xi\dot{v}(t) + \omega^2 d(t) = -a(t)$ (2.4)

Où $\ddot{y}(t)$ représente l'accélération du sol et $a(t)$ celle de m par rapport au sol.

La solution est donnée par l'intégrale de Duhamel :

$$d(t) = \frac{1}{\check{S}d} \int_0^{\dagger} y(\ddagger) \exp(-\check{\zeta}(t - \ddagger)) \sin(\check{S}d(t - \ddagger)) d\ddagger \quad (2.5)$$

$$\check{S}d = \check{S} \sqrt{1 - \check{\zeta}^2} \quad (2.6)$$

$$\check{\zeta} = \frac{\text{amortissement effectif}}{\text{amortissement critique}} \quad (2.7)$$

$$\check{S} = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.8)$$

Pour en déduire la vitesse et l'accélération, on effectue souvent un calcul équivalent en posant $a = \omega^2 d$ une accélération fictive dite « pseudo - accélération ». Elle est égale (au signe près) à l'accélération absolue dans le cas d'un amortissement nul et constitue pour l'oscillateur amorti une approximation. Les valeurs maximales de $|d(t)|$, $|v(t)|$ et $|a(t)|$ sont celles qui intéressent prioritairement le concepteur de l'ouvrage. On définit alors les spectres de réponse du déplacement, de vitesse et de l'accélération respectivement (voir figure 2.3) par :

$$S_d = |d(t)|_{\max}, \quad S_v = |v(t)|_{\max} = \omega S_d, \quad S_a = |a(t)|_{\max} = \omega^2 S_d \quad (2.9)$$

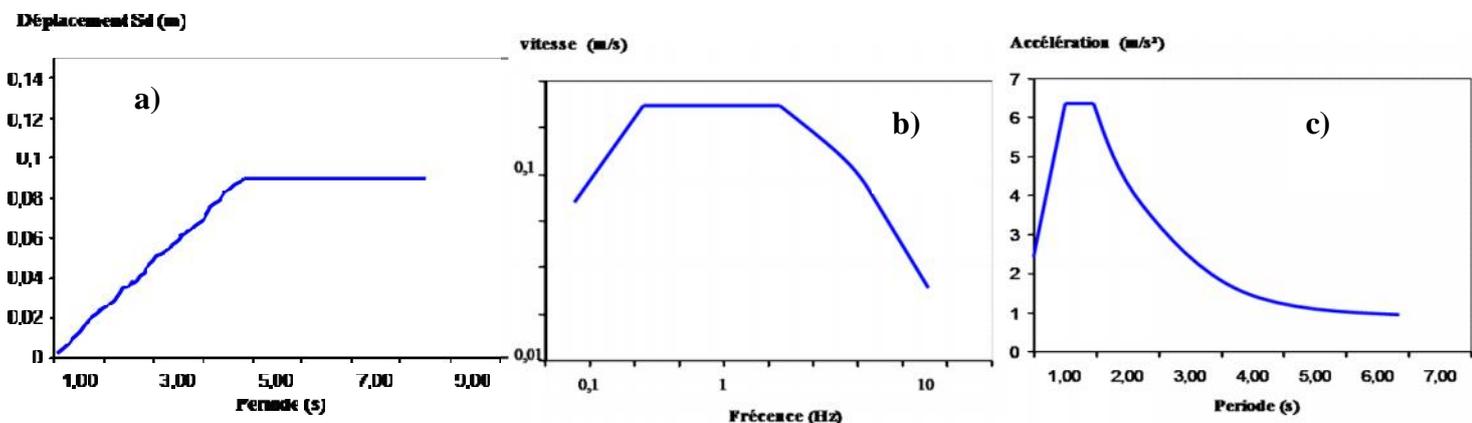


Figure 2.3 : a) Spectre de déplacement, b) pseudo spectre d'accélération, c) pseudo spectre de vitesse.

2.2.3.2 Spectre de réponse anélastique

Sous l'effet des tremblements de terre, les structures des bâtiments vont subir des accélérations et des sollicitations réduites, mais en contrepartie ils vont subir des déformations et des déplacements plus importants. Ce concept permet une grande dissipation de l'énergie injectée par les séismes dans les structures. Dans de telles situations, on utilise un spectre de réponse inélastique. Ce dernier se construit à partir des spectres de réponses élastiques en appliquant un ou plusieurs facteurs de réduction des accélérations. On définit le spectre de réponse anélastique en pseudo-accelération, pour une valeur donnée de la ductilité μ , comme l'ensemble des valeurs $a = \frac{1}{\mu} \ddot{u}$ fonctions de la période élastique $T = 2\pi / \omega$. Notons que A_y est proportionnel à l'effort maximal supporté par le système:

$$F = m.a = m\ddot{S}^2 u = Ku \quad (2.10)$$

Le traitement statistique des spectres inélastiques des séismes enregistrés permet de construire, à partir des spectres élastiques des spectres inélastiques pour différentes ductilités. Un tel ensemble de spectres est présenté sur la figure 2.4 [21].

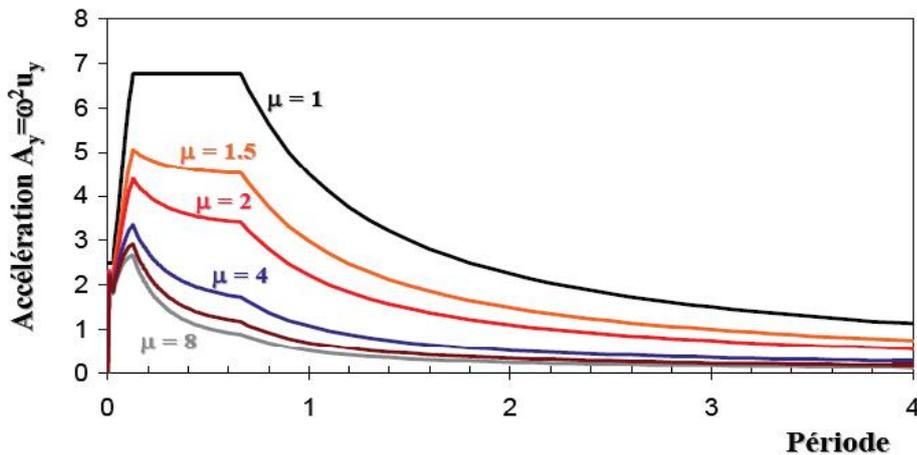


Figure 2.4: Spectres d'accélération inélastique [21].

2.3 Ductilité

La ductilité représente la capacité que possède une structure, une pièce ou une section à se déformer une fois la plastification atteinte. La ductilité d'une structure ou d'une pièce (poutre, poteau, mur) est également définie comme le rapport de la déformation maximum absolue à celle correspondant à la plastification[22] . La ductilité est un élément essentiel des constructions en zones sismiques. On distingue 4 manières de quantifier la ductilité dans une structure : la ductilité de déformation, la ductilité de courbure, la ductilité de rotation et la ductilité de déplacement. La première est liée à la capacité de déformation locale des matériaux, la deuxième est associée à la capacité de rotation dans une section de poutre pure, la troisième est associée à une réalité en bout de poutre qui implique outre la section, les moyens d'assemblage, voire la colonne et la quatrième se réfère au comportement global de la structure [23].

2.3.1 Ductilité de déformation :

La source de la ductilité est la capacité des matériaux à supporter des déformations plastiques sans réduction importante de contrainte. La ductilité de déformation est exprimée par le rapport de la déformation totale imposée à la déformation élastique, voir figure (2.5) :

$$\mu_{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} \quad (2.11)$$

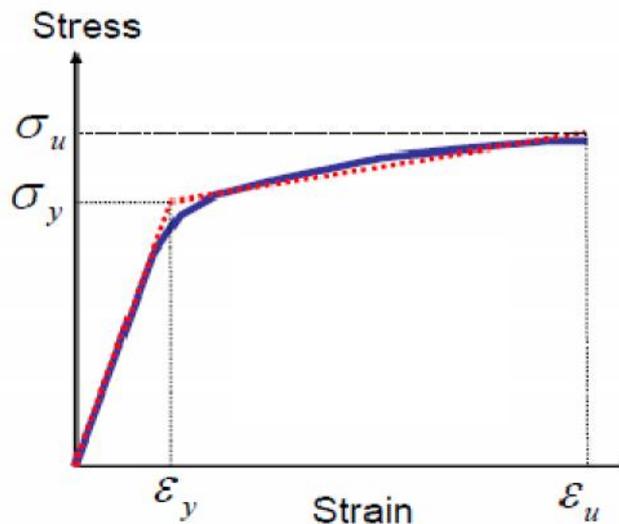


Figure 2.5: Ductilité de déformation [24].

2.3.2 Ductilité de courbure :

La ductilité en courbure d'une section μ_ϕ dépend de la géométrie de la section ainsi que des propriétés mécaniques des matériaux. Elle s'exprime comme le rapport de la courbure ultime ϕ_u de la section et ϕ_y sa courbure élastique, voir figure (2.6):

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (2.12)$$

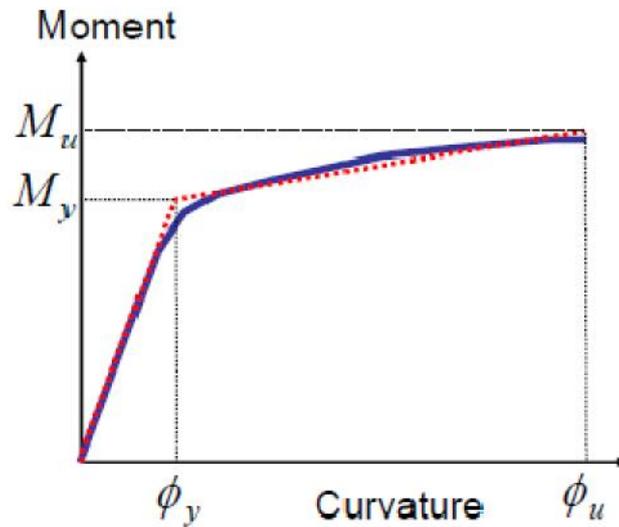


Figure 2.6: Ductilité de courbure [24].

2.3.3 Ductilité de rotation

Une ductilité de rotation importante ne peut s'obtenir que si les déformations plastiques ont la possibilité de se développer sur une longueur suffisante de l'élément. Si les déformations inélastiques sont fortement localisées, la demande de ductilité de déformation sera très importante, même sous un tremblement de terre d'intensité moyenne. Donc, il est important d'assurer aussi une ductilité de rotation de la poutre qui associe à la courbure une notion de longueur. On définit la ductilité de rotation de la poutre comme le rapport de la rotation maximale totale de la rotule plastique θ à la rotation élastique θ_y .

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (2.13)$$

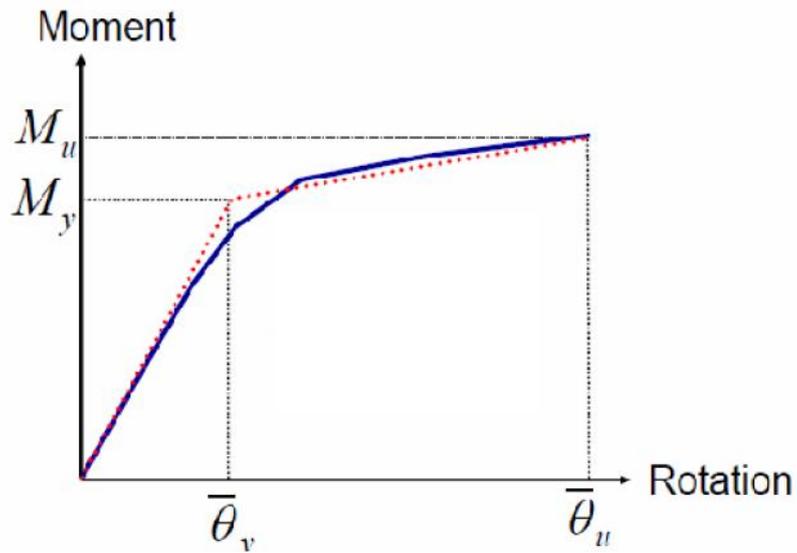


Figure 2.7: Ductilité de rotation [24].

2.3.4 Ductilité de déplacement :

Priestley et Coll [22] ont montré que le déplacement latéral total Δ_μ en tête de poteau peut être divisé en une composante élastique Δ_y et une composante plastique Δ_p (éq. 2.14 et figure. 2.8). La ductilité en déplacement est définie comme le rapport de déplacement de la structure à l'ultime Δ_μ et au déplacement de la structure à la plastification globale Δ_y , voir figure (2.9) soit :

$$\Delta_\mu = \Delta_y + \Delta_p \tag{2.14}$$

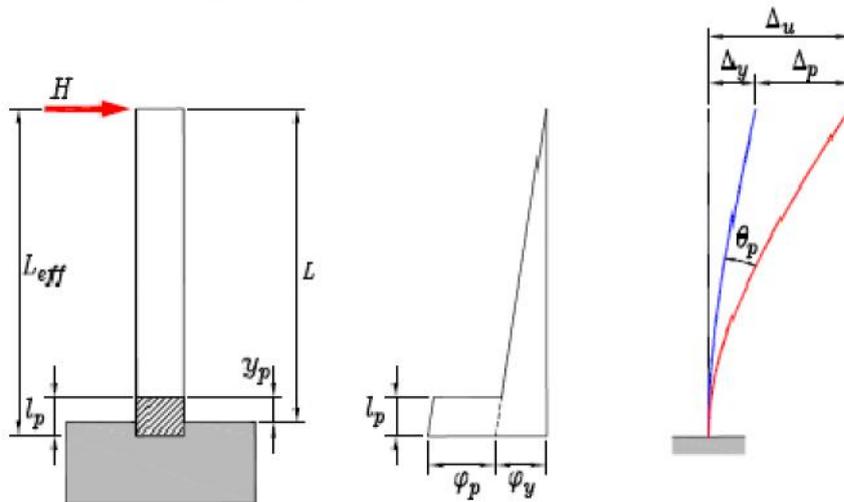


Figure 2.8: Décomposition du déplacement latéral sous une charge ultime H en tête [22].

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_{\mu}}{\Delta_y} \quad (2.15)$$

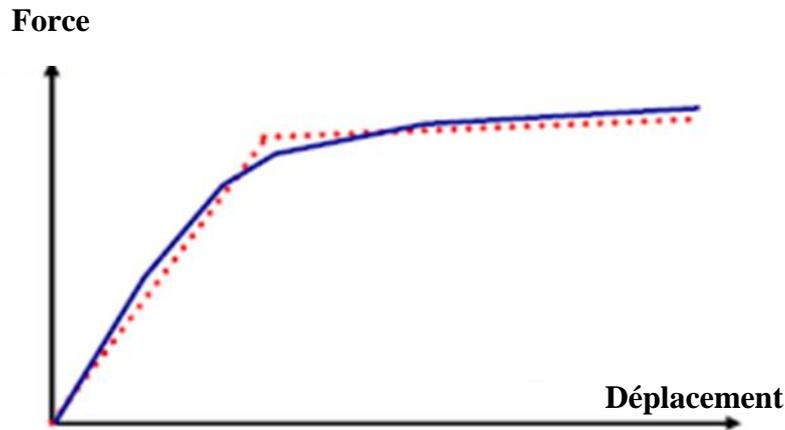


Figure 2.9: Ductilité de déplacement [24].

2.4 Coefficient de comportement

Le coefficient de comportement est utilisé dans les codes de conception européens et américains. Il est dans ces codes noté q et R . Il joue un rôle clef dans une stratégie de dimensionnement se voulant la plus économique possible, car il permet de réduire les forces obtenues par une analyse linéaire afin de tenir compte de la réponse non linéaire d'une structure. Le coefficient de comportement traduit l'ensemble des phénomènes (ductilité, sur résistance, comportement d'ensemble) qui permettent d'obtenir la résistance qu'aurait la structure si elle était calculée dans l'hypothèse d'élasticité linéaire, à partir de sa résistance de dimensionnement. Ce coefficient est lié au matériau, au système structural de contreventement et aux méthodes de dimensionnement.

Dans le cas de ductilité de déplacement, (μ_{Δ}) est appelé coefficient de comportement R (selon le RPA) ; celui-ci dépend naturellement des ductilités locales. Ainsi la dissipation d'énergie dans une structure soumise à une action sismique a pour effet de réduire les charges sismiques. Elle s'appuie sur de nombreuses études, et en particulier les travaux de Newmark, qui ont démontré que, pour une plage de fréquence fixée, quelque soit le niveau de résistance d'une structure, le déplacement relatif maximum d'une structure fonctionnant dans l'hypothèse élastique est approximativement égal au déplacement relatif de la même structure fonctionnant dans l'hypothèse de béton armé.

Le coefficient de comportement permet de déterminer les besoins en ductilité d'une structure et il provient de la réponse simplifiée d'une structure selon les critères d'égalité des déplacements maximums ou des énergies potentielles maximums (figure 2.10).

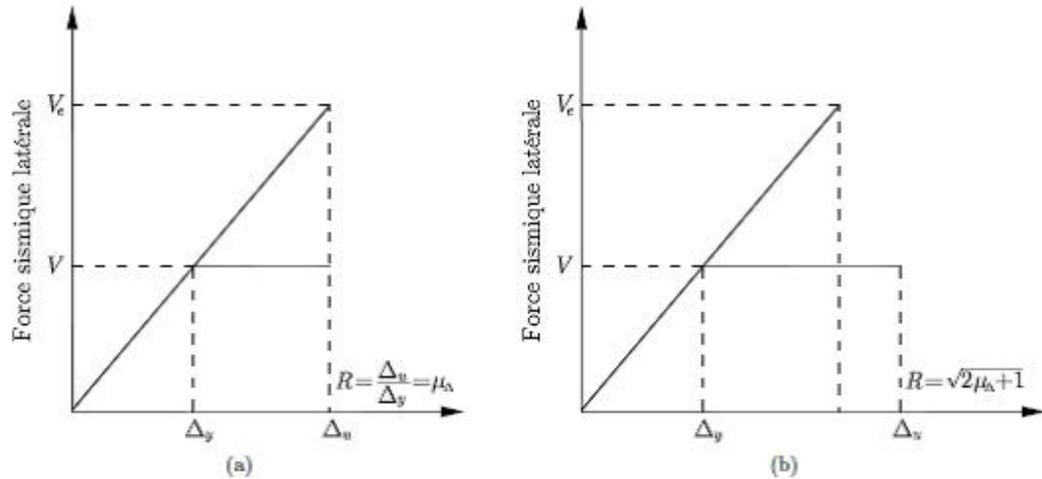


Figure 2.10: Réponse simplifiée d'une structure à comportement élastique et élasto-plastique selon : (a) critère d'égalité des déplacements maximums ; (b) critère d'égalité des énergies potentielles maximums [22].

2.5 Amortissement

L'introduction de l'amortissement dans les calculs est une nécessité pour deux raisons principales. Tout d'abord, la physique des phénomènes ainsi que l'observation du comportement d'une structure en vibration nous amènent à constater que sans chargement extérieur entretenu, le mouvement de cette dernière s'atténuera avec le temps. La seconde raison est purement numérique : sans amortissement, la présence de modes de résonance peut conduire à une croissance exponentielle des déplacements et une divergence du calcul [25].

Jacobsen (1930) a d'abord identifié trois types d'amortissement dans les structures :

- A. le frottement constant qui se produit dans presque toutes les structures mécaniques, appelé aussi l'amortissement de Coulomb ;
- B. le frottement visqueux qui est proportionnel à la vitesse du mouvement ;
- C. le frottement proportionnel à la puissance de la vitesse du mouvement et que l'on retrouve dans les systèmes hydrauliques.

Il a ensuite introduit une approximation qui regroupe tous les types d'amortissement en un seul terme appelé l'amortissement visqueux équivalent, pour résoudre le système à un degré de liberté soumis à une sollicitation harmonique externe.

D'après les travaux de Jacobsen (1960) et de Varum [(2003), le taux d'amortissement visqueux équivalent peut être déterminé pour chaque demi-cycle de la courbe effort déplacement. Cette approche est illustrée figure 2.11. Cette méthode peut alors être utilisée lors de test pseudo dynamique voir sismique sur des structures en béton armé. La méthode consiste à déterminer les demi cycles par deux valeurs d'effort nulles successives. Puis, pour chaque demi-cycle, le déplacement maximum D_{max} est déterminé, et l'effort maximum V_{max} est défini comme étant l'effort correspondant. Enfin, l'énergie inélastique est définie par le calcul de l'aire $A_{demi-cycle}$. Le taux d'amortissement visqueux équivalent peut alors être déterminé par l'équation [26] :

$$\xi_{eq} = \frac{1}{\pi} \frac{A_{dmi-cycle}}{V_{max}D_{max}} \quad (2.16)$$

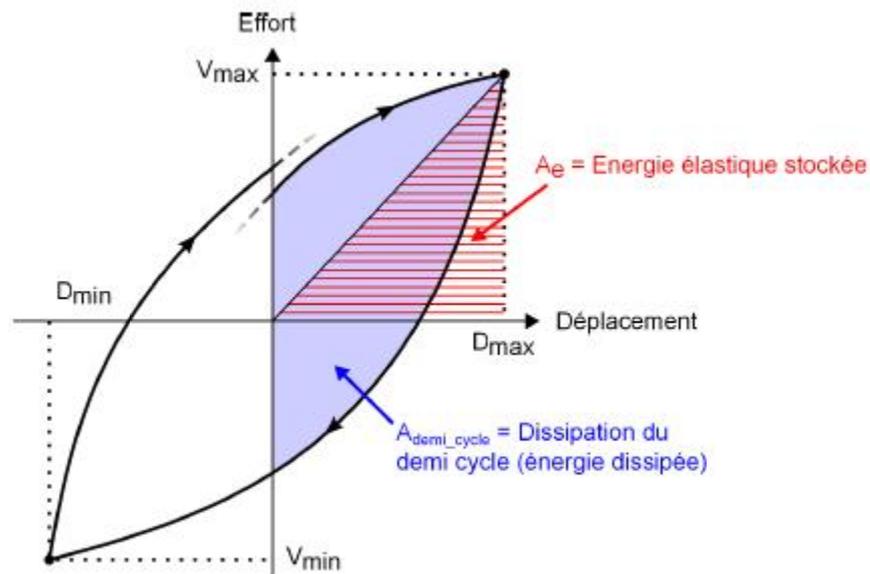


Figure 2.11: Exemple de calcul du taux d'amortissement visqueux équivalent [26].

2.6 Lois de comportement des matériaux en béton armé

Le béton armé est un matériau composé d'acier et de béton, deux matériaux aux réponses mécaniques très différentes lorsqu'ils sont déformés, surtout en traction. Il est donc essentiel, dans l'objectif de bâtir un modèle de prédiction du comportement d'éléments en béton armé, de bien comprendre les hypothèses émises et les lois considérées dans la définition du comportement de chacun de ces matériaux [27].

2.6.1 Béton

Béton en compression

Le béton constitué de matériaux élastiques et fragiles (granulats, pâte de ciment), son comportement en compression, que l'on traduit principalement par une relation contrainte-déformation, est non linéaire et présente une certaine pseudo-ductilité liée à la microfissuration du matériau. En effet, lorsque le béton est soumis à des contraintes supérieures à 40% de sa résistance en compression, la microfissuration s'initie et tend à se propager parallèlement au chargement lors de son augmentation [27].

La relation contrainte-déformation tend alors à se courber graduellement, traduisant une perte de rigidité, jusqu'à une augmentation plus rapide des déformations au-delà d'une contrainte de 70 à 80% de la résistance en compression qui mène à la rupture par fissuration parallèle à l'axe de chargement. La figure 2.12 illustre la relation contrainte-déformation (σ - ϵ) du béton en compression.

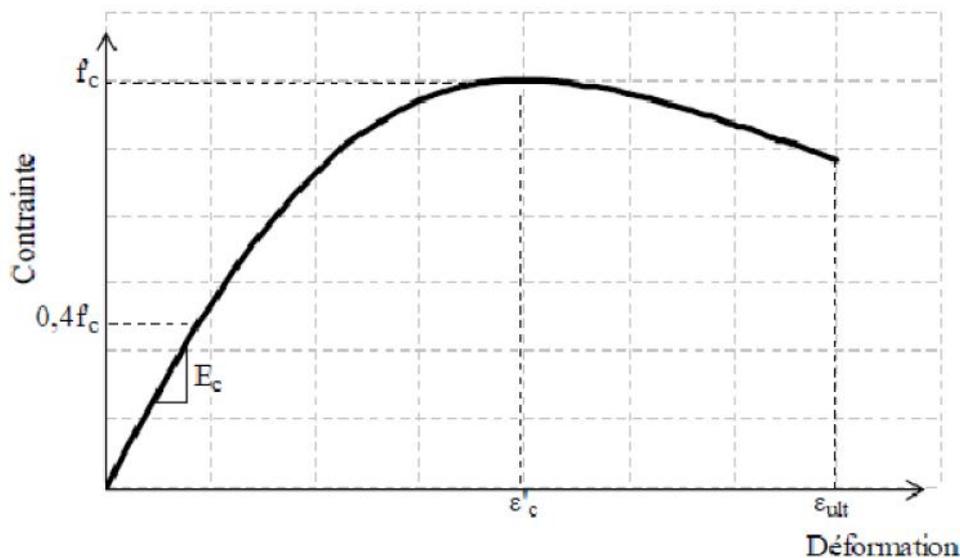


Figure 2.12: Loi de comportement du béton en compression sous chargement statique [27].

Une certaine résistance subsiste après la rupture et se traduit par une branche descendante dont l'allure dépend des conditions et procédures de l'essai, jusqu'à la déformation ultime du matériau, généralement admise à 0.0035. Cette valeur n'est en réalité pas constante, elle tend à diminuer avec l'augmentation de la résistance ultime.

Chargement cyclique de compression

L'essai cyclique en compression (figure 2.13) montre également que les microfissures provoquent une dégradation des caractéristiques élastiques du matériau. De plus, nous distinguons clairement l'apparition de boucles d'hystérésis lors des cycles charge - décharge. L'amplitude de ces boucles évolue avec l'endommagement du matériau. Cette dissipation d'énergie s'explique par la présence d'une certaine viscosité et d'une plasticité induite par le frottement et le glissement des lèvres des microfissures lorsque celles-ci s'ouvrent et se referment [29].

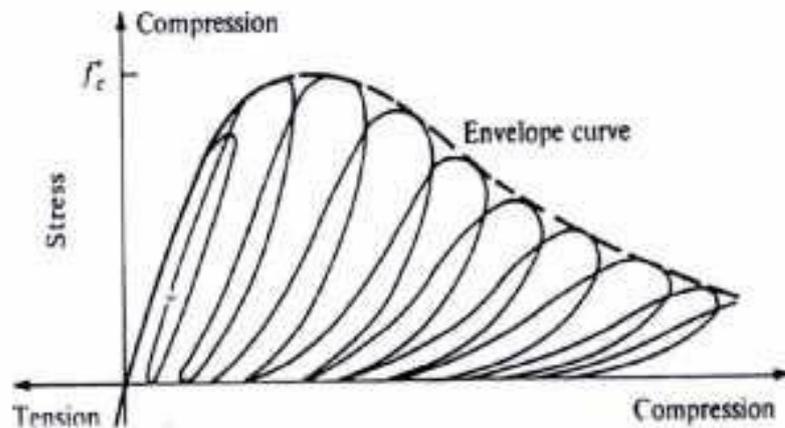


Figure 2.13 Comportement cyclique du béton en compression simple [27,29]

Béton en Traction

Bien que le béton soit principalement conçu pour résister à la compression, la connaissance de ses propriétés en traction est importante. Terrien a réalisé un essai de traction sur une éprouvette cylindrique carottée dans un bloc confectionné en micro-béton (figure 2.14). Nous pouvons distinguer les deux phases suivantes :

- l'avant pic ($< f_t$) où la courbe est presque linéaire (f_t étant la limite en traction) ;
- l'après pic où la contrainte chute brutalement avant de se stabiliser, les déformations pouvant continuer à croître. Apparition de l'irréversibilité (déformation permanente).

La progression de micro-fissure conduit à la formation de fissures à l'échelle macroscopique. Ce mécanisme se traduit par un endommagement directionnel du matériau qui devient orthotrope. Les cycles charge - décharge permettent de constater une chute importante de module en fin d'essai ($E = E_0/2$) [29].

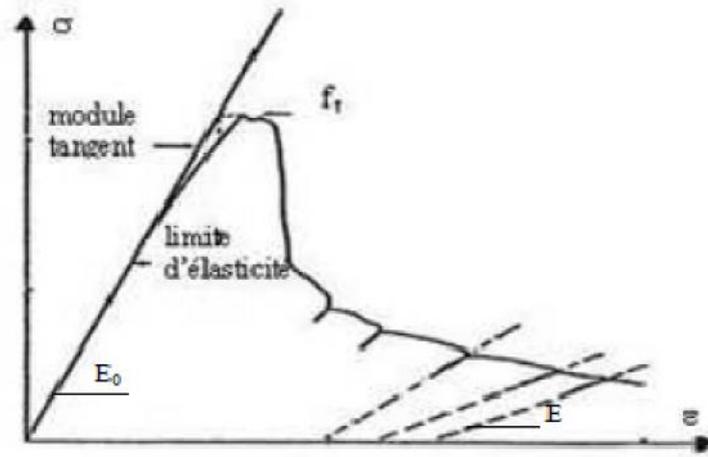


Figure 2.14: Comportement du béton en traction simple [29,30].

2.6.2 Acier

Acier en traction – compression

L'acier d'armature est utilisé dans le béton armé afin de compenser la faiblesse du béton à reprendre les efforts de traction. Il est habituellement considéré que les armatures ne sont sollicitées qu'après la fissuration du béton. Elles présentent une importante ductilité après l'atteinte de la limite élastique, ce qui, lorsque bien conçu, permet aux éléments de béton armé fléchis et fissurés d'atteindre l'ultime sans rupture catastrophique.

La relation contrainte-déformation de l'acier tendu est composée d'une portion élastique linéaire suivie d'un plateau plastique et d'une zone d'écrouissage, tel que l'illustre la figure 2.15. les indices « y » réfèrent à la limite d'élasticité, « sh » au début de la zone d'écrouissage (strain hardening) et « su » à l'atteinte de la limite ultime de l'acier [30].

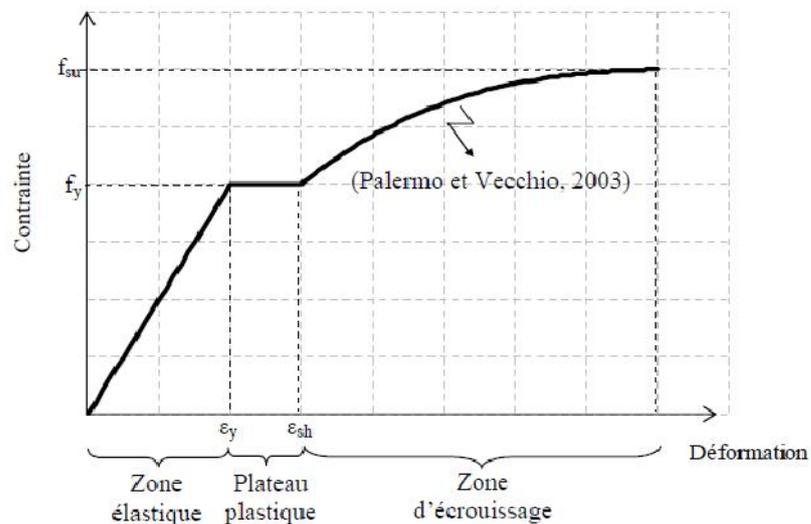


Figure 2.15: Loi de comportement monotone de l'acier [27].

Chargement cyclique de traction - compression

Lors de sollicitations cycliques de traction - compression, la plupart des aciers voient leurs propriétés varier au cours des cycles. Lorsque nous soumettons une éprouvette à un essai de traction suivi d'un essai de compression nous constatons que la traction préalable écrouit le matériau dans le sens de traction (augmentation de la limite d'élasticité) mais l'adoucit dans le sens de la compression (effet Bauschinger). La figure 2.16 montre clairement que la limite d'élasticité en compression est plus faible que la limite initiale en compression $|f_{eb}| < |f_e|$ [30].

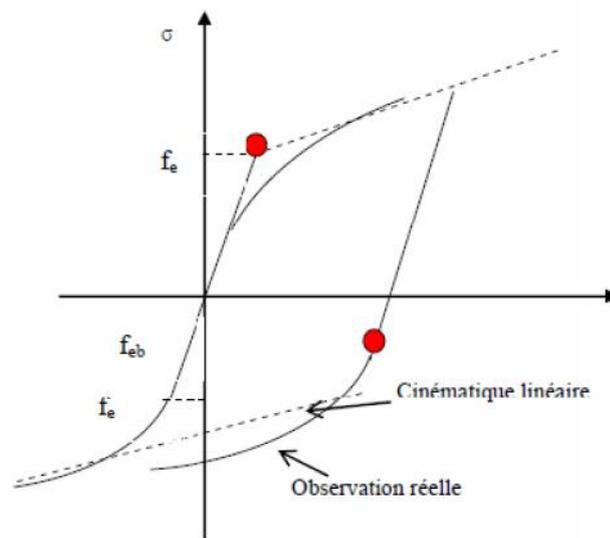


Figure 2.16: Comportement hystérétique de l'acier [29].

2.7 Loi Moment-Courbure

L'établissement des lois moment-courbures pour des sections en béton armé est indispensable lorsqu'on s'intéresse au comportement non linéaire du béton armé. Cette situation se produit plus particulièrement dans les conditions d'analyse accidentelles telles que le séisme.

Une relation moment-courbure peut être décrite de manière simplifiée en ne déterminant, pour la problématique qui nous intéresse, que les points associés aux courbures ultimes (ϕ_u, M_u) et élastiques (ϕ_y, M_y). Ils peuvent être « évalués » en recherchant, à partir de l'équilibre des forces intérieures de la section de béton armé considérée, la position de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée. Le calcul est effectué en tenant compte des relations de comportement réglementaires du béton et de l'acier; et des hypothèses habituelles du béton armé aux états limites ultimes.

2.7.1 Courbure

Pour deux sections droites, infiniment voisines distantes de dx et soumises à l'action d'un moment fléchissant M_z (Figure 2.17), la loi de HOOKE et l'hypothèse des petites déformations conduisent à partir de la déformation de la fibre d'ordonnée y à [31]:

$$\varepsilon_x = \frac{dl(y)}{dx} = \frac{\sigma(y)}{E} = \frac{M_z Y}{E I_z} \quad (2.16)$$

La rotation relative ($d\omega$) entre les deux sections est

$$d\omega = d\theta_z = \frac{dl}{y} = \frac{M_z}{E I_z} dx = \frac{dx}{r} \quad (2.17)$$

d'où χ la valeur de la courbure de la ligne neutre:

$$\chi = \frac{1}{r} = \frac{d\theta_z}{dx} = \frac{\varepsilon_x(y)}{y} = \frac{M_z}{E I_z} \quad (2.18)$$

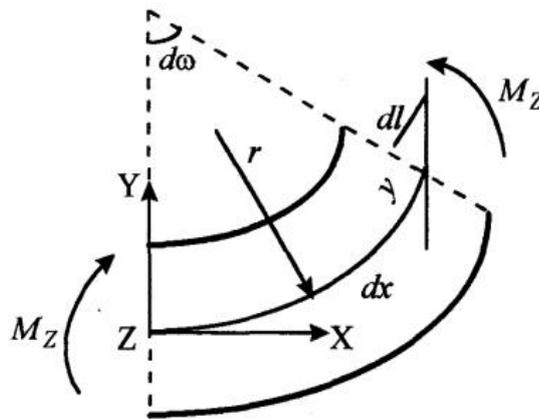


Figure 2. 17: Représentation géométrique de la courbure .

La figure 2.18 montre un exemple classique d'une courbe moment-courbure en déformation contrôlée. Les points correspondant aux changements du comportement et l'influence de la prise en considération de l'effort normal induit par le béton tendu sur la courbe moment courbure sont montrés.

Les points 1 à 4 montrent des singularités non dérivables de la courbe moment-courbure, ce qui ne nous permet pas d'utiliser la méthode de NEWTON-RAPHSON. La figure 2.18 montre que l'effet du béton tendu est important pour les valeurs de courbures faibles surtout au moment de la fissuration du béton tendu. Cet effet est négligeable après la fissuration.

- **Le point 1** est la fin de la phase élastique et la fissuration commence. La raideur de la phase élastique dépend des valeurs des modules du béton et de l'acier. L'augmentation de ces valeurs amène l'augmentation de la raideur. La fissuration fait apparaître des non linéarités localisées très importantes (point 1) et une chute du comportement.
- **Le point 2** est la fin du processus de fissuration du béton tendu. Il faut noter que, en cas de contrôle de la courbe de comportement par le moment appliqué, le point 2 disparaîtra et la courbe de comportement suit un palier horizontal après le début de la fissuration. La raideur de la courbe entre les points 2 et 3 ne dépend que des comportements du béton en compression et des aciers, car l'effet du raidissement en traction n'est pas considéré ici.
- **Le point 3** correspond au début de la plastification des aciers tendus.
- **Le point 4** correspond au début du deuxième palier de la courbe de comportement du béton comprimé. Dans le cas général, ce point peut se situer avant ou après la plastification des aciers.
- **Le point 5** correspond à la rupture.

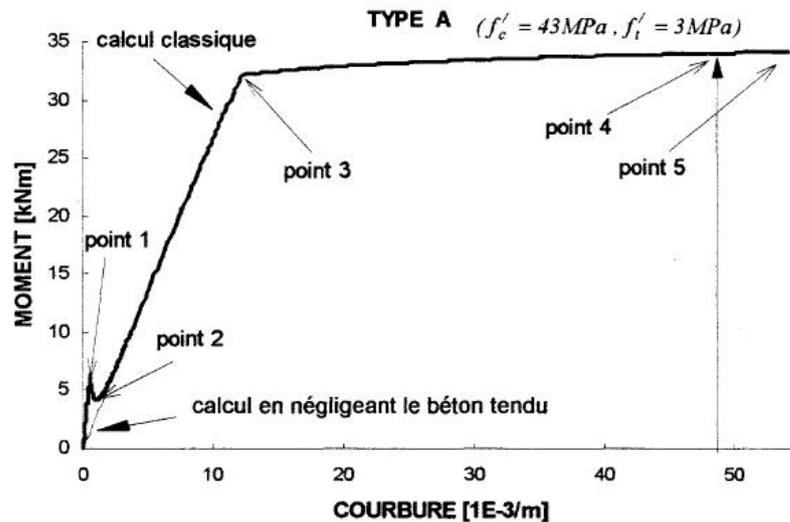


Figure 2.18: Comportement béton armé (moment-courbure) en calcul classique [31].

2.7.2 Loi Moment-Courbure méthode pas à pas

Dans le cas où les comportements des matériaux sont linéaires, on peut exprimer directement la courbure d'une section en fonction du moment sollicitant. Hormis ce cas, le calcul des valeurs des déformations ne peut se faire que pas à pas. Les hypothèses simplificatrices sont les suivantes [31]:

- La section n'a aucune courbure initiale;
- Les déformations dans la section ont une répartition linéaire;
- Nous négligeons la variation de la longueur de l'axe neutre;
- Nous négligeons l'effet de l'effort tranchant sur les déformations.

Il est donc possible d'établir pas à pas le diagramme moment-courbure au moyen de la procédure suivante (figure 2.19):

1. Lecture des données géométriques et mécaniques des différents matériaux constitutifs de la section en béton armé;
2. Choix d'une loi de comportement du béton;
3. Choix d'une loi de comportement des aciers tendus et comprimés;
4. Choix du pas pour la déformation maximale du béton comprimé;
5. Détermination de la hauteur de la zone comprimée et de l'état de contraintes dans les matériaux;
6. Comparaison de la déformation des matériaux et des déformations à la rupture. Si celles-ci ne sont pas atteintes, retour à l'étape 4 pour le pas suivant de la déformation;
7. Calcul du moment fléchissant et de la courbure correspondant à la déformation considérée;
8. Enregistrement des résultats obtenus;
9. Interpolation linéaire sur cette loi moment-courbure pour obtenir la courbure correspondant à un moment.

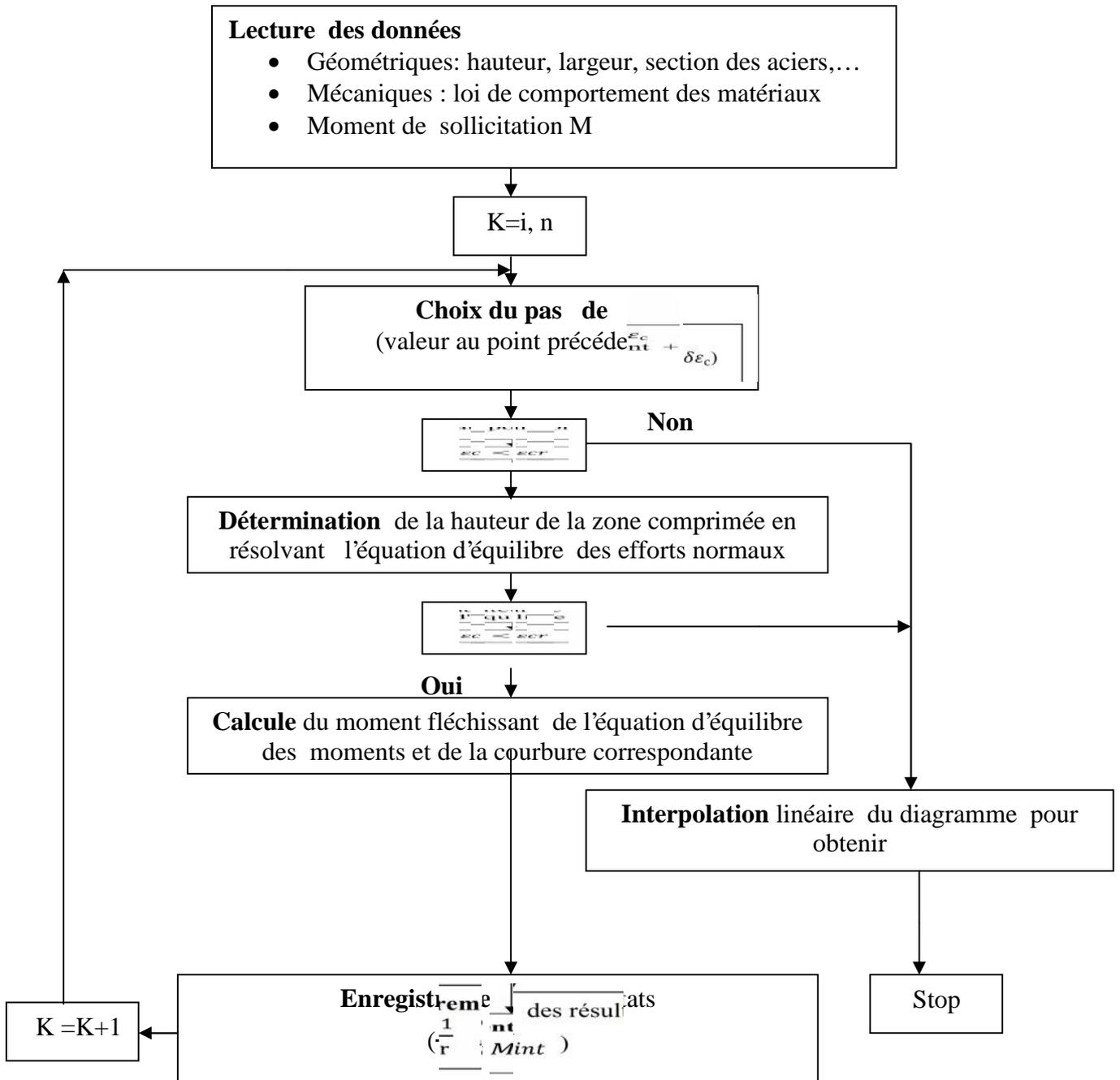


Figure 2.19 : Organigramme de la méthode pas à pas [31].

2.7.3 Loi Moment-Courbure simplifiée en béton armé [32]:

2.7.3.1 Moments courbures d'une section sans aciers comprimés

Moment Courbure élastique : Dans un état linéaire, la fissuration commencera lorsque la résistance en traction en partie inférieure sera atteinte. En admettant que la rotation de la section a lieu autour de l'axe neutre, le moment limite élastique a pour expression :

$$M_e = \frac{f_t I_g}{d_g} \quad (2.19)$$

La courbure élastique correspondante:

$$= \frac{M_e}{E_c I_c} = \frac{f_t}{E_c d_g} \quad (2.20)$$

Moment Courbure d'état plastique : Après dépassement de la limite élastique en traction sur la fibre inférieure, la partie comprimée au dessus de l'axe neutre reprend les efforts de compression et les aciers inférieurs reprennent la traction, jusqu'à leur limite de déformation plastique. On désignera alors le moment limite par le moment plastique et la courbure correspondante par la courbure plastique.

Le moment correspondant à cette déformation plastique vaut :

$$M_y = A_s f_s j d = A_s f_s (1 - k/3) d \quad (2-21)$$

La courbure plastique correspondante est calculée Par :

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{d - kd} \quad (2-22)$$

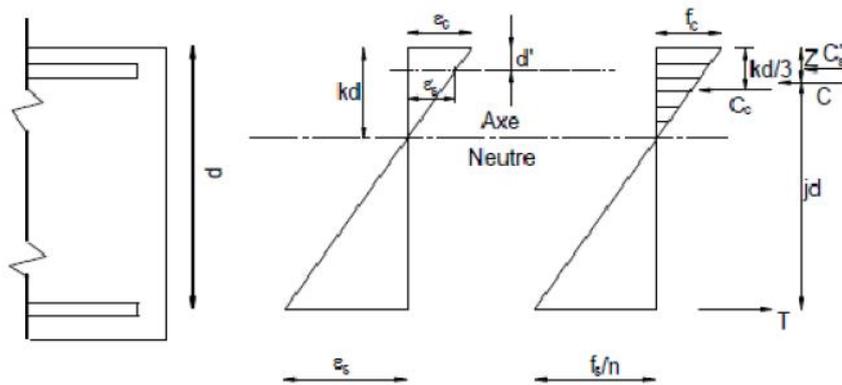


Figure 2.20: Déformations et contraintes dans la section à l'état élastique [32].

Moment Courbure d'état ultime : On définit la courbure ultime comme correspondant à la limite de résistance du béton en déformation ϵ_u

Le moment ultime correspondant a pour valeur

$$M_u = A_s f_y (d - \frac{\lambda c}{2}) \quad (2-23)$$

La courbure ultime correspondante vaut :

$$\phi_u = \frac{\epsilon_u}{c} \quad (2-24)$$

2.7.3.2 Moment courbure d'une Section avec aciers comprimés

Moment Courbure élastique : La méthode est identique à celle du paragraphe 2.7.2.1 On obtient alors ϕ_e et M_e (voir les formules (2.19) et (2.20)).

Moment Courbure plastique : dans ce cas il faut tenir compte des aciers comprimés pour la position de l'axe neutre et de leur état de déformation. La courbure ϕ_y se calcule alors comme en (2.20) et le moment M_y est obtenu par la relation:

$$M_y = A_s f_y \left(d - \frac{kd}{3} + A'_s f'_s \left(d - \frac{kd}{3} \right) \right) \quad (2-25)$$

Moment Courbure ultime : Le calcul du couple (ϕ_u, M_u) nécessite dans ce cas quelques itérations. Le moment ultime et la courbure ultime sont obtenus par les relations:

$$M_u = \eta f_c \lambda c b \left(d - \frac{\lambda c}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d') \quad (2-26)$$

La courbure ultime correspondante vaut :

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{c} \quad (2.27)$$

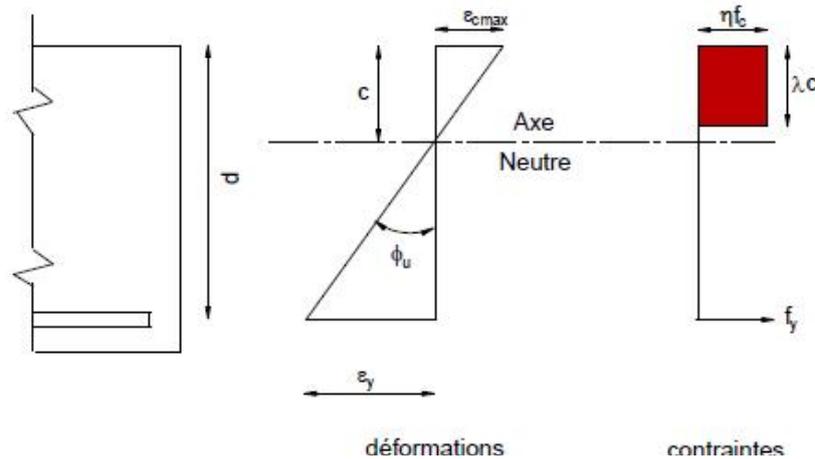


Figure 2.21: Déformations et contraintes à l'état ultime [32].

2.8 Conclusion

Ce chapitre a tout d'abord rappelé succinctement des notions de base sur des paramètres caractérisant le mouvement sismique, tel que Accélération maximale et le déplacement maximale. Ainsi, dans ce chapitre on a présenté les différentes lois et relations de la ductilité, coefficient de comportement et moment courbure qui sont entrent dans le calcul non linéaire des structures.

CHAPITRE 3

**EFFETS DU SEISME SUR LES STRUCTURES
PORTIQUE EN BETON ARME**

3.1 Introduction

L'étude des dommages subis à la suite des tremblements de terre aux États-Unis (San Fernando 1971, Loma Prieta 1989, Northridge 1994), au Japon (Kobé 1995), au Canada (Saguenay 1988), El Asnam 1980, Costa Rica 1991, Kocaeli 1999, Boumerdes 2003 a permis de mieux comprendre la nature des mouvements sismiques et d'identifier les faiblesses des structure et leur comportement.

Les structures en portique sont des structures pour lesquelles les charges dynamiques horizontales passent par les mêmes éléments de la structure que les charges statiques verticales. L'ossature en portique en béton armé conçue et réalisée de manière habituelle est très vulnérable aux séismes. Avant de commencer à parler des effets du séisme sur les constructions (structures en béton armé), il nous est nécessaire d'expliquer d'abord l'action sismique et ses composantes, et voir la composante qui a le plus d'effets dommageables sur les constructions. La Figure 3.1 montre un schéma d'une structure portique en béton armée typique.

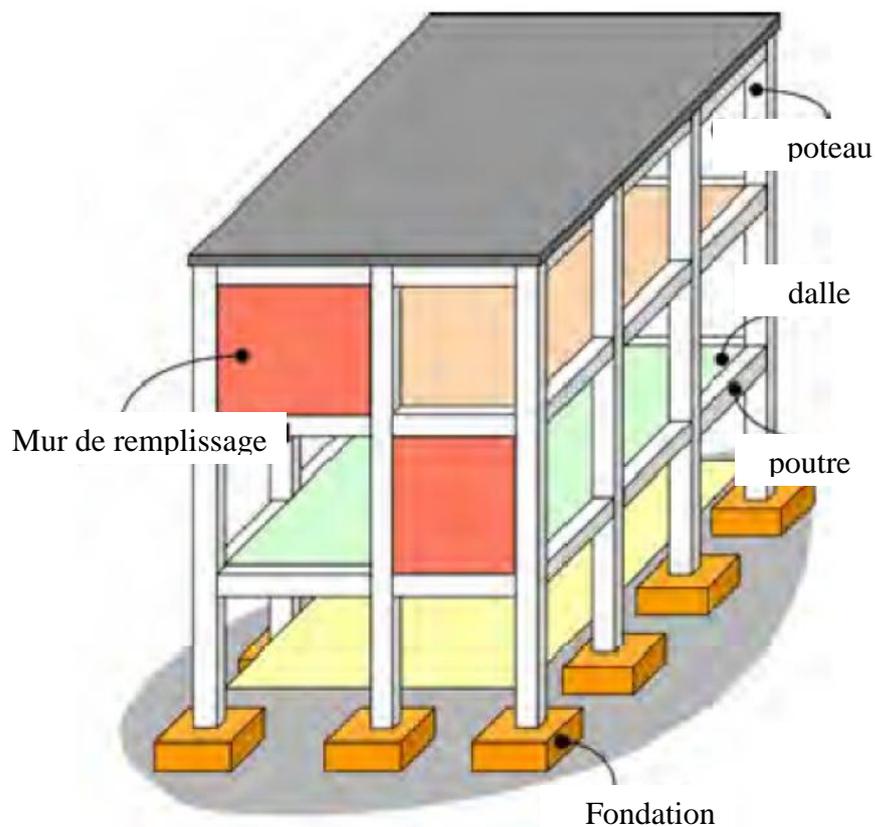


Figure 3.1: Schéma d'une structure portique en béton armée typique.

3.2 Action sismique

Lorsqu'un tremblement de terre se produit, le bâti subit un choc qui est provoqué par trois actions différentes : horizontale, verticale et de rotation. La libération d'énergie au foyer du séisme qui entraîne la propagation d'ondes de compression et de cisaillement, est la cause de ces déplacements en surface.

Le mouvement sismique (ou action sismique) peut se décomposer en la somme d'une composante horizontale (suivant deux directions principales U_x et U_y) et d'une composante verticale U_z et des rotations ($\theta_x, \theta_y, \theta_z$), (figure 3.2). Il est utile de savoir que la composante verticale est, à l'aplomb de l'épicentre égale à la composante horizontale [18].

Plus nous nous éloignons de cette épiceintre, plus la composante verticale est moins importante par rapport à la composante horizontale, elle perd environ 50 à 70% de son influence. L'importance du mouvement vertical est souvent négligeable, car moins dommageable, que le mouvement horizontal.

D'autant plus, du fait, que les structures soient réalisées pour supporter leur poids propre, cette composante verticale est moins importante alors que la composante horizontale, elle, sera préférée pour dimensionner les structures à la résistance aux efforts horizontaux

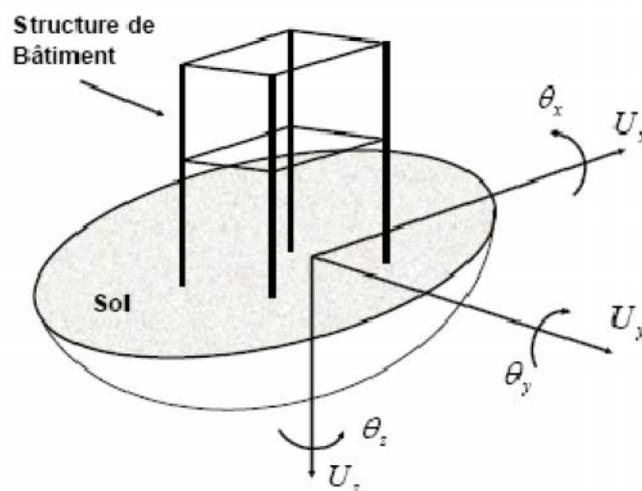


Figure 3.2: Composantes du mouvement sismique [19].

3.3 Modes de rupture

Les conséquences directes des caractéristiques de comportement vis-à-vis des séismes de ce type de bâtiments est la favorisation de modes de rupture plutôt non ductiles combinant les modes de ruptures fragile dus au cisaillement; des barres longitudinales; flambements des barres sous des contraintes de compressions élevées; écrasement du béton et éclatement du béton d'enrobage; formations de rotules dans des régions imprévisibles augmentant le risque d'instabilité du bâtiment [33].

3.3.1 Cisaillement alterné

L'expérience montre que les dégradations dues au cisaillement alterné de poutres ou de poteaux rendent les structures inutilisables ou causent leur effondrement. Les zones dégradées par le cisaillement alterné ont un aspect en "diabolo". (Voir figure 3.3). Ces dégradations résultent des fissurations inclinées alternées à 45° en cas de cisaillement pur générées par l'alternance des mouvements de la structure. Cet ensemble de fissures croisées transforme le matériau béton en un amas de pierres disjointes, ce qui entraîne une perte totale de résistance et de raideur tant axiale que flexionnelle de l'élément structural .

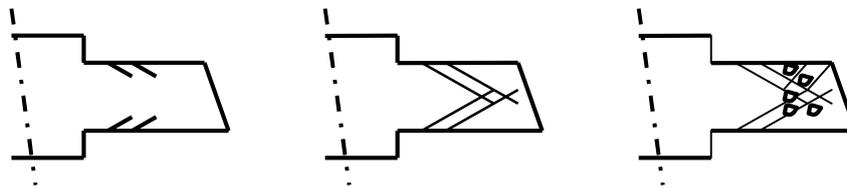


Figure 3.3: Absence d'armature transversale, le cisaillement alterné détruit les sections.

3.3.2 Glissement d'adhérence

Lors d'un séisme violent, l'adhérence béton - armatures, même bien réalisée, va sans doute commencer à se dégrader à certains endroits, mais ça doit pouvoir se faire progressivement à chaque secousse. Les phénomènes liés à l'adhérence acier-béton sont particulièrement importants au niveau des liaisons : manque de recouvrement, de couture ou d'ancrage, glissement des aciers dans les nœuds d'ossature. Ils tendent généralement à assouplir la structure et à faire augmenter les déplacements.

3.3.3 Flambements des barres

Une barre longitudinale d'un élément en béton comprimé est sujette au flambage. Le risque est accru si la contrainte dans la barre est plus élevée, ce qui est le cas dans les zones très sollicitées (flexion plastique, compression élevée). Le phénomène de flambage se produit si la barre est insuffisamment maintenue transversalement par des étriers trop espacés.

3.3.4 Compression dans des éléments où le confinement du béton est inégal sur la section

Sous une action alternée dans le domaine plastique, un élément comprimé en béton armé se dégrade dans la partie de section qui se trouve en dehors du confinement réalisé par les armatures transversales. Dans les sections en L ou en T où la table de compression n'est pas armée transversalement (étriers), le confinement est inégal sur la section et seule l'âme est capable d'assurer un comportement ductile du béton comprimé sous action cyclique. Un dessin particulier des armatures transversales peut seul améliorer la situation. On tient compte de ce comportement inégal de la section en limitant la largeur de dalle des poutres en T à une partie considérée comme efficace pour reprendre un moment plastique.

3.3.5 Instabilité

Les efforts internes réellement développés dans une structure par l'action sismique ne sont pas parfaitement connus. Dans nos approches, ils sont dépendants du modèle mathématique choisi pour représenter la structure, qui comporte toujours des approximations: les sollicitations torsionnelles des barres sont souvent négligées, les termes d'inertie (de masse) correspondant à des masses excentrées d'éléments porteurs sont ignorées, les axes neutres des éléments sont concourants dans le modèle même s'ils ne le sont pas en réalité. Ces approximations peuvent être optimistes et conduire à sous estimer le risque d'instabilité d'éléments structuraux.

3.3.6 Cisaillement induit par les cloisons de remplissage

Des murs de remplissage induisent, dans une ossature en portique, des efforts internes différents de ceux qu'on obtiendrait dans une ossature de même masse sans remplissage. En particulier, les remplissages agissent comme des diagonales comprimées dans les cellules rectangulaires de l'ossature et introduisent des efforts dans les poutres et les colonnes (figure 3.4).

Ces efforts, qui ne sont pas considérés dans un modèle mathématique "ossature en portique", peuvent entraîner des ruines fragiles par cisaillement des poteaux et poutres. Les interactions possibles entre les ossatures en béton armé et des remplissages friables peuvent contribuer à rendre le système plus vulnérable. A cause de cette interaction, les poteaux et les nœuds doivent réagir à une sollicitation supplémentaire pour laquelle ils n'ont généralement pas été conçus. Si le remplissage présente des ouvertures ou d'autres discontinuités, il se produit un effet de poteau court (Figure 3.5), qui aboutit à une dégradation par cisaillement des poteaux (fissures en diagonale avec flambement de l'armature des poteaux) [1].

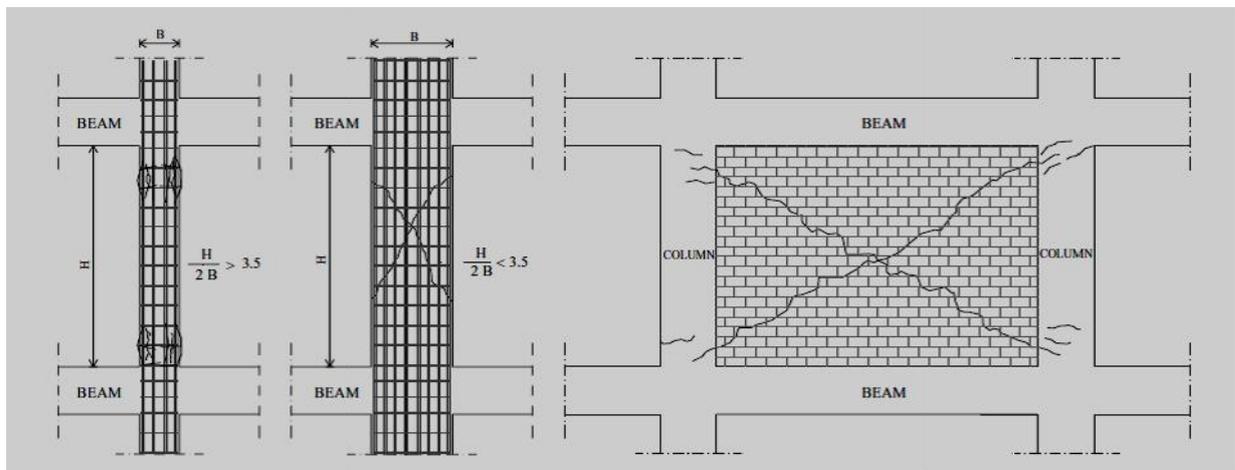


Figure 3.4: Dommages typiques dans les poteaux : rupture par flexion (à gauche), rupture mixte (flexion-cisaillement) (au milieu) et cisaillement dû à l'interaction avec des éléments de maçonnerie (à droite) [34].

3.3.7 Etage souple:

La différence de rigidité entre le niveau souple et les autres étages cause l'effondrement de celui-ci et donc une fragilisation du bâtiment. La raison typique de cette différence de rigidité, est que souvent le rez de chaussée des immeubles est réservé aux commerces qui, pour économiser de l'espace, enlèvent les murs porteurs et les remplacent par des colonnes placées de telle sorte à optimiser la place. Mais cela perturbe la descente de charge d'un bâtiment car les éléments de stabilisations (ou porteurs) ne sont plus en leur prolongation. Il faut donc utiliser des dalles de transfert (poutres horizontales) pour que la descente de charge continue jusqu'aux fondations. Le rez de chaussée est alors plus vulnérable aux séismes, est lorsqu'il y a un séisme, il peut conduire au phénomène de l'étage souple (Figure 3.5) [35].

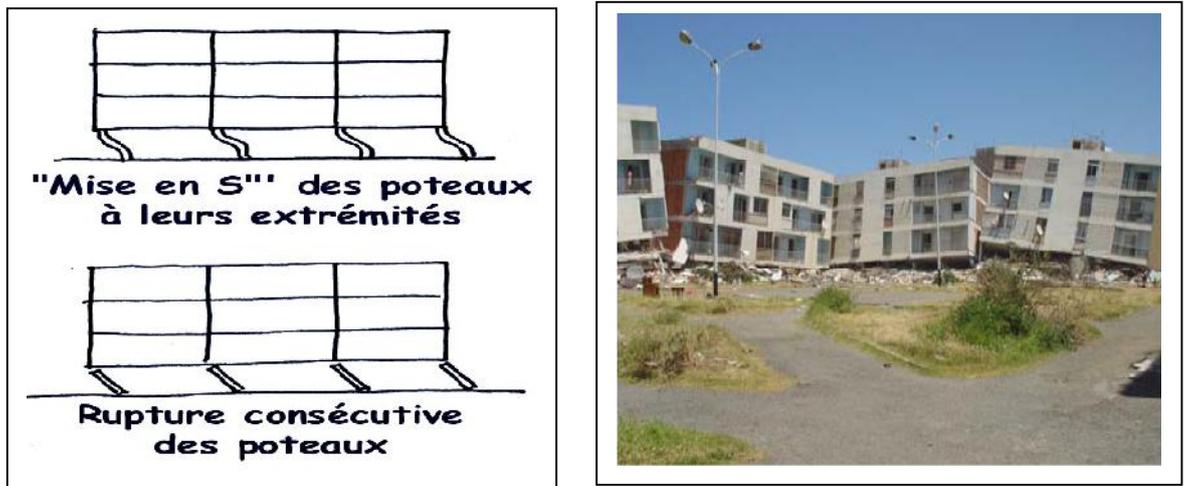


Figure 3.5: Effet De Niveau Souple (Séisme de Boumerdès, Algérie 2003) [1].

3.3.8 Effondrement des poteaux :

Les éléments porteurs tels que les poteaux sont très importants tout d'abord pour que le bâtiment supporte son propre poids. Mais, lors d'un séisme ils encaissent souvent beaucoup de dégâts surtout au niveau des zones de jonction avec le plancher et les éléments horizontaux. Ceci est dû au fait que l'élément porteur tient les deux bases ensemble lors d'un séisme, et si les bases n'ont pas le même mouvement ou la même vitesse, il est déformé et se fissure en ses attaches. Ces supports verticaux doivent être très renforcés pour résister aux charges horizontales mais doivent rester tout de même assez déformables pour qu'il n'y ait pas de rupture brutale. Ces éléments sont donc très importants, car s'ils se brisent, l'étage peut s'effondrer et le bâtiment [35].

2.3.9 Poteau court:

Les poteaux courts ou colonnes courtes sont des piliers verticaux à l'origine de ruptures brutales et d'effondrements de bâtiments, dus souvent à une mauvaise construction du bâtiment. Ces dispositifs cèdent pour des raisons diverses, la première étant que ces colonnes ont une faible déformabilité ainsi qu'un comportement très fragile. De plus, ces poteaux doivent supporter une charge très importante, et ne sont pas toujours bien adaptés pour supporter cette charge (Figure 3.6) [35].

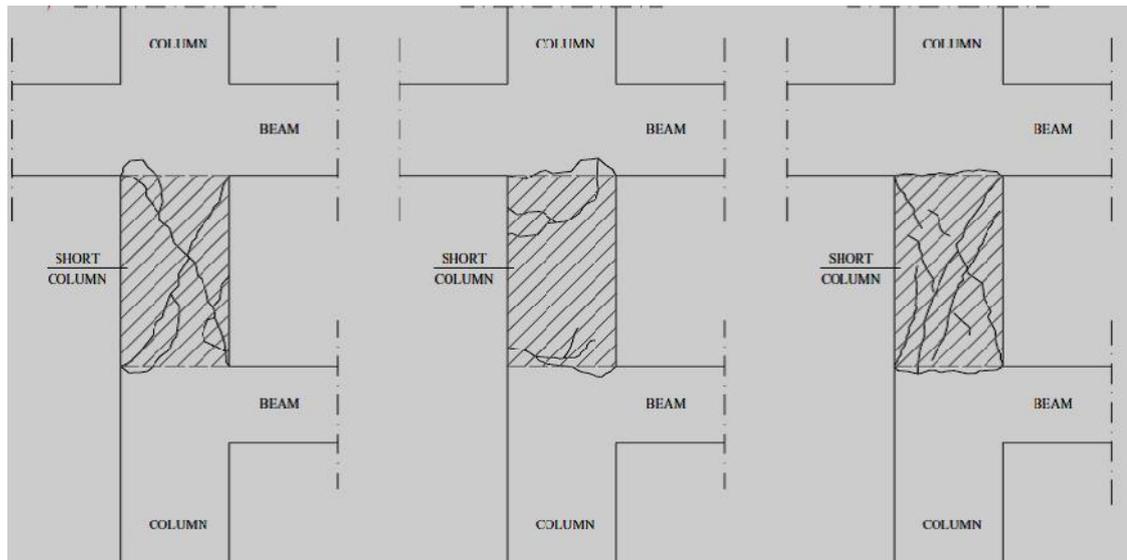


Figure 3.6: Modes de défaillance dans les poteaux courts [34].

2.3.10 Endommagement des nœuds

Les dégradations observées sur les structures portiques en béton armé au cours de missions post-sismiques se répartissent pour l'essentiel en trois catégories : l'endommagement par flexion associé à des courbures ou des rotations, l'endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poutres ou les poteaux et l'endommagement des nœuds (figure 3.7) associé aux efforts de compression et traction qui y transitent.

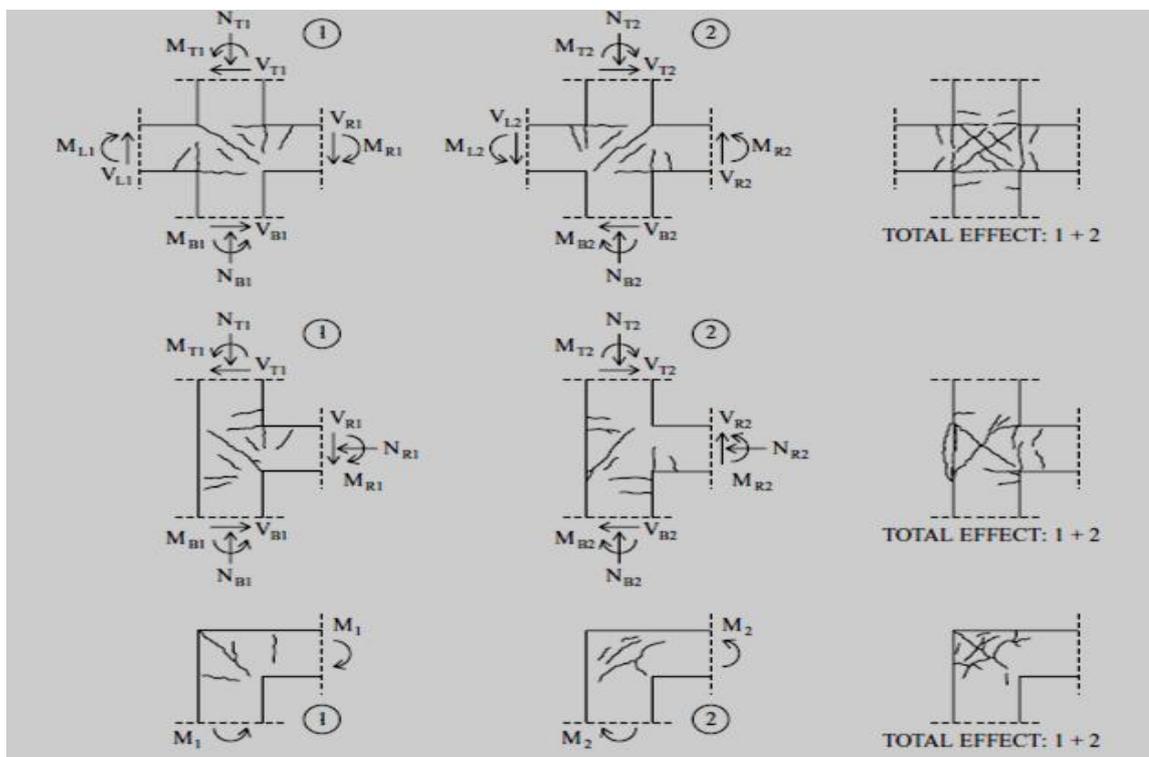


Figure 3.7: Modes de ruptures dans les nœuds (intersection poteau-poutre) [34].

Les photos suivantes nous montrent les effets des séismes sur des immeubles dont la structure est en béton armé; elles illustrent bien le fait qu'il existe une grande variété de modes de ruine pour un même type apparent de construction.

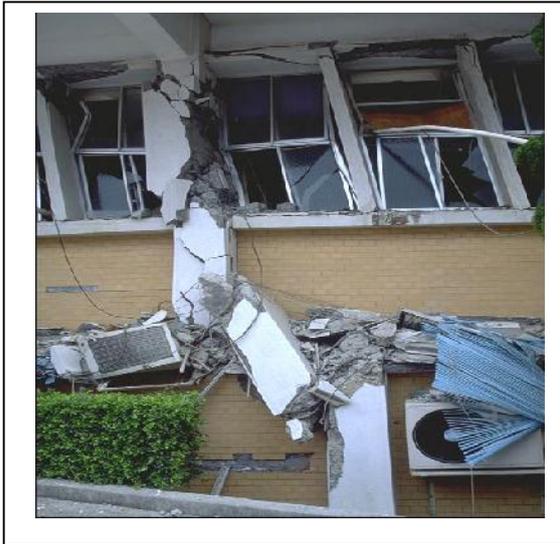


Figure 3.8 Effet De Poteau Court (Séisme de Chi-Chi, Taïwan 1999).



Figure 3.9 .Effet de poteau court dans les cages d'escaliers



Figure 3.10. Effondrement dans la structure isostatique (séisme de Kobé, Japon, 1995)



Figure 3.11: Largeur de joint insuffisante (Séisme de Boumerdès, Algérie 2003) [1].



Figure 3.12: Comportement aléatoire des bâtiments à ossature en portiques (poteaux + poutres) et remplissage en maçonnerie (Séisme de Boumerdès, Algérie 2003) [1].



Figure 3.13: Comportement aléatoire des bâtiments à ossature en portiques (poteaux + poutres) et remplissage en maçonnerie (Séisme de Beni Ilmene, M'sila 2010) [2].

2.4 Conclusion

La défaillance des bâtiments à ossature en béton armé conduit souvent à des cas de dégâts spectaculaires. Les dégâts observés lors des derniers tremblements de terre offrent une expérience sur les défauts de conception typiques et sur les raisons des dégâts présentés à maintes reprises. Devant le volume de constructions qui compose le bâti existant, et en particulier les structures en portiques en béton armé qui constituent la plus importante catégorie en nombre pour les villes algériennes, l'expérience du séisme de Boumerdes 2003 (MW=6.8) montre que ce type de structures ont subi des dégâts importants, également le séisme de Beni Ilmene 2010 (MW=5.2) malgré sa sismicité modérée il ressort que le bâti construit avant l'avènement de RPA 99 version 2003 est particulièrement sensible. Il est par conséquent indispensable de se préoccuper de la problématique de la vulnérabilité sismique de ce type de structures. L'outil performant et puissant pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures est l'utilisation des courbes de fragilité.

CHAPITRE 4

METHODOLOGIE DE DEVELOPPEMENTDES DES COURBES DE FRAGILITE ANALYTIQUES

4.1 Introduction

L'observation des conséquences des séismes d'une intensité donnée, montre que les dommages aux bâtis ne sont pas identiques, malgré les ouvrages sont semblables. Cette variabilité des dommages peut s'expliquer par la variabilité d'un grand nombre de facteurs telles que la variation locale d'intensité de l'aléa, l'hétérogénéité du terrain, la variabilité des caractéristiques mécaniques et géométriques des bâtis, etc. Les courbes de fragilités analytiques permettent de retranscrire cette variabilité en fournissant une valeur moyenne du dommage.

La méthodologie utilisée pour développer les courbes de fragilités analytiques vis-à-vis de l'aléa sismique s'appuie sur les spectres de capacité et les spectres de sollicitation du séisme (spectre de réponse au format Acceleration-Displacement Response Spectrum - ADRS). Les courbes de fragilités peuvent être générées à partir de ces spectres en les évaluant pour des valeurs prédéfinies des états limites. La probabilité de défaillance est calculée comme l'intersection des distributions de demande et de capacité et dans différents niveaux d'une mesure d'intensité [3]. La figure 4.1 montrant un exemple d'un spectre de capacité et de demande est présentée tout en tenant compte de la variabilité inhérente du comportement structural et du mouvement du sol.

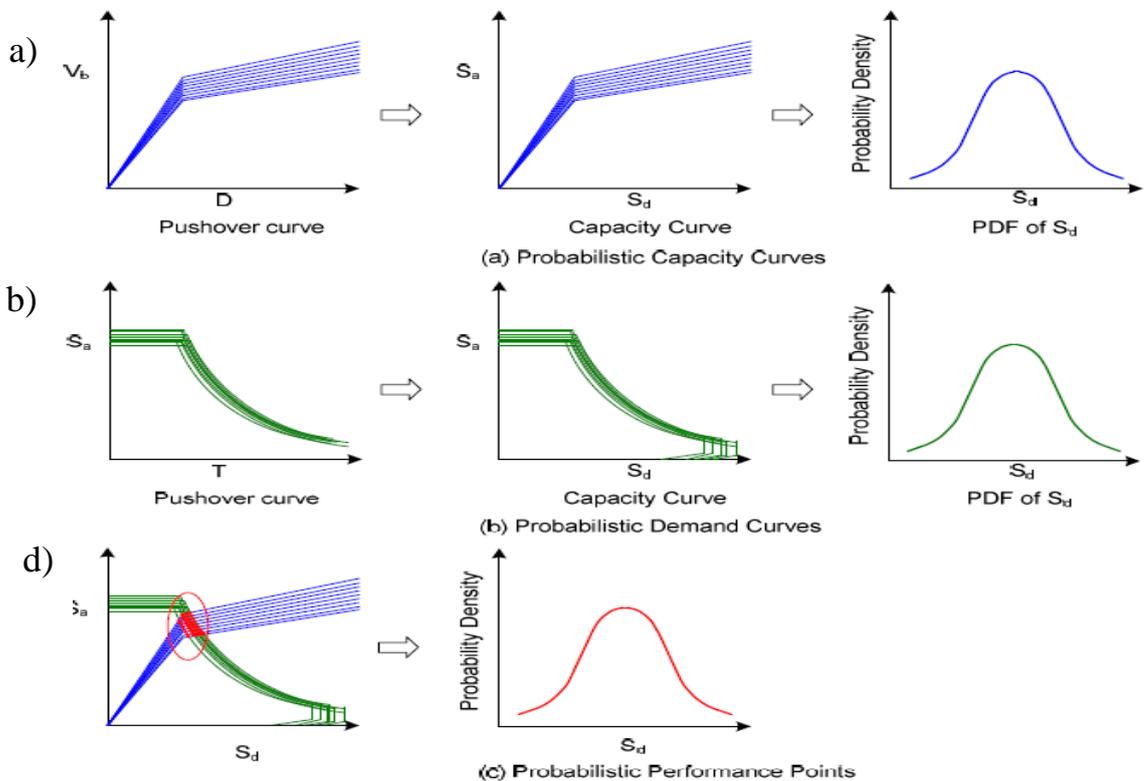


Figure 4.1: Représentation probabiliste de la méthodologie utilisée pour développer les courbes de fragilités analytique par la méthode de spectre de capacité (CSM) [36].

4.2 Etape de la méthodologie de développement des courbes de fragilité

La méthodologie complète pas-à-pas est présentée en 5 étapes principales suivantes:

- (1) Détermination de l'excitation sismique à considérer et identification d'un paramètre d'intensité sismique approprié, dans cette étude on a utilisé le déplacement spectrale pour quantifier l'intensité sismique ;
- (2) Sélection du modèle structural (modèle de base) ;
- (3) Génération des propriétés mécaniques par la technique d'échantillonnage hypercube latin (Latin Hypercube Sampling - LHS);
- (4) Développement d'un nombre réduit des variantes de bâtiments dérivant du modèle de base. Les variantes générées conservent les mêmes dispositions architecturales que le modèle de base mais présentent des variations au niveau des propriétés des matériaux ;
- (5) Effectuation des analyses statiques non linéaires (méthode du spectre de capacité (CSM) sur chaque variante et relevé des états limites des déplacements spectraux et accélérations spectrales correspondant aux niveaux de dommage (le nombre réduit des variantes analysées n'est pas suffisant dans le cadre d'une étude de faisabilité mais permet d'obtenir les états limites, utiles de la construction de fonction de densité de probabilité (Probability Density Function -PDF);
- (6) Génération de N courbes de capacités par la Méthode de simulations de Monte Carlo (MCS) utilisant la fonction de densité de probabilité afin d'aboutir à des résultats satisfaisants et plus précis ;
- (7) Calcul de la courbe de capacité moyenne et par conséquent l'estimation des deux paramètres de la fonction de fragilité $(\overline{Sd}_{ds}, \beta_{ds})$ pour chaque niveau de dommage ;
- (8) Construction de la courbe de fragilité en se basant sur l'hypothèse d'une loi de probabilité (loi log normale).

Afin d'avoir une vue d'ensemble de toutes les étapes citées précédemment, nous avons établi le schéma suivant :

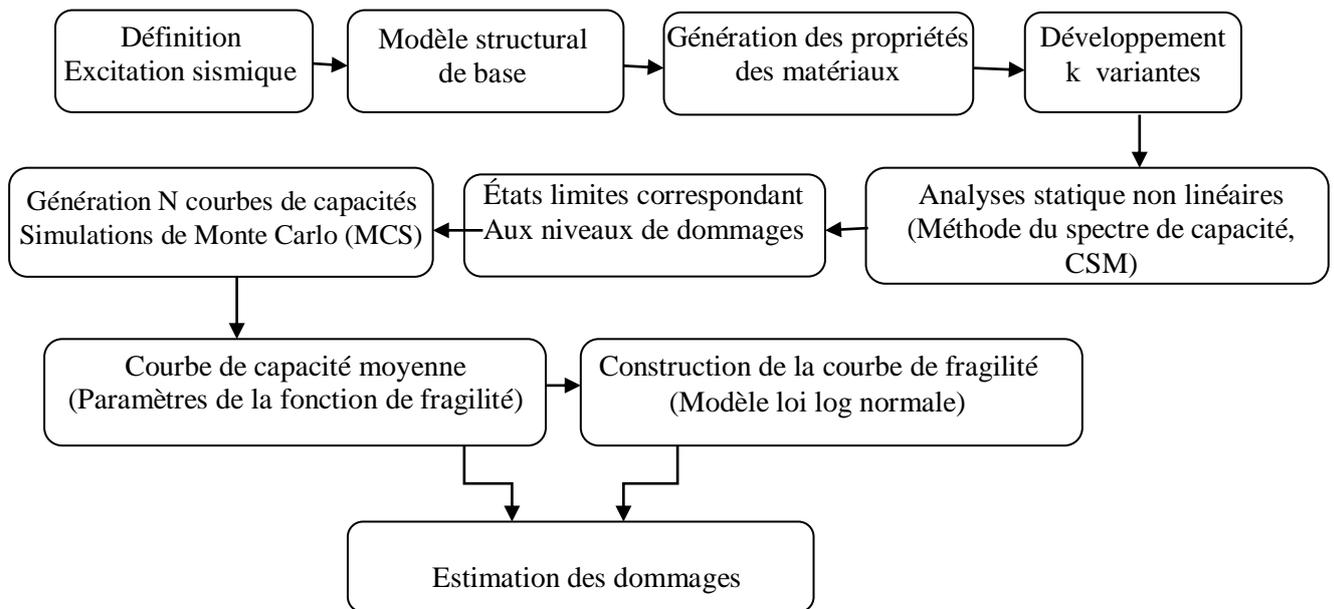


Figure 4.2: Représentation de la méthodologie de développement des courbes de fragilité.

4.3 Méthode de Spectre de Capacité (CSM)

La méthode du spectre de capacité (CSM) est une méthode, conçue pour les constructions en béton armé, publiée aux Etats-Unis en 1996 par "Applied Technology Council". Dans cette méthode, la capacité d'atteindre un niveau de performance est évaluée en termes de déplacements et non en termes de forces car lors des déformations post-élastiques, l'importance des dommages est davantage fonction des déplacements que des forces.

Elle est recommandée avant tout pour les constructions existantes, pour lesquelles une évaluation plus favorable de la sécurité parasismique peut éviter des mesures de renforcement coûteuses [19]. La méthode du spectre de capacité (CSM) basée sur le spectre de capacité trouvé à partir d'une analyse statique de poussée non linéaire (Nonlinear static pushover analysis) et du spectre de demande trouvé à partir de la réduction du spectre de réponse élastique. Une fois dans le plan, la courbe de comportement de la structure ($S_d - S_a$), peut être superposée sur la courbe de spectre de demande (figure 4.1). Si la structure réagit de manière élastique au séisme, les deux courbes se coupent dans la partie linéaire de la courbe de capacité. Si l'endommagement commence, le point de performance est obtenu différemment selon la méthode utilisée, deux approches principales sont proposées, l'une utilisant l'amortissement, comme dans l'ATC 40, l'autre la ductilité, comme dans l'EC8 [20].

L'Eurocode 8 permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux. Les normes américaines, par contre, prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux. Dans les deux cas, on trouve le point de performance qui permet de faire plusieurs considérations sur le comportement de la structure face au séisme. Cette méthodologie a été utilisée par plusieurs chercheurs pour le développement des courbes de fragilité.

4.3.1 Spectre de capacité

Le spectre de capacité d'une structure représente l'accélération d'une structure à un degré de liberté en fonction du déplacement (figure 3.3.b) est en général formé par une phase à caractère élastique linéaire suivie d'une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture. Le spectre de capacité peut-être obtenu par un calcul statique non-linéaire "Pushover"(figure 4.3.a) qui donne l'effort tranchant en fonction du déplacement du toit par une modélisation numérique [18]. L'analyse statique non linéaire "Pushover" est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure MDOF (système à plusieurs degrés de liberté) qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent SDOF et ce dernier est fondamentalement contrôlé par un seul mode de vibration et la forme de ce mode reste constante pendant la durée du séisme [37]. Le développement de la courbe de capacité selon l'analyse Pushover, basée sur l'application d'un chargement latéral statique équivalent dépend directement de la réponse modale de la structure. En effet, le chargement statique équivalent doit reproduire le ou les modes déterminants retenus pour la structure en appliquant des facteurs de charges compatibles avec le mode considéré, dans une analyse multimodale [38]. La forme simplifiée de spectre de capacité (figure 4.3.c) est la représentation bilinéaire équivalente du diagramme de spectre de capacité réel (figure 4.3.b). Cette représentation bilinéaire obtenue par l'idéalisation permet de calculer les déplacements et les accélérations limites, le rapport de ductilité μ ainsi que l'amortissement équivalent qui comprend l'amortissement visqueux et l'amortissement hystérétique. La courbe bilinéaire équivalente s'appuie sur un critère d'équivalence d'énergie. Pour une valeur de déformation maximale S_{du} , l'aire sous le diagramme de capacité doit être égale à celle sous la courbe bilinéaire (énergie de déformation). Sur la même figure; S_{ay} et S_{au} sont les accélérations de limite d'élasticité et de limite maximale respectivement; S_{dy} et S_{du} sont les déplacements correspondant à ces deux niveaux d'accélération [5,18,39].

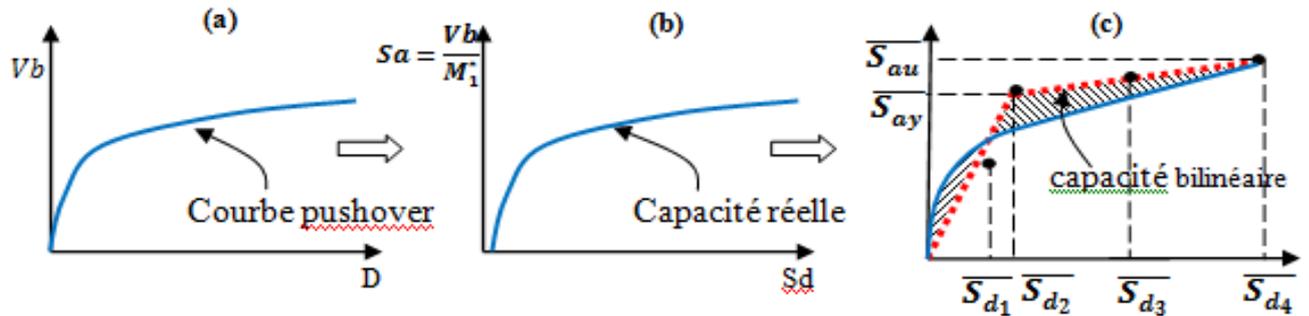


Figure 4.3 : a) Courbe de pushover, b) Spectre de capacité réelle, c) Spectre de capacité bilinéaire et niveaux de dommage.

4.3.1.1 Etablissement de la courbe de capacité "Pushover"

La courbe de capacité d'une structure représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance). La courbe de capacité peut-être obtenue par un calcul statique non-linéaire "Pushover" dit en français «poussée progressive» qui donne l'effort tranchant en fonction du déplacement du toit par une modélisation numérique [40].

L'analyse statique non linéaire "Pushover" est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure MDOF (système à plusieurs degrés de liberté) qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent SDOF (voir figure 4.4 et 4.5), est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximale) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulée à un système linéaire équivalent [41]. La figure 4.4 illustre un schéma décrivant le processus suivi dans les procédures statiques non linéaires.

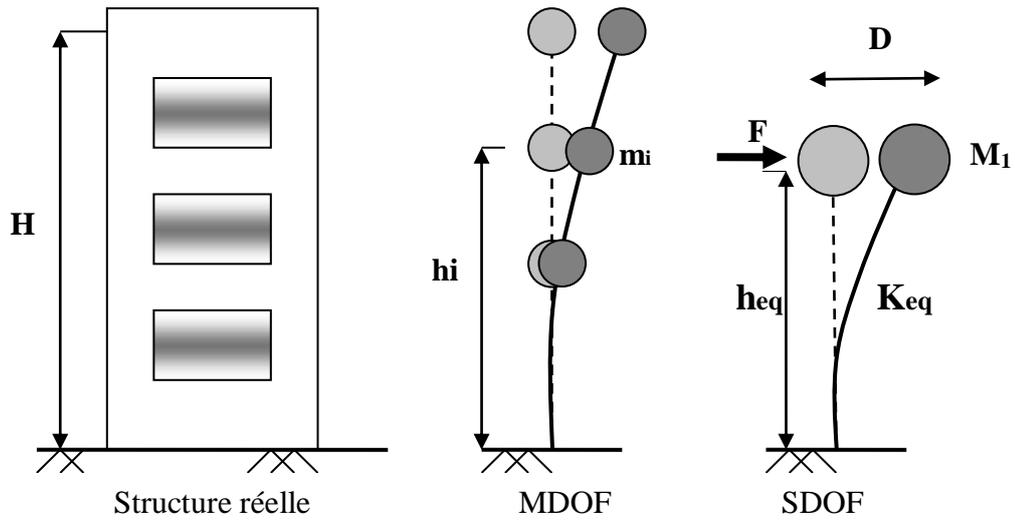


Figure 4.4: Hypothèse de la méthode statique non linéaire (Pushover) [10,39].

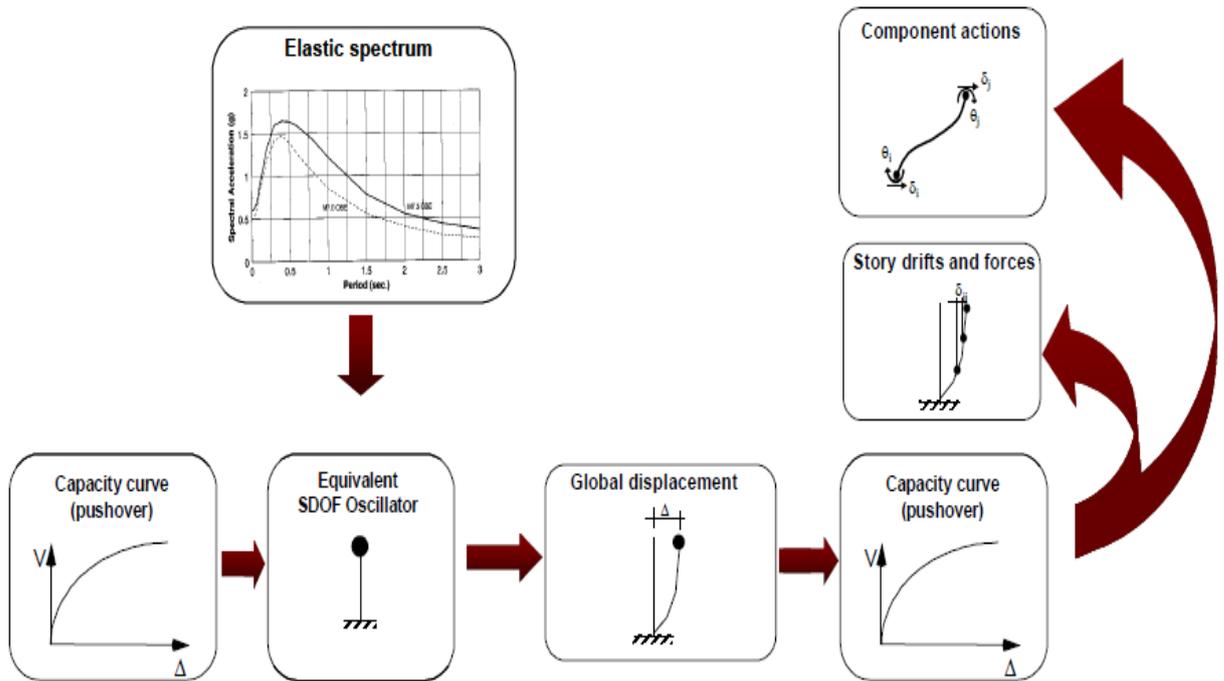


Figure 4.5 Schéma décrivant le processus suivi dans la procédure statique non linéaire [23].

4.3.1.2 But de l'analyse Pushover

Le but de l'analyse Pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure. L'analyse Pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent pas être obtenues par une simple analyse élastique, on cite [42] :

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peuvent être utilisés dans le contrôle de l'endommagement.

4.3.1.3 Détermination de la courbe de capacité

Pour développer la courbe de capacité selon la méthode Pushover, le chargement latéral statique équivalent dépend directement de la réponse modale de la structure. En effet, le chargement statique équivalent doit reproduire le ou les modes déterminants retenus pour la structure en appliquant des facteurs de charges compatibles avec le mode considéré, dans une analyse multimodale [8].

Les différentes étapes d'une analyse Pushover sont :

- Construction de la courbe de capacité (effort tranchant à la base - déplacement au sommet), après l'application des forces latérales en utilisant les formules suivantes :

$$F = \left(\frac{m_i \cdot \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i} \right) \cdot V_b \quad , \quad D = \left(\frac{m_i \cdot \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i} \right) \cdot D_i \quad (4.1)$$

Avec :

m_i : Masse concentrée au niveau i ;

D_i : Déplacement de la masse m_i ;

ϕ_i : Vecteur déplacement du mode fondamental;

V_b : Effort tranchant à la base;

F : Force latérale appliquée d'un système d'un seul degré de liberté

D : Déplacement d'un système d'un seul degré de liberté.

- Conversion de la courbe obtenue (effort tranchant-déplacement au sommet), au spectre de capacité, format (Sa- Sd): La force latérale appliquée (F) est transformée en accélération spectrale S_a , et le déplacement réel au niveau du sommet (D) est transformé en déplacement spectral S_d en l'utilisant l'équation 4.2 :

$$S_a = \frac{F}{M_1} \quad , \quad S_d = \frac{D}{\Gamma_1 \phi_{1,1}} \quad (4.2)$$

M_1 est la masse effective de la construction, liée à l'amplitude du premier mode de vibration et aux masses m_i des différents niveaux, D est l'amplitude du premier mode de vibration au sommet et Γ_1 est le facteur de participation modale correspondant au premier mode de vibration (équation 4.3).

$$M_1 = \frac{\left(\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1} \right)^2}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1}^2}, \quad \Gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1}^2} \quad (4.3)$$

Nous obtenons, par ces transformations, une courbe de capacité dont les composantes sont le spectre du déplacement (S_d) en abscisse et le spectre d'accélération (S_a) en ordonnée. Enfin, le diagramme résultant est idéalisé en forme bilinéaire, (figure 4.1.c) [19].

4.3.1.4 Niveaux de dommage

Un des points cruciaux dans l'analyse des résultats de calcul est la définition des indices d'endommagement (Damage Index) qui indiquent l'état des différents éléments de la structure et de la structure complète [43]. Cet indice étant normalisé et discrétisé en une série de valeurs partant de "0", indiquant que la structure n'a subi aucun dommage structurel, jusqu'à la valeur de "1" indiquant que la structure a atteint sa capacité maximale et une instabilité structurel au voisinage de la rupture ou l'effondrement total. Par exemple si $ID \geq 1$, le bâtiment est complètement effondré et irrécupérable, si par contre $ID = 0.8$, le bâtiment sera considéré comme récupérable et donc peut être conserver avec un dispositif de renforcement adéquat [18].

Les états d'endommagement peuvent être caractérisés par trois manières: (1) déformation maximale (déplacement maximal, rapport de ductilité, déplacement inter-étage); (2) dommage cumulatif et (3) association de la déformation maximale et du dommage cumulatif (modèle de Park et Ang) [3].

Différentes méthodes proposent de caractériser les dommages suivant des échelles de dommages, telles que les méthodes développées en Italie [GNDT, 1986], aux États-Unis (HAZUS ; FEMA, 1999), ou en Europe (Risk-UE ; Milutinovic et Trendafiloski, 2003).

a) Niveaux de dommages HAZUS

L'approche FEMA propose quatre niveaux de dommages [6] qui sont définis comme suit (Figure 4.6) :

- **Opérationnel O** : les fonctions du bâtiment restent opérationnelles, les dommages sont insignifiants.
- **Immediate Occupancy IO** (Occupation immédiate) : le bâtiment est sûr et habitable, les réparations sont mineures.
- **Life Safety LS** (Sécurité des personnes) : la structure reste stable avec une marge de sécurité confortable: les dommages sont non structuraux et restent localisés.
- **Collapse Prévention CP** (prévention à l'effondrement) : les dommages ne sont pas limités.

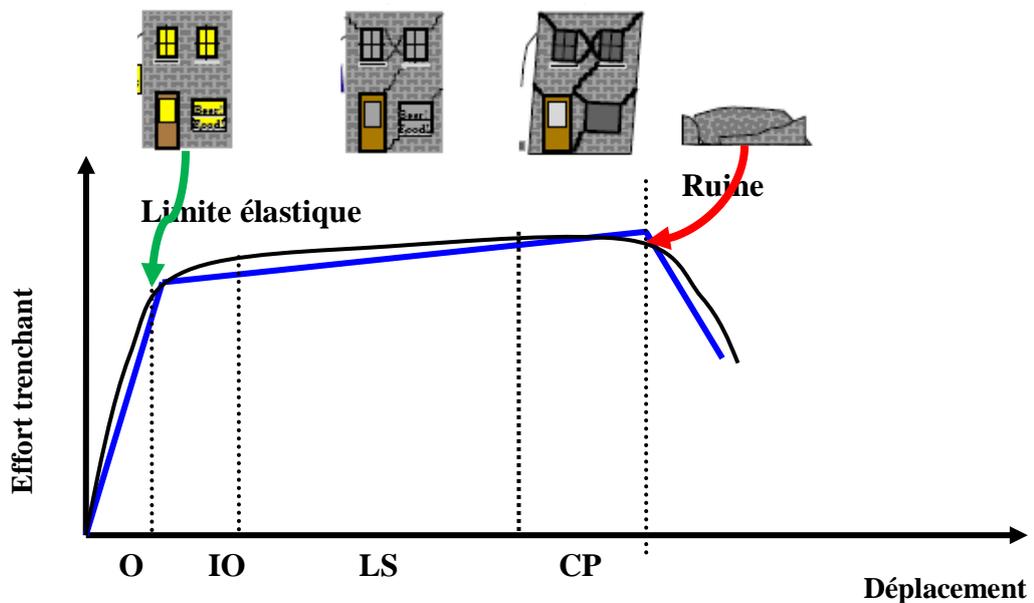


Figure 4.6: Niveaux de performance selon le FEMA 356 [6].

b) Indices d'endommagement de Park et Ang

La formulation de l'indice d'endommagement de Park et Ang [18]:

$$ID = \frac{D_p}{D_u} + \beta_e \frac{E_y}{F_y D_u} \quad (4.5)$$

Avec : D_p la déformation maximale subie, D_u la déformation à l'état ultime, F_y est l'effort tranchant correspondant à D_y la déformation à l'état de plastification globale de la structure, β_e l'amortissement équivalent, E_y est l'énergie totale dissipée durant les cycles de charges et décharges. Les mêmes auteurs (Park and Ang) proposent une échelle qualitative des dommages reliée à cet indicateur [18]:

ID < 0.1	Pas de dommage – fissuration légère localisée
0.1 < ID < 0.25	Domage mineur
0.25 < ID < 0.4	Domage modéré - fissuration sévère.
0.4 < ID < 1	Domage sévère – endommagement des aciers (plastification)
1 < ID	Ruine

Tableau 4.1: Equivalence entre le degré de dégât et l'indice d'endommagement donné par Park and Ang [18].

Degré de dégât DG	Définition	Indice d'endommagement
0	Pas de dommage	ID < 0.1
1	Domage mineur	0.1 < ID < 0.25
2	Domage modéré	0.25 < ID < 0.4
3	Domage sévère	0.4 < ID < 1
4	Ruine	1 < ID

c) Niveaux de dommages Risk-UE

La méthode Risk-UE [44] utilise l'échelle de dommages (Tableau 4.2) et l'échelle d'intensité de l'EMS98. L'échelle EMS98 permet de décrire l'intensité d'un séisme en un lieu à partir des dommages observés sur les bâtiments et ce selon 12 niveaux. En fonction du type de structure, les bâtiments sont ensuite classés suivant 5 degrés de dommages (aucun, léger, modéré, important, complet).

Ces classifications permettent un raccord entre les dommages observés sur différents types de structures et l'intensité des séismes.

Dans cette étude en raison de sa simplicité, on a choisi d'utiliser la proposition de projet Risk-UE qui relie les déplacements limites S_{dy} et S_{du} à l'échelle d'endommagement EMS-98 (annexe B), destinée aux structures en béton armé (voir tableau 4.2 et figure 4.3.c).

Tableau 4.2: Déplacements limites en tête et niveaux de dommage [44].

Etat de dommage	Déplacements limites
Léger	$\bar{S}_{d1} = 0.7 S_{dy}$
Modéré	$\bar{S}_{d2} = S_{dy}$
Important	$\bar{S}_{d3} = S_{dy} + 0.25(S_{du} - S_{dy})$
Complet	$\bar{S}_{d4} = S_{du}$

4.3.1.5 Critères de ruine

Le calcul de l'indice d'endommagement soulève quelques difficultés: la détermination de la déformation ultime D_u ou la rotation totale θ_u (chord rotation en anglais). Plusieurs approches sont proposées, et seront appliquées pour estimer la rotation de ruine des éléments poutres ou poteaux. La rotation est calculée entre l'extrémité de l'élément (poutre ou poteau) et le point d'inflexion ou pour des raisons de simplicité de calcul, entre l'extrémité et la moitié de l'élément (voir figure 4.7) [40]:

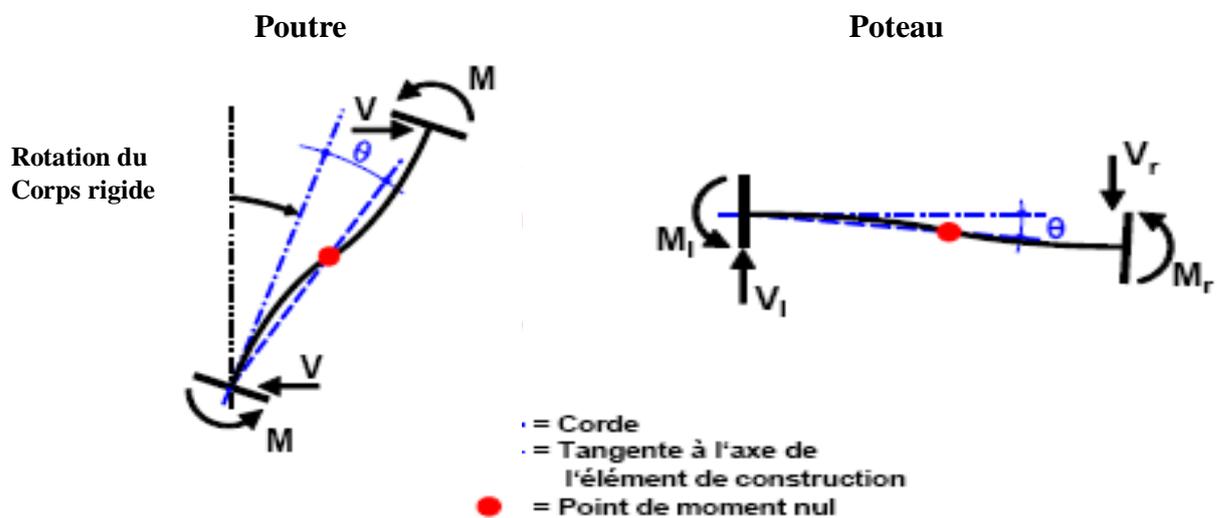


Figure 4.7: Rotation de la corde pour éléments (poteau et poutre) [40].

Calcul empirique de la rotation de ruine

Une relation empirique a été utilisée par plusieurs auteurs (Fardis 1994, Arede 1997). Elle a été validée sur de nombreux essais de poteaux et poutres. La rotation ultime totale est calculée par la formule (4.6) [43] :

$$\theta_u = 0.0634 \cdot \left(\frac{h}{b}\right)^{0.93} \cdot \left(\frac{\max(\rho_t, 0.004)}{\max(v_d, 0.05)}\right)^{0.48} \cdot \omega_t^{-0.27} \cdot f_c^{-0.15} \quad (4.6)$$

Avec:

- h : Hauteur du poteau;
- b : Largeur du poteau (h/b est l'élanement mécanique du poteau);
- $v_d = \sigma_n / f_c$: Effort normal réduit ($0 < v_d < 0.55$);
- ρ_t : Ratio volumique de cadres;
- $\omega_t = (A_s \cdot f_y / f_c)$: Ratio mécanique d'acier longitudinal (section A_s des aciers tendus seulement) ($0 < \omega_t < 0.5$);
- f_c : Résistance en compression du béton.

Grandeur des rotations de l'ATC 40 et FEMA 356

L'ATC 40 et FEMA 356 [5,6] fournissent un ordre de grandeur des rotations de ruine pour les poutres et les poteaux qui ne prennent en compte que très peu de paramètres [34]. Dans ces guides américains, la loi moment-rotation comporte une phase élastique puis un plateau plastique de longueur a, la ruine étant atteinte pour une rotation plastique b. Une fois la rotation de ruine atteinte, la capacité portante de l'élément disparaît (voir figure 4.8). Le FEMA 356 donne des valeurs de rotations plastiques limites pour des poteaux ayant différentes dispositions constructives et donne des valeurs de rotations plastiques différentes pour les poutres (Annexe) [6].

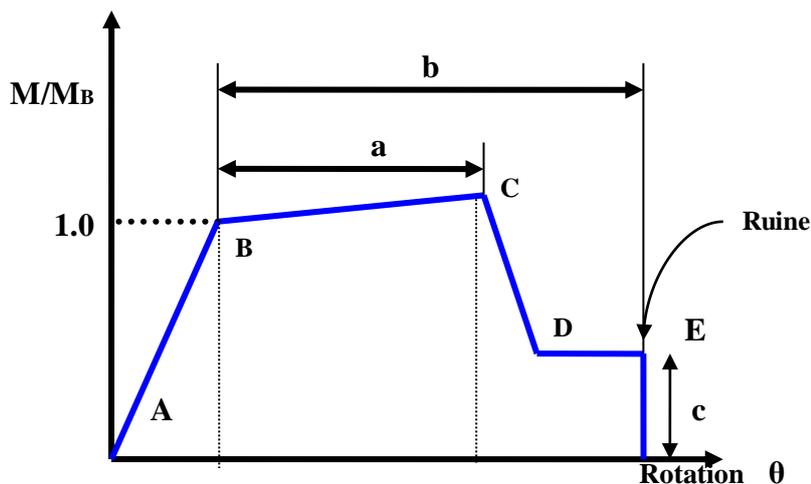


Figure 4.8: Loi simplifiée des guides ATC 40, FEMA 273 et 356 [6].

4.3.2 Spectre de demande

La méthode de spectre de capacité (CMS) qui est basée sur les déplacements, l'action sismique est représentée par les spectres de dimensionnement élastiques en accélération– déplacement, format (A- D). Ces spectres de demande sismique élastiques sont obtenus en utilisant la formule (4.7) [5] :

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (4.7)$$

Où: S_{de} Pseudo spectres de déplacements élastiques, S_{ae} Pseudo spectres d'accélération élastiques et T Période propre. Les spectres de demande inélastiques sont obtenus par le biais des expressions suivantes:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu}, \quad S_d = \frac{u}{R_\mu} S_{de} = \frac{u.T^2}{R_\mu .4\pi^2} S_{ae} = \mu . \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (4.8)$$

Avec: R_μ le facteur de réduction, μ le facteur de ductilité, S_a le spectre d'accélération inélastique et S_d le spectre de déplacement inélastique.

Dans notre étude, nous allons utiliser le spectre de référence donné par les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003 (eq.4.9) format (A- T) [16], et les spectres de demande élastiques et inélastiques format (A- D) sont obtenus par le biais des (eq.4.7 et 4.8) respectivement. La figure 4.9 présente un exemple de spectre RPA 99 format (A- T) converti au spectre de demande format (A- D), (figure 4.10) pour un sol de type rocheux et de coefficient d'accélération de zone A = 0.15 pour un pourcentage d'amortissement critique $\xi = 5\%$:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3.0s \end{cases} \quad (4.9)$$

Avec : A le coefficient d'accélération de zone (tableau 4.3), η le facteur de correction d'amortissement, ξ le pourcentage d'amortissement critique, T_1 et T_2 les périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (tableau 4.4).

Tableau 4.3 : Valeurs de coefficient d'accélération de zone A (structure résidentielle) [16].

Zone	I	IIa	IIb	III
Classe sismique	faible	modérée	moyenne	forte
A(g)	0,10	0,15	0,20	0,25

Tableau 4.4 : Valeurs des Périodes T_1 et T_2 [16].

Site	S1	S2	S3	S4
T_1 (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T_2 (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

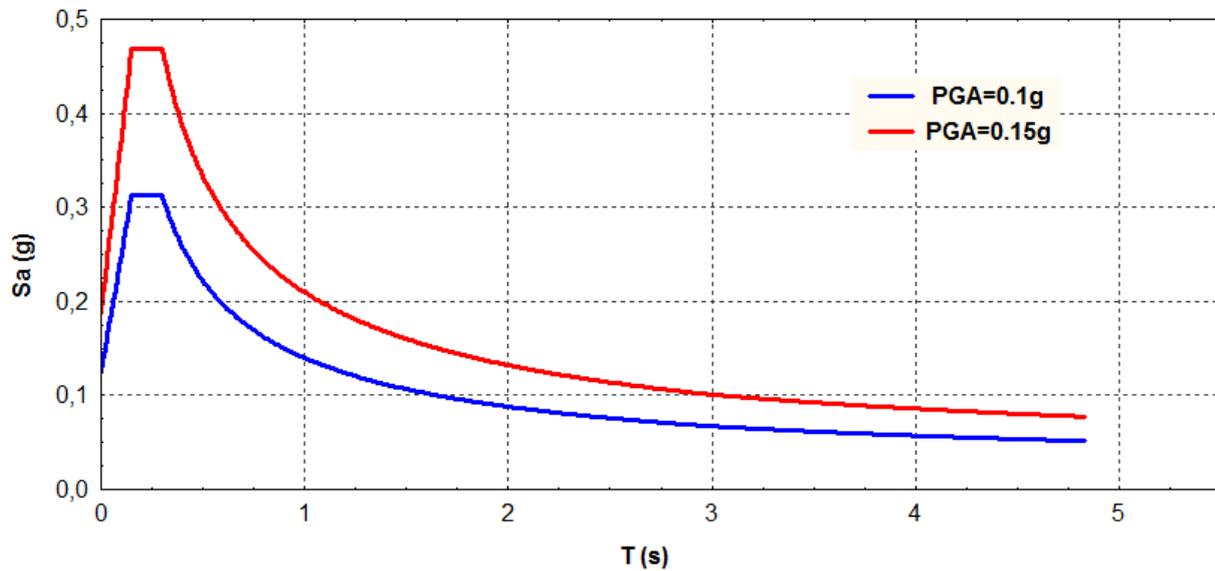


Figure 4.9: Spectre élastiques de référence RPA99 version 2003 format (A- T), sol de type S1 , $A = 0.15$, $\xi = 5\%$, $PGA = 0.10g$ et $PGA = 0.15g$

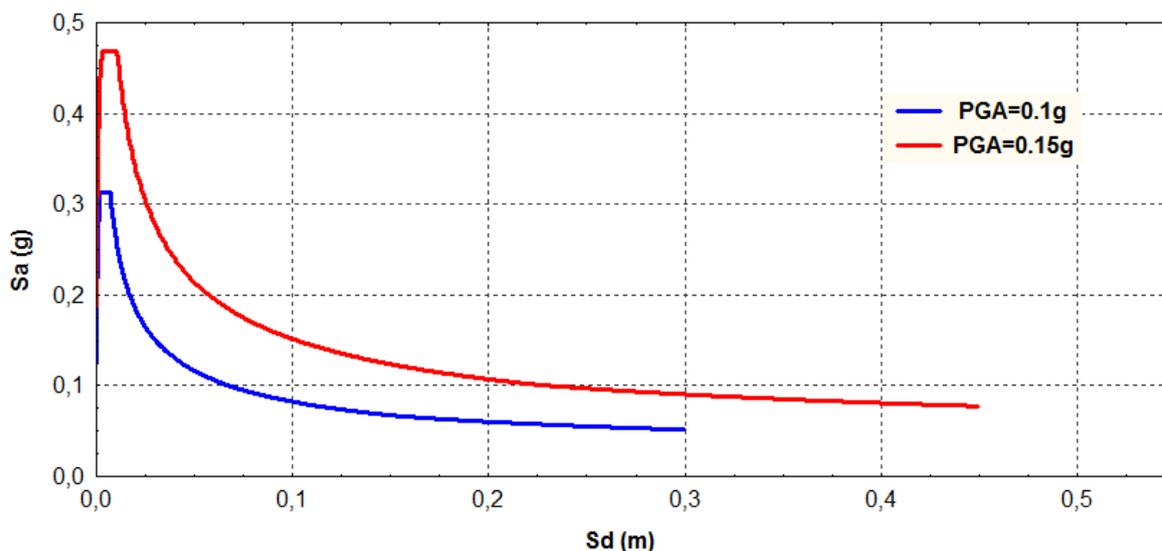


Figure 4.10 : Spectres de demande élastiques format (A- D) sol de type S1 , $A = 0.15$
 $\xi = 5\%$, $PGA = 0.10g$ et $PGA = 0.15g$

4.3.3 Point de performance.

Une fois dans le plan, la courbe de comportement de la structure ($S_d - S_a$), peut être superposée sur la courbe de demande (Figure 4.11). Si la structure réagit de manière élastique au séisme, les deux courbes se coupent dans la partie linéaire de la courbe de capacité en un point appelé point de performance. Si l'endommagement a commencé, le point de performance est obtenu différemment selon la méthode utilisée (méthode en ductilité ou en amortissement) [45].

Deux approches principales sont proposées, l'une utilisant l'amortissement, comme la méthode de spectre de capacité (ATC-40, 1996), l'autre la ductilité, comme dans l'EC8 (Fajfar, 2000) [46].

Point de performance ATC-40

L'ATC 40 et FEMA prévoient de croiser la courbe de capacité avec plusieurs spectres. Le comportement inélastique est approché par l'accroissement du coefficient d'amortissement visqueux. L'itération consiste en principe à trouver le point d'équilibre entre ductilité demandée et l'amortissement requis. Le point de croisement de la courbe avec le spectre de demande permet de définir la ductilité nécessaire (ductilité de demande) à la structure (figure 4.11) [5].

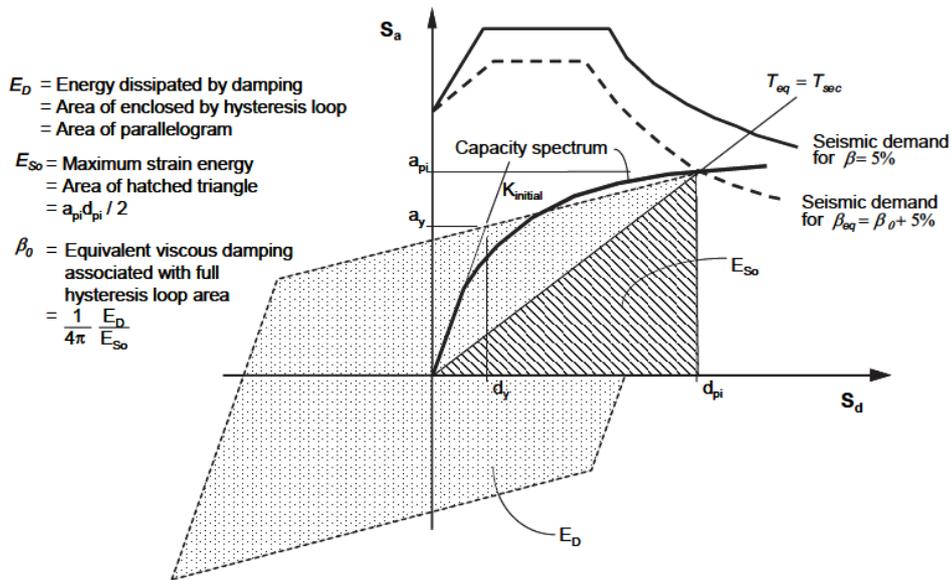


Figure 4.11: Point de performance en amortissement selon la méthode de spectre de capacité [5].

L'ATC 40 [5] spécifie trois types de méthodes (A, B, C) pour estimer le point de performance. Les procédures A et B sont analytiques et peuvent être implémentées directement. La méthode C est plutôt graphique. En général la méthode A donne des meilleurs résultats. Il est important d'ajouter que la convergence d'aucune des méthodes n'est garantie, les chances d'obtenir un résultat dépendent principalement de la courbe de Pushover originale. La procédure A suit les pas suivants:

1. Ajustement de la courbe bilinéaire sur le diagramme de capacité. On gardera la déformation limite d'élasticité D_y et la courbe bilinéaire pendant les itérations;
2. Construction du spectre de réponse élastique ou de conception dans le plan A-D pour un taux d'amortissement visqueux de 5%;
3. Estimation de la demande de déplacement D^i et de l'accélération respective A^i . Initialement prendre la valeur $D^i = D(T_e, \beta_i = 5\%)$;
4. Calcul de la ductilité $\mu = \frac{D^i}{D_y}$;
5. Calcul de l'amortissement équivalent β_{eq} ;
6. Construction du spectre A - D par les facteurs spectraux de réduction SR_A et SR_V .
Obtention de la nouvelle intersection D^j ;

7. Si $\frac{D^j - D^i}{D^j} \leq tol$ le séisme induit une déformation de $D = D^j$. Sinon, $D^i = D^j$ et répétition des pas 4 – 7;

Les facteurs spectraux de réduction fournis par l'ATC 40 (proposés par Newmark et Hall, 1982) sont donnés par les formules suivantes:

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(100 \beta_{eq})}{2.12} \quad (4.10)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(100 \beta_{eq})}{1.65} \quad (4.11)$$

Où SR_A est le facteur de réduction spectrale à appliquer à la région d'accélération constante, et SR_V est le facteur de réduction spectrale à appliquer à la région constante de vitesse dans le spectre élastique linéaire.

La période équivalente (T_{eq}) est calculée en fonction de la période initiale de vibration (T_i) et de ductilité de déplacement (μ). De même, l'amortissement équivalent (β_{eq}) est calculé à partir de l'amortissement initial (l'ATC 40 suggère un taux d'amortissement visqueux élastique initial de $\beta_i = 0,05$ pour le bâtiment en béton armé). L'ATC 40 fournit les équations suivantes pour calculer une période équivalente (T_{eq}) et un amortissement équivalent (β_{eq}).

La période équivalente T_{eq} peut être obtenue selon:

$$T_{eq} = T_i \sqrt{\frac{\mu}{1 + \alpha\mu - \alpha}} \quad (4.12)$$

α : Coefficient de réduction de rigidité;

L'amortissement équivalent β_{eq} (d'après Chopra et Goel, 1999) :

$$(4.13) \beta_{eq} = \beta_i + \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} = \beta_i + k \frac{2(\mu-1)(1-\alpha)}{\pi \mu(1+\alpha\mu-\alpha)}$$

Où ED est l'énergie dissipée dans une boucle d'hystérésis et E_{s0} est l'énergie de déformation élastique d'un système équivalent sécant;

k est un coefficient dépendant du comportement hystérétique du système: stable, intermédiaire ou avec dégradation.

4.4 Méthode d'échantillonnage par hypercube latin (LHS)

La méthode d'échantillonnage hypercube latin (LHS), développée par McKay et al (1979), est une méthode de stratification qui privilégie les projections unidimensionnelles des échantillons. Elle est souvent appliquée dans l'analyse d'incertitude.

L'échantillonnage consiste en l'obtention d'un certain nombre (ns) d'échantillons à partir d'une certaine distribution. Cette méthode est une procédure aléatoire stratifiée qui fournit une manière efficace d'obtenir des valeurs pour un échantillonnage à partir de la distribution de la variable [47].

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

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

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

On tire alors aléatoirement n k -tuplets, qui forment une matrice de dimension (n, k) :

La i -ème ligne de la matrice correspond à la i -ème simulation, avec les k paramètres correspondants. L'intérêt de cette méthode réside dans la description rapide (avec un nombre relativement faible de tirages) de la distribution probabiliste d'un ensemble de variables.

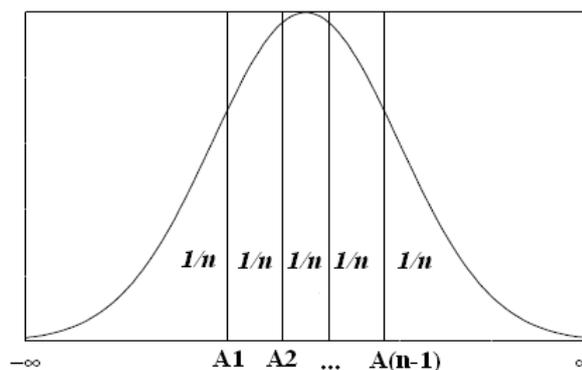


Figure 4.12: Exemple d'une distribution normale [47].

4.5 Méthode De Monte Carlo (MC)

La méthode de Monte Carlo (MC) a connu son essor lors de la Seconde Guerre Mondiale, son principe consiste à modéliser le problème considéré sous forme de l'intégrale d'une fonction en utilisant les outils de calcul des probabilités puis de la simuler numériquement en l'approchant par la moyenne de la fonction en des points pseudo-aléatoires. Aujourd'hui, elle compte sans doute parmi les outils les plus utilisés par les ingénieurs [48].

son principe consiste à échantillonner la quantité à estimer à l'aide de points (pseudo-)aléatoires. Dans le cas de l'intégration numérique sur $I_s := [0, 1]^s$, on approche:

$$I = \int_{I_s} f(x) dx \quad (4.14)$$

par la moyenne des valeurs prises par la fonction f sur un ensemble de N variables aléatoires indépendantes $X_i, i = 1, \dots, N$, où chaque X_i est de loi uniforme sur $[0, 1]^s$: $X_i \sim U[0, 1]^s$. C'est-à-dire:

$$I = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N f(X_i) \quad (4.15)$$

En calculant la variance de l'estimateur (sans biais) ou en utilisant le théorème de limite central, on montre que l'ordre de convergence de la méthode est $(N^{-1/2})$. La méthode MC est aussi utilisée non seulement pour calculer des intégrales mais aussi pour simuler des phénomènes de la physique, de la mécanique et estimer des produits financiers [36].

Inconvénients

Cette méthode présente plusieurs inconvénients. En particulier elle ne permet pas, sans modification, d'exploiter les éventuelles propriétés de régularité de la fonction.

Un autre inconvénient est son faible taux de convergence : pour réduire l'erreur d'un facteur de 100, il faudrait multiplier N par 10 000. Comme les estimateurs sont sans biais, les résultats sont donc très bruités.

4.6 Courbes de fragilité

Les courbes de fragilité définissent la probabilité d'atteindre ou de dépasser un certain niveau de dommages, structurels ou non structurels, pour une valeur donnée du déplacement correspondant au point de demande. La plupart des méthodes existantes qui

modélisent l'endommagement acceptent une hypothèse qu'une distribution normale cumulée du logarithme (distribution log-normale).

Le modèle loi log normale qui représente bien le résultat de variables aléatoires dont les effets sont multiplicatifs, il est contrôlé par deux paramètres : sa valeur médiane et son écart type. Plusieurs méthodes existantes pour calculer les paramètres du modèle loi log normale basée sur le critère d'état limite qui est défini comme la valeur de la demande structurelle qu'un système est incapable d'atteindre un niveau spécifié (endommagement ou défaillance). La courbe de fragilité s'exprime à travers la formule suivante [49]:

$$P[d_s/S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{d_s}} \ln \left(\frac{S_d}{\bar{S}_{d,d_s}} \right) \right] \quad (4.16)$$

Où $p[d_s/S_d]$ est la probabilité d'obtenir un niveau de dégât donné d_s pour un déplacement spectral S_d , Φ est la distribution normale cumulée, \bar{S}_{d,d_s} le logarithme de la valeur moyenne de déplacement d pour le niveau d'endommagement fixé à d_s , β_{d_s} est le logarithme de l'écart-type du déplacement d pour le niveau d'endommagement d_s s'exprimant à travers la formule suivante.

$$\beta_{d_s} = \sqrt{\beta_C^2 + \beta_D^2 + \beta_M^2} \quad (4.17)$$

Avec :

β_C est l'écart-type de la résistance (variabilité dans les courbes de capacité) .

β_M est l'écart-type du seuil d'un niveau de dommage d_s (variabilité dans l'estimation de la valeur médiane de l'état de dommage) égal à 0.40 quelque soit le niveau du dommage et la typologie du bâtiment considéré [49] .

β_D est l'écart-type de la sollicitation sismique (variabilité de la demande) calculé par l'équation 4.18 [50] :

$$\beta_D = \left[\frac{1}{5.876} + \frac{1}{11.749 \cdot (T+0.1)} \right] \cdot 1.957 \cdot [1 - \exp(-0.739(R_u - 1))] \quad (4.18)$$

R_μ facteur de réduction.

$$R_\mu = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} = \frac{M_1}{F_y} \cdot S_{ae}(T_1) \quad (4.19)$$

4.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté une méthodologie simplifiée pour le développement des courbes de fragilité analytiques basée sur la méthode de spectre de capacité (CMS). L'approche probabiliste de la vulnérabilité sismique par des spectres de capacité basée sur l'analyse statique non-linéaire (Pushover). Cette approche a été utilisée par plusieurs chercheurs pour deux raisons ; des modèles analytiques simplifiés et du temps de calcul réduit par rapport à une analyse dynamique non-linéaire. Enfin, les courbes de fragilités permettront d'estimer la probabilité de répartition des degrés de dommages des structures dans le cas d'un scénario sismique prédéterminé.

CHAPITRE 5

DEVELOPPEMENT DES COURBES DE FRAGILITE ANALYTIQUES

5.1 Introduction

L'étude est focalisée sur le développement des courbes de fragilité analytiques des structures en portiques en béton armé prenant en compte les caractéristiques structurales spécifiques du bâti algérien pour les classes de bâtiments résidentiels. Deux types fondamentaux de structures de moyenne hauteur ont été retenus en vue de la conception parasismique:

- Les bâtiments portiques en béton armé réalisés après 2003 dénommé Modèle A, d'un niveau parasismique élevé (High-Code).
- Les bâtiments portiques en béton armé réalisés avant 2003 dénommé Modèle B, d'un niveau parasismique modéré (Modrate-Code).

5.2 Description des modèles de base

Le premier modèle de base (Modèle A) est un bâtiment régulier en béton armé de 5 étages (R+4), dont la hauteur de chaque étage est de 3.06m. Les dimensions des poutres principales sont (30x45) cm² et des poutres secondaires (30x 40) cm², les poteaux ont des sections de (45x45) cm². Le deuxième modèle de base (Modèle B) est un bâtiment régulier en béton armé de 4 étages (R+3), dont la hauteur de chaque étage est de 3.06m. Les dimensions des poutres principales et secondaires sont (30x40) cm², les poteaux ont des sections de (35x35) cm².

Les deux modèles reposent sur un système de fondations isolée et reliées par des longrines. Pour la superstructure, les planchers sont construits avec des dalles de 20 cm d'épaisseur (corps creux + table de compression) d'une superficie de (21 x 9) m² constante sur toute la hauteur du bâtiment. Le système de contreventement des deux modèles est composé de portiques, six dans le sens transversal et trois dans le sens longitudinal (voir figure 5.1). La description du ferrailage des poteaux et des poutres pour les deux modèles de base est présentée au tableau 5.1.

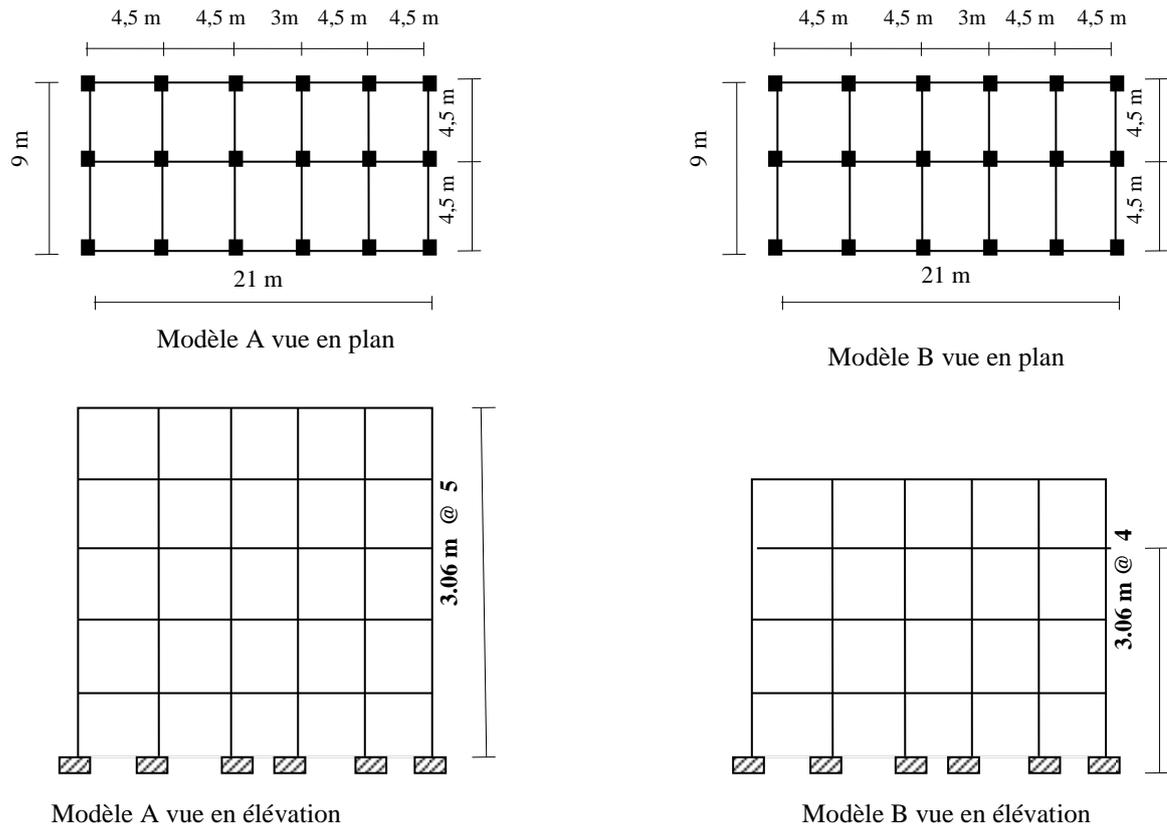


Figure 5.1: Vue en plan et en élévation des bâtiments (Modèle A et Modèle B)

Tableau. 5.1: Ferrailages des éléments structuraux poteaux et poutres.

Modèle	Modèle A (R+4)		Modèle B (R+3)	
	Ferrailages des poteaux	10 HA 16		8HA 14
Ferrailages des poutres (cm ²)	Sup	Inf	Sup	Inf
poutres principales	4.62	6.03	3.4	4.62
poutres principales	3.4	4.62	3.4	4.62

Afin de tenir en compte la variabilité réelle qui existe au sein d’un groupe de bâtiments de même type, nous avons développé une série de variantes dérivant des modèles de base. Les variantes générées conservent les mêmes dimensions architecturales que les modèles de base mais présentent des variations au niveau des propriétés mécaniques des matériaux. Trente six (36) variantes représentatives de la dispersion des propriétés de chaque modèle ont été générées en utilisant la technique d’échantillonnage Hypercube latin (Latin Hypercube Sampling) [19].

Le tableau 5.2 présente les valeurs de variations des propriétés des matériaux pour les deux modèles de base telles que la résistance de béton à la compression f_c , le module d'élasticité du béton E_b et la résistance limite élastique de l'acier f_y . Les figures 5.2 à 5.7 présentent les résultats obtenus de la fonction de densité par la méthode d'échantillonnage Hypercube latin des propriétés des matériaux pour les deux modèles de base. Les résultats des propriétés des matériaux des variantes générées pour les deux modèles A et B sont décrits dans les tableaux 5.3 et 5.4.

Une fois les variantes générées, des analyses statiques non linéaires ont été effectuées sur chaque variante, le nombre de 36 variantes analysées est insuffisant dans le cadre d'une étude de faisabilité mais quand même il permet d'obtenir les états limites (déplacements spectraux et accélérations spectrales), et par la suite la construction de la fonction de distribution de probabilité (probability distribution function –PDF). A partir de cette dernière, des simulations de Monte Carlo (MCS) [20] sont effectuées pour générer 1000 spectres de capacité pour chaque modèle afin d'aboutir à des résultats satisfaisants et précis. Ces spectres de capacité générés nous permettent d'obtenir des spectres de capacité moyens, à partir desquels les deux paramètres \overline{Sd}_{ds} , et β_{ds} contrôlant la fonction de fragilité sont déduits.

Tableau. 5.2: Variations des propriétés des matériaux retenues pour les deux modèles de base

Structure	Paramètre	Moyenne (MPa)	distribution	COV(%)
Modèle A (R+4)	Résistance de béton à la compression f_c	23.5	Normale	15
	Module d'élasticité de béton (young) E_b	31630	Normale	5
	Résistance limite élastique de l'acier f_y	420	Normale	5
Modèle B (R+3)	Résistance de béton à la compression f_c	17.5	Normale	14
	Module d'élasticité de béton (young) E_b	28493	Normale	6
	Résistance limite élastique de l'acier f_y	420	Normale	5

Tableau. 5.3: Propriétés des matériaux tirées aléatoirement (36 variantes) par la méthode d'échantillonnage Hypercube latin pour le modèle de base A.

paramètre Variante	f_c (MPa)	E_b (MPa)	f_y (MPa)
1	21.06	34748.20	467.78
2	23.35	29139.84	479.19
3	21.88	28250.26	443.51
4	26.12	30575.90	468.49
5	19.39	31746.55	434.83
6	25.04	30693.89	436.54
7	24.99	30276.71	442.89
8	31.24	32772.64	474.03
9	29.14	29944.84	454.73
10	21.13	29187.19	496.32
11	22.54	32572.74	451.52
12	23.27	30598.61	489.65
13	20.09	30675.82	437.30
14	22.54	30974.69	421.36
15	30.09	31346.05	411.98
16	23.37	33707.22	420.38
17	24.91	33784.18	429.31
18	19.45	29110.16	417.88
19	27.41	30248.93	453.85
20	22.81	31300.19	386.72
21	20.96	31145.30	415.75
22	22.53	31428.81	433.44
23	23.82	30490.34	440.61
24	24.13	32940.35	492.54
25	24.56	29914.44	408.40
26	26.89	30230.95	452.32
27	20.45	33290.39	429.38
28	22.42	32892.51	473.03
29	25.31	32014.67	483.58
30	24.20	32175.68	475.36
31	24.05	32574.48	474.01
32	26.86	31782.86	479.18
33	23.88	30512.35	471.32
34	26.85	28702.43	426.61
35	21.21	31610.46	448.34
36	28.70	31633.45	427.66

Tableau. 5.4 : Propriétés des matériaux tirées aléatoirement (36 variantes) par la méthode d'échantillonnage Hypercube latin pour le modèle de base B.

paramètre Variante	f_c (MPa)	E_b (MPa)	f_y (MPa)
1	16.40	28712.86	426.81
2	17.03	26341.14	369.32
3	15.60	28778.97	439.83
4	13.13	28539.50	431.35
5	14.14	26291.13	446.30
6	18.21	27713.45	442.39
7	22.38	28145.96	444.93
8	18.46	26306.63	388.30
9	23.47	30021.47	405.81
10	16.80	31011.98	417.77
11	20.80	29553.48	400.11
12	20.07	29012.84	428.56
13	13.98	27821.65	444.73
14	23.39	29258.36	458.12
15	19.67	29120.78	423.58
16	15.20	31667.14	412.35
17	17.61	28712.59	401.73
18	12.35	30109.93	424.34
19	22.75	27721.13	431.82
20	23.52	26613.33	464.66
21	19.73	28186.05	464.30
22	17.83	31946.11	428.12
23	20.55	29661.86	443.60
24	15.46	28638.67	413.79
25	20.97	27353.37	409.57
26	17.08	27508.69	429.78
27	17.89	25118.59	458.18
28	18.51	29104.85	448.14
29	21.86	29721.06	402.64
30	18.11	28488.88	439.92
31	18.15	28124.04	406.65
32	18.96	28385.23	385.56
33	19.66	30332.50	445.08
34	14.58	28724.86	446.12
35	16.16	29929.10	421.77
36	18.35	31376.40	420.88

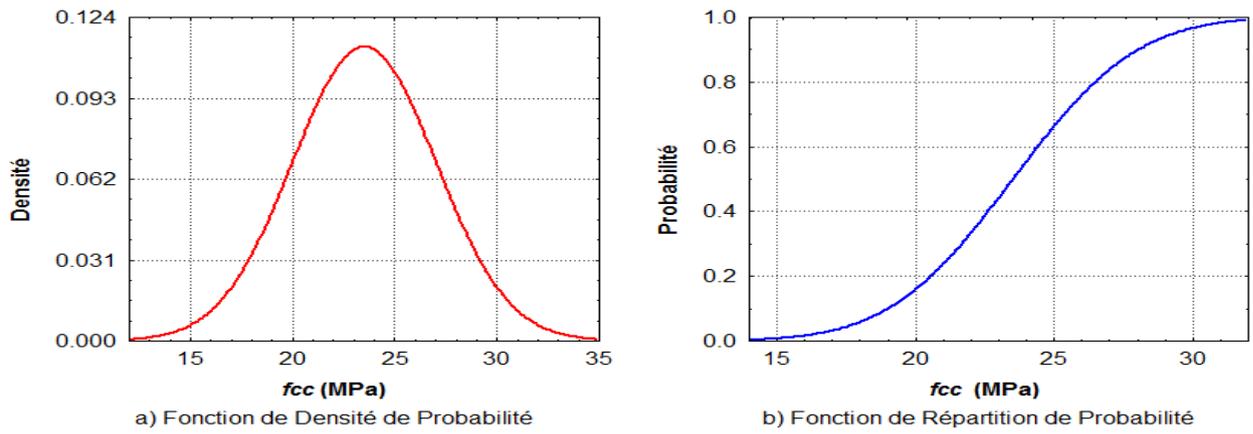


Figure 5.2: Résistance de béton à la compression f_c tirée aléatoirement pour le modèle de base A, a) Fonction de densité de probabilité, b) fonction de répartition de probabilité.

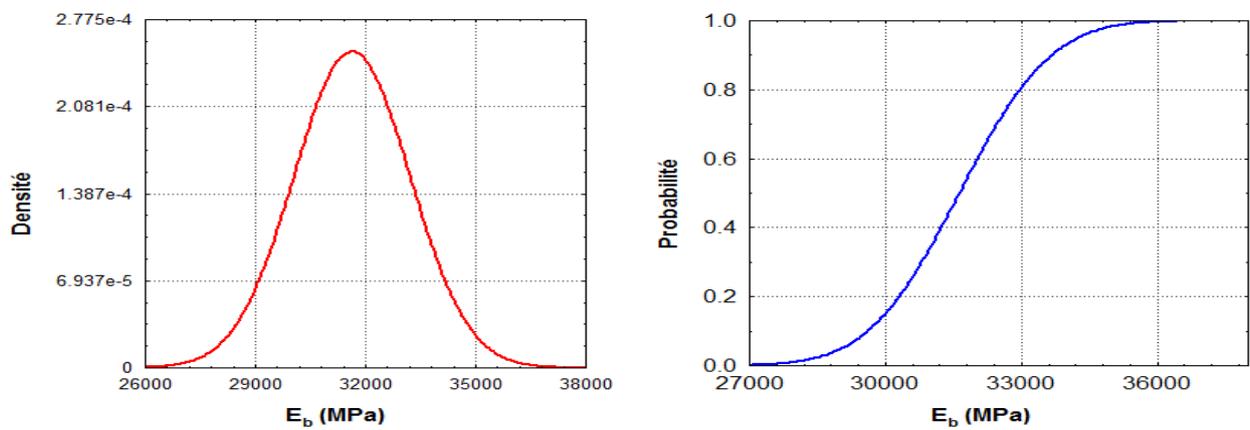


Figure 5.3: Module d'élasticité de béton E_b tiré aléatoirement, le modèle A, a) Fonction de densité de probabilité, b) fonction de répartition de probabilité.

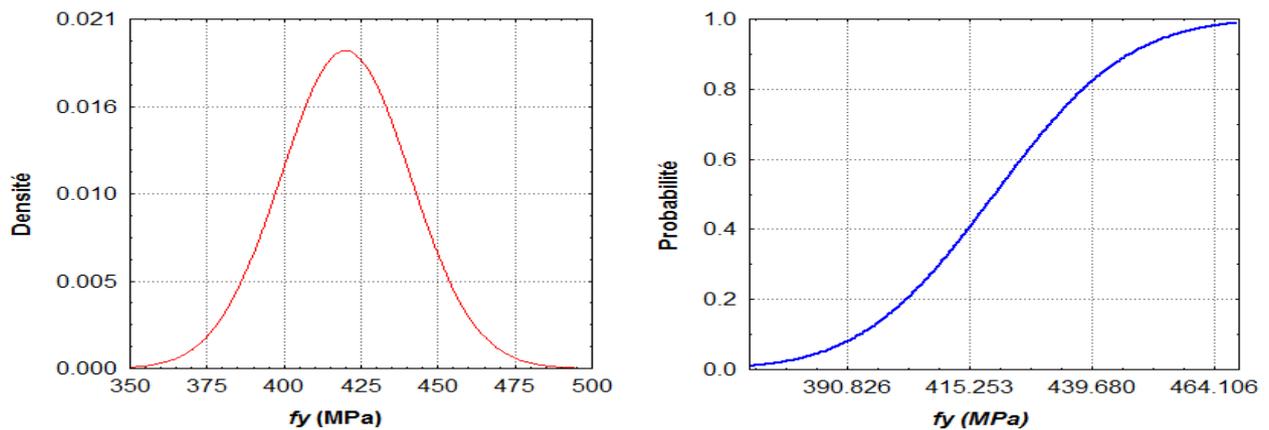


Figure 5.4 Résistance limite élastique de l'acier f_y tirée aléatoirement, modèle A, a) Fonction de densité de probabilité, b) fonction de répartition probabilité.

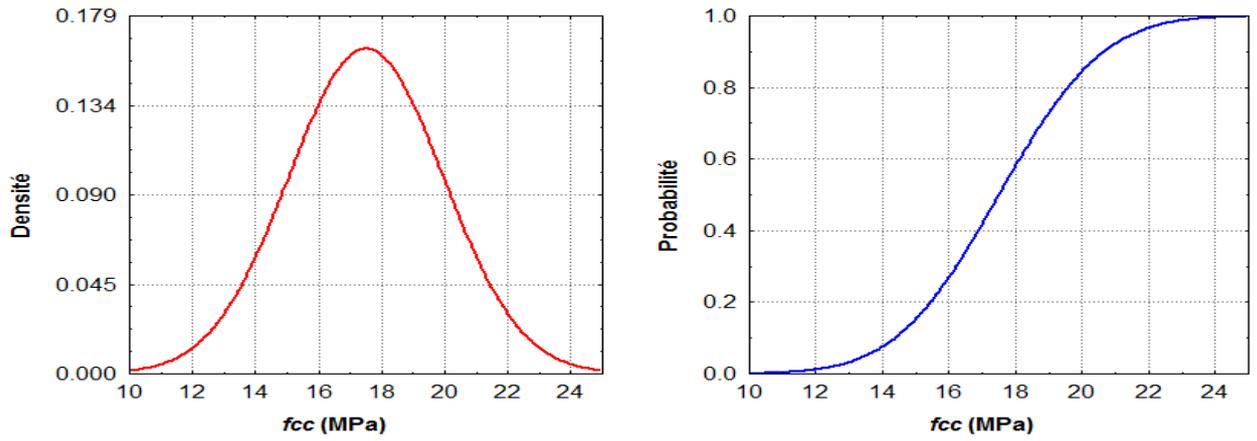


Figure 5.5: Résistance de béton à la compression f_c tirée aléatoirement; modèle B, a) Fonction de densité de probabilité, b) fonction de répartition probabilité.

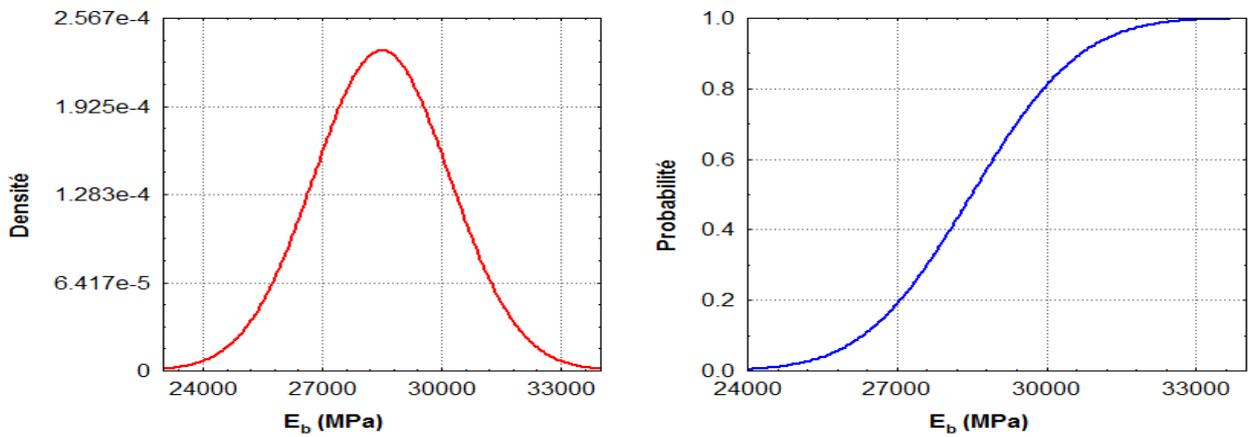


Figure 5.6: Module d'élasticité de béton E_b tiré aléatoirement ; modèle B, a) Fonction de densité de probabilité, b) fonction de répartition de probabilité.

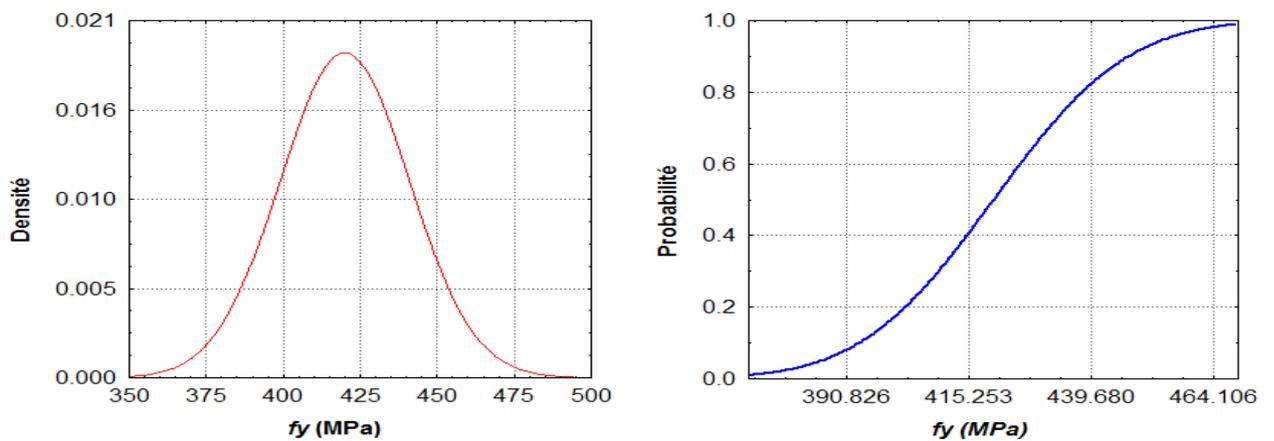


Figure 5.7: Résistance limite élastique de l'acier f_y tirée aléatoirement ; modèle B, a) Fonction de densité de probabilité, b) fonction de répartition de probabilité.

5.3 Modélisation des variantes générées

Pour les 36 variantes générées de chaque modèle, les éléments structuraux (poutres et poteaux) sont modélisés à l'aide d'éléments poutres. Les planchers sont considérés comme étant des diaphragmes rigides. Pour déterminer les courbes de capacité de la structure, deux types d'analyse ont été réalisés à l'aide du logiciel SAP 2000 [12] : (1) Analyse modale pour les charges gravitaires est indispensable, elle est réalisée dans le cas élastique linéaire. Cette analyse permet d'en déduire les éléments nécessaires à la conversion des courbes de capacité en spectres de capacité. (2) Analyse statique non linéaire (Pushover) est réalisée sur le même modèle de la structure. Le modèle est d'abord soumis aux forces verticales, ensuite à un système de forces horizontales simulant les forces sismiques, qui sont augmentées jusqu'à la ruine de la structure, ou bien jusqu'à ce que le déplacement maximum soit atteint [9]. Pour effectuer cette analyse, nous avons utilisé la loi globale de comportement bilinéaire en déformation qui est définie dans l'ATC40 et le FEMA 356 [5,6], (voir figure 4.8). Chaque élément poutre est discrétisé en trois éléments finis. Le premier élément situé au milieu suit une loi élastique caractérisée par une rigidité de flexion EI constante, les deux autres situés aux extrémités se comportent comme des rotules plastiques en suivant une loi rigide plastique caractérisée par une rigidité de flexion αEI , qui est le résultat de la multiplication de la rigidité EI en état non fissuré par un coefficient α qui tient compte de la diminution de la rigidité due à la fissuration (voir figure 5.8). Nous avons utilisé les valeurs de rigidité données par l'ATC 40 et le FEMA 356 [5,6] qui sont $0.7EI_c$ et $0.5EI_b$ pour les poteaux et les poutres respectivement (tableau 5.5).

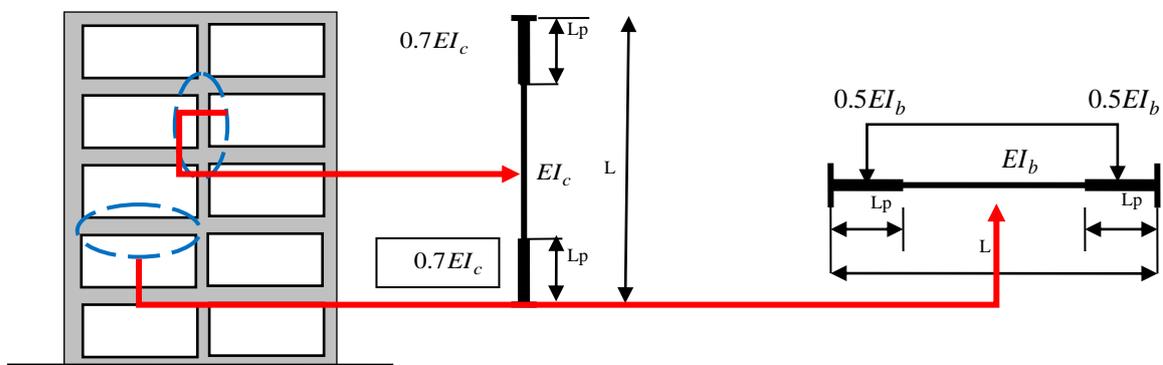


Figure 5.8 : Modélisation des éléments structuraux poteaux et poutres.

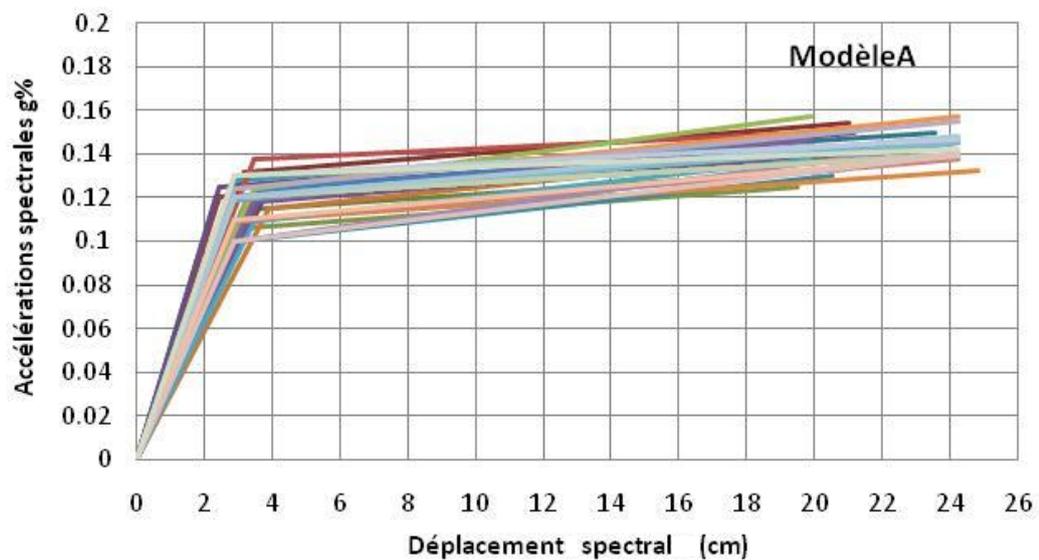
Tableau. 5.5 Rigidité de flexion utilisée pour modéliser les éléments structurels [28].

Rigidité de flexion	Élément fini élastique	Élément fini plastique
Poutres	EI_b	$0.5EI_b$
Poteaux	EI_c	$0.7EI_c$

5.4 Résultats et discussions

5.4.1 Spectres de Capacité

Les Résultats des spectres de capacité (accélérations spectrales - déplacements spectraux) déduits du calcul numérique par la méthode de spectre de capacité (CMS) pour les 36 variantes générées à partir des deux modèles de bases A et B, sont présentées sur les figures 5.9 et 5.10.

**Figure 5.9:** Spectres de capacité de 36 variantes générées, Modèle A.

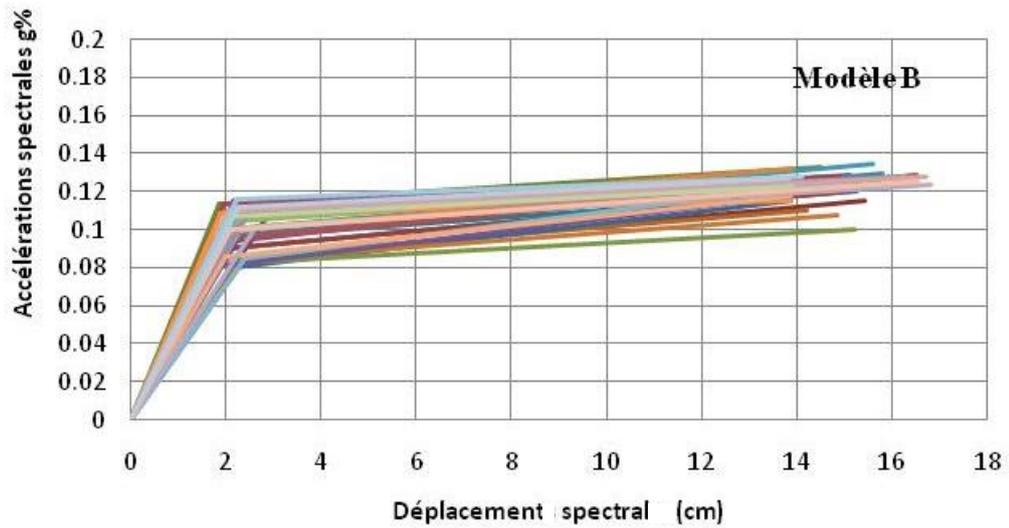


Figure 5.10: Spectres de capacité de 36 variantes générées, Modèle B.

Tableau. 5.6: Déplacements limites correspondant aux niveaux de dommages (Léger, modéré, important et complet) pour les 36 variantes, Modèle A.

Variante	S _{dy}	S _{du} (cm)	S _{d1} (cm)	S _{d2} (cm)	S _{d3} (cm)	S _{d4} (cm)	μ (-)
1	2.87	22.00	2.01	2.87	7.65	22.00	7.67
2	3.15	21.00	2.21	3.15	7.61	21.00	6.67
3	3.13	20.90	2.19	3.13	7.57	20.90	6.68
4	3.88	22.88	2.72	3.88	8.63	22.88	5.89
5	2.86	23.54	2.00	2.86	8.03	23.54	8.23
6	2.38	22.00	1.67	2.38	7.29	22.00	9.24
7	2.33	22.00	1.63	2.33	7.25	22.00	9.44
8	2.42	22.00	1.69	2.42	7.32	22.00	9.09
9	2.50	19.50	1.75	2.50	6.75	19.50	7.80
10	2.45	21.15	1.72	2.45	7.13	21.15	8.63
11	2.95	20.50	2.07	2.95	7.34	20.50	6.95
12	3.88	23.20	2.72	3.88	8.71	23.20	5.98
13	2.87	22.00	2.01	2.87	7.65	22.00	7.67
14	3.67	22.00	2.57	3.67	8.25	22.00	5.99
15	3.27	22.00	2.29	3.27	7.95	22.00	6.73
16	3.54	20.89	2.48	3.54	7.88	20.89	5.90
17	2.88	18.50	2.02	2.88	6.79	18.50	6.42
18	2.67	24.80	1.87	2.67	8.20	24.80	9.29
19	3.44	19.85	2.41	3.44	7.54	19.85	5.77
20	3.24	21.00	2.27	3.24	7.68	21.00	6.48
21	2.89	24.20	2.02	2.89	8.22	24.20	8.37
22	2.57	24.50	1.80	2.57	8.05	24.50	9.53
23	2.81	24.00	1.97	2.81	8.11	24.00	8.54
24	3.27	22.70	2.29	3.27	8.13	22.70	6.94
25	2.85	22.55	2.00	2.85	7.78	22.55	7.91
26	2.89	21.78	2.02	2.89	7.61	21.78	7.54
27	2.33	20.87	1.63	2.33	6.97	20.87	8.96

28	2.65	19.95	1.86	2.65	6.98	19.95	7.53
29	3.15	21.05	2.21	3.15	7.63	21.05	6.68
30	2.44	22.45	1.71	2.44	7.44	22.45	9.20
31	2.65	23.50	1.86	2.65	7.86	23.50	8.87
32	2.85	25.40	2.00	2.85	8.49	25.40	8.91
33	3.23	20.50	2.26	3.23	7.55	20.50	6.35
34	2.98	19.50	2.09	2.98	7.11	19.50	6.54
35	3.00	21.00	2.10	3.00	7.50	21.00	7.00
36	3.10	22.50	2.17	3.10	7.95	22.50	7.26

Tableau. 5.7: Déplacements limites correspondant aux niveaux de dommages (Léger, modéré, important et complet) pour les 36 variantes, Modèle B.

Variante	S _{dy}	S _{du} (cm)	S _{d1} (cm)	S _{d2} (cm)	S _{d3} (cm)	S _{d4} (cm)	μ (-)
1	2	16	1.40	2.00	5.50	16.00	8.00
2	2.4	15.4	1.68	2.40	5.65	15.40	6.42
3	1.87	14.5	1.31	1.87	5.03	14.50	7.75
4	2.98	15.1	2.09	2.98	6.01	15.10	5.07
5	1.75	15.25	1.23	1.75	5.13	15.25	8.71
6	1.85	14.2	1.30	1.85	4.94	14.20	7.68
7	2.1	13.85	1.47	2.10	5.04	13.85	6.60
8	1.95	15.1	1.37	1.95	5.24	15.10	7.74
9	1.57	15.2	1.10	1.57	4.98	15.20	9.68
10	2.23	14.1	1.56	2.23	5.20	14.10	6.32
11	1.95	15.8	1.37	1.95	5.41	15.80	8.10
12	2.32	14.85	1.62	2.32	5.45	14.85	6.40
13	2.05	15.75	1.44	2.05	5.48	15.75	7.68
14	1.95	14.87	1.37	1.95	5.18	14.87	7.63
15	2.22	15.15	1.55	2.22	5.45	15.15	6.82
16	1.59	13.5	1.11	1.59	4.57	13.50	8.49
17	2.33	15.6	1.63	2.33	5.65	15.60	6.70
18	1.9	13.89	1.33	1.90	4.90	13.89	7.31
19	1.98	16.5	1.39	1.98	5.61	16.50	8.33
20	2.05	16.25	1.44	2.05	5.60	16.25	7.93
21	2.15	15.57	1.51	2.15	5.51	15.57	7.24
22	2.23	15.7	1.56	2.23	5.60	15.70	7.04
23	1.88	13.87	1.32	1.88	4.88	13.87	7.38
24	2.22	14.2	1.55	2.22	5.22	14.20	6.40
25	1.98	13.95	1.39	1.98	4.97	13.95	7.05
26	2.3	16.5	1.61	2.30	5.85	16.50	7.17
27	2.5	16	1.75	2.50	5.88	16.00	6.40
28	2.4	14.85	1.68	2.40	5.51	14.85	6.19
29	2	13.85	1.40	2.00	4.96	13.85	6.93
30	2.15	15.2	1.51	2.15	5.41	15.20	7.07
31	2.05	16.7	1.44	2.05	5.71	16.70	8.15
32	2.05	13.9	1.44	2.05	5.01	13.90	6.78

33	2.62	16.8	1.83	2.62	6.17	16.80	6.41
34	2.23	14.1	1.56	2.23	5.20	14.10	6.32
35	2.1	16.54	1.47	2.10	5.71	16.54	7.88
36	2.25	13.84	1.58	2.25	5.15	13.84	6.15

5.4.2 Spectres de capacité moyens, Simulations de Monte Carlo (MCS)

Les figures 5.11 et 5.12 montrent le nuage de points pour les 1000 variantes générées obtenu par la Méthode de simulations de Monte Carlo (MCS), pour les deux modèles de bases A et B, ainsi sur la même figure on présentent les spectres de capacité moyens (accélérations spectrales - déplacements spectraux). Pour les quatre niveaux de dommages (Léger, modéré, important et complet), les valeurs des médianes et des écarts types obtenues des deux modèles en fonction du déplacement spectral sont données dans le tableau 5.8.

Tableau 5.8 : Valeurs médianes et écarts types des courbes de fragilité en fonction du déplacement spectral (Sd)

	Dommage léger (cm)		Dommage modéré (cm)		Dommage important (cm)		Dommage complet (cm)	
	$\bar{Sd}1$	β_{ds1}	$\bar{Sd}2$	β_{ds2}	$\bar{Sd}3$	β_{ds3}	$\bar{Sd}4$	β_{ds4}
Modèle A	2.58	0,69	3.68	0,74	8.58	0,74	23.5	0,63
Modèle B	1.81	0.67	2.59	0.75	5.87	0.73	15.64	0.66

La comparaison des spectres de capacité moyens des deux modèles étudiés est mieux exprimée à travers une seule représentation (voir figure 5.13). Le modèle A à une résistance plus importante que le modèle B. En plus, le modèle A dimensionné conformément aux nouvelles règles parasismiques RPA99 version 2003 [21] a une capacité en déplacement ultime de 23.7 cm pour une accélération maximale égale à 0.15g. Cependant, le modèle B dimensionné pour résister à des secousses sismiques modérées a une capacité en déplacement ultime de 15.68 cm pour une accélération maximale égale à 0.12g. La différence en déplacement ultime (S_{du}) entre les deux modèles est de 34%, tandis que l'accélération spectrale maximale (S_{au}) est de 20%.

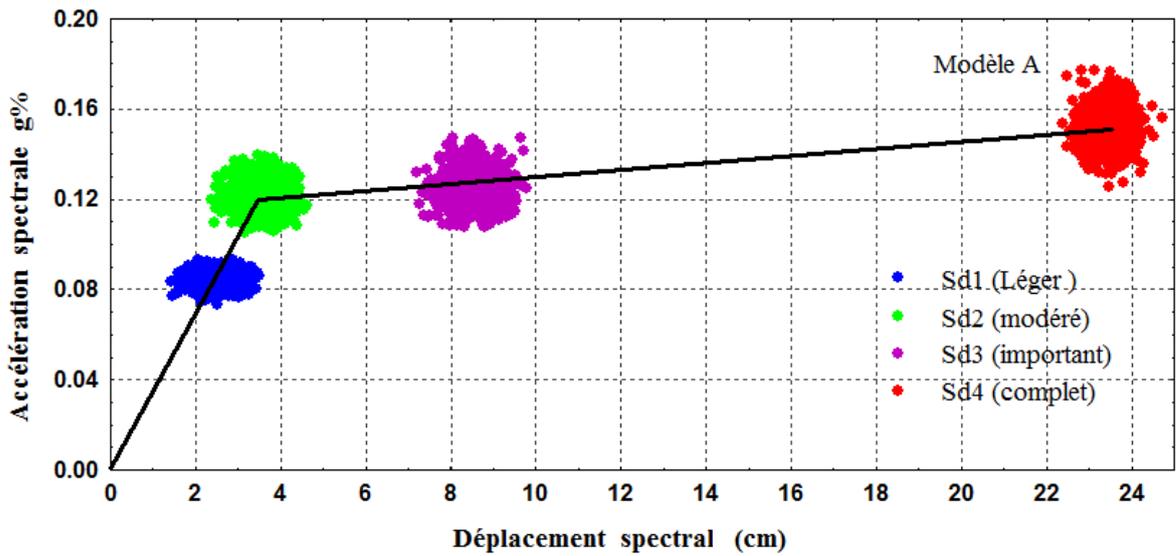


Figure 5.11: Spectres de capacité moyens pour le Modèle A, Simulation Monte- Carlo.

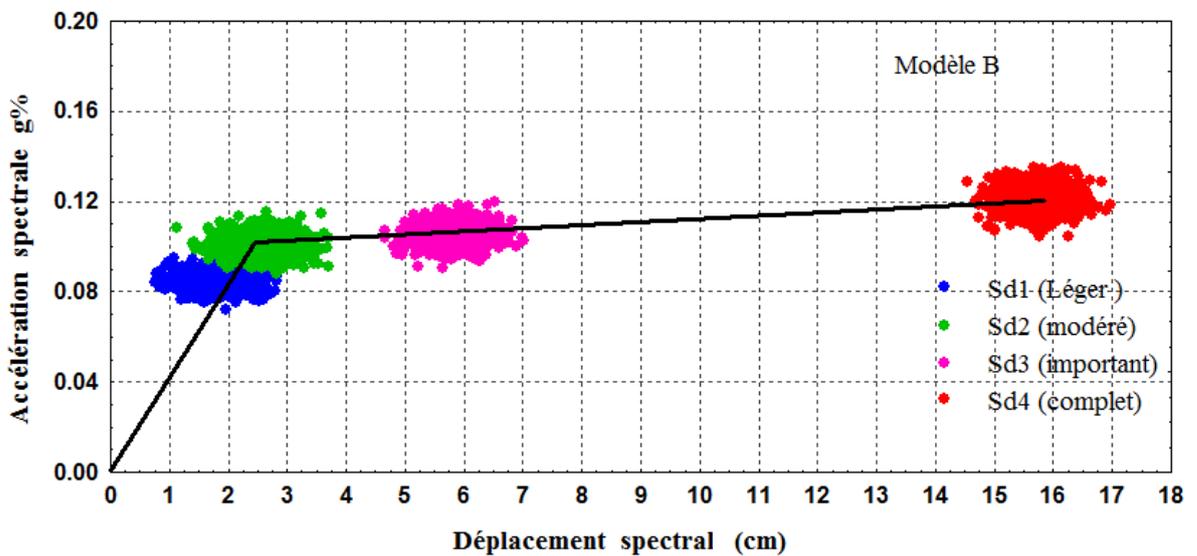


Figure 5.12: Spectres de capacité moyens pour le Modèle B, Simulation Monte- Carlo.

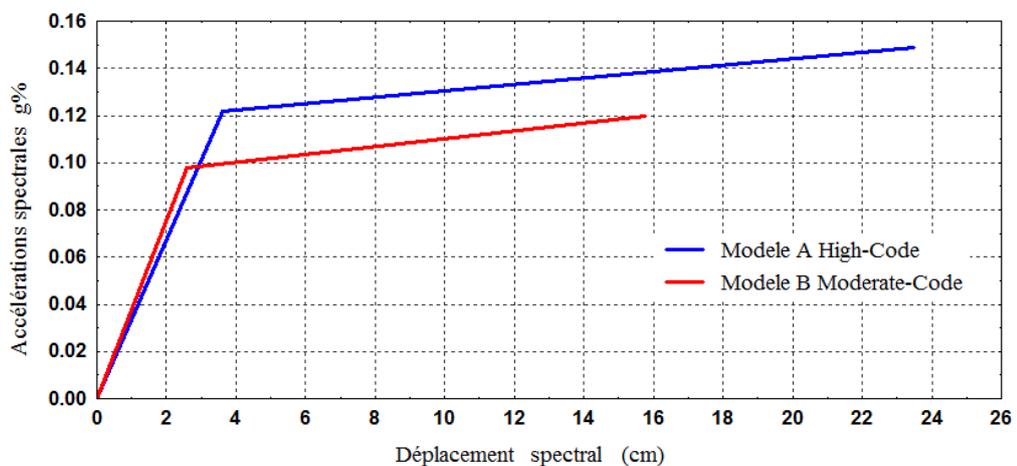


Figure 5.13: Comparaison des Spectres de capacité moyens pour les deux Modèles A et B, Simulation Monte- Carlo.

5.4.3 Résultats des courbes de fragilité

À partir des valeurs des médianes (\bar{S}_{d,d_s}) et des écarts-types (β_{d_s}) obtenues (tableau 5), et à l'aide de l'équation 4.16 déjà mentionnée ci-dessus, on peut établir une courbe de fragilité pour chaque modèle de bâtiment et pour les quatre niveaux de dommages. Les figures 5.14 et 5.15 présentent les courbes de fragilité des deux modèles A et B respectivement.

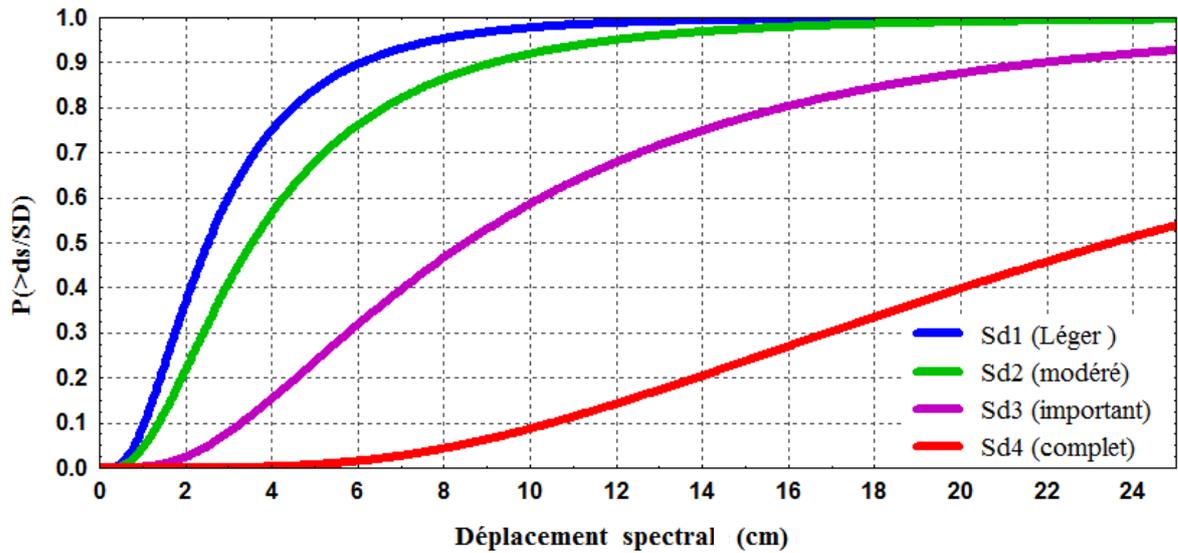


Figure 5.14: Courbes de fragilité pour le modèle A, simulation Monte Carlo.

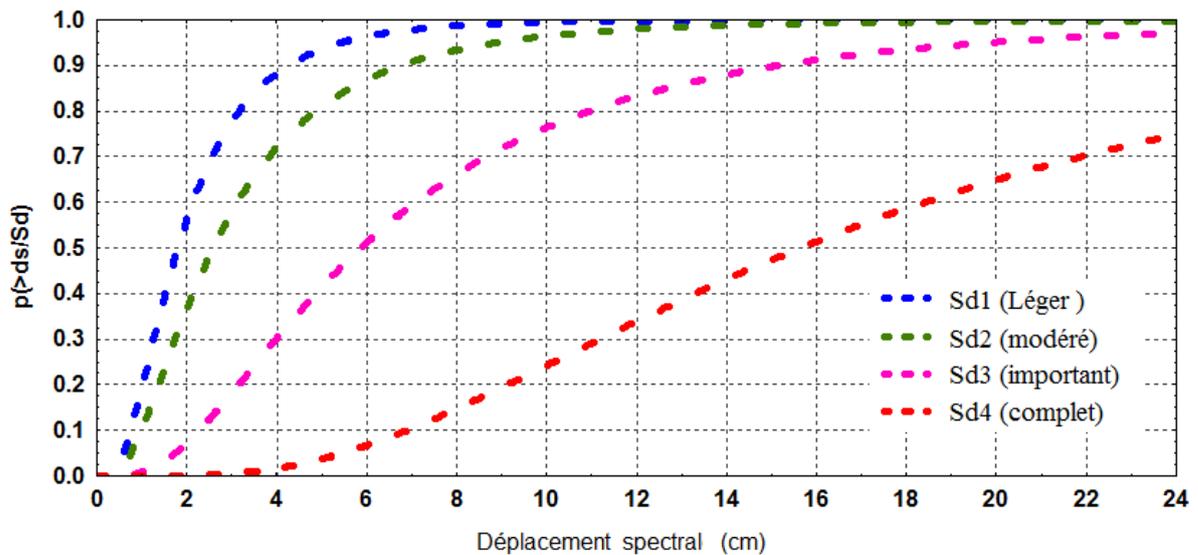


Figure 5.15: Courbes de fragilité pour le modèle B, simulation Monte Carlo.

La comparaison des courbes de fragilité pour chaque niveau de dommage des deux modèles est présentée sur les figures (5.16 - 5.19). On peut clairement observer que pour chaque niveau de dommage, la moyenne des dommages du modèle A est inférieure à celle du modèle B et les courbes de fragilité du modèle A sont toujours décalées vers la droite. Cependant, pour le modèle B, ces courbes sont décalées vers la gauche. Ceci est cohérent avec le fait que le modèle B est le plus vulnérable que le modèle A. La différence entre les courbes de fragilité du modèle A et celle du modèle B est due à deux principaux paramètres influençant le comportement global des deux modèles. Ces deux paramètres sont les propriétés mécaniques des matériaux, et le ferrailage des éléments structuraux.

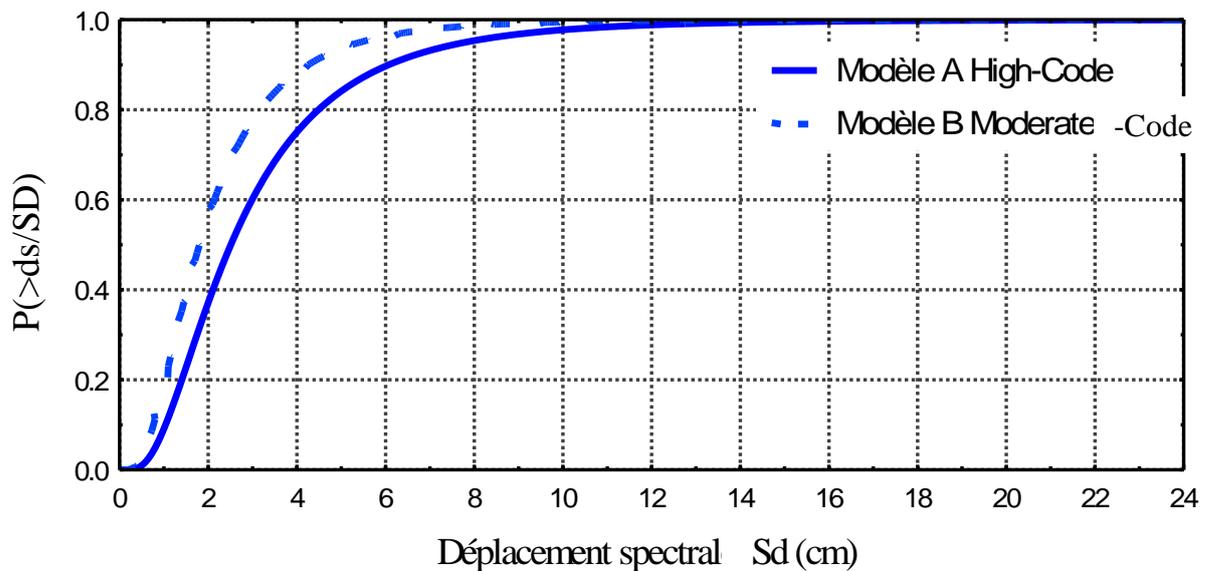


Figure 5.16: Comparaison des courbes de fragilité pour le niveau de dommage léger des deux modèles A et modèle B.

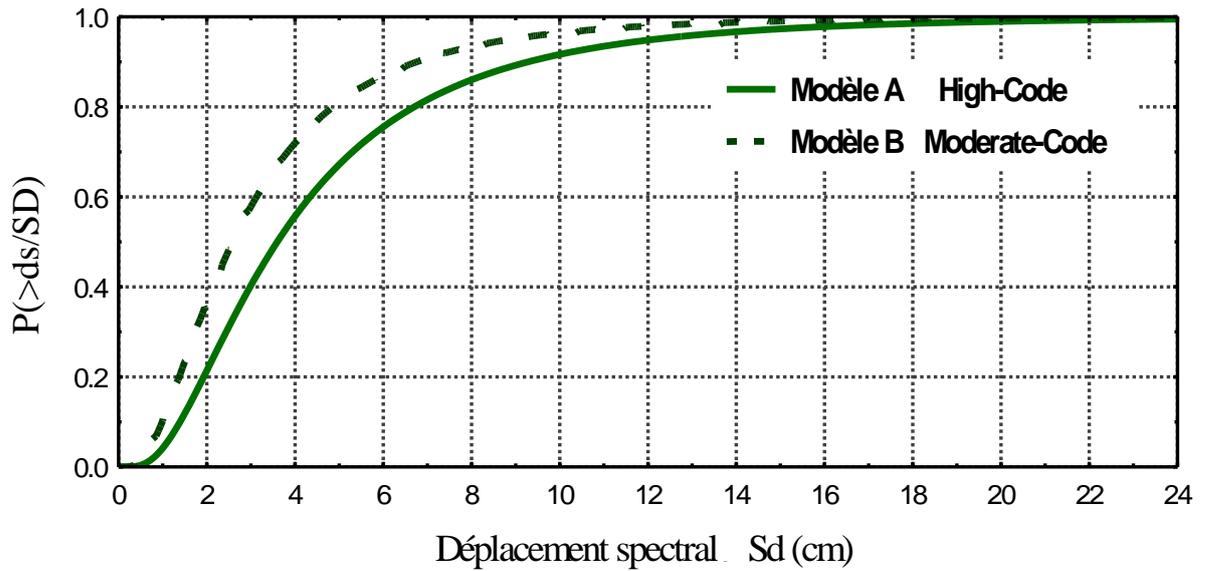


Figure 5.17: Comparaison des courbes de fragilité pour le niveau de dommage modéré des deux modèles A et modèle B.

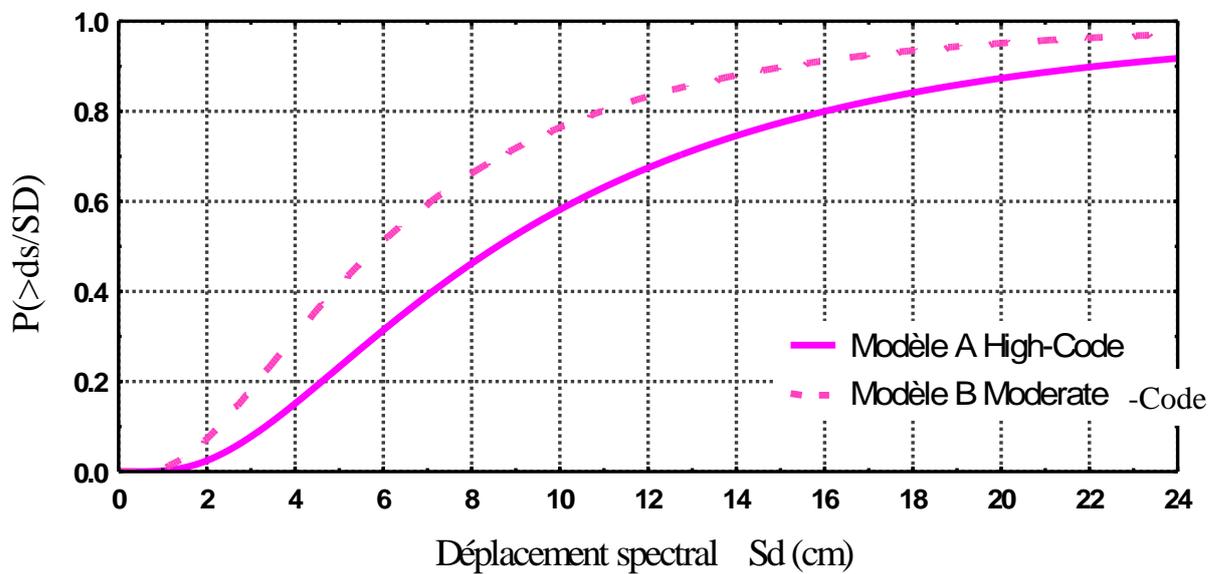


Figure 5.18: Comparaison des courbes de fragilité pour le niveau de dommage important des deux modèles A et modèle B.

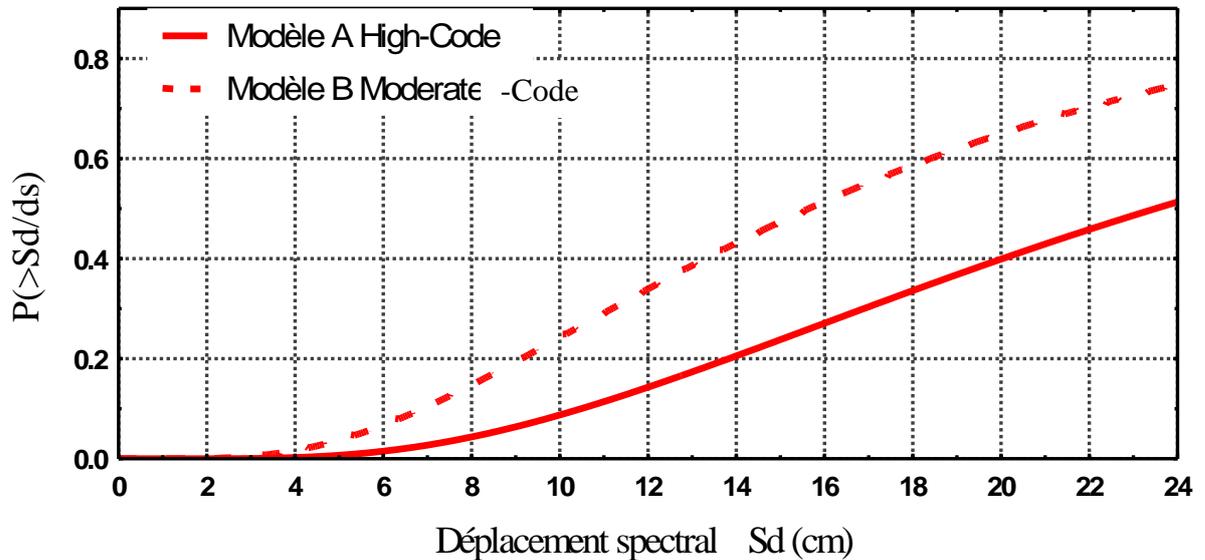


Figure 5.19 Comparaison des courbes de fragilité pour le niveau de dommage complet des deux modèles A et modèle B.

5.5 Étude de cas : application des courbes de fragilité

Deux cas réels de bâtiments touchés par le séisme de Beni Ilmene (M'sila, Algérie) en 2010 ont été choisis pour l'application des courbes de fragilité obtenues précédemment. Le choix des bâtiments a été fait en raison de disponibilité d'une étude d'estimation de dommages sur 21 bâtiments situés à Beni Ilmene [2]. Cette application nous permet d'effectuer la comparaison de nos résultats des courbes de fragilité avec les dommages réellement observés. Afin d'évaluer les taux de dommage de chaque type de bâtiment, deux scénarios de séisme ont été considérés. Le premier est le séisme de Beni Ilmene du 14 mai 2010, cet événement correspond à un séisme dont le PGA est d'environ 0,10g (MW = 5.2), le site s'éloigne de 7 km de l'épicentre. Le deuxième scénario est celui du séisme de référence, dont le PGA est de 0,15g, car les bâtiments sont situés dans la zone IIa et implantés sur un sol de type S3 selon RPA99 version 2003[21].

5.5.1 Description des bâtiments étudiés

Le premier bâtiment (**B1**), considéré pour l'application des courbes de fragilité développées dans cette étude, est de 5 étages construit en 2005 et dimensionné selon RPA99 version 2003 et CBA93, avec un béton de résistance moyenne à la compression de $f_c = 24$ MPa, un acier de $f_y = 400$ MPa, le ferrailage des poteaux est de 10 HA16, le ferrailage supérieur et inférieur des poutres est de 3HA14 et 3HA16 respectivement. Durant le séisme de Beni Ilmene, le bâtiment, a subi les dommages suivants: fissures horizontales, croisées et inclinées profondes sur les murs extérieurs, fissures peu profondes dans toutes les directions sur les cloisons, décollement des enduits extérieurs et intérieurs.

Le deuxième cas étudié (**B2**) est un bâtiment de 4 étages, construit en 2000 et dimensionné selon le règlement (RPA 99, version antérieure). Cet immeuble est construit d'un béton de résistance moyenne à la compression de $f_c = 19.5$ MPa, d'un acier de $f_y = 400$ MPa. Le ferrailage des poteaux est de 8 HA14, le ferrailage supérieur et inférieur des poutres est de 3HA12 et 3HA14 respectivement. La construction a subi les dommages suivants : effondrement des parois de remplissage, fissures au niveau des nœuds des poteaux du rez de chaussée. Les plans des deux bâtiments sont indiqués dans les figures 5.20 et 5.21 [2].



Figure 5.20: Vue en plan et façade du bâtiment B1.

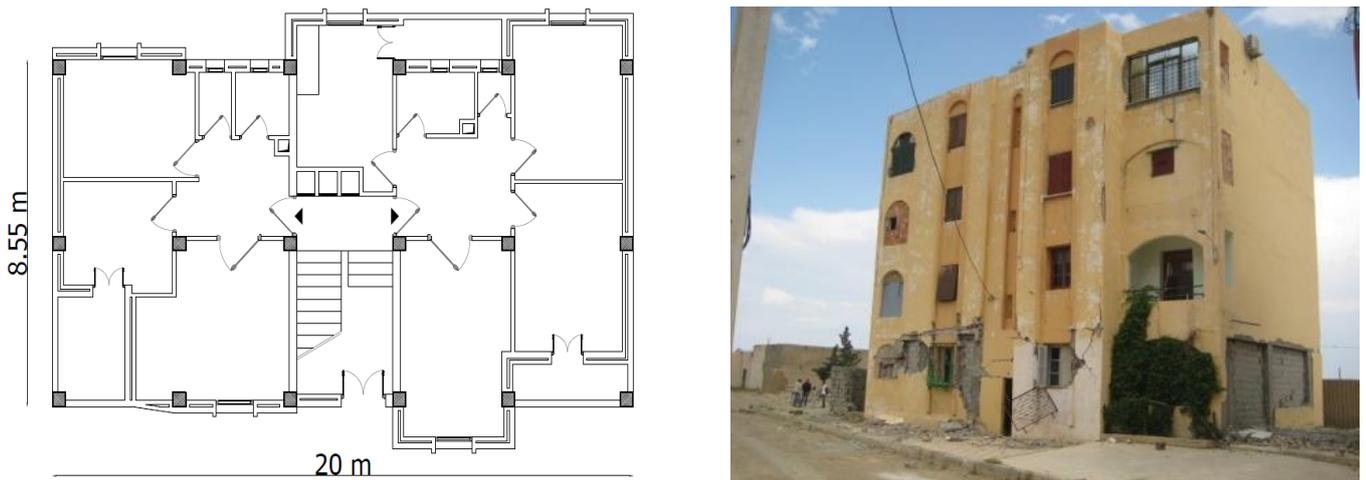


Figure 5.21: Vue en plan et façade du bâtiment B2.

5.5.2 Résultats

En appliquant la méthode de spectre de capacité (CMS) et la modélisation des éléments structuraux décrits aux paragraphes (cf. § 4.3 et 5.2) sur les deux bâtiments, il est possible d'obtenir les déplacements spectraux maximums (S_d) des deux bâtiments B1 et B2 pour $PGA = 0.10g$ et $PGA = 0.15g$, comme le montrent les figures 5.22, 5.23 et le tableau 5.9. A partir des résultats des déplacements spectraux obtenus, on peut déterminer la probabilité d'endommagement des bâtiments étudiés sur les courbes de fragilité (figure 5.24 et 5.25).

Tableau 5.9 : Valeur des déplacements spectraux maximums S_d (cm).

Bâtiment PGA	B1	B2
0.1g	2.85	5.10
0.15g	4.50	10.08

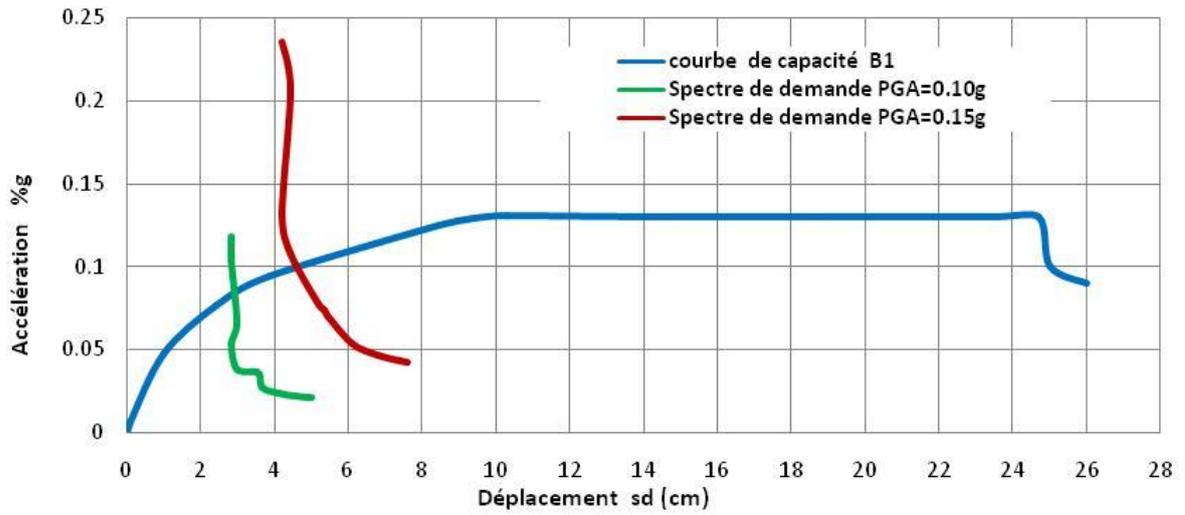


Figure. 5.22: Courbe (Capacité- Demande) obtenue par la méthode CSM, pour le bâtiment B1, PGA = 0.10g PGA=0.15g.

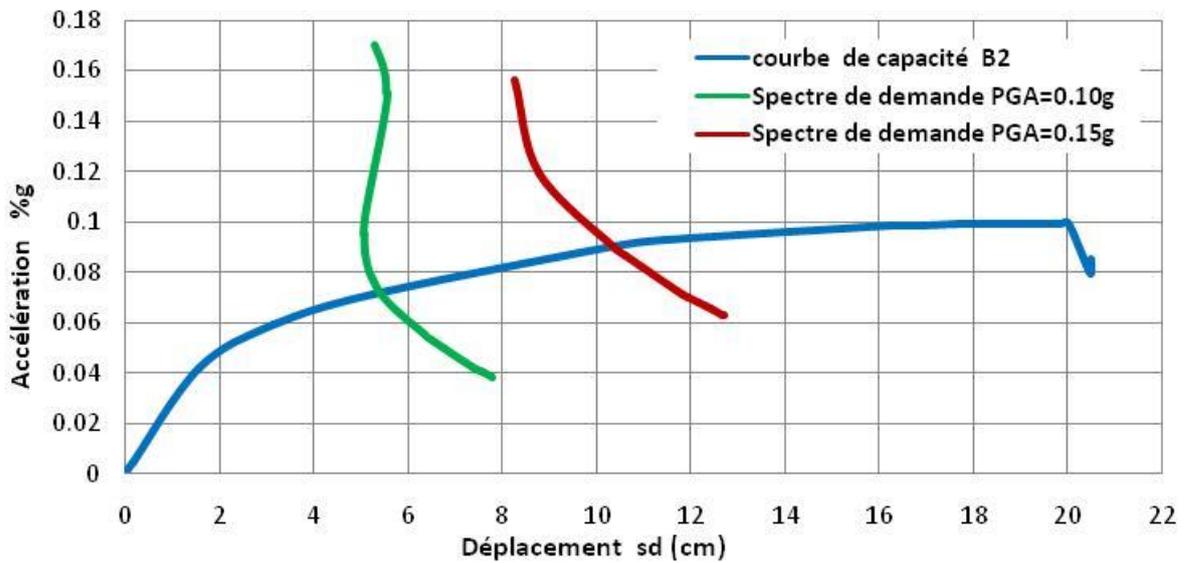


Figure. 5.23: Courbe (Capacité- Demande) obtenue par la méthode CSM, pour le bâtiment B2, PGA = 0.10g PGA=0.15g.

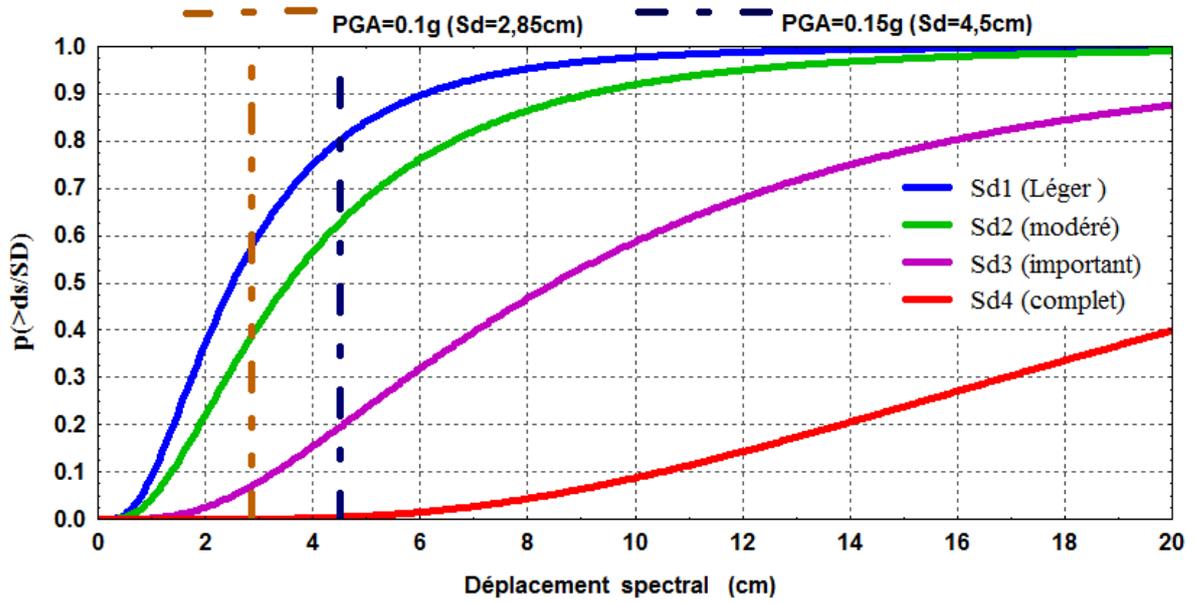


Figure 5.24: Estimation des dommages pour le bâtiment B1, pour PGA = 0.10g
PGA=0.15g.

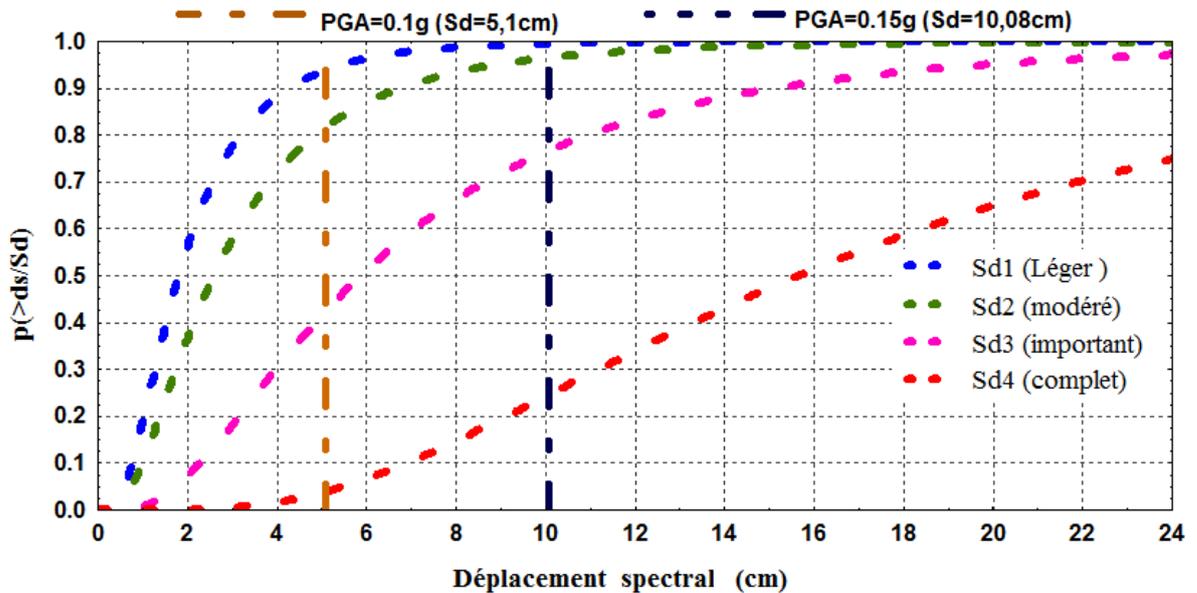


Figure 5.25: Estimation des dommages pour le bâtiment B2, pour PGA = 0.10g
PGA=0.15g.

Les figures 5.26 et 5.27 représentent une autre manière explicite de la probabilité d'endommagement. Pour chaque niveau de dommage, cette figure montre le pourcentage de probabilité pour chaque bâtiment subissant ce niveau de dommage. On peut clairement observer le taux de dommages probables que peut subir le bâtiment B1 pour $PGA = 0.10g$ et $PGA = 0.15g$. Pour le scénario du séisme de Beni Ilmene de $PGA = 0.10g$ correspondant à $S_d = 2.85cm$, les résultats obtenus sont de la forme suivante : il y a 43 % de chances que les bâtiments B1 ne présentent pas des dégâts, 20% qu'ils présentent des dégâts légers, 31% des dégâts modérés, 7% des dégâts importants, et enfin 0% pour des dégâts complets, en générale les résultats indiquent que le bâtiment B1 se trouve dans un niveau de dommage léger. En général, ce même dommage a été observé suite au séisme de Beni Ilmene. Pour le scénario du séisme de référence ($PGA = 0.15g$) correspondant à $S_d = 4.5 cm$, les résultats obtenus sont de la forme suivante : il y a 20 % de chances que les bâtiments B1 ne présentent pas des dégâts, 18% qu'ils présentent des dégâts légers, 43% des dégâts modérés, 19% des dégâts importants, et enfin 0.43% pour des dégâts complets, les résultats indiquent que le bâtiment B1 se trouve dans un niveau de dommage modéré. Concernant le bâtiment B2, pour le scénario du séisme de Beni Ilmene pour $PGA = 0.10g$ correspondant à $S_d = 5.1cm$, les résultats obtenus sont de la forme suivante : il y a 6 % de chances que les bâtiments B2 ne présentent pas des dégâts, 12% qu'ils présentent des dégâts légers, 39% des dégâts modérés, 38% des dégâts importants, et enfin 4% pour des dégâts complets, les résultats montrent que le bâtiment B2 se trouve dans un niveau de dommage entre modéré et important. Quant au scénario du séisme de référence ($PGA=0.15g$) correspondant à $S_d = 10.08cm$, les résultats obtenus sont de la forme suivante : il y a 1 % de chances que les bâtiments B2 ne présentent pas des dégâts, 3% qu'ils présentent des dégâts légers, 20% des dégâts modérés, 52% des dégâts importants, et enfin 25% pour des dégâts complets, les résultats montrent que le bâtiment B2 subit des dommages assez importants. En comparant le comportement des deux bâtiments, on peut facilement noter que le bâtiment B2 est plus vulnérable que le bâtiment B1.

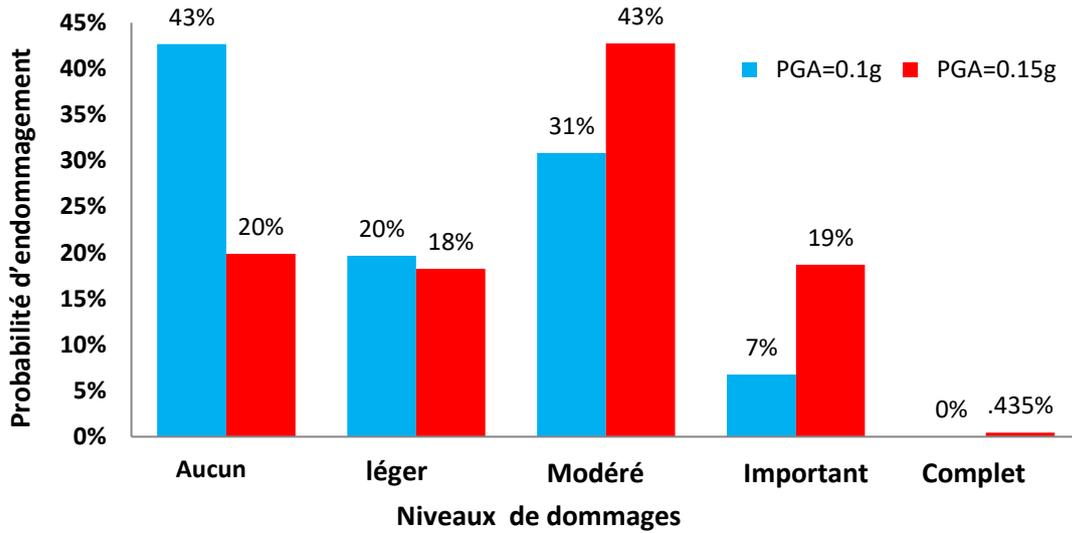


Figure 5.26 Distribution des dommages pour le bâtiment B1, PGA = 0.10g
PGA=0.15g.

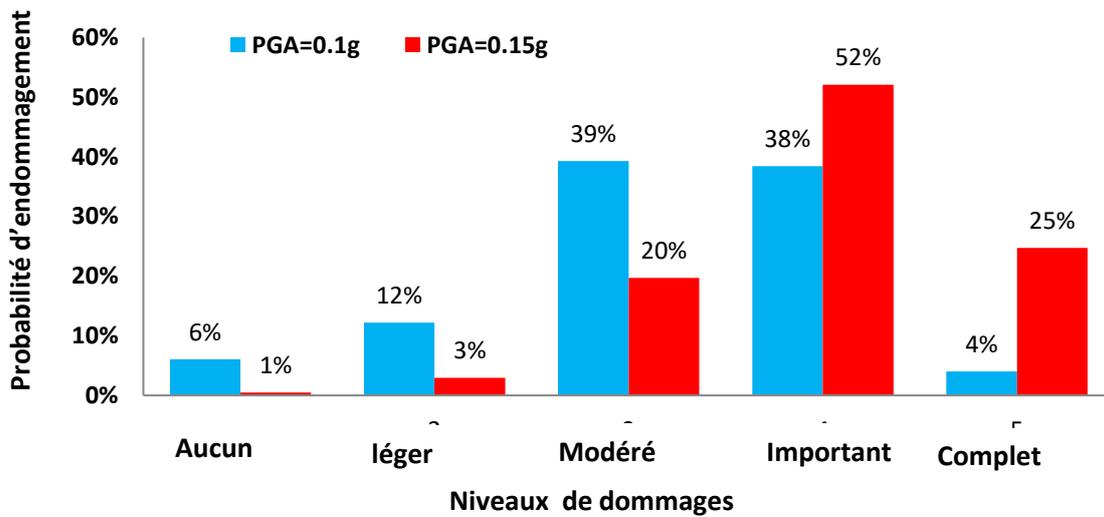


Figure 5.27 Distribution des dommages pour le bâtiment B2, PGA = 0.10g
PGA=0.15g.

6. Conclusion

Dans ce chapitre, une méthodologie simplifiée basée sur la méthode de spectre de capacité (CMS) a été appliquée pour le développement des courbes de fragilité analytiques de deux modèles de base de bâtiments type résidentiel de moyenne hauteur (mid-rise) d'un niveau parasismique élevé (High-Code) et d'un niveau parasismique modéré (Moderate-Code). Les résultats des courbes de fragilité obtenues montrent que les bâtiments dimensionnés conformément aux nouvelles règles parasismiques (RPA99 version 2003) ont une fragilité plus faible que les bâtiments construits en date antérieure (RPA 99, version antérieure). Deux cas réels de bâtiments, touchés par le séisme de Beni Ilmene 2010 (M'sila, Algérie), ont été choisis pour l'application des courbes de fragilité développées. Les résultats des niveaux de dommages par les courbes de fragilité sont assez proches des résultats réellement observés sur les deux cas étudiés.

CONCLUSION, PERSPECTIVES ET TRAVAUX FUTURS

Les courbes de fragilité sont des composantes fondamentales de la méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures et sont des outils probabilistes, utilisés pour évaluer les dommages potentiels des structures à un niveau donné de l'aléa sismique.

Dans ce travail, nous avons utilisé une méthodologie simplifiée basée sur la méthode de spectre de capacité (CMS) pour le développement des courbes de fragilité analytiques des structures portiques en béton armé (cas de bâti algérien). Deux raisons motivent le choix des structures portiques en béton armé de type résidentiel de moyenne hauteur pour le développement des courbes de fragilité : (1) ces structures forment la plus importante catégorie en nombre de bâtiments pour les nouvelles villes algériennes ; (2) elles représentent une grande partie des pertes consécutives à un tremblement de terre.

Cette thèse est constituée de deux parties essentielles:

La première partie présentée dans le **chapitre 1** est une revue de littérature sur les méthodes de développement des courbes de fragilité et les recherches précédentes, différentes méthodes peuvent être utilisées pour construire les courbes de fragilité, ces méthodes peuvent être classées suivant quatre catégories principales: les méthodes empiriques, les méthodes basées sur des expertises, les méthodes analytiques et les méthodes hybrides. **Le chapitre 2** rappelle des notions de base qui constituent l'arrière-plan théorique indispensable pour le calcul statique non linéaire telles que la ductilité, loi moment courbure, loi de comportement des matériaux et le spectre de réponse.

Le troisième chapitre aborde l'action sismique et ses effets sur les structures portiques en béton armé.

Le détail de l'approche probabiliste proposée afin de construire des courbes de fragilité analytique basée sur la méthode de spectre de capacité (CSM) a été présenté dans le **chapitre 4**.

La seconde partie consacrée aux travaux menés au cours de cette thèse. D'abord, le **chapitre 5** présente le travail réalisé concernant la modélisation numérique et comprend deux sections :

- Développement des courbes de fragilité analytiques
- Application des courbes de fragilité (études deux cas).

Dans la première section, deux types fondamentaux de structures de moyenne hauteur ont été retenus en vue de la conception parasismique pour le développement des courbes de fragilité analytiques:

- Bâtiments portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie de moyenne hauteur réalisés après 2003, d'un niveau parasismique élevé (High-Code).
- Bâtiments portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie réalisés avant 2003, d'un niveau parasismique modéré (Modrate-Code).

La dérivation des courbes de fragilité analytiques est basée sur la méthode du spectre de capacité (CSM), cette dernière combine une analyse statique non-linéaire (Pushover) avec une analyse par spectre de réponse. Afin de tenir en compte de la variabilité réelle qui existe au sein d'un groupe de bâtiments de même type, nous avons développé une série de variantes dérivant des modèles de base. Les variantes générées conservent les mêmes dimensions architecturales que les modèles de base mais présentent des variations au niveau des propriétés mécaniques des matériaux. Trente six (36) variantes représentatives de la dispersion des propriétés de chaque modèle ont été générées en utilisant la technique d'échantillonnage Hypercube latin (Latin Hypercube Sampling).

Des analyses statiques non linéaires ont été effectuées sur chaque variante générée, elles permettent d'obtenir les états limites (déplacements spectraux limites), utilisées par la suite dans la construction de la fonction de distribution de probabilité (probability distribution function –PDF). A partir de cette dernière, des simulations de Monte Carlo (MCS) sont effectuées pour générer 1000 spectres de capacité pour chaque modèle afin d'aboutir à des résultats satisfaisants et précis. Ces spectres de capacité générés nous permettent d'obtenir des spectres de capacité moyens, à partir desquels les deux paramètres \overline{Sd}_{ds} , et β_{ds} contrôlant la fonction de fragilité sont déduits pour les quatre niveaux de dommages (Léger, modéré, important et complet).

Dans la deuxième section on a effectué des applications sur les courbes de fragilité obtenues sur deux cas réels de bâtiments touchés par le séisme de Beni Ilmene 2010 (M'sila, Algérie).

Le premier bâtiment (**B1**), considéré pour l'application, est de 5 étages construit en 2005 et dimensionné selon RPA99 version 2003. Durant le séisme de Beni Ilmene, le bâtiment, a subi les dommages suivants: fissures horizontales, croisées et inclinées profondes sur les murs extérieurs, fissures peu profondes dans toutes les directions sur les cloisons, décollement des enduits extérieurs et intérieurs.

Le deuxième cas étudié est un bâtiment (**B2**) de 4 étages, construit en 2000 et dimensionné selon le règlement (RPA 99, version antérieure). La construction a subi les dommages suivants : effondrement des parois de remplissage, fissures au niveau des nœuds des poteaux du res de chaussée.

Ces applications nous permettent d'effectuer la comparaison de nos résultats dues aux courbes de fragilité développer avec les dommages réellement observés. Afin d'évaluer les taux de dommage de chaque type de bâtiment, deux scénarios de séisme ont été considérés. Le premier est le séisme de Beni Ilmene du 14 mai 2010, cet événement correspond à un séisme dont le PGA est d'environ 0,10g (MW = 5.2. Le deuxième scénario est celui du séisme de référence, dont le PGA est de 0,15g, car les bâtiments sont situés dans la zone IIa et implantés sur un sol de type S3 selon RPA99 version 2003.

Résultats et discussion :

1. Pour la première section les résultats des spectres de capacité et des courbes de fragilité développées pour les deux modèle sont permis de tirer les points importants suivants :

Résultats des spectres de capacité

- Résultats des spectres de capacité moyens des deux modèles montrent que les bâtiments portiques en béton armé réalisés après 2003 (modèle A) ont une résistance plus importante que les bâtiments portique en béton armé réalisés avant 2003 (modèle B). En plus, le modèle A dimensionné conformément aux nouvelles règles parasismiques (RPA99 version 2003) a une capacité de déplacement ultime de 23.7 cm pour une accélération maximale égale à 0.15g. Cependant, le modèle B dimensionné pour résister à des secousses sismiques modérées a une capacité de déplacement ultime de 15.68 cm pour une accélération maximale égale à 0.12g. La différence en déplacement ultime (S_{du}) entre les deux modèles est de 34%, tandis que l'accélération spectrale maximale (S_{au}) est de 20%.

Résultats des courbes de fragilité

- Résultats des courbes de fragilité pour chaque niveau de dommage (Léger, modéré, important et complet) des deux modèles montrent clairement que la moyenne des dommages des bâtiments portiques en béton armé réalisés après 2003 (modèle A) est inférieure à celle des bâtiments portiques en béton armé réalisés avant 2003 (modèle B) et les courbes de fragilité du modèle A sont toujours décalées vers la droite. Cependant, pour le modèle B, ses courbes sont décalées vers la gauche. Ceci est cohérent avec le fait que le modèle B est le plus vulnérable que le modèle A. La différence entre les courbes de fragilité du modèle A et celle du modèle B est due à deux principaux paramètres influençant le comportement global des deux modèles. Ces deux paramètres sont les propriétés mécaniques des matériaux, et le ferrailage des éléments structuraux.
2. Concernant la deuxième section, les résultats de l'étude de deux cas réels de bâtiments, qui ont été choisis pour l'application des courbes de fragilité développées ont permis de tirer les points importants suivants :
- Bâtiment **B1**, pour le scénario du séisme de Beni Ilmene (PGA = 0.10g), les résultats indiquent que le bâtiment se trouve dans un niveau de dommage léger. Cependant pour le scénario du séisme de référence (PGA = 0.15g), les résultats indiquent que le bâtiment se trouve dans un niveau de dommage modéré.
 - Concernant le bâtiment **B2**, pour le scénario du séisme de Beni Ilmene (PGA = 0.10g), les résultats montrent que le bâtiment se trouve dans un niveau de dommage entre modéré et important. Quant au scénario du séisme de référence (PGA=0.15g), les résultats montrent que le bâtiment B2 subit des dommages assez importants.
 - La comparaison des dommages des deux bâtiments, montre que le bâtiment B2 de 4 étages, construit en 2000 et dimensionné selon le règlement (RPA 99, version antérieure) est plus vulnérable que le bâtiment B1 de 5 étages construit en 2005 et dimensionné selon RPA99 version 2003.
 - Les résultats des niveaux de dommages obtenus par les courbes de fragilité développées sont assez proches des résultats réellement observés sur les deux cas étudiés suite au séisme de Beni Ilmene 2010.

PERSPECTIVES ET TRAVAUX FUTURS

Concernant les perspectives et travaux futurs, ce travail conduit à envisager à poursuivre l'étude de l'influence des paramètres ci-dessous sur les courbes de fragilité des structures portiques en béton armé:

1. Effets de l'interaction sol- structure ;
2. Influence de l'irrégularité (effet de torsion) ;

Finalement, nous avons utilisé une approche probabiliste par la méthode de spectre de capacité (CSM) basée sur l'analyse statique non linéaire (Pushover) pour développer les courbes de fragilité analytiques. L'analyse statique non-linéaire (Pushover), a été utilisée par plusieurs chercheurs à cause de ses modèles analytiques simplifiés et du temps de calcul réduit par rapport à une analyse dynamique non-linéaire. Mais les résultats obtenus par cette analyse restent limités parce qu'elles ne tiennent pas en compte la modification, des propriétés dynamiques, reliée à la dégradation de la rigidité réelle.

Une autre perspective serait de continuer ce travail par une analyse dynamique non-linéaire incrémentale (IDA) qui permet de considérer les propriétés dynamiques réelles car la demande sismique étant représentée par des accélérogrammes des séismes réels, il est possible d'obtenir par cette méthode des courbes de fragilité plus réalistes.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] V. DAVIDOVICI., Séisme de Boumerdes 21 mai 2003, Rapport préliminaire Ministère de l'Habitat 8 juin 2003.
- [2] Y . MENASRI., Estimation des dommages occasionnés aux bâtiments appartenant à L'OPGI suite à séisme de 14 et 16 mai 2010, RAPPORT D'EXPERTISE, CAAT M'silla, 04/10/2010.
- [3] C. T. Dang ., Méthodes de construction des courbes de fragilité sismique par simulations numériques, Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal- Clermont II, France, 28 mai 2014.
- [4] M. Perrault, Évaluation de la vulnérabilité sismique de bâtiments à partir de mesures in situ, Thèse de doctorat, Université DE GRENOBLE, 25 janvier 2013
- [5] ATC-40., Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol. 1, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.
- [6] FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, 2000.
- [7] P. Fajfar. A nonlinear analysis method for performance based seismic design, Earthquake spectra, Vol.16, N°.3, pp.573-592, 2000.
- [8] A. K .Chopra., Goel R. K. A Modal Pushover Analysis Procedure for Estimating Seismic Demands for Buildings. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, vol. 31, n° 3, pp. 561-582.
- [9] AFPS., Vulnérabilité Sismique Du Bâti Existant : Approche D'ensemble, document de travail, version 2.2, mai 2005.
- [10] L. Kerstin ., Seismic vulnerability of existing buildings, These de doctorat , Swiss Federal Institute Of Technology Zurich ,Lausanne 2002.
- [11] FEMA., HAZUS-MH-MR1, Multi-hazard Loss Estimation Methodology, Earthquake Model, Advanced Engineering building module, Technical and user's manual. Federal Emergency Management Agency 2003 Washington, D.C.
- [12] P. GUEGUEN., Evaluation de la vulnérabilité, Rapport final, Laboratoire de Géophysique et Tectonophysique Observatoire de Grenoble, Août 2006.
- [13] H. S. Gustavo, Évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts routiers au Québec réhabilités avec l'utilisation d'isolateurs en caoutchouc naturel, Thèse de doctorat, Université SHERBROOKE(Québec) Canada, Juin 2013
- [14] A. Guillaume , vulnérabilité sismique hors-plan des murs de maçonnerie en pierre non armée, mémoire présenté à l'école de technologie supérieure, MONTRÉAL, LE 17 AVRIL 2014.

- [15] Abo-El-Ezz, Ahmad, Marie-josé Nollet et Miroslav Nastev. 2011b. « Analytical Displacement-based seismic fragility analysis of stone masonry buildings ». In 3rd ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering. (Corfu, Greece, 25-28 May 2011), p. 2503-2514. Leiden, Netherlands: Taylor and Francis/Balkema.
- [16] RPA99., Règles Parasismiques Algériennes 99 Version 2003, Algérie, OPU 2003.
- [17] A. Kadid., Analyse Sismique Tri Dimensionnelle des Structures en Béton Armé, Rapport Final, Université de Batna, 2006.
- [18] Y .BELMOUDEN, P. LESTUZZI., Evaluation De La Vulnérabilité Sismique Des Bâtiments Existants En Suisse, École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) ENAC-IS-IMAC, EPFL, Rapport de Recherche, 28 Avril 2006.
- [19] Y. BELMOUDEN., Analyse spectrale non itérative des oscillateurs simples sous l'action des tremblements de terre, Bulletin de l'Institut Scientifique, Rabat, section Sciences de la Terre, 2004, n°26, 1-10.
- [20] S. LIGNON, L. JEZEQUEL., Approche robuste du spectre de réponse, 18 ème Congrès Français de Mécanique Grenoble, 27-31 août 2007.
- [21] A. PECKER., Dynamique des structures et des ouvrages, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Edition 2006
- [22] L. F. ZULUAGA RUBIO, S. AMBROISE and P. PAULTRE Détermination des états limites des piliers de ponts en béton dans une approche basée sur la performance sismique. Rapport de projet de recherche exécuté par l'Université de Sherbrooke pour le Ministère des Transports du Québec 2 décembre 2015
- [23] V.Gioncu, 'Framed structures. Ductility and seismic response. General Report', Journal of Constructional Steel Research, 55 (2000) pp.125-154
- [24] FEMA 451 *NEHRP Recommended Provisions: Design Examples*, Federal Emergency Management Agency, Washington, 2005.
- [25] A. Mikael " Evaluation des paramètres physiques des bâtiments : amortissement, fréquence et modes de comportement des structures de génie civil : approche expérimentale" Thèse de doctorat , université de Grenoble, 14 mars 2011.
- [26] R. CRAMBUER " contribution a l'identification de l'amortissement approches expérimentales et numériques "thèse de doctorat de l'école normale supérieure de Cachan, 07 octobre 2013.
- [27] J. H. Marie- "modélisation de poutres en béton arme endommagées par chargements cycliques Comportement en flexion et en cisaillement" Mémoire maîtres sciences, Université Laval QUÉBEC, Mars 2007

- [28] M. TERRIEN, (1980). Emission acoustique et comportement mécanique post-critique d'un béton sollicité en traction. Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées, 105:65–72.
- [29] J. Rousseau "modélisation numérique du comportement dynamique de structures sous impact sévère avec un couplage éléments discrets / éléments Finis, thèse de doctorat, université de Joseph Fourier Grenoble I, juillet 2009
- [30] X. H. NGUYEN "Vulnérabilité des structures en béton armé à voiles porteurs: expérimentation et modélisation", thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, Juin 2006.
- [31] R. Freydoon "Etude du comportement en flexion de poutres en béton Armé corrodé: modélisation moment-courbure Modifiée prenant en compte le raidissement en Traction du béton fissuré", thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologies de Lille, Juin 1999.
- [32] P. Maurel " Loi Moment-Courbure simplifiée en béton armé", Note Technique, 2010.
- [33] A. PLUMIER., Évaluation et réduction du risque sismique en Belgique dans le cadre de l'Eurocode 8, SSTC (Services fédéraux des affaires Scientifiques, Techniques et Culturelles), Université de Liège ,2002.
- [34] G.G. Penelis ,. and A.J .Kappos , " Earthquake Resistant Concrete Structures% . E & FN SPON - Chapman & Hall , London, UK . 1997
- [35] Bath allen, carparelli hadrien, cavallo dylan Les bâtiments parasismiques Comment les bâtiments parasismiques résistent-ils aux séismes
- [36] K. Dookie, C. Sandeep, F. N Charito, W. Feng and L. Do Hyung, 2011, "A probabilistic capacity spectrum strategy for the reliability analysis of bridge pile shafts considering soil structure interaction", Latin American Journal of Solids and Structures, 8, 291-303.
- [36] V. PELLISSIER., "Evaluation de stratégies pour la gestion du risque sismique du bâtiment", Thèse de doctorat Lausanne, EPFL 2004.
- [37] H. Bachmann., "Conception parasismique des bâtiments .Principes de base à l'intention des ingénieurs", architectes, maîtres d'ouvrages et autorités, Directives de l'OFEG, Office Fédéral des Eaux et de la Géologie, Berne, 2002.
- [38] A. PLUMIER., Évaluation et réduction du risque sismique en Belgique dans le cadre de l'Eurocode 8, SSTC (Services fédéraux des affaires Scientifiques, Techniques et Culturelles), Université de Liège ,2002.
- [39] Y. MENASRI, M.S. NOUAOURIA&M. GUENFOUD: Evaluation de la vulnérabilité sismique a l'échelle d'une structure en béton arme par l'analyse statique non linéaire (pushover) , "SICZS_2010" Symposium International sur la Construction en Zone Sismique Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie), 26 – 27 octobre 2010

- [40] A. Dazio., Capacité portante des constructions en béton, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Traduction ENAC-IS-IMAC, EPFL.
- [41] H. Krawinkler., Procedure and construction of pushover analysis of seismic performance evaluation engineering structure, vol: 20, edition: Elsevier science, Department of civil engineering standford university U.S.A 1998.
- [42] FEMA 273 , NEHRP recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [43] D. COMBESCURE ., Modélisation des structures de génie civil sous Chargement sismique a l'aide de CASTEM 2000, Rapport DM2S, 2001.
- [44] Z. V. Milutinovic et G. S. Trendafiloski : Risk-UE : an advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different european towns, WP4 : Vulnerability of current buildings. European Project, 2003
- [45] M. CLOTAIRE., Vulnérabilité Sismique de l'échelle du bâtiment à celle de la ville, Thèse de doctorat, l'Université Joseph Fourier - Grenoble I, 22 octobre 2007.
- [46] P. Mouroux., C. Negulescu., Comparaison pratique entre les méthodes en déplacement de l'ATC 40 (en amortissement) et de l'Eurocode 8 (en ductilité), 7ème Colloque National AFPS– Ecole Centrale Paris.2007
- [47] P. Gehl., S. Sy., Développement de surfaces de fragilité pour le bâti courant en maçonnerie. Rapport BRGM/RP-58906-FR, Monfort-Climent D. (2010).
- [48] R. FAKHEREDDINE ., Méthodes de Monte Carlo stratifiées pour l'intégration et la simulation numériques, Thèse de doctorat, Université de GRENOBLE, France, septembre 2013.
- [49] FEMA : HAZUS-MH MR3 Technical Manual. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2003.
- [50] G. Ruiz ., J. and Miranda, E., "Probabilistic estimation of maximum inelastic displacement demands for performancebased design", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 36, No. 9, (2007), 1235-1254.
- [51] M.D. McKay ., R.J. Beckman, and W.J. Conover., "Comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis of output from a computer code", Technometrics, Vol.21, No. 2, (1979), 239-245.
- [52] R.Y. Rubinstein, and D.P. Kroese., "Simulation and the monte carlo method, John Wiley & Sons, Vol. 10, (2016).
- [53] D.E. Popescu.,, C Popescu ., and G. Gabor., "Monte carlo simulation using excel for predicting reliability of a geothermal plant", in Int. Geothermal Conf., (2003), 7-12.

Annexe A

Table A.1: Typologies de bâtiments définies dans la méthodologie Hazus.
D'après la FEMA [11]

No.	Label	Description	Height			
			Range		Typical	
			Name	Stories	Stories	Meters
1	W1	Wood, Light Frame (≤ 5000 sq. ft.)		1-2	1	4.27
2	W2	Wood, Commercial and Industrial (> 5000 sq. ft.)		All	2	7.32
3	S1L	Steel Moment Frame	Low-Rise	1-3	2	7.32
4	S1M		Mid-Rise	4-7	5	18.29
5	S1H		High-Rise	8+	13	47.55
6	S2L	Steel Braced Frame	Low-Rise	1-3	2	7.32
7	S2M		Mid-Rise	4-7	5	18.29
8	S2H		High-Rise	8+	13	47.55
9	S3	Steel Light Frame		All	1	4.57
10	S4L	Steel Frame with Cast-in-Place Concrete Shear Walls	Low-Rise	1-3	2	7.32
11	S4M		Mid-Rise	4-7	5	18.29
12	S4H		High-Rise	8+	13	47.55
13	S5L	Steel Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1-3	2	7.32
14	S5M		Mid-Rise	4-7	5	18.29
15	S5H		High-Rise	8+	13	47.55
16	C1L	Concrete Moment Frame	Low-Rise	1-3	2	6.10
17	C1M		Mid-Rise	4-7	5	15.24
18	C1H		High-Rise	8+	12	36.58
19	C2L	Concrete Shear Walls	Low-Rise	1-3	2	6.10
20	C2M		Mid-Rise	4-7	5	15.24
21	C2H		High-Rise	8+	12	36.58
22	C2L	Concrete Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1-3	2	6.10
23	C2M		Mid-Rise	4-7	5	15.24
24	C2H		High-Rise	8+	12	36.58
25	PC1	Precast Concrete Tilt-Up Walls		All	1	4.57
26	PC2L	Precast Concrete Frames with Concrete Shear Walls	Low-Rise	1-3	2	6.10
27	PC2M		Mid-Rise	4-7	5	15.24
28	PC2H		High-Rise	8+	12	36.58
29	RM1L	Reinforced Masonry Bearing Walls with Wood or Metal Deck Diaphragms	Low-Rise	1-3	2	6.10
30	RM1M		Mid-Rise	4+	5	15.24
31	RM2L	Reinforced Masonry Bearing Walls with Precast Concrete Diaphragms	Low-Rise	1-3	2	6.10
32	RM2M		Mid-Rise	4-7	5	15.24
33	RM2H		High-Rise	8+	12	36.58
34	URML	Unreinforced Masonry Bearing Walls	Low-Rise	1-2	1	4.57
35	URMM		Mid-Rise	3+	3	10.67
36	MH	Mobile Homes		All	1	3.05

Annexe B

Lois de probabilité [3]:

1. Loi normale

La loi normale est très répandue parmi les lois de probabilité car elle s'applique à de nombreux phénomènes. La loi normale est définie par une moyenne μ et un écart type β .

La fonction de densité :

$$p_N(a; \mu, \sigma) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left[\frac{a-\mu}{\sigma}\right]^2\right) \quad (\text{B.1})$$

La fonction de répartition :

$$F_N(a; \mu, \sigma) = \int_{-\infty}^a p_N(a; \mu, \sigma) da = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^a \exp\left(-\frac{1}{2}\left[\frac{a-\mu}{\sigma}\right]^2\right) da \quad (\text{B.2})$$

2. Loi log-normale

Une variable aléatoire continue et positive A est distribuée selon une loi log-normale si son logarithme est distribué suivant une loi normale. La loi log-normale a deux paramètres A_m et β .

La fonction de densité :

$$p_{LN}(a; A_m, \beta) = \frac{1}{a\beta\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln(a/A_m)}{\beta}\right]^2\right) \quad (\text{B.3})$$

Par intégration de la fonction de densité, il vient que la fonction de répartition s'exprime en fonction de la fonction d'erreur erf :

$$F_{LN}(a; A_m, \beta) = \int_0^a p_{LN}(a; A_m, \beta) da = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \operatorname{erf}\left[\frac{\ln(a/A_m)}{\beta\sqrt{2}}\right] \quad (\text{B.4})$$

Annexe C

Obtention du point de performance "Approche en ductilité EC8"

Elle a été proposée par Fajfar dès 1998. Elle utilise des spectres inélastiques (figure A.1), dont le coefficient réduction R_μ , pour passer du spectre élastique ($\beta = 5\%$, $\mu = 1$), aux spectres inélastiques ($\mu > 1$) [33] :

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T_s)}{A_y} \quad (\text{C.1})$$

$$R_\mu = (\mu - 1)T_s / T_2 + 1 \text{ pour } T_2 > T_s \quad (\text{C.2})$$

$$R_\mu = \mu \text{ pour } T_2 \leq T_s \leq T_3 \quad (\text{C.3})$$

Avec :

S_{ae} : spectre d'accélération élastique

A_y : Accélération spectrale correspondant à la limite élastique de la structure.

T_2 : Période de transition sur le spectre et

T_s : Période fondamentale de la structure.

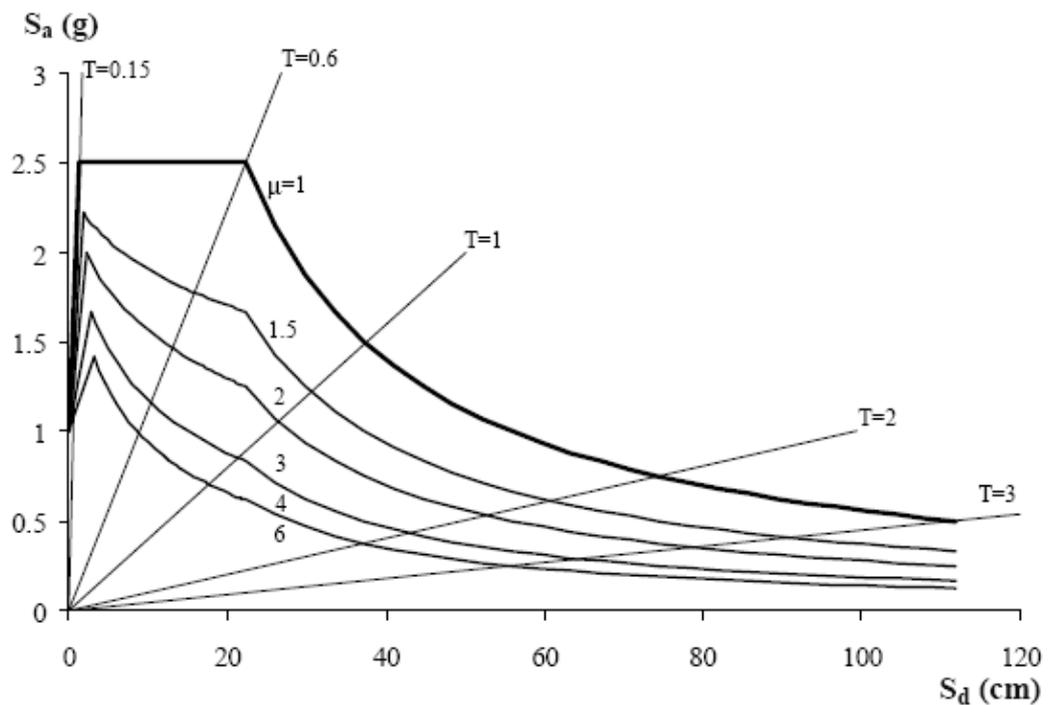


Figure C.1 Spectres inélastiques d'après [7].

Dans cette approche, le point de performance est obtenu lorsque la demande en ductilité du spectre inélastique est égale à la ductilité de la structure (figure A.2).

- Ductilité de la structure $\mu_p = D_p / D_y$ (C.4)

- Demande en ductilité du spectre inélastique :

$$\mu = \left[1 + (S_{ae} / A_y - 1) T_2 / T_s \right] \text{ pour } T_2 > T_s \text{ et } S_{ae} / a_y > 1 \quad (C.5)$$

$$\mu = S_{ae} / A_y \quad \text{pour } T_2 \leq T_s \leq T_3 \quad (C.6)$$

Par l'utilisation des équations (A.4), peut obtenir le déplacement cible D_p .

$$D_p = \mu \cdot D_y = S_{de} / R_\mu = S_{de} \quad \text{pour } T_2 \leq T_s \leq T_3 \quad (C.7)$$

$$D_p = \mu \cdot D_y = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_2}{T_s} \right) \quad \text{pour } T_2 > T_s \text{ et } S_{ae} / A_y > 1 \quad (C.8)$$

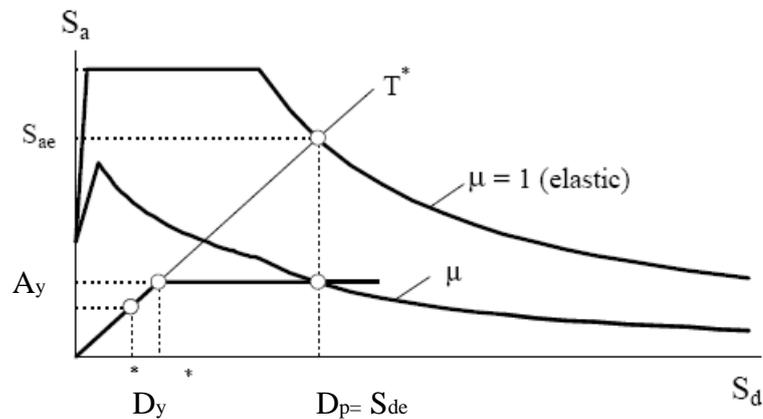


Figure C.2 Spectres de demande élastique et inélastique et la courbe de capacité [7].

