

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MAGISTER

en Génie Civil

Spécialité : Construction

APPROCHE PROBABILISTE POUR LA DETERMINATION DE LA VULNERABILITE SISMIQUE (SIMULATION MONTE CARLO)

Par

SERRAYE Mahmoud

devant le jury composé de :

M. ABED	Professeur, U. Saad Dahleb de Blida	Président
M. BENZAIBI	Professeur, U. Saad Dahleb de Blida	Examineur
M. NAILI	Maître de Recherche au CGS	Examineur
Z.NOUAS	Maître de conférences, U. Saad Dahleb de Blida	Rapporteur

Blida, 2012

RESUME

La vulnérabilité sismique est un composant essentiel dans les stratégies de prévention voire de réduction du risque sismique. En fonction de l'échelle d'étude (région, ville, structure...), la plupart des méthodologies d'analyse de la vulnérabilité sismique, et de réduction du risque sismique existent, permettant de procéder à une estimation des dommages pour différentes typologies de structures.

Dans ce travail, nous nous intéressons à une seule typologie, celle des bâtiments en portique en béton armé type . La structure est discrétisée en un ensemble d'éléments « poutre » non-linéaires, modélise par des éléments en fibre. L'estimation du niveau de performance atteint lors d'une action sismique donnée est obtenue à partir de la courbe de capacité (basée sur une analyse statique en poussée progressive "Push over"). L'analyse de la performance de la structure est probabiliste car aussi bien le spectre de réponse représentatif de l'action sismique et les paramètres lié à la géométrie de la structure ainsi que les propriétés des matériaux sont aléatoires (variabilité du signal sismique, variabilité des paramètres lié au géométrie de la structure, variabilité résistance à la compression du béton, limite élastique de l'acier...). Une étude a été menée au travers de simulations de type "Monte-Carlo" pour déterminer les fonctions de distribution des courbes de fragilité.

ABSTRACT

The vulnerability assessment of structures is a focal component for earthquake prevention and mitigation strategies. Depending on the scale of study (the region, the city, the structure ...), most of the methodologies of analysis to reduce seismic risk are available, enabling to carry out damage assessment for different kinds of structures.

In this study, we focus at one structure's type, It is that of the beam-column element buildings made of reinforced concrete. The structure is discretized in a unit of non-linear elements "beam" (NonlinearBeamColumn element), model by fiber section. The estimated performance level achieved during a seismic action is obtained from capacity curves (based on a static pushover analysis). The performance analysis of the structure is a probabilistic analysis since all of the representative response spectrum of the seismic action, the geometrical parameters of dimensioning of the structure as well as the materials properties are random (variability of the seismic signal, variability of the parameters related to the geometry of the structure, variability related to compressive strength of the concrete, elasticity limit of the steel...). A study was conducted through Monte Carlo simulations to determine the vulnerability cumulative distribution functions.

ملخص

إن تقييم الضرر المحتمل للمباني الموجودة مسألة جوهرية لتقدير خطر الزلازل وعليه فإن دراسة الهشاشة الزلزالية للمباني تعد عنصرا أساسيا في استراتيجيات الوقاية و الحد من هذه المخاطر، واعتمادا على دراسات ل (المنطقة، المدينة، البناية..) فإن معظم الطرق الموجودة لتقييم الهشاشة الزلزالية تمكن وتسمح من إجراء تقييم الأضرار لمختلف أنواع المباني.

في هذه الدراسة نركز على نوع واحد من المباني ألا وهو المباني (أعمدة – روافد) من الخرسانة المسلحة، حيث تمثل البناية بمجموعة من العناصر (أعمدة + روافد) وكل عنصر يمثل بمجموعة من ألياف تشغل في مجال غير خطي. بحيث يتم الحصول مستوى القدرة لأداء المباني الناتج عن نشاط زلزالي معين بواسطة منحنى القدرة (تعتمد على طريقة الدفع التدريجي للبناية). إن تحليل أسلوب البناية من حيث أدائها اتجاه الزلازل هو احتمالي لوجود تغير و تباين في الإشارات الزلزالية و تغير في الشكل الهندسي للعناصر المكونة للمباني وكذا تقلب في خصائص المواد المشكلة للمباني.

في هذه الدراسة تمت تحديد منحنيات الهشاشة لهذا النوع من المباني (ذات أعمدة – روافد) من الخرسانة المسلحة من خلال تحليل "Monte-Carlo".

REMERCIEMENTS

Je remercie tout d'abord le bon Dieu qui m'a aidé à terminer ce travail « Alahamde li ALLAH ».

Je tiens à remercier beaucoup mon promoteur Dr. ZOUBIR NOUAS, pour m'avoir proposé un sujet et pour la confiance qu'il m'a accordée. Il m'a dirigé tout au long de cette étude et m'a donné les grands axes de recherche, Je le remercie aussi pour son soutien, ses conseils précieux et sa patience afin que je puisse terminer ce travail.

Je tiens à remercier M^{er} ABED, d'avoir bien voulu m'honorer en présidant le jury

je tiens également à remercier M^{er} BENSAIBI, M^{er} NAILI, pour avoir accepté d'examiner et de juger mon travail.

je remercie mon père, pour son soutien et ses encouragements, ainsi que mes frères et sœurs.

A M^{er} khaldi mohamed, pour son aide utile à l'élaboration du programmation.

Une pensée pour toute mes amis, et particulièrement SALIMA.

Un grand merci à tous du fond du cœur.

Mahmoud Serraye

TABLE DES MATIERES

RESUME.....	2
REMERCIEMENTS.....	5
TABLE DES MATIERES.....	6
LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX.....	10
INTRODUCTION.....	16
1. RISQUE SISMIQUE ET VULNERABILITE SISMIQUE.....	19
1.1. Introduction.....	19
1.2. Aléa sismique et définition des paramètres.....	19
1.2.1. Définition du séisme.....	20
1.2.2. Mesure des séismes.....	20
1.2.2.1. Intensité.....	20
1.2.2.2. Magnitude.....	21
1.2.3. Notion de l'aléa sismique.....	22
1.2.3.1. L'accélération maximale du sol (PGA).....	22
1.2.3.2. Le spectre de réponse.....	23
1.3. Risque sismique.....	28
1.3.1. Notion du risque.....	28
1.3.2. Notions du risque sismique.....	28
1.3.3. Les éléments exposés ou éléments à risque.....	29
1.4. La vulnérabilité sismique.....	29
1.4.1. Définitions.....	29
1.4.2. Les objectifs d'une étude de la vulnérabilité sismique.....	31
1.5. Conclusion.....	32
2. EVALUATION DE LA VULNERABILITE SISMIQUE.....	34
2.1. Introduction.....	34
2.2. Méthodes probabilistes.....	35
2.2.1. Approche probabiliste utilisant des matrices de probabilité de dommage.....	35
2.2.2. Approche probabiliste utilisant des courbes de vulnérabilité.....	36
2.2.3. Méthode EMS 1998.....	36

2.3. Méthodes utilisant l'indice de vulnérabilité.....	40
2.3.1. Méthode GNDT.....	40
2.3.2. Méthode RISK-UE (level I).....	45
2.3.3. Méthode d'indice de vulnérabilités pour les bâtiments.....	48
2.3.4. La méthode FEMA154.....	50
2.4. Méthodes déterministes (méthodes en déplacement).....	52
2.4.1. Principe général des méthodes.....	52
2.4.2. Méthode HAZUS (HAZards United States).....	54
2.4.3. Méthode RISK-UE (level II).....	58
2.5. Conclusion.....	62
3. ANALYSE PUSH-OVER.....	63
3.1. Introduction.....	63
3.2. Les méthodes d'analyse des structures.....	64
3.2.1. Analyse statique linéaire.....	64
3.2.2. Analyse dynamique linéaire.....	64
3.2.3. Analyse statique non linéaire.....	65
3.2.4. Analyse dynamique non linéaire.....	65
3.3. Comportement inélastique des structures.....	65
3.3.1. Notions de ductilité.....	66
3.3.2. Modèles de comportement.....	67
3.4. Analyse statique non linéaire (analyse push over).....	68
3.4.1. Introduction.....	68
3.4.2. Présentation de la méthode d'analyse Push over.....	69
3.4.3. Eléments clés de l'analyse push over.....	69
3.4.3.1. Courbe de capacité.....	69
3.4.3.2. Chargement latéral.....	71
3.4.3.3. Nœud de contrôle.....	73
3.4.3.4. Déplacement cible.....	73
3.4.3.5. Point de performance.....	75
3.5. Conclusion.....	81

4. MODELISATION ET ANALYSE PAR LOGICIEL OPENSEES ET ETUDE PARAMETRIQUE.....	82
4.1. Généralités.....	82
4.2. Choix de modèle et loi de comportement des matériaux.....	84
4.2.1. Description modèle multifibre.....	85
4.2.2. Lois de comportement des matériaux béton et acier.....	86
4.2.2.1. Modèle du béton.....	87
4.2.2.2. Modèle de l'acier.....	89
4.3. Etude Paramétrique.....	92
4.3.1. Paramètres liés au modèle numérique.....	92
4.3.1.1. Nombre de points d'intégration.....	93
4.3.1.2. Nombre de fibres.....	94
4.3.2. Paramètres liés au matériau.....	95
4.3.2.1. Paramètres liés au matériau (acier).....	95
4.3.2. 2. Paramètres liés au matériau (béton).....	96
4.3.3. Paramètres liés à la géométrie de structure.....	97
4.4. Conclusion.....	100
5. METHODE PROBABILISTE POUR LA DETERMINATION DE S COURBES DE FRAGILITE.....	101
5.1. Introduction.....	101
5.2. Présentation la simulation de monte Carlo.....	102
5.3. Description général de l'approche utilisée.....	103
5.3.1. Génération les variables (paramètres) aléatoires.....	104
5.3.2. Construction les courbes de capacité.....	105
5.3.3. Définition l'action sismique.....	107
5.3.4. Obtention des points de performance.....	108
5.3.5. Détermination l'état d'endommagement.....	109
5.3.6. Construction les courbes de fragilité.....	112
5.4. Exemple d'application et résultats obtenue.....	113
5.4.1. Générer les variables (paramètres) aléatoires.....	114
5.4.2. Construire les courbes de capacité.....	122
5.4.3. Générer les spectres de réponse.....	122
5.3.4. Détermine les point de performances.....	124

5.4.5. Détermine l'état d'endommagement.....	125
5.3.6. Construire des courbes de fragilité.....	125
5.5. Conclusion.....	127
CONCLUSION.....	128
ANNEXES.....	131
REFERENCE.....	140

LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1.1 Accélérogramme de séisme de CHERCHEL1989	23
Figure 1.2 Modélisation d'une structure par oscillateur équivalent	24
Figure 1.3 Construction d'un spectre de réponse élastique sous l'action d'un tremblement de terre	25
Figure 1.4 Spectre de calcul (spectre de code)	26
Figure 1.5 Spectre de réponse élastique et spectre de réponse inélastique en accélération A(T)	27
Figure 1.6 Un risque est une corrélation entre Aléa sur un site, et la vulnérabilité de l'élément expos	30
Figure 2.1 Courbes de vulnérabilité pour l'ensemble du bâti d'Aigle	36
Figure 2.2 Exemples de l'évolution du dommage moyen en fonction de l'accélération maximale du sol pour plusieurs valeurs d'indice de vulnérabilité	44
Figure 2.3 Evolution du dommage moyen d en fonction de l'intensité du séisme (EMS98) pour plusieurs classes de vulnérabilité	45
Figure 2.4 Diagramme de base pour les méthodes en déplacement	54
Figure 2.5 Organigramme de la méthodologie HAZUS	55
Figure 2.6 Courbe de capacité « effort tranchant à la base-déplacement total »	57
Figure 2.7 Exemple de courbe de fragilité (IZIIS, RC1/CBA; Medium Height)	61
Figure 3.1 Types Les méthodes d'analyses	63
Figure 3.2 Exemple de modèle " modèle elasto plastique"	66
Figure 3.3 Exemple de modèle " modèle elasto plastique parfait"	68
Figure 3.4 Courbe de capacité « force- déplacement » d'une analyse push over	70
Figure 3.5 Illustration des niveaux de performances d'une structure	70
Figure 3.6 Différentes formes de distribution des forces latérales	71

Figure 3.7 Distribution verticale de la charge latérale selon FEMA 356	72
Figure 3.8 Idéalisat�on bi-linéaire du courbe push-over	74
Figure 3.9 Point de performance selon Eurocode 8 et principe d'évaluation de la courbe de capacité	76
Figure 3.10 Point de performance- principe de réduction du spectre	77
Figure 3.11 Conversion du spectre de repense au format ADRS	78
Figure 3.12 Construction de la courbe de capacité sous forme ADRS	79
Figure 3.13 Détermination du point de performance (api, dpi)	79
Figure 3.14 Représentation bilinéaire de la courbe de capacité	80
Figure 3.15 Construction de spectre de demande réduit	81
Figure 4.1 Ossature du logiciel OpenSees	83
Figure 4.2 Le module Domain	83
Figure 4.3 Le domaine Analysis	83
Figure 4.4 Niveaux de modélisation	84
Figure 4.5 échelles de discrétisation	84
Figure 4.6 Description d'une modélisation avec des poutres multifibres	85
Figure 4.7 Représentation graphique d'un élément fibre	86
Figure 4.8 Loi de comportement du matériau <i>Concrete 02</i>	87
Figure 4.9 Courbe enveloppe de compression et de traction	87
Figure 4.10 Courbe contrainte-déformation de l'acier d'armature	90
Figure 4.11 Loi de comportement de l'acier d'armature	92
Figure 4.12 Sensibilité de la réponse globale "efforts et déplacements " aux paramètres de modélisation numérique(<i>points d'intégration</i>)	93

Figure 4.13 Sensibilité de la réponse globale "efforts et déplacements " aux paramètres de modélisation numérique (<i>Nombre de fibres</i>)	94
Figure 4.14 Sensibilité de la réponse globale "efforts et déplacements " aux paramètres de l'acier (<i>la limite élastique</i>)	96
Figure 4.15 Sensibilité de la réponse globale efforts et déplacements" aux variation de résistance à la compression f_c ($E_C = 32.00 \text{ Gpa}$)	97
Figure 4.16 Sensibilité de la réponse globale aux "efforts et déplacements" à la variation module d'Young de béton E_c ($f_c=25 \text{ Mpa}$)	97
Figure 4.17 Sensibilité de la réponse globale "efforts et déplacements" au variation du hauteur de bâtiment H (nombre de trame (X) = 4, section de poteau (S) =0.30x0.30 m)	98
Figure 4.18 Sensibilité de la réponse globale "efforts et déplacements" au variation du section des poteaux S (hauteur de bâtiment H= 9.30 m, nombre de trame (X) = 4).	99
Figure 4.19 Sensibilité de la réponse globale efforts et déplacements" au variation du nombre de trame (X) (hauteur de bâtiment H= 9.30 m, section de poteau (S) =0.30x0.30 m)	99
Figure 5.1 Organigramme des étapes de l'approche proposée	104
Figure 5.2 Construction de la courbe de capacité	105
Figure 5.3 Idéalisations les courbes de capacité	106
Figure 5.4 Définition le spectre de réponse	107
Figure 5.5 Génération les spectres de réponse	108
Figure 5.6 Détermination le point de demande « Principe d'évaluation de la courbe de capacité (l'EC8) principe de réduction du spectre (FEMA) »	109
Figure 5.7 détermination (A_y, D_y) et (A_u, D_u) selon procédure proposée	111
Figure 5.8 Signification physique de la courbe de capacité	112
Figure 5.9 Construction des courbes de fragilité	112
Figure 5.10 Nombre des bâtiments (%) selon nombres d'étages	115
Figure 5.11 Distribution des bâtiments selon la hauteur d'étage "H"	115
Figure 5.12 Nombre des bâtiments (%) selon nombres des trames au sens zz	116

Figure 5.13 Distribution des bâtiments en fonction la longueur de trame au sens zz.	117
Figure 5.14 Nombre des bâtiments (%) selon nombres des trames au sens xx	118
Figure 5.15 Distribution des bâtiments en fonction la longueur de trame sens xx	119
Figure 5.16 Distribution des bâtiments en fonction section de poteau "S"	119
Figure 5.17 Distribution des bâtiments en fonction la résistance à la compression de béton	120
Figure 5.18 Distribution des bâtiments en fonction limite élastique de l'acier " f_y "	121
Figure 5.19 Courbes de capacité (exemple de 1000 bâtiments)	122
Figure 5.20 Spectres de réponse (<i>exemple de 32 combinaisons entre Q et T_2</i>)	123
Figure 5.21 Déterminer du point de performance	124
Figure 5.22 Schéma pour de l'obtention du point de performance selon procédure « FEMA440 »	125
Figure 5.23 Construction des courbes de fragilité	126
Tableau 1.1 Echelle de magnitude de Richter	22
Tableau 2.1 Format d'une matrice de dommages probables, selon Whitman 1974	35
Tableau 2.2 Définition des typologies EMS98 et la classe de vulnérabilité associée	37
Tableau 2.3 Classification et description des dommages pour les bâtiments en maçonnerie, et pour les bâtiments en béton d'après [EMS98]	38
Tableau 2.4 Définition de la caractérisation des dommages en fonction des intensités EMS98	39
Tableau 2.5 Paramètres adoptés pour évaluer la vulnérabilité des constructions en maçonnerie	40
Tableau 2.6 Paramètres adoptés pour évaluer la vulnérabilité des constructions en béton armé	43
Tableau 2.7 Equivalence entre les niveaux de dommage de l'échelle EMS 98 et la variable d'endommagement moyen d	44
Tableau 2.8 Typologie RISK-UE et valeurs représentatives de IV	46

Tableau 2.9 Critères structuraux de vulnérabilité et leurs coefficients associés	48
Tableau 2.10 Les paramètres appliqués dans la méthode de l'index de vulnérabilité pour les constructions en maçonnerie en Algérie	49
Tableau 2.11 Classification typologique et cotes structurales de base du FEMA-154	50
Tableau 2.12 Eléments de développement des courbes de capacité par les équipes de recherches Risk_UE	60
Tableau 3.1 Valeurs du facteur de modification C_0	74
Tableau 3.2 Les valeurs pour le facteur C_m	75
Tableau 3.3 Les valeurs pour le facteur C_2	75
Tableau 4.1 Propriétés de l'acier d'armature	91
Tableau 4.2 les paramètres caractérisé du bâtiment étudié à la sensibilité " efforts et déplacements / points d'intégration"	93
Tableau 4.3 les paramètres caractérisé du bâtiment étudié à la sensibilité " efforts et déplacements / nombre de fibres "	94
Tableau 4.4 Choix des paramètres de matériaux (acier, béton)	95
Tableau 4.5 les paramètres caractérisé du bâtiment étudié à la sensibilité" efforts et déplacements en fonction à la variation de limite élastique f_y ".	95
Tableau 4.6 Choix des paramètres géométriques de structure	98
les paramètres caractérisé du bâtiment étudié à la sensibilité	
Tableau 4.7 les paramètres caractérisé du bâtiment étudié à la sensibilité " efforts et déplacements en fonction à la variation du hauteur de bâtiment H , nombre de trame (X) et variation du section de poteau (S)"	98
Tableau 5.1 Les valeurs de Q pour générés le spectre de réponse Tableau	107
Tableau 5.2 Définitions des niveaux d'endommagement selon Risk-UE	111
Tableau 5.3 Nombre des bâtiments selon la variabilité géométrie de la structure " nombre d'étage"	114

Tableau 5.4 Variabilité géométrie des structures " Hauteur d'étage "	115
Tableau 5.5 Nombre des bâtiments selon la variabilité géométrie de la structure " Nombre de trame sens zz "	116
Tableau 5.6 Variabilité géométrie des structures " longueur de trame sens zz "	117
Tableau 5.7 Nombre des bâtiments selon la variabilité géométrie des structures " Nombre de trame sens xx "	117
Tableau 5.8 Variabilité géométrie de la structure " Longueur de trame sens xx "	118
Tableau 5.9 Variabilité géométrie de la structure " Section des poteaux "	119
Tableau 5.10 Variabilité paramétrés lié au matériau utilisée " La résistance à la compression de béton (f_c) "	120
Tableau 5.11 Variabilité paramétrés lié au matériau utilisée " Limite élastique de l'acier "	121
Tableau 5.12 Les différentes combinaisons entre des valeurs de Q et T2	123
Tableau 5.13 représente la valeur moyenne et l'écart type de chaque classe	125

INTRODUCTION

La menace engendrée par les catastrophes naturelles reste présente partout dans le monde ; car ces risques ont des effets à court et à long terme sur la population, sur les constructions et les infrastructures et sur les activités économiques. Entre toutes les catastrophes naturelles, les tremblements de terre ont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Pouvons-nous prévoir un séisme ? Il semble que nous pouvons l'anticiper de seulement quelques heures, en effet les phénomènes sismiques ne sont pas parfaitement connus. Toutefois, à chaque séisme nous observons un regain d'intérêt pour la construction. En Algérie, deux tremblements de terre ont été des désastres des plus meurtriers, à Chlef 1980 et Boumerdes en 2003, ce dernier provoqué la mort à plus de 2.500 décès, au-delà 10 000 blessés et des dommages aux bâtiments. De plus, au niveau mondial, en 1976, un tremblement de terre a tué environ 200.000 personnes dans la ville de Tangshan, en Chine ; en 1995 le séisme de Kobe au Japon a causé plus de 6000 morts en août 1999, à Izmit en Turquie, il a causé plus de 20.000 morts ; Plus récemment, en mars 2011, à Honshu en Japon un tremblement de terre a provoqué la mort à plus de 215.000. Ces chiffres ne donnent qu'un aperçu des conséquences catastrophiques des séismes.

Lors de toute catastrophe naturelle, on se doit de protéger avant tout la vie humaine qui, près des lieux du désastre, courent un danger. Cela implique à la fois une connaissance scientifique du phénomène ainsi que la maîtrise des moyens techniques pour y faire face, et une considération totale du problème. Les risques du séisme dépendent de l'activité tectonique, ainsi que de la nature du sol, caractéristiques régionales mises en relation avec les informations provenant du reste du monde, ce qui nécessite une bonne organisation à l'échelle planétaire. L'objectif de tous les scientifiques étudiant ce problème, est la protection des personnes et des biens. Ainsi, pour assurer cette protection, plusieurs méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique ont été élaborées, permettant d'évaluer les degrés de dommages des différentes infrastructures des agglomérations.

Ces infrastructures peuvent être regroupées en plusieurs catégories, telles que les infrastructures économiques et industrielles, les réseaux vitaux (ponts, gaz téléphone...) et les bâtiments.

Dans le présent mémoire, nous nous sommes intéressés à la dernière catégorie, nous avons proposé une approche pour l'estimation de la vulnérabilité des constructions en

béton arme type portique, Ce type de construction est en effet très employé en l'Algérie, particulièrement pour les maisons individuelles.

Le travail de mémoire est développé en cinq chapitres : le premier chapitre vise à établir une définition précise de certaines notions qui seront utilisées par la suite :le séisme, le risque sismique, la mesure des séismes, la vulnérabilité sismique et aléa sismique ainsi que les objectifs de l'étude de la vulnérabilité sismique.

Le deuxième chapitre aborde les différentes méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique de bâtiments existantes.

Le troisième chapitre est consacré aux différentes méthodes d'analyse des structures linéaires et non linéaires. Plus de détails sont donnés concernant, la méthode statique en poussée progressive (push over), vu que la méthode est utilisée dans ce travail, et particulier la méthode de la FEMA 440 pour la détermination du point de performance.

Le quatrième chapitre concerne la modélisation numérique présente le logiciel OPENSEES utilisé dans ce travail. Une description du modèle poutre multifibre, ainsi que les lois de comportement des matériaux utilisés est donnée. Une étude paramétrique liée à au modèle "poutre multifibre ", du matériau utilisée et à la géométrie de structure pour évaluer la sensibilité des réponses de structure (réaction à la base- déplacement au sommet) est présentée.

Le cinquième chapitre présente l'approche proposée pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique. Elle utilise le concept de « courbe de fragilité », qui donne la probabilité pour une structure d'être ou dépasser un état de dommage donné. Le critère de défaillance concernant l'état limite est le dépassement d'un seuil critique pour le déplacement horizontal au sommet. L'approche proposée utilise la méthode des simulations Monté Carlo. Elle est basée sur l'analyse statistique des déplacements en tête obtenus pour un ensemble de bâtiments soumis à un ensemble de chargements sismiques.

L'approche proposée dans ce contexte est basée sur la méthode poussée progressive (ou push over) et permet d'établir des courbes de fragilité, tenant compte notamment de la variabilité des paramètres liés d'une part, aux caractéristiques géométrique de dimensionnement de bâtiment et à la résistance des matériaux constitutifs qui sont entachés

d'incertitude (liée à la variabilité due à l'hétérogénéité du béton ou à l'imprécision des mesures) et d'autre part au chargement appliqué (variabilité du signal sismique).

Et pour finir des conclusions et perspectives a ce travail seront données.

CHAPITRE 1

RISQUE SISMIQUE ET VULNERABILITE SISMIQUE

1.1. Introduction

Les catastrophes naturelles ont toujours menacé l'homme, car ces catastrophes ont des effets à court et à long terme sur la population, sur les constructions et les infrastructures et sur les activités économiques. Les catastrophes les plus dévastatrices sont les cyclones, les inondations, les tsunamis, les glissements de terrain, les volcans ...et les séismes [1].

Les statistiques sur les séismes qui ont secoué la planète montrent à quel point leurs effets peuvent être dévastateurs tant du point de vue humain qu'économique. Ces pertes étant principalement liées aux dommages enregistrés sur les structures, la gestion du risque passe par la compréhension du mécanisme des séismes, des phénomènes spécifiques à la région étudiée et de leurs effets sur les structures.

La vulnérabilité sismique d'un bâtiment ou d'un ensemble de bâtiments est un élément essentiel à l'établissement du risque sismique qui lui est associé. Dans ce chapitre, les notions de base nécessaires à une bonne compréhension de l'évaluation de risque sismique sont présentées.

La première partie de ce chapitre donne une définition de l'aléa sismique, de la mesure des tremblements de terre en termes de magnitude et d'intensité. Ensuite, la notion de risque, la notion du risque sismique et les éléments exposés sont décrites en deuxième partie. Finalement, la définition de la vulnérabilité sismique, l'historique et les objectifs d'une étude de la vulnérabilité sismique sont présentés en troisième partie.

1.2. Aléa sismique et définition des paramètres

Le but de cette partie, est de définir les éléments de base concernant l'aléa sismique tel qu'intensité, magnitude et l'accélération maximale du sol (PGA) ainsi que le spectre de réponse.

1.2.1. Définition du séisme

Le Larousse 2010 [3] définit le séisme comme une « secousse brusque d'une portion de l'écorce terrestre, à partir d'un épicycle et à une certaine profondeur ». Ce dernier paramètre permet de distinguer les séismes puisqu'il est reconnu que leur origine ainsi que les conditions locales ou effets de site modifieront de manière importante la propagation des ondes et les effets du séisme.

Les séismes se produisent généralement au mouvement (rupture, glissement ou frottement, collision) de plaques tectoniques façonnant et remodelant ainsi le relief de la terre. Il peut s'agir également, de mouvements le long de failles actives ou de zones de faiblesse de l'écorce terrestre. Cependant, si le mécanisme du séisme est aujourd'hui mieux connu, sa prédiction est peu fiable et les connaissances ne permettent pas non plus de les éviter [4].

1.2.2. Mesure des séismes

C'est en 1925 [5] que le premier tremblement de terre a été mesuré à l'aide d'instruments, donnant ainsi à la science des paramètres exacts, bases d'études approfondies des séismes et de leurs effets sur les infrastructures de génie civil. Deux niveaux de mesure sont généralement utilisés : l'intensité et la magnitude.

1.2.2.1. Intensité

L'intensité sismique mesure la force et les effets d'une secousse due à un tremblement de terre sur une région donnée, les objets, les êtres humains et les infrastructures. Elle peut décrire la distribution probable des dommages et est dans ce cas appelée intensité macrosismique [6].

Les premières échelles d'intensité sismique mesuraient l'intensité des répercussions des tremblements de terre. On doit la première échelle d'intensité sismique à l'Italien Rossi et au Suisse Forel qui proposèrent séparément en 1874 et 1881 des échelles similaires à dix échelons [6].

L'échelle d'intensité de Rossi -Forel a été modifiée en 1902 par Mercalli pour une échelle également à dix échelons. L'ajout de deux échelons à l'échelle de Mercalli a été faite par Cancani et Sieberg [6]; cela a donné des échelles à douze échelons utilisées

aujourd'hui et entre autre à l'échelle MCS encore utilisée dans le sud de l'Europe. En 1931, Wood et Neumann traduisent cette échelle en anglais et elle devient l'échelle de Mercalli modifiée (MM). L'échelle de Mercalli modifiée (MM) est conçue pour décrire les effets d'un séisme, à un endroit donné, sur des objets naturels, sur des installations industrielles et sur les êtres humains. Elles s'échelonnent de I (ressenti uniquement par quelques personnes dans des conditions particulièrement favorables) à XII (destruction totale). Il y a plusieurs versions de l'échelle MM souvent identifiées par l'année de leur création (MM-31, MM-56).

En 1964, Medvedev, Sponheuer et Karnik publient la première version de l'échelle MSK basée sur les échelles MCS et MM-56. Cette échelle diffère des précédentes par l'utilisation d'une méthode à la fois qualitative et quantitative de l'évaluation des dégâts. L'utilisation de l'échelle MSK s'est répandue rapidement en Europe, mais il est devenu rapidement évident que des améliorations étaient nécessaires pour rendre son utilisation plus claire et incorporer les techniques de construction. En 1988, la Commission géologique européenne a initié une révision en profondeur de l'échelle MSK. La version finale de cette révision est l'échelle macrosismique européenne EMS, publiée en 1992 et révisée à nouveau en 1998 (Grünthal, 1998). L'EMS-98 est la première échelle d'intensité comprenant des instructions pour son utilisation. C'est aussi la première échelle utilisant des illustrations et des photos pour décrire les différents degrés de dommages des édifices traitant de la probabilité d'occurrence des différents degrés de dégâts. Au Japon, on utilise l'échelle d'intensité d'Omori à sept niveaux, dont le premier correspond au niveau MM-VI. Cette échelle est basée sur le comportement des structures japonaises typiques [6].

1.2.2.2. Magnitude

La magnitude d'un séisme mesure l'énergie totale libérée et ne doit évidemment pas être confondue avec l'intensité qui évalue les effets destructeurs, d'un séisme en un lieu particulier [5].

C'est en 1935, que l'Américain Charles Francis Richter introduit une méthode qui permet d'estimer l'énergie libérée au foyer d'un tremblement de terre. On parle alors de l'échelle de Richter qui est utilisée partout dans le monde [5].

C'est une échelle logarithmique calculée à partir de l'amplitude des enregistrements de

sismographes. Elle peut être négative ou positive et, en principe, a une limite supérieure de 10. Lorsque la magnitude d'un séisme varie d'un facteur 1, l'amplitude du mouvement varie d'un facteur 10. Par exemple, un séisme de magnitude 7 est dix fois plus fort qu'un séisme de magnitude 6 et mille fois plus fort qu'un séisme de magnitude 4 [5].

Tableau 1.1 : Echelle de magnitude de Richter [7].

Magnitude sur l'échelle de Richter	Effets du tremblement de terre
moins de 3.50	Le séisme est non ressenti, mais enregistré par les sismographes
De 3.50 à 5.40	IL est souvent ressentie, mais n'entraîne pas de dommage
De 5.50 à 6.00	Légers dommage aux bâtiments bien construits, mais peut causer des dommages majeurs aux maisons traditionnelles
De 6.10 à 6.90	Peut être destructeur dans une zone de 100 km à la ronde.
De 7.00 à 7.90	Tremblement de terre majeur. Il peut causer de sérieux dommages sur une large surface
Au- dessus de 8	C'est un très grand séisme pouvant causer de très grands dommage dans des zones de plusieurs centaines de kilomètres

1.2.3. Notion de l'aléa sismique

L'aléa sismique représente, en terme de probabilité, la manifestation d'un tremblement de terre ayant une période de retour et une magnitude données à l'échelle régionale (macrosismicité) ou locale (microsismicité). En d'autres termes, l'aléa sismique représente la probabilité qu'une valeur maximale d'accélération au sol ou l'intensité ou le spectre de réponse survienne sur une période de référence donné. Il existe 3 moyens classiques de représenter l'aléa sismique [5] tel que l'intensité (comme déjà décrite précédent), l'accélération maximale du sol (PGA) et le spectre de réponse.

1.2.3.1. L'accélération maximale du sol (PGA)

Bien qu'il représente les accélérations maximales observées lors des séismes, ce

paramètre est de moins en moins utilisé car il est restrictif dans sa représentation de l'aléa. Cependant, quelques courbes d'endommagement sont encore exprimées en fonction du PGA (peak ground acceleration) (voir figure 1.1). Il est progressivement abandonné au profit du spectre de réponse qui intègre d'autres paramètres importants tels que le contenu fréquentiel, la vitesse maximale et le déplacement maximal [8].

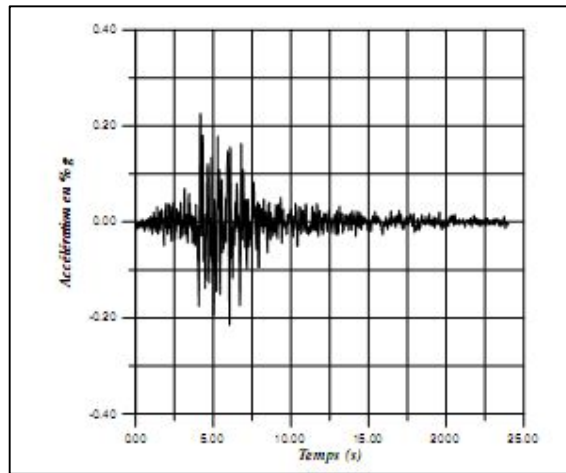


Figure 1.1 : Accélérogramme de séisme de CHERCHEL1989 [9].

1.2.3.2. Le spectre de réponse

Le spectre de réponse permet de caractériser une excitation. Il consiste en la détermination de la réponse maximale (déplacement, vitesse ou accélération) d'une série d'oscillateurs de différentes fréquences propres, soumis à cette même excitation. Le spectre de réponse résultant permet alors l'évaluation de 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 est dominée par un mode unique, ce qui est vrai dans la majorité des cas où le mode fondamental de la structure est prédominant [10].

❖ Elaboration des spectres de réponse

La mise en œuvre des spectres de réponse est basée sur le principe suivant

1- La structure du bâtiment est modélisée par un oscillateur simple équivalent. Un oscillateur simple est un système matériel à un seul degré de liberté de translation formé d'une masse M et lié au sol à l'aide d'une tige de rigidité K , Ce système est aussi caractérisé par son amortissement C (voir figure 1.2) [10].

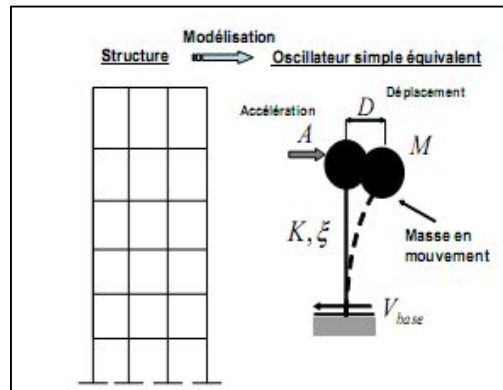


Figure 1.2: Modélisation d'une structure par oscillateur équivalent [10].

Lorsqu'on applique à ce système un séisme sous forme d'un accélérogramme $a_g(t)$, l'équation de mouvement d'oscillations forcées est la suivante [10]:

$$M\ddot{U}(t) + C\dot{U}(t) + KU(t) = -Ma_g(t) \quad (1.1)$$

Où $\ddot{U}(t)$, $\dot{U}(t)$ et $U(t)$ sont respectivement l'accélération, la vitesse et le déplacement de l'oscillateur simple à l'instant t . L'oscillateur simple est caractérisé par

- période propre: $T=2\pi(M/K)^{1/2}$
- amortissement relatif: $\xi=C/C_0$

Avec C_0 étant l'amortissement critique tel que

Si $C > C_0$ l'oscillateur retourne au repos sans oscillation (amortissement important),

Si $C < C_0$ l'oscillateur s'amortit avec des oscillations périodiques sinusoïdales.

L'équation (1.1) peut donc être résolue (détermination de $\ddot{U}(t)$, $\dot{U}(t)$ et $U(t)$) soit analytiquement (intégrale de Duhamel) soit numériquement.

2- L'étape suivante consiste à rechercher l'amplitude maximale de la réponse de l'oscillateur simple en accélération, en vitesse ou en déplacement. Les résultats sont ensuite reportés dans un graphique en fonction de la période T ou de la fréquence f .

3-Ce calcul est ensuite appliqué à de multiples oscillateurs simples, en faisant varier leurs périodes propres T (voir Figure 1.3). La série de valeurs discrètes $S(T_i)$ obtenues représente le spectre de réponse d'une variable physique donnée S correspondant à l'accélérogramme $a_g(t)$. Lorsque la variable S est une accélération, on note $A(T)$ ou $(A-T)$.

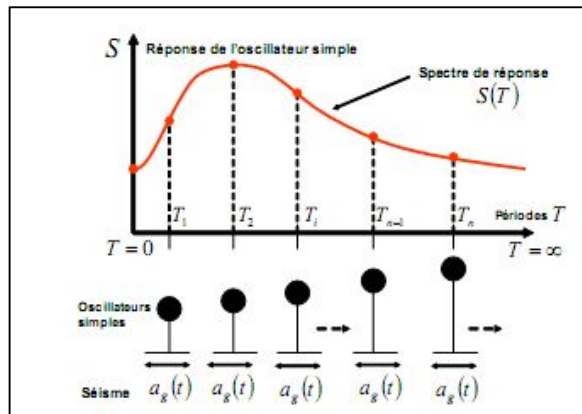


Figure 1.3: Construction d'un spectre de réponse élastique sous l'action d'un tremblement de terre [10].

4- Dans les codes parasismiques, on tient compte des incertitudes liées à l'accélérogramme réel d'un site, en considérant plusieurs accélérogrammes enregistrés dans un site ou dans une région donnée. Ensuite, on retient la courbe enveloppe des spectres correspondants. Le spectre de réponse ainsi obtenu est parfois appelé dans les codes spectre de calcul (voir Figure 1.4) [10].

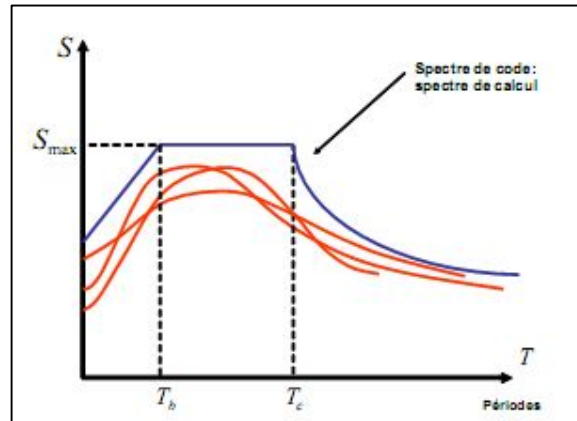


Figure 1.4: Spectre de calcul (spectre de code) [10].

5- Par conséquent, il est possible d'obtenir directement, pour une structure ayant une fréquence ou une période propre connue, la réponse maximale de la structure sous l'action du séisme ou encore l'effet maximum dû à un tremblement de terre par simple lecture sur le spectre de réponse ainsi obtenu. Ces spectres sont aussi appelés spectres de réponses élastiques. Le comportement des oscillateurs est considéré comme élastique linéaire et est déterminé pour un amortissement relatif ξ constant et égal à 5%.

Si le spectre est d'accélération, de vitesse ou de déplacement, on note S_{\max} respectivement par PSA, PSV ou PSD.

Dans le domaine élastique, les relations entre les accélérations A , les vitesses V et les déplacements D s'écrivent :

$$\dot{A} = (2\pi/T)V \quad (1.2)$$

$$\ddot{V} = (2\pi/T)D. \quad (1.3)$$

Dans le travail présent, L'analyse des structures basée sur la méthode non linéaire (méthode push over), elle consiste à établir un spectre de réponse inélastique.

❖ Elaboration des spectres de réponse inélastique

Dans la nouvelle génération de codes parasismiques, on permet aux structures de grandes déformations et par conséquent un comportement non linéaire au lieu de rester élastique linéaire. Par conséquent, 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 [10].

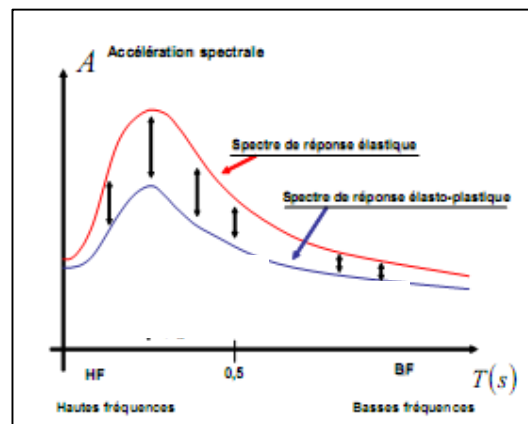


Figure 1.5: Spectre de réponse élastique et spectre de réponse inélastique en accélération $A(T)$ [10].

Dans la suite de ce travail, nous allons utiliser le spectre de réponse de la norme *RPA99*, d'après une conversion au format accélération–déplacement $(A-D)^{el}$ à l'aide des relations définies au ATC 40. Le diagramme de spectre élastique $(A-D)^{el}$ est transformé ensuite en diagramme de réponse inélastique $(A-D)^{inel}$ par des coefficients de réduction appropriés au FEMA 440 (voir le chapitre 3).

1.3. Risque sismique

1.3.1. Notion du risque

Un risque est la conséquence d'un événement d'une certaine ampleur ayant une certaine probabilité de se produire (aléa), dans une période à venir donnée. Le risque peut être d'origine naturelle (les séismes, les volcans, les inondations...) ou humaine (les accidents...). Il peut être mesuré en nombre de vies perdues, en pertes économiques prévisibles, ou en quantité de dommages physiques subis par des biens. Le passage de l'aléa au risque suppose la prise en compte de la vulnérabilité et des enjeux soumis à cet aléa, comme il sera expliqué plus loin [11].

1.3.2. Notions du risque sismique

La notion de risque sismique est définie de différentes manières, selon les auteurs et les pays. Voici un échantillon de quelques unes de ces variantes

- On définit le risque sismique comme est une espérance mathématique de pertes en vies humaines, blessés, dommages aux biens et atteinte à l'activité économique au cours d'une période de référence, dans une région donnée, pour un aléa sismique.
- Selon une étude réalisée à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) en suisse [12], le risque sismique est une mesure probabiliste des impacts sur un système. On considère alors qu'en un lieu particulier le risque est « l'espérance mathématique des pertes au cours d'une période de référence pour un site ou une région donnée »
- André Filiatrault [4] définit le risque sismique associé à chaque région comme le produit de son aléa sismique, de la vulnérabilité du bâti existant (ensemble des dégâts enregistrés d'ordre humain, économique et environnemental).

Le risque est défini comme le produit de trois paramètres: l'aléa sismique, la vulnérabilité de système et la valeur exposées au risque tel que montre à l'équation (1.4) :

$$\text{Risque sismique} = \text{Aléa sismique} \times \text{Vulnérabilité sismique} \times \text{Valeurs exposées} \quad (1.4)$$

D'une manière générale, on parle de risque sismique, pour évaluer les conséquences d'un séisme en termes de dégâts subis par les constructions, les pertes en vies humaines, le nombre de personnes blessées, le coût économique lié à la perturbation de la vie sociale. Il est nécessaire de faire la distinction entre l'aléa sismique et le risque sismique. En effet le risque sismique est l'impact de l'aléa sismique sur l'activité humaine en général. Ainsi on parle d'un aléa sismique élevé pour une région ayant une activité sismique importante. Mais à un aléa sismique élevé ne correspond pas forcément un risque sismique élevé si la région est déserte et ne comporte pas de construction

Le risque sismique peut être diminué en construisant dans zones moins dangereuses ou en appliquant des normes de construction adaptées. Des régions avec un aléa sismique élevé peuvent donc présenter un risque sismique faible, par exemple, parce que' elles sont peu habitées, et, au contraire, des régions avec un aléa sismique modéré présenteront un risque sismique élevé si la densité de population est forte et les constructions de mauvaise qualité.

Le risque sismique se caractérise par sa variation dans le temps et dans l'espace, il est fonction non seulement de la zone de sismicité mais aussi de la densité de la population, du niveau du développement économique et des moyens mis en œuvre pour résister à une crise post-sismique.

1.3.3. Les éléments exposés ou éléments à risque

Les éléments à risque sont les éléments exposés à l'aléa sismique. Ils sont de nature socio-économique. Dans le cas de l'aléa sismique, la valeur exposée au risque est avant tout celles des bâtiments, de leurs occupants et de leur contenu et des activités économiques qu'ils abritent ainsi que les infrastructures (ponts, routes...) et les réseaux vitaux.

1.4. La vulnérabilité sismique

1.4.1. Définitions

On définit la vulnérabilité sismique des bâtiments comme étant la propension d'une structure à subir des dommages suite à un séisme. On caractérise la construction par son

âge, son système structurel, au matériau la constituant, et aux caractéristiques géométriques en plan et en élévation. Cette notion de vulnérabilité peut inclure l'importance des bâtiments en termes de coût, valeur patrimoniale et de vies humaines menacées ou se limite aux dommages physiques subis par la construction.

Le risque ne peut être dissocié de la vulnérabilité et de l'aléa. Le risque R est par définition: La convolution de l'aléa A, de la vulnérabilité à cet aléa V, et de la valeur de l'élément exposé E.

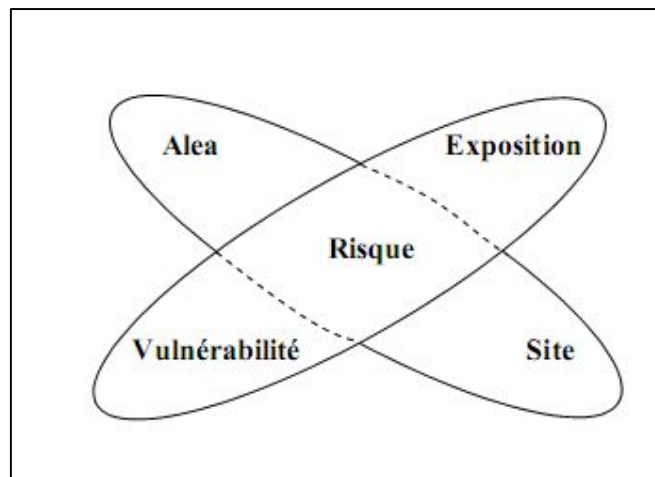


Figure 1.6 : Un risque est une corrélation entre Aléa sur un site, et la vulnérabilité de l'élément exposé.

Selon les auteurs, les définitions proposées prennent en compte divers paramètres géographiques, sociaux ou économiques. Cette notion composite amène de notables différences de points de vue. Plusieurs définitions sont données dans la littérature:

- A.W. Coburn [13] définit La vulnérabilité par le degré de perte subi par un élément exposé à un risque (ou un groupe d'éléments), pertes imputables à un aléa donné, d'une sévérité donnée, La vulnérabilité d'un élément est en général exprimée en pourcentage de perte (ou par une valeur entre 0 et 1) pour un niveau donné de sévérité d'un aléa. ou par le degré de dommage physique défini par une échelle appropriée. Pour un grand nombre

d'éléments, comme la construction, la perte peut être définie en termes de proportion des bâtiments ayant subi un certain niveau particulier de dommage.

- Ambraseys [14] l'a défini comme étant le degré d'endommagement qu'infligerait un séisme de paramètre X (magnitude, intensité, amplitude...) à une construction donnée ainsi qu'à l'assise. Autrement dit, c'est une mesure des proportions perdues suite à un séisme donné, c'est aussi une mesure du pourcentage d'endommagement relatif à chaque élément structural de manière globale exprimée dans une échelle allant de zéro (pas d'endommagement) à l'unité (perte totale de l'élément).
- L'Echelle Macrosismique Européenne 1998, [15] définit la vulnérabilité physique des bâtiments par les différences de réaction des bâtiments aux secousses sismiques. Si deux groupes de bâtiments sont soumis exactement à la même agression sismique et que l'un des groupes se comporte mieux que l'autre, alors les bâtiments qui ont été le moins endommagés avaient une vulnérabilité plus faible aux tremblements de terre que ceux qui ont été plus endommagés (les bâtiments qui ont été moins endommagés étaient plus résistants aux tremblements de terre).
- Selon Sandi [16], la distinction est nécessaire entre la vulnérabilité observée, qui est évaluée à partir de l'observation de l'effet du séisme sur une construction, et la vulnérabilité prédite, qui est estimée à partir de la prédiction de l'effet qu'induirait un séisme futur sur le bâtiment. Cette définition de la vulnérabilité est basée sur l'analyse du comportement de la structure en tenant compte de ses caractéristiques.

1.4.2. Les objectifs d'une étude de la vulnérabilité sismique

L'augmentation des populations dans des noyaux urbains de plus en plus grands, exposés aux séismes et constitués d'un habitat hétérogène de qualité très variable sont les ingrédients qui positionnent le milieu urbain parmi les éléments les plus critiques de la chaîne du risque sismique. En effet, et les relations dommages physiques/pertes en vies humaines le montrent bien, il y a une forte corrélation entre le nombre de constructions endommagées après un séisme et celui des victimes. Il convient alors de connaître la façon qu'il aura de se comporter afin de gérer, prédire et évaluer sa vulnérabilité et son intégrité post-sismique.

Les objectifs générales des analyses de vulnérabilité sont essentiellement de trois natures :

1. Estimer les dommages prévisibles aux personnes et aux biens justes après le séisme pour décider des moyens de secours à mettre en place. En effet, les zones touchées par un séisme majeur sont généralement isolées dans les heures qui suivent un séisme en raison des dommages matériels et de la désorganisation engendrée par la catastrophe. Les estimations économiques des dégâts causés par un séisme que donnent les médias et les sociétés d'assurance après un séisme sont issues de simulations post-sismiques qui font directement appel aux résultats des études de vulnérabilité [8].

2. Identifier les bâtiments les plus vulnérables aux séismes de façon à planifier et organiser une politique de renforcement du bâti existant. Cette approche, sans aucune évaluation des dommages et des pertes, a l'avantage de pouvoir hiérarchiser les priorités en termes d'aménagement et d'identifier les secteurs les plus sensibles aux secousses sismiques. Purement relatif, cet objectif, une fois atteint, améliore la connaissance du bâti de la zone étudiée, et donne les bases d'une étude de vulnérabilité exhaustive. L'échelle étudiée peut être celle d'un pays, d'une région, d'une commune ou d'un parc immobilier (par exemple, l'ensemble des écoles ou des bâtiments stratégiques d'une région). Ce type d'estimation peut intéresser les propriétaires d'un parc immobilier au sens large (Etat, offices HLM, villes...) ainsi que les assureurs. Dans ce dernier cas, le résultat des études de vulnérabilité peut avoir pour conséquence la modification des primes d'assurance. L'état et les propriétaires de parcs immobiliers peuvent utiliser ces résultats pour conduire une politique visant à réduire le risque [8].

3. Un troisième objectif, indirect, consiste également à profiter de travaux de transformation générale d'un bâtiment (par exemple, accessibilité, aménagement thermique, réhabilitation...) pour établir une analyse de vulnérabilité sismique dans les projets de transformation.

1.5. Conclusion

Afin de réduire les pertes et les dommages dus aux séismes dans les constructions, l'étude de leurs vulnérabilités sismiques est nécessaire.

Ce premier chapitre présente une définition précise de certaines notions qui seront utilisées par la suite: l'aléa sismique, la mesure des séismes en termes de magnitude et d'intensité, le risque sismique, la vulnérabilité sismique ainsi que les objectifs de l'étude de la vulnérabilité sismique.

L'étude de la vulnérabilité sismique des structures est l'estimation de leur degré d'endommagement vis-à-vis des événements sismiques. Il s'agit, donc, de déterminer l'état des bâtiments qui présentent beaucoup plus de risques. De ce fait, des méthodologies d'estimation de la vulnérabilité sismique sont présentées dans le chapitre suivant.

CHAPITRE 2

EVALUATION DE LA VULNERABILITE SISMIQUE

2.1. Introduction

L'étude de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants tant à l'échelle urbaine qu'à l'échelle individuelle, demeure à ce jour un problème énorme et difficile à résoudre. Depuis plusieurs années, plusieurs régions du monde ayant subi de forts séismes destructeurs ont développé des méthodes d'analyse de la vulnérabilité du bâti existant.

A ce jour, déterminer les bâtiments et les structures les plus vulnérables vis-à-vis du séisme au niveau d'une région, d'une ville ou d'un grand nombre de bâtiments reste une tâche particulièrement ambitieuse et difficile pour différentes raisons :

Tout d'abord, il est souvent difficile de trouver et d'avoir accès à toutes les informations nécessaires à ce type de diagnostic, (plans d'architecture, plans de génie civil, étude du sol, note de calcul, code de dimensionnement utilisé, etc.).

Travailler au niveau d'une ville ou d'une région signifie aussi devoir étudier un grand nombre de bâtiments ainsi qu'une variété importante de types de matériaux et structures (maçonnerie, béton armé, charpente métallique, bois, murs porteurs, portiques auto stables, mixte, voiles, etc.) très souvent avec des moyens budgétaires limités.

De plus, bien appréhender le comportement sismique d'une structure existante est bien plus difficile que de la concevoir et la dimensionner. En effet, on sait évaluer le comportement d'une structure qui respecte les dispositions constructives et les règles de l'art; par contre il est bien plus difficile de prévoir le comportement d'une structure ne respectant pas les dispositions constructives et qui ne peut pas être associée à un modèle réglementaire de comportement.

Enfin, lorsqu'on travaille sur ces aspects, il est intéressant de profiter du retour d'expérience des catastrophes naturelles ayant eut lieu par le passé pour pouvoir quantifier l'importance des dommages en fonction du niveau de l'agression sismique [8].

Dans ce chapitre sont abordées les différentes méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants :

- Les méthodes probabilistes (DPM, les courbes de vulnérabilité, EMS 1998).

- Méthodes utilisant de l'indice de vulnérabilité (GNDD, RISK-UE "level I". méthode d'indice de vulnérabilités pour les bâtiments, FEMA154).
- Méthodes déterministes (HAZUS, RISK-UE "level II").

2.2. Méthodes probabilistes

Ces méthodes couplent les diagnostics visuels, au retour d'expérience, l'analyse des dommages causés aux constructions par les séismes passés, l'identification des typologies des constructions et la sévérité du séisme en termes d'intensité.

2.2.1. Approche probabiliste utilisant des matrices de probabilité de dommage

Présentées comme une des premières méthodes développées pour l'estimation des dommages, Les matrices de probabilité de dommage (ou DPM: Damage Probabilistic Matrix) sont construites à partir du jugement d'experts ou à partir de sondages sur les dommages survenus à la suite d'un séisme. En général le niveau sismique est exprimé par une intensité (MSK ou EMS 98) pour laquelle l'importance des dommages suivant la typologie est donnée par un niveau (ou degré) de l'échelle A chaque type de construction correspond une DPM qui exprime la fréquence d'atteindre un taux de dommages si un séisme d'un certain niveau se produit. Les dommages considérés sont structuraux et peuvent parfois inclure des dommages non structuraux. Les bâtiments sont classés selon leur typologie à partir de caractéristiques communes comme par exemple, le matériau de construction, la technologie utilisée, l'année de construction, etc [6] [8]. Des exemples de DPM sont donnés par Withman et al [6] (voir tableau 2.1).

Tableau 2.1: Format d'une matrice de dommages probables, selon Whitman 1974 [6].

Degré de dommages	Dommages structuraux	Dommages non structuraux	Ratio de dommages (%)	Intensité sismique			
				V	VI	VII	VIII
0	Aucun	Aucun	0-0,05	---	---	---	---
1	Aucun	Mineurs	0,05-0,3	---	---	---	---
2	Aucun	Localisés	0,3-1,25	---	---	---	---
3	Non observables	Étendus	1,25-3,5	---	---	---	---
4	Mineurs	Substantiels	3,5-4,5	---	---	---	---
5	Substantiels	Majeurs	7,5-20	---	---	---	---
6	Majeurs	Presque totaux	20-65	---	---	---	---
7	Bâtiment condamné		100	---	---	---	---
8	Effondrement		100	---	---	---	---
Pourcentage cumulatif				100%	100%	100%	100%
Ratios de dommages moyens (MDF)				---	---	---	---

2.2.2. Approche probabiliste utilisant des courbes de vulnérabilité

L'approche probabiliste utilisant des fonction de vulnérabilité ou courbes de vulnérabilité sont identiques aux matrices de probabilité de dommage (représentation graphique des DPM) mais ont l'avantage d'avoir des expressions analytiques et de ne pas présenter de discontinuité. Ces fonctions expriment généralement les dommages ou pertes attendus pour un bâtiment ou une classe de bâtiment en fonction de l'intensité du séisme, [6] [8] soit pour un degré de dommages donné ou une classe de bâtiments donnée ou pour un ensemble de bâtiments. Un exemple de courbes de vulnérabilité est donné à la figure 2.1.

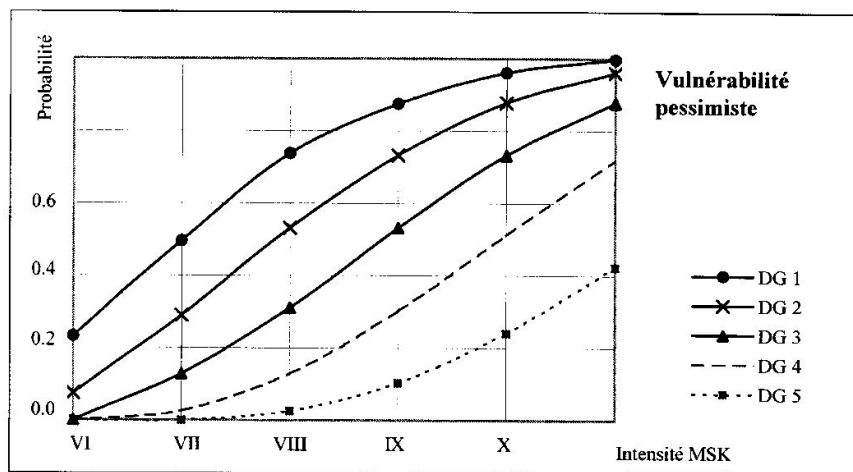


Figure 2.1: Courbes de vulnérabilité pour l'ensemble du bâti d'Aigle [12].

2.2.3. Méthode EMS 1998

La définition de l'échelle d'intensité macro-sismique Européenne EMS98 permet d'estimer les dommages observés sur différents types de structure. Cette méthode utilise l'intensité comme donnée d'entrée du séisme. Elle est définie à l'origine pour caractériser les régions autour des épicentres des séismes en fonction des effets sur les constructions, les êtres humains. Dans le cadre d'une analyse de vulnérabilité, son application est détournée en ce sens qu'on décrit les dommages probables en fonction de l'intensité, sur la base des répartitions statistiques des dommages observés par typologie [8].

Les différentes typologies sont ainsi présentées dans le tableau 2.2. Pour chaque type de construction est attribuée une classe de vulnérabilité la plus probable et son incertitude.

Tableau 2.2 : Définition des typologies EMS98 et la classe de vulnérabilité associée [15].

Type de structure		Classe de vulnérabilité					
		A	B	C	D	E	F
MAÇONNERIE	Moellon brut, pierre tout venant	○					
	Brique crue (adobe)	○—					
	Pierre brute	...○					
	Pierre massive	...○...					
	Non renforcée, avec des éléments préfabriques	...○...					
	Non renforcée, avec des planchers en béton armé	...○...					
	Renforcée ou chaînée	...○—					
BÉTON ARMÉ	Ossature sans conception parasismique (CPS)	...○...					
	Ossature avec un niveau moyen de CPS	...○—					
	Ossature avec un bon niveau de CPS	...○—					
	Murs sans CPS	...○—					
	Murs avec un niveau moyen de CPS	...○—					
	Murs avec un bon niveau de CPS	...○—					
ACIER	Structures en charpente métallique			...○—			
BOIS	Structures en bois de charpente			...○—			

L'échelle EMS 98 comprend 5 degrés de dommage. Le tableau 2.3 donne la définition de ces 5 degrés de dommage pour les bâtiments en maçonnerie et en béton armé. Purement qualitative, elle décrit la nature des dommages observables.

Ainsi les constructions en maçonnerie de moellon brut ou pierre tout venant se voit attribuer la classe (A) de la vulnérabilité la plus forte. Les structures métalliques sont considérées comme ayant une vulnérabilité la plus faible que la classe de vulnérabilité (F).

Tableau 2.3 : Classification et description des dommages pour les bâtiments en maçonnerie, et pour les bâtiments en béton d'après [EMS98] [15].











d	Classification des dégâts aux bâtiments en béton		d	Classification des dégâts aux bâtiments en maçonnerie	
[0.0;0.2[	Degré 1: Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structural, légers dégâts non structuraux) Rissures fines dans le plâtre sur les parties de l'ossature ou sur les murs à la base. Rissures fines dans les cloisons et les remplissages.	[0.0;0.2[	Degré 1: Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structural, légers dégâts non structuraux) Fissures capillaires dans très peu de murs. Chute de petits débris de plâtre uniquement. Dans de rares cas, chute de pierres descellées provenant des parties supérieures des bâtiments.
[0.2;0.4[	Degré 2: Dégâts modérés (dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés) Rissures dans les structures de types portiques (poteaux et poutres) et dans structures avec murs. Rissures dans les cloisons et les murs de remplissage; chute des revêtements friables et du plâtre. Chute du mortier aux jonctions entre les panneaux des murs.	[0.2;0.4[	Degré 2: Dégâts modérés (dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés) Fissures dans de nombreux murs. Chutes de grands morceaux de plâtre. Effondrement partiel des cheminées.
[0.4;0.8[	Degré 3: Dégâts sensibles à importants (dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux importants) Rissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linéaux des murs avec des ouvertures. Ecaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armature longitudinale. Rissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage, détachement de certains panneaux de remplissage.	[0.4;0.8[	Degré 3: Dégâts sensibles à importants (dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux importants) Fissures importantes dans la plupart des murs. Les tuiles des toits se détachent. Fractures des cheminées à la jonction avec le toit; détachement d'éléments non structuraux séparés (cloisons, murs pignons).
[0.8;0.8[	Degré 4: Dégâts très importants (dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants) Rissures importantes dans les éléments structuraux avec détachement en compression du béton et rupture des barres à haute adhérence; perte de l'adhérence barres-béton; basculement des poteaux. Eroulement de quelques poteaux ou d'un étage supérieur.	[0.8;0.8[	Degré 4: Dégâts très importants (dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants) Détachement sérieuse des murs; détachement structurelle partielle des toits et des planchers.
[0.8;1.0]		Degré 5: Destruction (dégâts structuraux très importants) Effondrement total du rez-de-chaussée ou de parties de bâtiments.	[0.8;1.0]		Degré 5: Destruction (dégâts structuraux très importants) Effondrement total ou presque total.

Tableau 2.4 : Définition de la caractérisation des dommages en fonction des intensités EMS98 [15].

Degrés d'intensité	Descriptions
Intensité V: Fort	Dégâts de degré 1 de quelques bâtiments de classes de vulnérabilité A et B
Intensité VI: Dégâts légers	Dégâts de degré 1 de nombreux bâtiments de classes de vulnérabilité A et B Dégâts de degré 2 de quelques bâtiments de classes de vulnérabilité A et B Dégâts de degré 1 de quelques bâtiments de classes de vulnérabilité C
Intensité VII: Dégâts	De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité A subissent des dégâts de degré 3, quelques uns de degré 4 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité B subissent des dégâts de degré 2, quelques uns de degré 3 Quelques bâtiments de la classe de vulnérabilité C subissent des dégâts de degré 2 Quelques bâtiments de la classe de vulnérabilité D subissent des dégâts de degré 1
Intensité VIII: Dégâts importants	De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité A subissent des dégâts de degré 4, quelques uns de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité B subissent des dégâts de degré 3, quelques uns de degré 4 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité C subissent des dégâts de degré 2, quelques uns de degré 3 Quelques bâtiments de la classe de vulnérabilité D subissent des dégâts de degré 2
Intensité IX: Destructions	De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité A subissent des dégâts de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité B subissent des dégâts de degré 4, quelques uns de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité C subissent des dégâts de degré 3, quelques uns de degré 4 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité D subissent des dégâts de degré 2, quelques uns de degré 3 Quelques bâtiments de la classe de vulnérabilité E subissent des dégâts de degré 2
Intensité X: Destructions importantes	La plupart des bâtiments de la classe de vulnérabilité A subit des dégâts de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité B subissent des dégâts de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité C subissent des dégâts de degré 4, quelques uns de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité D subissent des dégâts de degré 3, quelques uns de degré 4 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité E subissent des dégâts de degré 2, quelques uns de degré 3 Quelques bâtiments de la classe de vulnérabilité F subissent des dégâts de degré 2
Intensité XI: Catastrophe	La plupart des bâtiments de la classe de vulnérabilité A et B subit des dégâts de degré 5 La plupart des bâtiments de la classe de vulnérabilité C subit des dégâts de degré 4, quelques uns de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité D subissent des dégâts de degré 4, quelques uns de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité E subissent des dégâts de degré 3, quelques uns de degré 4 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité F subissent des dégâts de degré 2, quelques uns de degré 3

2.3. Méthodes utilisant l'indice de vulnérabilité

2.3.1. Méthode GNDT

La méthode du GNDT 'GNDT level I' et la 'GNDT level II' développée en Italie par le " National Group for Defense from Earthquakes" a été établie en distinguant les bâtiments en maçonnerie des bâtiments en béton armé.

❖ Bâtiments en maçonnerie

"GNDT level I" identifie les différentes typologies de bâtiments (la localisation de la structure, de son usage et de son état de conservation, de sa géométrie et de ses matériaux de construction...) et définit des classes de vulnérabilité (A, B, C et D) [8].

"GNDT level II" est basée sur l'approche de Benedetti et Petrini 1984, GNDT 1994. Ce niveau caractérisait de façon plus précise la structure grâce aux paramètres (11 paramètres) donnés par la méthode Tableau 2.5 Le mode opératoire utilisé pour la définition de cette méthode est le suivant [8].

1. détermination l'indice de vulnérabilité IV_i à partir des onze (11) paramètres structuraux identifiés a priori comme participant à la vulnérabilité globale de la structure, permettait de donner une estimation de la qualité sismique de la construction. Les 11 paramètres identifiés sont reportés dans le tableau suivant 2.5.

Tableau 2.5 : Paramètres adoptés pour évaluer la vulnérabilité des constructions en maçonnerie [8].

1	Type et organisation du système résistant
2	Qualité du système résistant
3	Résistance conventionnelle sous chargement horizontal
4	Localisation de la structure et fondations
5	Caractéristiques des planchers
6	Irrégularité en plan
7	Irrégularité en élévation
8	Distance entre murs
9	Caractéristiques des toitures
10	Eléments non-structuraux
11	Etat de conservation

Pour chaque paramètre, les enquêteurs ont dû définir la classe de vulnérabilité IV_i comprise entre A et D.

2. Calcul de l'indice de vulnérabilité de base IV comme la somme pondérée des IV_i et Comparaison avec l'endommagement observé.

3. Pondération et ajustement des valeurs des indices IV_i en fonction de l'endommagement observé.

4. Calibration des relations entre l'intensité sismique correspondant à l'apparition des premiers dommages (y_i) et la classe de vulnérabilité de chaque structure.

5. Calibration des relations entre l'intensité sismique correspondant à la ruine des structures (y_c) la classe de vulnérabilité de chaque structure.

Les étapes 4 et 5 sont directement issues des observations post-sismiques.

6. Définition de la fonction d'endommagement. Cette fonction s'exprime de façon analytique par les deux relations suivantes [8] :

$$y_i = \alpha_i \exp(-\beta_i V) \quad (2.1)$$

$$y_c = (\alpha_c + \beta_c V^\gamma)^{-1} \quad (2.2)$$

$$\text{où } \alpha_y = 0.18, \beta_y = 0.015, \alpha_c = 1.0, \beta_c = 0.001, \gamma = 1.80. \quad (2.3)$$

❖ Bâtiments en béton arme

Level I est très similaire à celui de la maçonnerie si ce n'est la définition de la nature des éléments porteurs verticaux et horizontaux, des étages et de la toiture. Cette différence se traduit dans la définition des classes de vulnérabilité du paramètre 1 *Type et organisation de système résistant*. Mise à part cette évolution, les autres informations recherchées dans l'analyse de niveau 1 sont identiques à la maçonnerie.

Level II était à l'origine similaire à celui des bâtiments en maçonnerie les quelques différences portent sur les paramètres 8 et 9. Cependant, face à la difficulté de calibrer des courbes Dommages – Vulnérabilité similaires à celles de la maçonnerie, essentiellement due au manque de données post-sismique sur l'endommagement des structures en béton armé, le niveau 2 original a subi des évolutions.

La nouvelle version prend en compte différents types d'informations concernant la géométrie du bâtiment, la géométrie et la position des éléments résistants, le type de matériaux et l'état d'entretien. Ces paramètres se distinguent suivant qu'ils sont qualitatifs ou quantitatifs. Cependant ces informations restaient imprécises pour rendre compte le mieux possible des caractéristiques de renforcement du béton. D'autres incertitudes résidaient en particulier dans la recherche d'informations sur la taille et le nombre de poteaux et de poutres, sur la qualité des matériaux et sur la présence ou non de fondation, tous ces paramètres contrôlant fortement la résistance de la structure. Pour tenter d'y remédier, la qualité des informations (ou plutôt de l'enquête) est notée. On s'aperçoit que pour une bonne évaluation, cette méthode nécessite une auscultation visuelle plus exhaustive de chaque bâtiment, rendant la méthode d'évaluation à grande échelle plus coûteuse.

Cependant, et parce qu'il y avait un manque de données sur les dommages subis par les structures en béton armé, cette nouvelle version du niveau 2 a été testée sur 400 bâtiments publics localisés dans la région Emilia Romagna de l'Italie. Les courbes d'endommagement ont ensuite été évaluées en appliquant à chaque structure un modèle statique simplifié non-linéaire. Les deux points limites des courbes d'endommagement PGA pour (l'apparition des premiers dommages et la ruine de la structure) ont été évalués à l'aide d'analyses Push-Over, chaque structure étant représentée par un système masses concentrées à n degrés de liberté, où n est le nombre d'étages. Une fois la distribution des forces latérales connue pour le point d'endommagement initial et de ruine, un système équivalent à un degré de liberté caractérisé par une relation non-linéaire force-déplacement est définie ce qui permet d'évaluer les deux valeurs de PGA limites grâce à la relation [8] :

$$A_y = \frac{F_y}{m \cdot S_a(T_y)} \quad (2.4)$$

$$A_c = A_i \cdot \mu \quad (2.5)$$

Où m est la masse du système, μ sa ductilité et F_y , $S_a(T_y)$ la force résistante et le spectre d'accélération évalué à la période élastique de la structure. Comme pour la maçonnerie, la fonction d'endommagement peut s'exprimer par les relations suivantes [8] :

$$A_y = \alpha_y \exp[-\beta_y (V + 25)] \quad (2.6)$$

$$A_c = [\alpha_c + \beta_c (V + 25)^\gamma]^{-1} \quad (2.7)$$

$$\text{où: } \alpha_y = 0.155, \beta_y = 0.0207, \alpha_c = 0.625, \beta_c = 0.00029, \gamma = 2.145. \quad (2.8)$$

Le manque de données de dommage concernant les constructions en béton armé a donc nécessité l'emploi de modèles analytiques pour caler les courbes de vulnérabilité affectée à chaque type de construction. Le choix des 400 bâtiments publics de la région Emilia Romagna peut être sujet à discussion quant à la représentativité des constructions en béton armé. Ils avaient été choisis par les autorités civiles sur des critères autres que leur représentativité et on peut se demander si leur géométrie et leurs matériaux incluent ceux des bâtiments courants [8].

Puisque la plupart des constructions courantes ne présentaient pas de conceptions parasismiques particulières, on peut déjà supposer que les typologies choisies concernent bien l'ensemble du parc immobilier [8].

Sur la base de cette analyse, la vulnérabilité des bâtiments en béton armé repose donc, comme pour la maçonnerie, sur la recherche de points structuraux particuliers présentés dans le tableau 2.6 [8].

Tableau 2.6 : Paramètres adoptés pour évaluer la vulnérabilité des constructions en béton armé [8].

1	Type et organisation du système résistant
2	Qualité du système résistant
3	Résistance conventionnelle sous chargement horizontal
4	Localisation de la structure et fondations
5	Caractéristiques des planchers
6	Régularité en plan
7	Régularité en élévation
8	Connections et éléments critiques
9	Eléments fragiles (poteaux courts)
10	Eléments non-structuraux
11	Etat de conservation
12	Qualité des matériaux

Suivant sa nature, une classe de vulnérabilité IV_i entre A et D est attribuée à chaque paramètre, ainsi qu'une pondération K. La vulnérabilité totale de la structure IV est obtenue par la somme pondérée de chaque IV_i .

La méthode du GNDT italien a défini des courbes qui donnent le dommage moyen en

fonction de l'accélération maximale du sol (PGA). Le dommage moyen est nul jusqu'à la valeur d'accélération de début de dommage y_i et vaut 1 pour l'accélération de ruine. Entre ces 2 valeurs, l'évolution est linéaire en fonction de l'accélération [8].

Si $y < y_i$, le dommage moyen d est nul.

Si $y > y_c$, le dommage moyen vaut 1.

$$\text{Si } y_i < y < y_c, d = \frac{y - y_i}{y_c - y_i}$$

L'accélération maximale du sol y (PGA) est donnée en % de g . Les valeurs des accélérations y_i et y_c dépendent de l'indice de vulnérabilité calculé à l'aide des fiches de relevé.

Le tableau 2.7 donne une équivalence entre la valeur de la variable d'endommagement moyen d et les degrés de dommage de l'échelle EMS 98

Tableau 2.7 : Equivalence entre les niveaux de dommage de l'échelle EMS 98 et la variable d'endommagement moyen d [8].

d	EMS-98
0+0.2	Degré 1
0.21+0.4	Degré 2
0.41+0.6	Degré 3
0.61+0.8	Degré 4
0.81+1.0	Degré 5

Il est donc possible d'exprimer le dommage moyen d en fonction de l'indice de vulnérabilité.

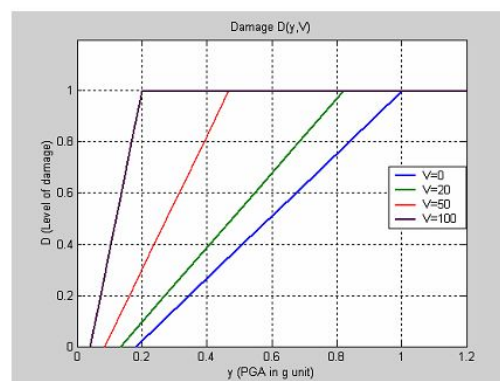


Figure 2.2 : Exemples de l'évolution du dommage moyen en fonction de l'accélération maximale du sol pour plusieurs valeurs d'indice de vulnérabilité [8].

Dans des travaux plus récents, Giovinazi et Lagomarsino [8] proposent une formule permettant d'estimer le dommage moyen en fonction de l'intensité du séisme I et de l'indice de vulnérabilité I_v calculé à l'aide de la méthode GNDT [8] par la relation suivante :

$$d = 0.5 + 0.45 \arctan(0.55 \cdot (I - 10.2 + 0.05 I_v)) ; 0 < d < 1 \quad (2.9)$$



Figure 2.3 : Evolution du dommage moyen d en fonction de l'intensité du séisme (EMS98) pour plusieurs classes de vulnérabilité [8].

De plus, le dommage moyen permet de connaître le pourcentage de bâtiments p_k dans un niveau de dommage k donné à l'aide d'une loi binomiale.

$$p_k = \frac{5!}{k!(5-k)!} d^k (1-d)^{5-k} \quad (2.10)$$

2.3.2 Méthode RISK-UE (level I)

Le projet RISK-UE [17] consistait à traiter la vulnérabilité sismique des bâtiments existants et historiques 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 méthode Risk-UE de niveau 1 [17] se base sur l'évaluation d'un indice de vulnérabilité pour un bâtiment donné, indice qui est fonction de la typologie constructive ainsi que de différents facteurs susceptibles de modifier son comportement. A partir de cet indice, il est

possible de définir en fonction de l'intensité macrosismique EMS98 des courbes de vulnérabilité et de fragilité qui permettent d'évaluer la répartition des probabilités de dommages sur un bâtiment.

La méthode Risk-UE niveau1 définit pour chaque élément de la typologie RISK-UE un :

- indice de vulnérabilité la plus probable IV^* représente l'appartenance d'un bâtiment à une classe de vulnérabilité
- les limites de l'intervalle plausible de l'indice de vulnérabilité $[IV^- ; IV^+]$
- les limites minimale IV_{\min} et maximale IV_{\max} de chaque élément de la typologie.

Cette méthode revient à définir un indice de vulnérabilité de base et un intervalle de confiance quant à la définition de cette vulnérabilité. Cet indice est compris entre 0 et 1 [18], est donné par le tableau 2.8.

Tableau 2.8 : Typologie RISK-UE et valeurs représentatives de IV [17].

Typologie RISK-UE			Valeurs représentatives de IV				
			IV^{\min}	IV^*	IV	IV^+	IV^{\max}
Maçonnerie	M1	Murs porteurs en maçonnerie de pierres					
	M1.1	Moellons	0.620	0.810	0.873	0.980	1.020
	M1.2	Pierres appareillées	0.460	0.650	0.740	0.830	1.020
	M1.3	Pierre de taille	0.300	0.490	0.616	0.793	0.860
	M2	Adobe	0.620	0.687	0.840	0.980	1.020
	M3	Murs porteurs en maçonnerie non armée					
	M3.1	Plancher bois	0.460	0.650	0.740	0.830	1.020
	M3.2	Voûtes en maçonnerie	0.460	0.650	0.776	0.953	1.020
	M3.3	Planchers avec poutrelles métalliques et maçonnerie	0.460	0.527	0.704	0.830	1.020
	M3.4	Plancher béton armé	0.300	0.490	0.616	0.793	0.860
	M4	Murs porteurs en maçonnerie armée ou confinée	0.140	0.330	0.451	0.633	0.700
M5	Construction s en maçonnerie renforcées dans leur ensemble	0.300	0.490	0.694	0.953	1.020	
Béton armé	RC1	Système poteaux/poutres	-0.020	0.047	0.442	0.800	1.020
	RC2	Murs de refend en béton	-0.020	0.047	0.386	0.670	0.860
	RC3	Système poteaux/poutres avec mur de remplissage en maçonnerie non armée					
	RC3.1	Structures régulières avec remplissage	-0.020	0.007	0.402	0.760	0.980
	RC3.2	Structures irrégulières (système porteur ou remplissages irréguliers ou niveau souple)	0.060	0.127	0.522	0.880	1.020
	RC4	Structure mixte en béton armé (portiques et murs en béton)	-0.020	0.047	0.386	0.670	0.860
	RC5	Murs en béton préfabriqué	0.140	0.207	0.384	0.510	0.700
RC6	Structure en béton préfabriqué ave murs de refend en béton	0.300	0.367	0.544	0.670	0.860	
Acier	S1	Système poteaux/poutres en acier	-0.020	0.047	0.363	0.640	0.860
	S2	Structure en acier contreventée	-0.020	0.047	0.287	0.480	0.700
	S3	Système poteaux/poutres en acier avec mur de remplissage en maçonnerie non armée	0.140	0.330	0.484	0.640	0.860
	S4	Système poteaux/poutres en acier avec mur de refend en béton coulés en place	-0.020	0.047	0.224	0.350	0.540
	S5	Système de composants acier et béton armé	-0.020	0.257	0.402	0.720	1.020
Bois	W	Structure en bois	0.140	0.207	0.447	0.640	0.860

Le dommage moyen s'exprime en fonction de l'indice de vulnérabilité V_1 et de l'intensité macrosismique I considérée [17].

$$\mu_D = 2.5 \left[1 + \tanh \left(\frac{I + 6.25 \bar{V}_1 - 13.1}{2.3} \right) \right] \quad (2.11)$$

Le passage du taux de dommage moyen aux degrés de dommages EMS98 se fait en définissant une distribution de dommage qui tienne compte des incertitudes et imprécisions. Tandis que dans le GNDT, une loi binomiale était utilisée, la loi proposée dans RSIK-UE définit à partir du taux de dommage la probabilité associée à chaque degré EMS98 que le bâtiment est susceptible de subir. Cette loi est une loi bêta qui, suite à des analyses statistiques en Grèce et en Italie, montre une meilleure concordance avec la distribution des dommages observés réellement. L'équation de bêta est définie ainsi : base de la distribution [17]:

$$p_\beta(x) = \frac{\Gamma(t)}{\Gamma(r)\Gamma(t-r)} \frac{(x-a)^{r-1}(b-x)^{t-r-1}}{(b-a)^{t-1}} \quad a \leq x < b \quad (2.12)$$

Fonction de distribution cumulée [17]:

$$P_\beta(x) = \int_a^x p_\beta(\varepsilon) d\varepsilon \quad (2.13)$$

Avec les paramètres [17]:

$$\begin{aligned} a &= 0 & t &= 8 \\ b &= 6 & r &= t (0.007 \mu_D^3 - 0.052 \mu_D^2 + 0.2875 \mu_D) \end{aligned} \quad (2.14)$$

Probabilités discrètes : La probabilité p_k associée à chaque degré de dommage k s'écrit sous la forme [17]:

$$p_k = P_\beta(k+1) - P_\beta(k) \quad (2.15)$$

La courbe de fragilité définissant la probabilité d'atteindre ou de dépasser un niveau de dommage k est obtenue directement de la fonction de distribution cumulée.

$$P(D \geq D_k) = 1 - P_\beta(k) \quad (2.16)$$

L'indice de vulnérabilité de base lié à la typologie va ensuite être modulé en fonction de critères structuraux propres à chaque structure, selon qu'elle est en maçonnerie ou en béton armé.

Tableau 2.9 : Critères structuraux de vulnérabilité et leurs coefficients associés [18].

Facteurs de Vulnérabilité			Code Bas	Code Haut
	Nb étages	Bas (1, 2 ou 3)	-0.04	-0.04
		Moyen (4, 5 ou 6)	0	0
		haut (7 ou plus)	+0.08	+0.06
Irrégularité en plan	Forme (L,C)	Oui	+0.02	+0.01
		Non	0	0
	Protubérance	Oui	+0.02	+0.01
		Non	0	0
Irrégularité en élévation	Saillie	Oui	+0.02	+0.01
		Non	0	0
	Retrait	Oui	+0.02	+0.01
		Non	0	0
	Joints insuffisants	Oui	+0.04	0
		Non	0	0
	Poteaux courts	Oui	+0.04	+0.01
		Non	0	0
	Règles PS	avant 1982	+0.16	
		après 1982		0

2.3.3 Méthode d'indice de vulnérabilités pour les bâtiments

Cette méthode est basée sur la classification des bâtiments en groupe typologie ces groupes peuvent être fonction de la nature de matériau de système structural de l'âge [18].

Elle consiste à identifier des paramètres structuraux ou non structuraux ayant une influence sur la réponse sismique de la construction et permettant le calcul de son index de vulnérabilité. Cet élément ne peut prendre qu'une seule vulnérabilité, celle-ci représente la classe à laquelle appartient cette construction [18]. Il y a quatre classes : A, B, C et D

La classe A représente des constructions réalisées selon le code parasismique en vigueur et donc représente une bonne résistance au séisme, quant à la classe D, elle représente les constructions ayant une mauvaise résistance au séisme. Les classes B et C sont des classes intermédiaires.

Elle consiste à attribuer une valeur numérique à chaque bâtiment dite 'Index de vulnérabilité', I_v , qui est une représentation de sa 'qualité sismique'. Cette valeur numérique représente la somme pondérée des valeurs numériques exprimant la qualité sismique des éléments structuraux et non structuraux [18].

Pour le calcul de l'index de vulnérabilité des bâtiments, les paramètres considérés sont regroupés avec leurs classes dans le tableau suivant :

Tableau 2.10 : Les paramètres appliqués dans la méthode de l'index de vulnérabilité pour les constructions en maçonnerie en Algérie [19].

<i>Eléments</i>	<i>Classes</i>				<i>Facteur de pondération</i>
	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	
1. Résistance total au cisaillement	0	5	25	45	1.50
2. Régularité en plan	0	5	25	45	0.50
3. Régularité en élévation	0	5	25	45	0.50
4. Connexion de murs	0	5	25	45	1.00
5. Type de murs	0	5	25	45	0.25
6. Plancher	0	5	25	45	0.25
7. Toiture	0	15	25	45	0.25
8. Conditions du sol	0	5	25	45	0.75
9. Détails	0	0	25	45	0.25
10. Maintenance	0	5	25	45	1.00
11. Socio-Culturel	0	5	25	45	0.50

Il est à noter que l'élément détail, dans cette méthodologie, regroupe plusieurs facteurs qui sont :

- Etat du remplissage
- Bardage
- Etat des cloisons
- Etat des balcons
- Etat du garde-corps
- Etat des corniches-acrotère
- Etat des cheminées
- Vide sanitaire (murs porteurs)
- Vide sanitaire (poteaux)
- Etat du réseau électrique
- Etat du réseau gaz
- Etat du réseau eau
- Etat du réseau d'assainissement
- Etat du réseau téléphonique

Dans cette méthode, une classification des bâtiments est proposée en fonction de leur indice I_v .

2.3.4. La méthode FEMA154

Cette méthode, proposée par la U.S. Federal Emergency Management Agency (FEMA) et connue également sous le nom d'ATC-21, est décrite dans les documents FEMA 154 et FEMA 155 révisés pour la dernière fois en 2002 (BSSC, 2002a ; BSSC, 2002b).

Une cote de base associée au risque structurel (BSH : Basic Structural Hazard) est attribuée au bâtiment selon son principe constructif, identifié parmi 15 types de structures courantes aux Etats-Unis, et selon la sismicité de la région. Cette cote varie de 1,6 pour les ossatures en béton armé avec remplissage en maçonnerie situées en zone de forte sismicité, à 7,4 pour les structures en bois de charpente en zone de faible sismicité. [6]

Tableau 2.11 : Classification typologique et cotes structurales de base du FEMA-154 [6].

Type de structure	Description	Cote initiale BSH		
		Sismicité		
		Faible	Moyenne	Élevée
Structure de bois	W1 Charpente de bois (< 5000 pi ²)	7,4	5,2	4,4
	W2 Charpente de bois (> 5000 pi ²)	6,0	4,8	3,8
Ossature en acier	S1 résistant au moment	4,6	3,6	2,8
	S2 contreventée en acier	4,8	3,6	3,0
	S3 légère en acier	4,6	3,8	3,2
	S4 avec murs de cisaillement en béton	4,8	3,6	2,8
	S5 avec murs de remplissage en maçonnerie	5,0	3,6	2,0
Béton	C1 Ossature en béton résistant aux moments	4,4	3,0	2,5
	C2 Murs de béton travaillant en cisaillement	4,8	3,6	2,8
	C3 Ossature avec murs de remplissage en maçonnerie	4,8	3,2	1,6
	PC1 Murs en béton préfabriqués	4,4	3,2	2,6
	PC2 Ossature en béton préfabriquée	4,6	3,2	2,4
Maçonnerie	RM1 M. porteuse armée diaphragmes flexibles	4,8	3,6	2,8
	RM2 M. porteuse armée diaphragmes rigides	4,6	3,4	2,8
	URM Maçonnerie non armée	4,6	3,4	1,8

Dans le FEMA-154 2002, la cote BSH correspond à la probabilité d'effondrement d'un type de bâtiment pour l e séisme maximum probable. Elle est calculée par le négatif du logarithme en base 10 de cette probabilité [6].

$$S = -\log_{10}(\text{probabilité d'effondrement}) \quad (2.17)$$

La cote structurale de base est ensuite modifiée par l'ajout ou la soustraction de facteurs de modification de performance SM établis selon les déficiences observées pour les différentes classes de bâtiment[6]. Les caractéristiques structurales considérées par les facteurs de modification SM sont

- La hauteur du bâtiment.
- les irrégularités géométriques et structurales en plan et en élévation.
- L'année de conception qui présuppose l'application d'un certain code de construction.
- Le type de sol. Une grille standardisée, contenant les valeurs des coefficients à appliquer, est fournie pour faciliter le pointage de ces éléments.

Dans cette approche, la cote structurale de base BSH dépend de la zone d'aléa sismique et de la vulnérabilité reliée à la tenue au séisme du bâti (typologie et déficiences structurales). Il s'agit donc d'une cote donnant la classification du risque sismique associé au bâtiment sans considération de la valeur des pertes économiques ou humaines. Seule une note est indiquée sur le formulaire concernant le nombre de personnes occupant le bâtiment et la classe de fonctions de ce dernier.

La FEMA 154 est une méthode rapide d'évaluation de la vulnérabilité destinée à sélectionner les bâtiments présentant a priori un risque inacceptable. Il est généralement recommandé de procéder au diagnostic détaillé (par exemple suivant la procédure FEMA 310) des bâtiments dont la note est inférieure à 2, c'est-à-dire des bâtiments dont la probabilité d'effondrement est supérieure à 1 %.

La méthode est calibrée pour les 15 types de constructions les plus courants et les différentes zones sismiques des Etats-Unie.

Les données nécessaires pour établir le diagnostic sont réunies à l'aide d'une fiche de relevé normalisée remplie par simple examen visuel, extérieur et éventuellement intérieur, du bâtiment. L'analyse des plans de structure n'est pas indispensable mais peut aider à conclure sur le principe constructif, la régularité du contreventement ou encore la date de construction. La classe de sol (types A à F) peut en revanche difficilement être identifiée sur place : il est nécessaire de se référer aux cartes géologiques, géotechniques ou aux sondages existants sur la zone d'étude. Les données nécessaires pour établir le diagnostic sont réunies à l'aide d'une fiche de relevé normalisée remplie par simple

examen visuel, extérieur et éventuellement intérieur, du bâtiment. L'analyse des plans de structure n'est pas indispensable mais peut aider à conclure

La procédure FEMA 154 étant relativement simple, elle peut être appliquée par un technicien, spécialiste ou non en bâtiment, ayant lu avec attention le manuel très détaillé décrivant la méthode. Il est également fortement recommandé qu'un ingénieur expérimenté en vulnérabilité sismique soit mobilisé, au moins pendant la première phase du projet, pour s'assurer de la bonne mise en œuvre des diagnostics. Sa présence peut également être utile pour identifier, le cas échéant, des principes constructifs particuliers à un territoire pour lesquels la méthode doit être adaptée [6].

2.4. Méthodes déterministes (méthodes en déplacement)

2.4.1. Le principe général de ces méthodes

L'action sismique sur une construction consiste en l'application d'un déplacement variable à sa base. Il apparaît plus simple de décrire l'état d'une structure sous forme de déplacements. La notion de niveau de performance est ainsi venue se substituer à la notion d'état limite (de service et ultime) d'utilisation largement répandue dans le BAEL (BAEL, 1991) ou dans d'autres codes réglementaires.

L'avènement du "Performance Based Design" en ingénierie sismique a mené au développement récent de diverses méthodes, tant pour la conception parasismique de nouveaux bâtiments que pour l'évaluation des bâtiments existants. Ces nouvelles méthodes qui se fondent sur le comportement des structures obtenu par modélisation numérique et essais à échelle réduite, tendent à se substituer aux méthodes conventionnelles existantes basées sur le retour d'expérience des séismes passés [20].

La méthode d'estimation du niveau de performance atteint pour un mouvement sismique donné est désormais assez uniformisée en génie parasismique. Elle consiste à placer dans le plan des accélérations spectrales en fonction des déplacements spectraux (S_d ; S_a) la courbe de comportement de la structure (courbe de capacité) et la courbe de sollicitation du séisme (spectre de réponse au format ADRS - Acceleration-Displacement Response Spectrum).

Une fois dans le plan (S_d ; S_a), la courbe de comportement de la structure peut être superposée à une courbe de demande, un spectre de réponse au format ADRS

Si la structure réagit de manière élastique à ce séisme, les deux courbes se coupent dans la partie linéaire de la courbe de capacité en un point appelé point de performance. La valeur en déplacement du point de performance indique l'état de la structure, c'est-à-dire son niveau de performance ou encore son niveau d'endommagement

L'approche d'évaluation consiste à utiliser des méthodes de calcul très élaborées, telle celle développée par ATC-40 appelée la méthode du Push over (voir chapitre suivant), ou la méthode de la capacité spectrale. Dans cette approche, chaque type de bâtiment est modélisé par une courbe de capacité qui relie la force appliquée aux déplacements de la structure. La partie élastique de cette courbe est théoriquement une droite de pente égale au carré de la pulsation propre du bâtiment. La partie post-élastique, de pente plus faible, représente le comportement ductile jusqu'à la ruine.

Pour Risk-UE (level II) comme pour HAZUS, les courbes de capacité génériques pour un type de bâtiment sont bilinéaires: la première droite représente la partie élastique jusqu'au point de plastification (yield point), la deuxième, de pente plus faible, représente le comportement ductile jusqu'à la ruine (ultimate point) en tous les cas, ces méthodes permettent de procéder à une estimation des dommages et dégâts sur différentes typologies de structures (en maçonnerie, en béton armé, en charpente métallique,...), à travers l'établissement des courbes d'endommagement (ou courbes de fragilité) qui constituent une information et une donnée fondamentale et incontournable dans les études probabilistes de sûreté. Elles sont donc en passe de devenir la représentation standard de la vulnérabilité des structures, ce qui permet à la fois de les définir pour un grand nombre de bâtiments et pour une structure particulière dont les caractéristiques ne sont pas parfaitement connues (bâti existant). La figure 2.4 illustre le principe de cette méthode [21].

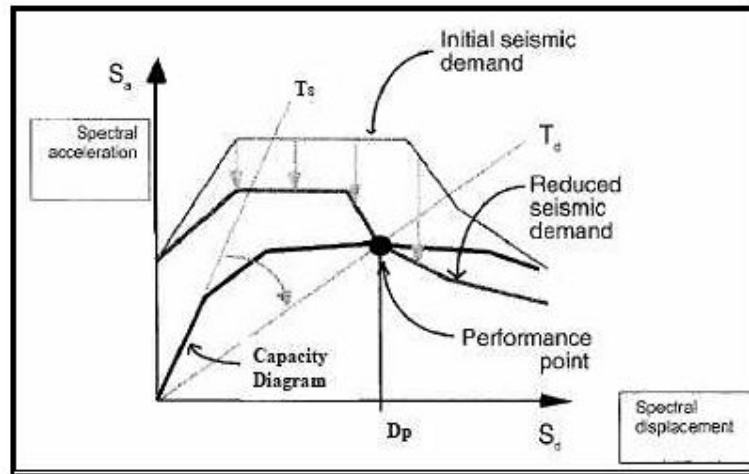


Figure 2.4 : Diagramme de base pour les méthodes en déplacement [21].

2.4.2. Méthode HAZUS (HAZards United States)

La méthodologie HAZUS fut conçue initialement pour l'évaluation du risque sismique et l'analyse des pertes dues aux tremblements de terre aux Etats Unis d'Amérique. Cette méthodologie a été développée aux Etats-Unis d'Amérique par le NIBS (National Institute of Building Science) et supportée par l'agence FEMA (United States Federal Emergency Management Agency)

HAZUS fut implanté sous forme de logiciel interactif public et se base sur les technologies des systèmes d'information géographique (SIG) pour estimer les dégâts et les pertes que peuvent occasionner les tremblements de terre.

L'approche modulaire de HAZUS est illustrée par l'organigramme de la figure 2.5. En général, chacun des composants de cet organigramme est exigé pour l'évaluation des pertes [22].

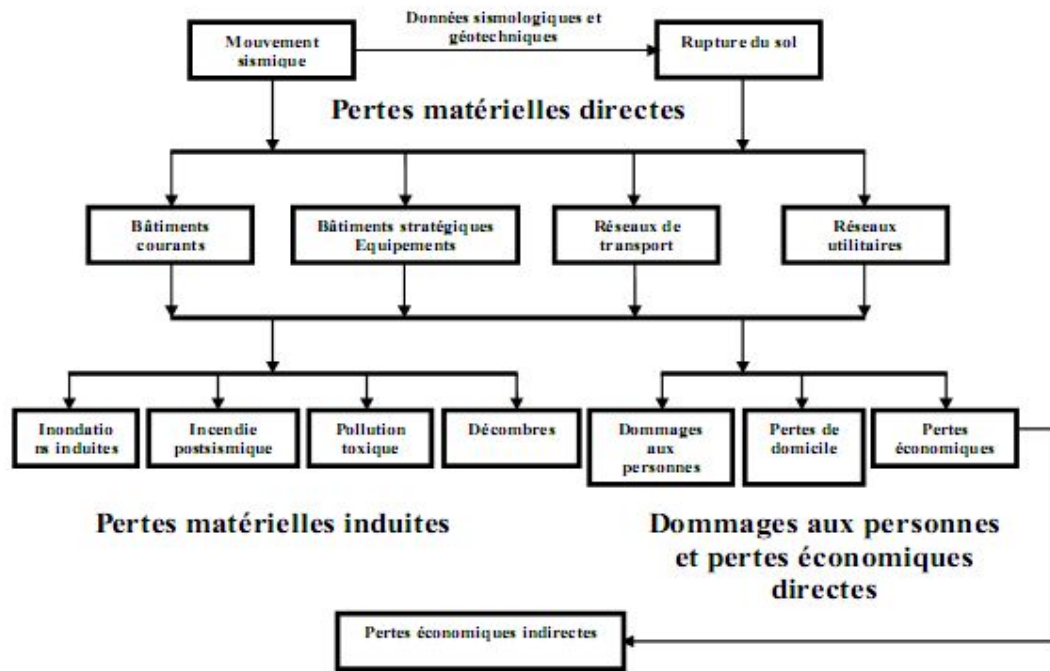


Figure 2.5 : Organigramme de la méthodologie HAZUS [22].

Le logiciel se caractérise par une structuration modulaire et multi niveaux d’analyse. Il présente les caractéristiques suivantes:

1. le programme présente six modules indépendants: l’inventaire des enjeux, l’analyse de l’aléa, l’estimation de dommages directs, l’estimation de dommages indirects, pertes économiques directes et indirectes;

2. les résultats sont représentés sous forme d’une carte intégrée dans un SIG (système Informatique géographique).

3. le logiciel permet trois niveaux d’analyse ; le niveau 1 avec les données de base (“default data Analyse”); le niveau 2 exige plus de données, elles doivent être complétées par l’utilisateur (“user supplied data Analysis”), ce niveau permet à l’utilisateur une meilleure exploitation des méthodes standards du programme; finalement le niveau 3 qui est le modèle avancé pour les analyses plus précises à niveau local (“Advanced data and models analysis”).

4. le module des enjeux définit quatre types d’enjeux: le bâti courant, les constructions spéciales, les infrastructures de transport et les réseaux d’eau, d’énergie et de communication. (Figure 1.5) Pour le bâti courant, il définit 38 typologies des constructions

sur la base de leur système structural et de leur hauteur ;

5. l'étude de l'aléa concerne la détermination du mouvement du sol, l'analyse du potentiel de liquéfaction du sol, le glissement du terrain, la rupture des failles en surface. Le mouvement du sol est caractérisé par l'accélération (PGA), la vitesse (PGV), et le spectre de réponse. Il est défini au choix par une approche déterministe et probabiliste. L'approche déterministe se présente sous trois types de calcul.

La première est basée sur le choix d'une source sismique à partir d'un inventaire précis de toutes les failles sismiques existantes accompagné de toutes les informations sismiques et géotectoniques des failles.

Le deuxième type de calcul est basé sur le choix d'un séisme déjà réalisé. Une base de données de séismes avec leur magnitude doit être disponible [22].

Le troisième type est basé sur la définition d'un événement sismique arbitraire ou artificiel en spécifiant par exemple son épicycle, sa profondeur, le type et l'orientation de la faille ainsi que sa magnitude. La seconde approche dite probabiliste, exige des cartes de zonage sismique développées. Cette approche permet également de spécifier un spectre de réponse. Finalement, quelle que soit l'approche, le mouvement du sol est atténué par rapport à la distance à l'épicentre en utilisant des relations d'atténuation en fonction des régions et des types de sols de ces dernières. Le signal peut également être amplifié en tenant en compte l'effet de site (conditions locales du site),

6. L'analyse des dommages directs par le logiciel, dans le cas des bâtiments courants, est basée sur la méthode du spectre de capacité. et les courbes d'endommagements ou courbes de fragilité.

La méthode HAZUS utilise cinq degrés de dégâts, ou niveaux de dommages pour les éléments structurels, qui sont:

- D0 : l'absence de dommages ; - D 1: les dommages légers ; -D2 : les dommages modérés ; - D3 : les dommages importants ; - D4 : les dommages très importants.

7. Les courbes de capacité expriment la relation entre la capacité portante, en général la résultante de l'effort tranchant à la base du bâtiment, en fonction du déplacement total au sommet de l'édifice.). La figure 2.6 illustre un exemple de courbe de capacité [22].

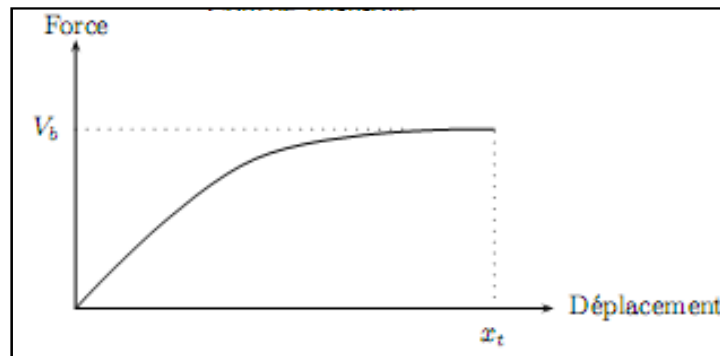


Figure 2.6 : courbe de capacité « effort tranchant à la base-déplacement total ».

Dans le cas du programme HAZUS, les courbes de capacités présentées sont sous la forme simplifiée bilinéaire pour chaque type ou classe de bâtiment. Les valeurs définissant ces courbes ont été obtenues sur la base de calculs précis réalisés pour un grand nombre de structures et des calculs empiriques, résumés à des valeurs moyennes par type standard de bâti. Ensuite, le séisme est défini en termes de spectre de réponse transformé, par simple changement de variable, lui aussi en termes de S_a - S_d , qui exprime la demande. La superposition des deux courbes, spectre et courbe de capacité transformés, permet d'en déduire un paramètre majeur dans la définition de l'endommagement et est appelé point de performance, point cible ou point de demande [22].

Il représente tout simplement la solution graphique de la performance d'un bâtiment ou classe de bâtiments sous l'action d'une sollicitation sismique donnée. Cette étape représente donc la première étape dans le processus d'estimation des dommages. Le déplacement au sommet, ou encore le déplacement inter étage est le paramètre utilisé pour quantifier l'endommagement, car la progression des dommages dans une structure est plus sensible aux déplacements qu'aux forces. Il s'agit donc d'une méthode d'analyse pseudo statique non linéaire simplifiée.

Les déplacements calculés correspondent au mode fondamental de vibration. Des paramètres issus des analyses dynamiques tels que le facteur de participation modale, la période ou la fréquence propre et la masse modale effective sont utilisés pour la transformation précitée [22].

8. 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. Dans le cas du logiciel HAZUS, ces courbes ont été mises au point à partir d'extrapolations des données liées aux dommages observés, sur avis d'experts ainsi que sur des tests de laboratoire. Ces courbes ont été calibrées ensuite, avec des données consécutives aux séismes de Loma Prieta (1989) et de Northridge (1994). C'est l'une des raisons qui font que les courbes ne peuvent pas être directement exploitées pour tous les pays et en l'occurrence pour un pays à sismicité modérée. 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 d_s provoqué par un déplacement spectral S_d donné, la probabilité d'endommagement, $P(d_s/S_d)$, [22] s'exprime par la relation (2.18) tel que :

$$P[d_s / S_d] = \Phi(\beta_{d_s}, S_{d,d_s}) \quad (2.18)$$

Avec : $P[d_s / S_d]$ la probabilité d'obtenir un niveau de dégât donné d_s pour un déplacement spectral S_d , Φ la distribution normale cumulée. 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} le logarithme de l'écart type du déplacement d pour le niveau d'endommagement ou degré de dégât d_s . Ce calcul est répété pour chaque classe de bâtiment et exige une analyse détaillée d'un grand nombre de bâtiments représentatifs de la classe considérée. Les valeurs moyennes du déplacement spectral sont obtenues à partir de l'observation des plages des déplacements associées à chaque degré de dégât. L'écart type prend en compte les incertitudes liées aux valeurs moyennes du déplacement ainsi qu'à la sollicitation sismique. Les courbes de fragilité expriment donc la probabilité d'endommagement en fonction le déplacement spectral S_d [22].

2.4.3 Méthode RISK-UE (level II)

Le projet RISK-UE a été piloté 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. Méthode RISK-UE (level II) a passé par l'établissement d'un inventaire complet de tous les éléments à risque. Comparé à la méthodologie HAZUS, le modèle inclue une nouveauté par la prise en compte des anciens centres urbains, les monuments et les bâtiments historiques.

Le projet RISK-UE (level II) est modulaire et représente la première alternative à ce jour du logiciel HAZUS [23].

Les principales remarques que l'on peut tirer concernant le programme Risk-UE (level II) sont :

❖ Courbes de capacité

Les courbes de capacité ont été développées en utilisant le programme NonSap2000 pour les structures en béton armé et le programme TREMURI pour les structures en maçonnerie non armée. D'autres méthodes simplifiées ont également été adoptées (méthode de l'oscillateur simple 1D) [23].

La plupart des modèles numériques utilisés pour développer les courbes de capacité sont des méthodes relativement complexes s'appuyant sur des modèles éléments finis bi et tridimensionnel, à l'exception de l'équipe IZIIS. Cette dernière a étudié 52 bâtiments avec un modèle simplifié (oscillateur simple); par conséquent on peut juger que ce nombre est insuffisant. Il est important de connaître la manière dont a été développé les courbes de fragilité qui nécessitent un grand nombre de bâtiments analysés.

Les différentes hypothèses auraient pu être explicitées avec plus d'attention afin d'expliquer les différences parfois substantielles entre les spectres de capacité donnés par les modèles. Par exemple, pour les courbes relatives à la classe RC1M PC, RC1M LC, RC1H LC. Dans tous les cas, les différences sont importantes [23].

Tableau 2.12: Eléments de développement des courbes de capacité par les équipes de recherches Risk_UE [23].

Equipe	AUTH	CIMNE	IZIIS	UNIGE	UTCB
Structures en béton armé					
Logiciel	NonSap2000	Non communiqué	Non communiqué	-	Non communiqué
Modèle de structure	2D et 3D avec des éléments finis poutres à rotules plastiques	Inconnu.	1D Oscillateur simple	-	Inconnu
Classes de bâtiment	RC1 (LMH), RC2 (LMH), RC3.1 (LMH), RC3.2 (LMH), RC4 (LMH), RC1 M et RC2 M	RC1 (MH)	RC1 RC4	-	RC1H, RC2M RC2H
Structures en maçonnerie non armée					
Logiciel	Tremuri	Tremuri	-	Tremuri	-
Modèle de structure	3D avec des éléments finis panneaux	2D et 3D avec des éléments finis panneaux	-	2D et 3D avec des éléments finis panneaux	-
Classes de bâtiment	M1.2 et M3.4 (1-3 étages)	M3.3 (MH)	-	M1.2, M1.1, M3.4	-

❖ Spectre de réponse

Une analyse de spectre de réponse, basée sur un spectre de réponse spécifique au site ou à la région étudié (dépend de chaque ville) [23].

- a) La méthode proposée par le modèle Risk-UE est la méthode du spectre de demande inélastique direct.
- b) Utilisation des facteurs de réduction $R\mu$ et de la ductilité μ (Modèles de Vidic, Fajfar, Cosenza et Mander) [23].

Ces coefficients de réduction présente également une source non négligeable de dispersion des résultats selon la formulation adoptée. Dans certaines zones on a des différences de l'ordre de 10 à 20% selon la formulation adoptée. Le document affirme que le modèle utilisé est celui de Vidic et al. 1994, Fajfar 2000. On peut en déduire que toutes les courbes de fragilité développées par l'ensemble des équipes on 14 adopté la même formulation. Le modèle évoque d'autres formulations : celle de Cosenza el al et celle de Miranda [23].

❖ Détermination du point de performance

Trois méthodes sont proposées :

- 1- méthode graphique et itérative générale
- 2- méthode graphique et non itérative
- 3- méthode analytique non itérative selon l'hypothèse de l'égalité des déplacements

❖ Les courbes de fragilité

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 d_s provoqué par un déplacement spectral S_d donné, la probabilité, la probabilité d'endommagement, $P(d_s/S_d)$ [17], s'exprime à travers une formule identique à l'équation suivante :

$$P[d_s|S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{d_s}} \ln \left(\frac{S_d}{S_{d,d_s}} \right) \right] \quad (2.18)$$

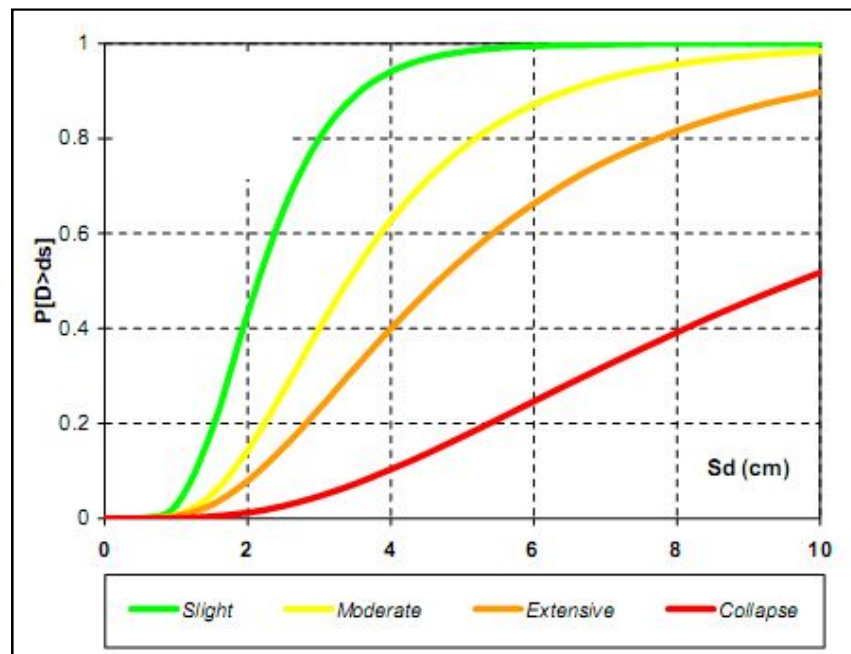


Figure 2.7 : Exemple de courbe de fragilité (IZIIS, RC1/CBA; Medium Height) [17].

2.5. Conclusion

Plusieurs méthodes d'estimation de vulnérabilité ont été développées dans le monde.

Nous avons cité, dans ce chapitre, les méthodes les plus connues d'estimation de la vulnérabilité sismique : Celles des méthodes probabilistes telles que les matrices de probabilité de dommage, les courbes de vulnérabilités et la méthode EMS 98 ont été définies à partir des retours d'expérience de destructions observées lors de séismes.

Les méthodes utilisant l'indice de vulnérabilité tel que la méthode du GNDT, la méthode de RISK-UE (level I) et la méthode FEMA154 ainsi que La méthode de l'index de vulnérabilité pour les constructions (Structures en Maçonnerie de la ville Alger) sont basées sur les analyses statiques de comportement des constructions lors d'un séisme et leur application nécessite un expert pour l'évaluation visuelle des paramètres et pour le choix des valeurs de pondération. Son avantage est que les valeurs de pondération sont déterminées pour tous les paramètres et qui rend son application plus aisée. Elle tient compte aussi de certaines spécificités du pays.

Les méthodes en déplacement : Celles de HAZUS, utilisées aux états unis, ainsi que la méthodologie de RISK-UE (level II), développée en Europe. ces méthodes sont défini un niveau de dommage moyen en fonction de niveau de l'agression sismique.

CHAPITRE 3

ANALYSE PUSH-OVER

3.1. Introduction

L'analyse des structures de bâtiment sous l'action des séismes consiste à déterminer les forces maximales et surtout les déformations maximales qu'elles peuvent subir. Ces informations permettent de les dimensionner afin de résister aux tremblements de terre. Les codes du calcul sismique permettent aux ingénieurs d'utiliser soit une analyse linéaire ou non-linéaire pour le calcul des forces et des déplacements. Quatre méthodes d'analyses sont disponibles : l'analyse statique linéaire, l'analyse dynamique linéaire, l'analyse statique non-linéaire et l'analyse dynamique non-linéaire. Les deux dernières méthodes non-linéaires demandent des modèles et des procédures non linéaires avancées. Ce chapitre présente les différentes méthodes d'analyse des structures linéaires et non linéaires (voir figure 3.1). Plus de détails concernant la méthode statique en poussée progressive (push over) sont donnés car cette méthode est utilisée en ce travail. En particulier la méthode du FEMA 440 est présentée pour la détermination le point de performance.

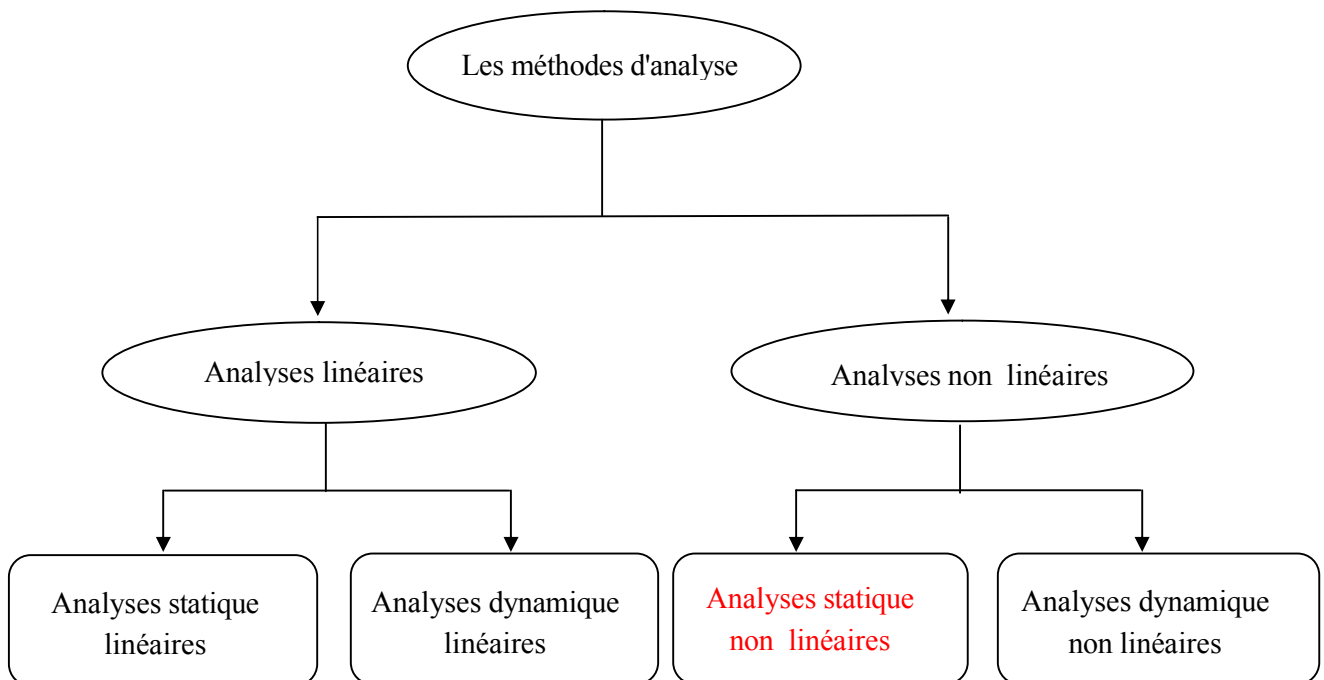


Figure 3.1: Types Les méthodes d'analyses.

3.2. Les méthodes d'analyses des structures

3.2.1. Analyse statique linéaire

Dans cette approche le bâtiment est modélisé comme un système équivalent à un degré de liberté, avec une rigidité élastique linéaire et un amortissement visqueux équivalent. La charge sismique est modélisée par une force latérale équivalente, visant à reproduire le même niveau de contraintes et de déformations que le séisme représenté. Elle est adoptée par les codes et règlements de calcul parasismique dans le cas de structures courantes (structures de bâtiments régulières à faible et moyenne hauteur), et dont la période fondamentale de vibration est prédominante. Pour les autres bâtiments, il est recommandé d'utiliser une analyse dynamique linéaire ou analyse du spectre de réponse.

3.2.2. Analyse dynamique linéaire

L'analyse dynamique linéaire ou l'analyse du spectre de réponse, est utilisée pour les structures irrégulières ou en hauteur. Elle utilise tous les modes, contribuant de manière importante à la réponse structurale totale. La structure est modélisée par un système à plusieurs degrés de libertés, avec une matrice de rigidité linéaire élastique et une matrice d'amortissement visqueux équivalent. On peut ainsi calculer les réponses modales maximales.

Ces contributions sont combinées statistiquement de façon à obtenir une réponse structurale approximative. Le séisme est généralement modélisé par une analyse spectrale modale, ou par une analyse pas à pas, laquelle nécessite l'utilisation d'enregistrements de séismes. Dans les deux cas, les forces et les déplacements sont obtenus par une analyse linéaire élastique [6].

Face aux structures régulières dont le comportement ne présente pas de singularité particulière, les méthodes d'analyse linéaire peuvent convenir. Surtout s'il s'agit de la conception de nouvelles constructions. Pour la réévaluation des bâtis existants et la conception de structures plus complexes, les méthodes précédentes ne sont pas applicables. Dans ces cas il est plus prudent de recourir à des simulations complètes par la méthode des éléments finis, avec l'emploi d'algorithmes de résolution dynamique. En présence de non-linéarités, certaines méthodes ne sont plus applicables ou alors leur adaptation aux cas particuliers exige une très bonne connaissance de leur

fondement théorique. Ces non-linéarités peuvent être liées au comportement des matériaux (fissuration et écrasement du béton, plastification des armatures, liaison acier-béton, amortissement, frottement, ...), ou géométrique (flambement, effet P- Δ , choc décollement ou contact unilatéral, câble, ...).

Dans ce qui suivra nous ne nous intéresserons qu'au cas de la non linéarité mécanique du matériau. La masse et l'amortissement quant à eux demeurent constants durant l'excitation du système.

3.2.3. Analyse statique non linéaire

Dans la procédure d'analyse statique non linéaire, la non-linéarité de la relation force déplacement des composantes individuelles de la structure est incorporée au modèle.

Cette non-linéarité est due à la réponse inélastique du matériau [6].

Beaucoup de méthodes ont été proposées pour appliquer la procédure non linéaire statique (NSP) aux structure selon Chopra et Goel, 2002, telles que la méthode des coefficients de déplacement (FEMA-273, 1997), ou la méthode du spectre de capacité (ATC-40, 1996; Priestley, 2000). En s'inspirant de ces différentes méthodes, la méthode push-over est présentée plus en détails dans le paragraphe 3.4.

3.2.4. Analyse dynamique non linéaire

Cette méthode est semblable à la méthode statique non linéaire, car elle considère la réponse inélastique des matériaux, et le séisme est modélisé par une analyse pas à pas. Il s'agit de la méthode la plus sophistiquée, qui est mieux adaptée aux applications de recherche, pour décrire la réponse détaillée d'une structure. La réponse calculée est très sensible aux caractéristiques du séisme utilisé, et il est préférable d'utiliser plusieurs enregistrements de séismes [6].

3.3. Comportement inélastique des structures

L'étude dynamique linéaire élastique (réponse spectrale) fournit une réponse élastique donnant soit le déplacement relatif maximal de l'oscillateur permettant de calculer les contraintes dans la structure, soit la vitesse relative maximale de l'oscillateur permettant de déterminer l'énergie élastique disponible dans la structure, soit l'accélération absolue

maximale du sol permettant de définir la force sismique développée, sans pour autant indiquer l'instant où s'est produit cet événement.

Les séismes de forte magnitude sollicitant la structure au-delà du domaine élastique, cette dernière devrait présenter non seulement une résistance appropriée aux actions sismiques appliquées, mais une *ductilité* suffisante pour garantir une absorption de l'énergie sismique sans qu'elle subisse de ruine prématurée. Ainsi plusieurs chercheurs ont essayé, de mettre en évidence l'effet avantageux de la ductilité dans le comportement es structures, et d'améliorer la résistance aux sollicitations sismiques [24].

3.3.1. Notions de ductilité

Le terme ductilité dans la conception et le calcul parasismique représente la propriété qu'a un matériau, un élément de structure ou une structure, de se déformer dans le domaine post élastique sans perte significative de résistance ou de rigidité, et sans rupture ou ruine prématurée. Les structures ductiles sont en général capables de dissiper une quantité significative d'énergie durant les déformations cycliques [11].

Si l'on considère le diagramme force déplacement de la figure 3.2 correspondant à un comportement Elasto Plastique Parfait d'une structure, la limite du comportement élastique est repérée par le point A et la limite ultime de déplacement par le point B, l'énergie nécessaire à la ruine est alors représentée par l'aire comprise sous la courbe $OAB\delta_{max}$ et l'énergie nécessaire pour atteindre la limite élastique par l'aire $OA\delta_y$. Ces deux valeurs peuvent être utilisées pour définir la ductilité.

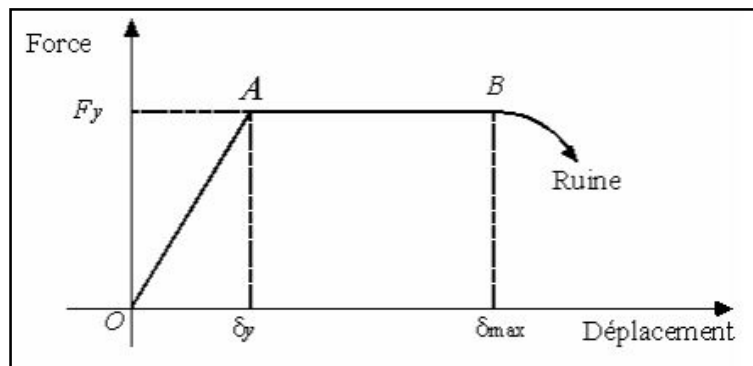


Figure 3.2 : Exemple de modèle " modèle elasto plastique" [11].

On distingue les types de ductilité suivante [11] :

1. Ductilité cinématique : Dans l'analyse non linéaire des structures, il est usuel d'exprimer les déformations des éléments en terme du facteur de ductilité. Ce dernier est généralement exprimé en fonction du déplacement, de la rotation ou de la courbure de l'élément.

- a. Ductilité cinématique du matériau.
- b. Ductilité cinématique de l'élément de structure.
- c. Ductilité cinématique globale de la structure..

2. Ductilité cyclique.

3. Ductilité hystérétique.

3.3.2. Modèles de comportement

La variation de la rigidité d'un élément est attribuée au comportement non linéaire des matériaux qui le constituent. Dans ce cas, le matériau considéré ne suit pas la loi de Hooke et la rigidité est tangente à la courbe « Force-Déformation » qui caractérise les matériaux. Il n'est pas approprié de représenter le comportement des structures soumises à des mouvements forts par un modèle linéaire invariant dans le temps.

Pour l'analyse dynamique non linéaire, l'aire délimitée par les boucles hystérétiques formées par la courbe « Force-Déformation » est une mesure de l'énergie dissipée par le phénomène de plasticité.

Parmi les modèles les plus utilisés dans la littérature [11], on retrouve le modèle Elasto Plastique Parfait sans écrouissage, le modèle Elasto Plastique Ecrouissable ou Bilinéaire, le modèle Q-hystérésis, le modèle de Takeda original (modèle trilineaire), le modèle de Takeda modifié (modèle bilinéaire) et le modèle de Clough.

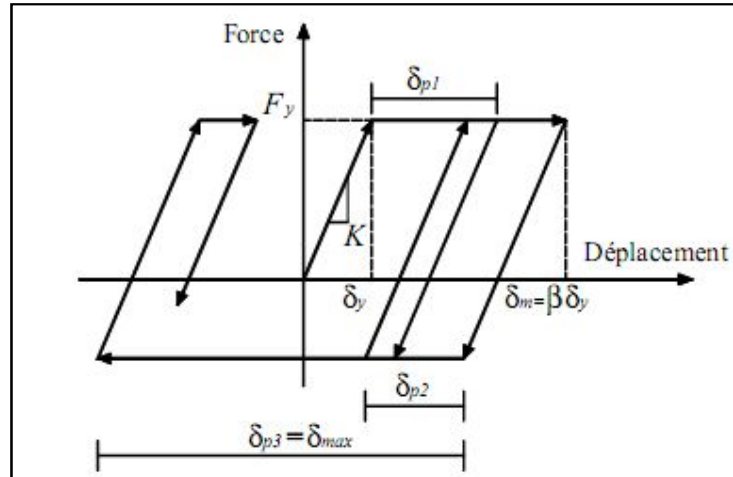


Figure 3.3 : Exemple de modèle " modèle elasto plastique parfait" [11].

3.4. Analyse statique non linéaire (analyse push over)

3.4.1. Introduction

Sous l'effet d'un séisme majeur, les constructions peuvent être soumises à des sollicitations supérieures à leurs capacités limites élastiques. Ainsi, le comportement post élastique devient important et primordial dans la conception parasismique des structures de bâtiment.

Le calcul, tel qu'il est défini actuellement dans les codes en vigueur (RPA99, PS92,...), est basé sur la théorie de la réponse élastique des structures. Lorsque le tremblement de terre est de forte intensité, l'étude statique ou dynamique linéaire devient insuffisante car la structure subit des déformations élasto-plastiques et le degré d'endommagement est difficile à évaluer. L'analyse non linéaire tenant compte de ce phénomène s'avère alors nécessaire. L'analyse statique non linéaire peut donner un aperçu sur les aspects structuraux qui contrôlent la performance pendant un séisme sévère, et fournit des informations sur la force et la ductilité de la structure qui ne peuvent pas être obtenue par l'analyse élastique.

Certaines règles recommandent d'utiliser des méthodes non linéaires comme celles de l'ATC 40 (la méthode du spectre de capacité) et celles de FEMA-273, 1997 (la méthode des coefficients de déplacement). En s'inspirant de ces différentes méthodes *la méthode Push-over* est représentée dans ce qui suit.

3.4.2. Présentation de la méthode d'analyse Push over

L'analyse Push over est une analyse statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure.

L'analyse statique push over est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme [25].

3.4.3. Eléments clés de l'analyse push over

Dans ce qui suit, les points les plus importants dans la méthode push over sont présentés, à savoir la courbe de capacité, le chargement latéral, le nœud de contrôle et le déplacement cible ainsi que le point de performance.

3.4.3.1. Courbe de capacité

Le terme de capacité peut être défini comme étant l'habileté d'une structure à subir un niveau de contrainte donné, exprime en termes de force ou de déplacement. Ainsi, la courbe de capacité est obtenue avec le chargement incrémental latéral de la structure jusqu'à ce qu'on atteigne un *déplacement cible*. Elle consiste à représenter l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement dans un certain *point de contrôle* celui-ci. Cette courbe de capacité 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 ou de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture. La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure (figure 3.4 ; Figure 3.5). Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe.

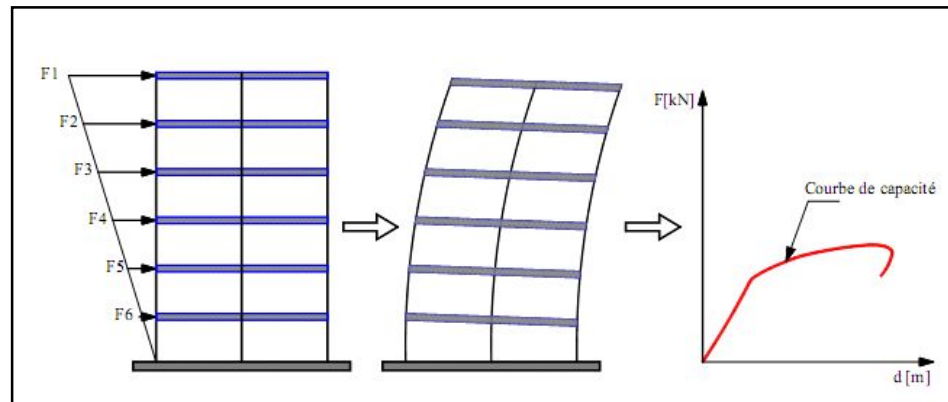


Figure 3.4: Courbe de capacité « force- déplacement » d'une analyse push over

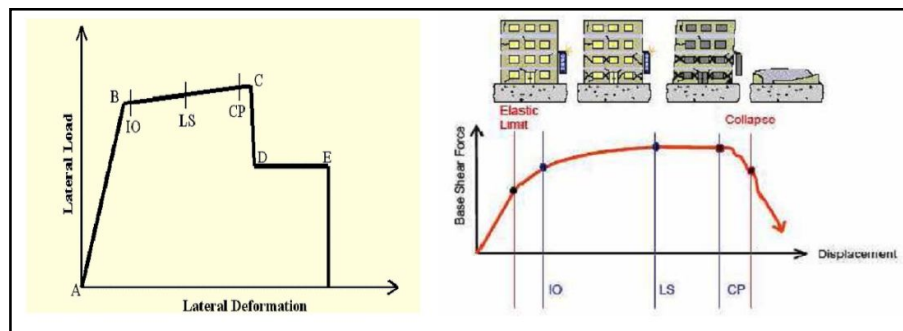


Figure 3.5: Illustration des niveaux de performances d'une structure [26].

L'allure triangulaire des charges a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique. A partir de cette charge, qui est appliquée par étapes, le comportement non linéaire de la structure peut être défini. La non linéarité est en effet introduite dans la structure au moyen des paramètres des rotules de flexion et de cisaillement.

Sur la courbe, on distingue les segments suivants tels que chaque segment correspond à une étape d'endommagement.

- **Niveau 1 (IO)** : Il correspond à un comportement élastique de la structure. Il indique par conséquent, un état d'endommagement superficiel (Occupation immédiate).
- **Niveau 2 (LS)** : Il correspond à un niveau d'endommagement contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois, un endommagement mineur est susceptible de se développer (Sécurité des vies humaines).
- **Niveau 3 (CP)** : Il correspond à un état d'endommagement avancé. La stabilité de la structure est en danger (instabilité de la structure).

- **Niveau 4 (C)** : Il correspond à un état d'effondrement de la structure. Elle ne présente aucune capacité de résistance.

3.4.3.2. Chargement latéral

L'utilisation de la méthode d'analyse en poussée progressive pose le problème de la définition de la distribution des forces horizontales appliquées, car cette distribution est constante au cours de l'analyse [27].

La distribution idéale est celle développée dans l'analyse temporelle élasto-plastique, qui varie au cours du séisme selon le schéma de déformation plastique de la structure : ainsi, partant d'une déformée de type « 1^{er} mode » et de la distribution correspondante, la distribution des forces horizontales devient différente selon que la structure forme un mécanisme plastique global ou un mécanisme d'étage

La parade à l'incertitude sur la forme de la distribution consiste à considérer plusieurs distributions verticales de forces horizontales [27]. Ainsi,

Dans l'Eurocode 8 on demande :

- de considérer au minimum un schéma "uniforme", fondé sur des forces latérales proportionnelles à la masse quelle que soit la hauteur (accélération uniforme) et un schéma "modal", proportionnel aux forces latérales correspondant à la distribution des forces latérales déterminée dans l'analyse élastique.

- de conduire l'étude au delà du déplacement cible $S_{De}(T)$, de manière à obtenir 150 % du déplacement cible

Les charges latérales sont appliquées à l'emplacement des masses dans le modèle et l'excentricité accidentelle doit être prise en compte. La figure 3.6 montre différentes distribution de forces latérales [27].

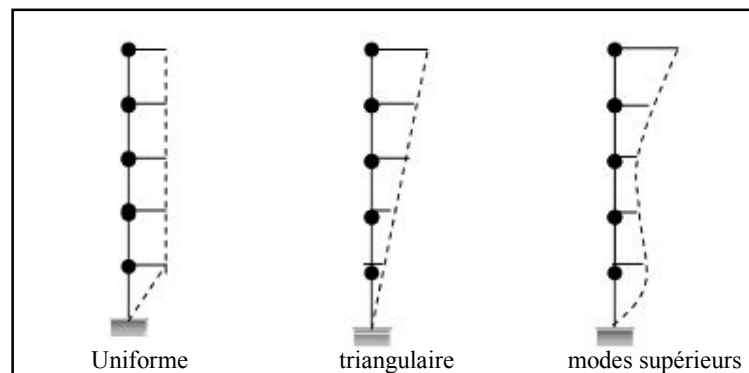


Figure 3.6: Différentes formes de distribution des forces latérales.

Dans le code FEMA 356 [28], la force latérale est décrite comme suit :

1- Force latérale équivalente (ELF)

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (3.1)$$

Avec :

$$k = \begin{cases} 1 & \text{pour } T \leq 0.5 \\ 2 & \text{pour } T \geq 2.5 \end{cases} \quad (3.2)$$

Une approximation linéaire sera faite pour les valeurs intermédiaires de T.

- C_{vx} : La force latérale.
- W_i^k : fraction du poids total de la structure assignée au niveau i.
- W_x^k : fraction du poids total de la structure assignée au niveau x.
- h_i^k : hauteur de la base jusqu'au niveau i.
- h_x^k : hauteur de la base jusqu'au niveau x.

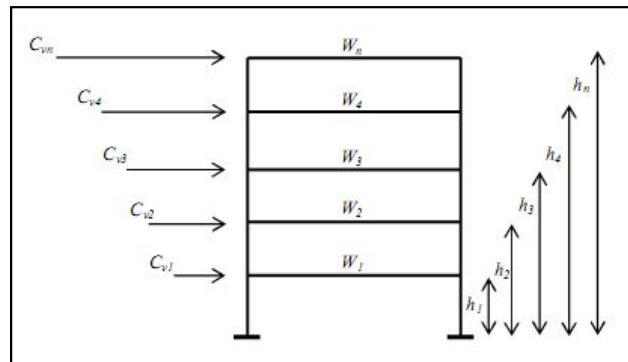


Figure 3.7: Distribution verticale de la charge latérale selon FEMA 356 [28].

2- Distribution uniforme :

Dans cette forme de distribution, la force est égale à la masse du niveau considéré.

$$C_{vx} = m_{vx} \quad (3.3)$$

3- Distribution par la superposition quadratique (SRSS) :

La distribution est définie par les forces latérales calculées à partir des efforts tranchants par niveaux déterminés par une analyse spectrale, supposée être élastique et linéaire.

3.4.3.3. Nœud de contrôle

C'est le nœud qui permet de suivre le déplacement de la structure. Son déplacement par rapport à l'effort tranchant à la base permet d'obtenir la courbe de capacité (*push over*) de la structure.

3.4.3.4. Déplacement cible

La question qui se pose lorsqu'on développe la courbe de push-over d'un bâtiment est, quand arrêter le chargement?

Les réglementations, par exemple le FEMA 356 (2000) [28] propose d'arrêter le chargement lorsqu'on atteint 150% d'un déplacement cible δ_t .

Dans l'analyse push-over il est supposé que le déplacement cible pour le système à plusieurs degrés de liberté peut être estimé comme *la demande en déplacement* pour le système à un seul degré de liberté équivalent quand la réponse dominante est celle du premier mode [29].

Le but principal de cette méthode est basé sur la demande de la structure par rapport au déplacement, la notion de nœud de control est alors introduite qui est situé au centre de masse du dernier niveau de la structure, qui est la référence nécessaire pour l'exécution et l'interprétation de cette analyse.

Le déplacement cible dépend essentiellement du caractère non linéaire du comportement, il s'écrit sous la forme [28] :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (3.4)$$

Où :

- T_e La période fondamentale équivalente de la structure dans la direction considérée [28] : La période effective est calculée à partir du diagramme bilinéaire de la loi de comportement (déplacement – effort tranchant)

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (3.5)$$

- K_e : Rigidité latérale effective qui est de l'ordre de 60% de la résistance de plastification.

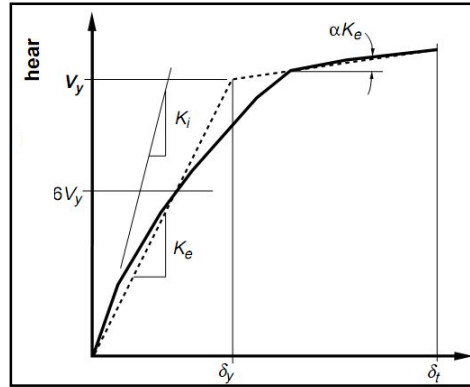


Figure 3.8: Idéalisat on bi-linéaire de la courbe push-over [9].

- C_0 : Facteur de modification qui reflète le déplacement spectral et le déplacement d'étage de la structure. Il est calculé selon le tableau suivant :

Tableau 3.1: Valeurs du facteur de modification C_0 [28].

Number of Stories	Shear Buildings ²		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

- C_1 : Facteur de modification du déplacement inélastique calculé à partir du déplacement de la réponse linéaire élastique [28]. est calculé par l'expression suivante :

$$C_1 = \begin{cases} 1.0 & \text{Pour } T_e \geq T_s \\ 1.0 + \frac{(R-1)T_s}{T_e} & \text{Pour } T_e < T_s \\ \frac{1}{R} & \end{cases} \quad (3.6)$$

- T_0 : La période propre fondamentale
- R : rapport exprimant la résistance en termes de demande élastique et calculé par [28] :

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m \quad (3.7)$$

- S_a : L'accélération spectrale

- V_y La limite élastique calculée à partir du diagramme bilinéaire.
- W Poids total de la structure.
- C_m Facteur de masse efficace est donné par le tableau suivant :

Tableau 3.2 : Les valeurs pour le facteur C_m [28].

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentric Braced Frame	Steel Eccentric Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

- T_s :Période caractéristique de la réponse spectre,
- C_2 Facteur de modification qui représente l'effet de la courbe d'hystérésis sur le déplacement maximal, qui est fonction du degré de plastification des éléments structuraux.

Tableau 3.3: Les valeurs pour le facteur C_2 [28].

Structural Performance Level	$T \leq 0.1 \text{ second}^3$		$T \geq T_s \text{ second}^3$	
	Framing Type 1 ¹	Framing Type 2 ²	Framing Type 1 ¹	Framing Type 2 ²
Immediate Occupancy	1.0	1.0	1.0	1.0
Life Safety	1.3	1.0	1.1	1.0
Collapse Prevention	1.5	1.0	1.2	1.0

- C_3 coefficient de modification qui représente les effets $P - \Delta$ sur le déplacement et la rigidité [28].

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (3.8)$$

- α le rapport entre la rigidité post élastique et la rigidité élastique effective
- g est la pesanteur,

3.4.3.5. Point de performance

L'évaluation de la performance est l'objectif principal d'une conception des structures. Une composante ou une action est considérée satisfaite si elle satisfait à un certain niveau de performance prescrit. Pour les actions avec contrôle en déformation, les demandes en déformations sont comparées aux capacités maximales admissibles. Pour les actions avec contrôle en chargement, la capacité de résistance est comparée avec la demande en force. Si les valeurs admissibles sont dépassées, alors l'élément est supposé violer le critère de

performance.

Ils existent plusieurs techniques pour obtenir la demande de déplacement sur la structure. Le principe général de toutes les techniques presque est le même.

Le point de performance est obtenu selon la méthode utilisée soit de façon analytique avec les expressions (3.4) proposées par les codes ATC 40 et FEMA, (comme déjà explique dans le paragraphe 3.4.3.4.), soit suivre des méthodes graphique au delà il y a deux approches principales sont proposées, l'une utilisant l'amortissement, comme dans l'ATC 40 et FEMA, la ductilité, comme dans l'EC8.

L'Eurocode 8 permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux. Le déplacement d'une structure équivalente élastique est trouvé par le prolongement de la partie élastique de la courbe de capacité jusqu'au croisement avec le spectre (point A). Le déplacement inélastique de la structure réelle est celui qui lui correspond sur la courbe de capacité au point B.

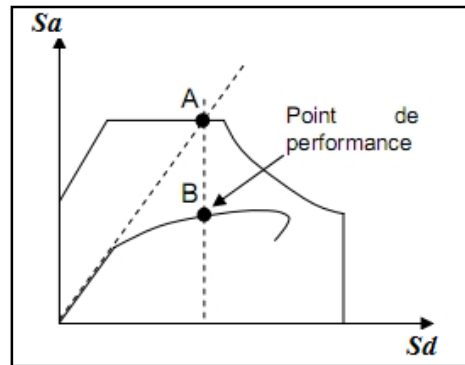


Figure 3.9: Point de performance - principe d'évaluation de la courbe de capacité.

Les normes américaines FEMA et ATC 40 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 amortissement requis. Le point de croisement de la courbe avec un spectre permet de définir la ductilité nécessaire à la structure.

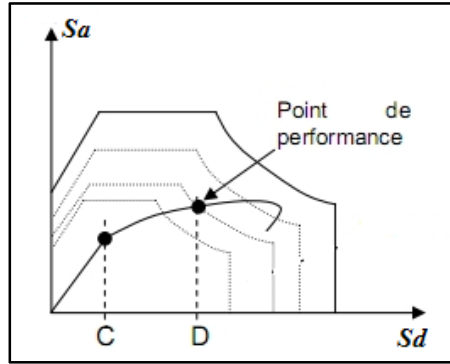


Figure 3.10 : Point de performance- principe de réduction du spectre.

Pour obtenir le point de performance, on admet dans notre de travail la procédure proposée par le code FEMA440 (2009) [30] qui suit de façon générale les pas suivants:

1. Tracer le spectre de réponse élastique avec un amortissement $\beta_0 = 5\%$.
2. Conversion du spectre de réponse élastique du format (S_a-T) au spectre de demande du format (S_a-S_d) :

A partir un spectre de conception d'un code de calcul dans la plan $S_a - T_n$, on peut construire une représentation équivalente dans le plan d'accélération spectrale (S_a) et du déplacement (S_d). Si on connaît seulement les accélérations S_a (T) en fonction de la période T selon les équations suivantes on peut le déduire [21] :

$$S_{ai} = \frac{4\pi^2}{T_i^2} S_{di} \quad \Leftrightarrow \quad S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} \quad (3.9)$$

Si on prend un spectre de réponse. Dans ce plan, chaque période correspond à une droite qui passe par l'origine avec une pente correspondant à la période tracée (figure 3.11).

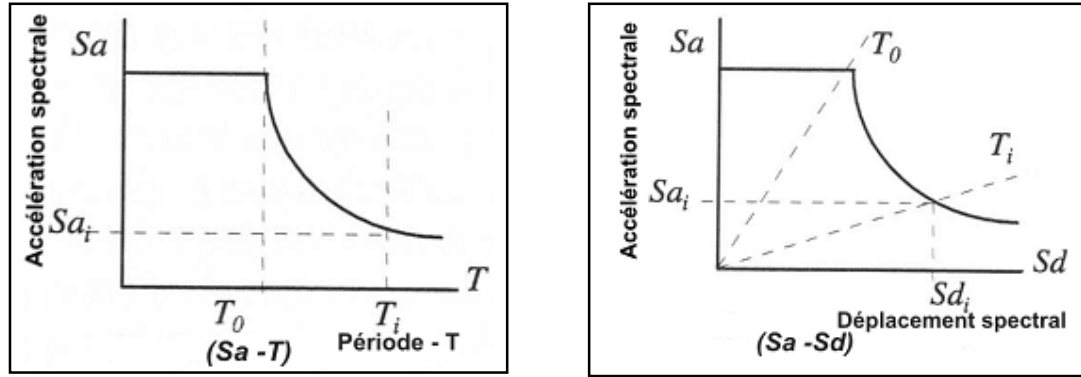


Figure 3.11: Conversion du spectre de repense au format ADRS.

3. Tracer la courbe de la capacité en procédant au préalable à deux transformations

- La force sismique (effort tranchant à la base V) est transformée en accélération spectrale selon l'équation (3.10) [21].

$$S_a = \frac{V / W}{\alpha_1} \quad (3.10)$$

- W est la masse de la construction, liée à l'amplitude du premier mode de vibration.
- α_1 coefficient de la masse modal liée au premier mode est donné par l'équation 3.11 [21].

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (3.11)$$

- $\phi_{j,1}$ l'amplitude du premier mode d'un niveau étage i .
 - Le déplacement réel au niveau du toit Δ_{toit} est transformé en déplacement spectral S_d , selon l'équation 3.12 [21].

$$S_d = \frac{\Delta_{\text{toit}}}{PF_1 \phi_{\text{roof},1}} \quad (3.12)$$

- PF_1 représente le facteur de participation modal du premier mode est calculé par l'équation 3.13 [21].

$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]}{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (3.13)$$

On obtient, 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. On appelle cette représentation du mouvement sismique le spectre ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra) [21].

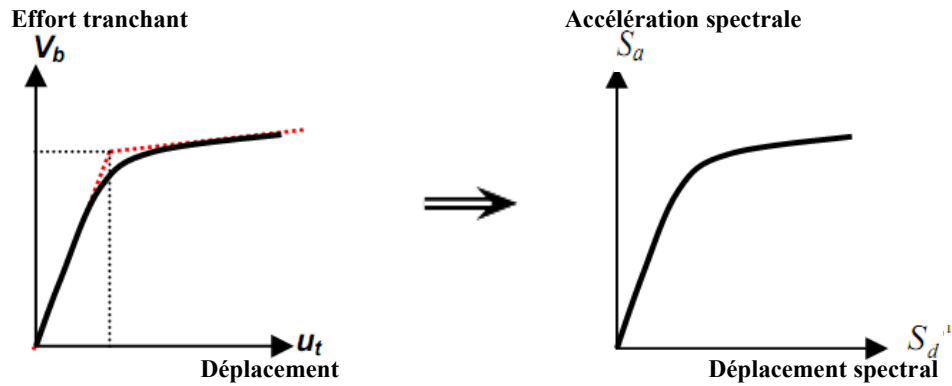


Figure 3.12: Construction de la courbe de capacité sous forme ADRS.

4- Sélection du point de performance (a_{pi} , d_{pi}) comme montré sur la courbe suivante en utilisons le principe d'égalité de déplacement [30].

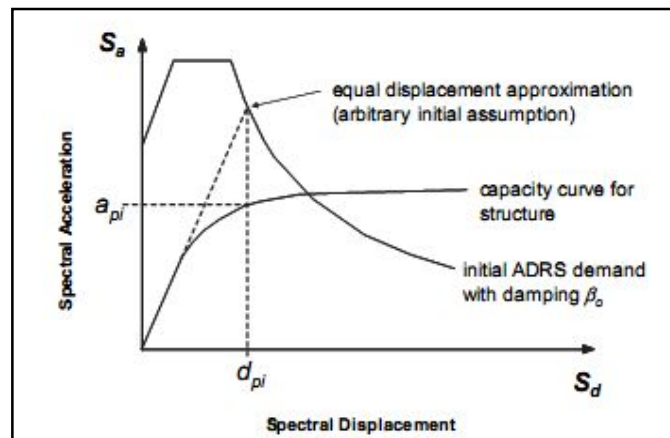


Figure 3.13: Détermination du point de performance (a_{pi} , d_{pi}) [30].

5- Développer une représentation bilinéaire de la courbe de capacité ADRS en respectant le principe d'égalité d'énergie. C'est à dire on choisi le point (a_y , d_y) de tel manière les surfaces A_1 et A_2 sont approximativement égales [30]. On définit la période initial T_0 comme le montre la figure 3.14.

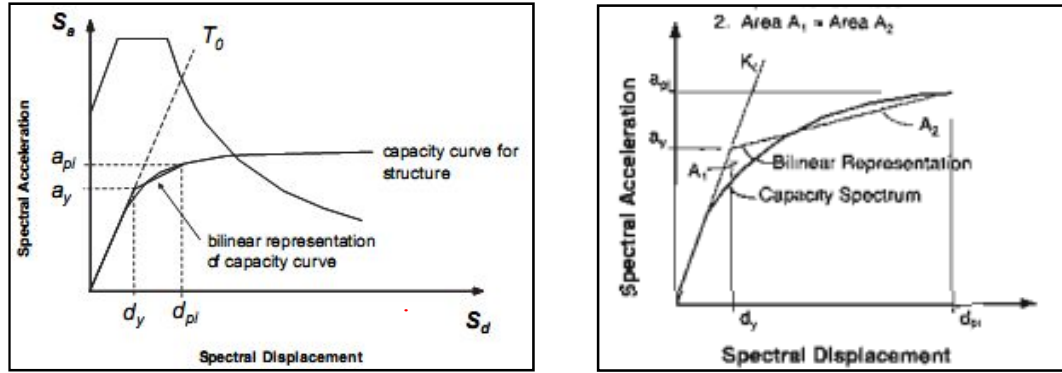


Figure 3.14: Représentation bilinéaire de la courbe de capacité [21] [30].

La pente de premier segment est égale à la rigidité élastique du bâtiment, le segment de la partie post élastique passe par le point déjà sélectionné (a_{pi}, d_{pi}) .

6 - Calculer les facteurs de rigidité post élastique α , et la ductilité μ en utilisant les équations suivantes [30]:

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} \quad (3.14)$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \quad (3.15)$$

7- calculer l'amortissement effectif β_{eff} ; et la période effective T_{eff} à partir les valeurs des facteurs de rigidité post élastique α , et la ductilité μ par les équations suivantes [30]:

$$T_{eff} = \begin{cases} \{0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1\}T_0 & \text{pour } 1.0 < \mu < 4.0 \\ [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0 & \text{pour } 4.0 \leq \mu \leq 6.5 \\ \left\{0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 & \text{pour } \mu > 6.5 \end{cases} \quad (3.16)$$

$$\beta_{eff} = \begin{cases} 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 & \text{pour } 1.0 < \mu < 4.0 \\ 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 & \text{pour } 4.0 \leq \mu \leq 6.5 \\ 19 \left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 & \text{pour } \mu > 6.5 \end{cases} \quad (3.17)$$

Après ces étapes, le code FEMA440 (2009) [30] spécifie trois types de procédures pour le calcul à savoir la procédure A, B et C. Dans notre de travail on choisi la procédure A qui suit les pas suivants

8-Tracer le spectre de demande (réduit) par réduction le S_a utilisant le paramètre B , en

donnant par les formules suivantes [30]:

$$(s_a)_\beta = \frac{(s_a)_0}{B(\beta_{eff})} \quad (3.18)$$

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}(\text{in } \%)} \quad (3.19)$$

9- trouver le déplacement maximum d_i correspondant l'intersection de la droite de qui passe par le point T_{eff} et la courbe de spectre de demande réduit comme montre sur la figure 3.15.

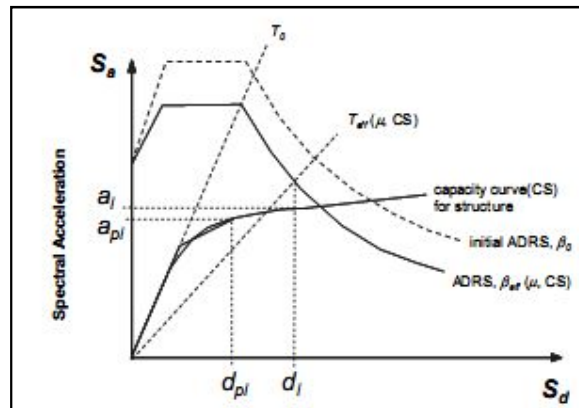


Figure 3.15: Construction de spectre de demande réduit [30].

10- Vérifier si Le déplacement correspondant d_i a l'intersection est noté d_i tel que [21] :

$$0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi} \quad (3.20)$$

11- Si le taux d'erreur limité a 5% est vérifié le point (a_{pi}, d_{pi}) est le point de performance, si non choisir un nouveau point (a_{pi}, d_{pi}) et reprendre depuis l'étape 5.

Dans le travail présent, un programme informatique a été développé pour déterminer systématiquement les points de la performance de chaque structure soumise aux différents chargements sismiques (spectre de réponse).

3.5. Conclusion

Ce chapitre présente les différentes méthodes d'analyse des structures linéaires (statique et dynamique), et non linéaires (statique et dynamique). Plus de détails concernant la méthode statique en poussée progressive (push over) sont donnés cette méthode est utilisé en ce travail, et particulier la méthode du FEMA 440 présente pour la détermination le point de performance.

CHAPITRE 4

MODELISATION ET ANALYSE PAR LOGICIEL OPENSEES

ET ETUDE PARAMETRIQUE

4.1. Généralités

La modélisation des structures et les analyses statique de ce mémoire ont été effectuées avec le logiciel « open-source » [31] OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation) (Mazzoni et al. 2009) Son développement est soutenu par le centre de recherche PEER (Pacific Earthquake Engineering Research). Le logiciel ainsi que le manuel d'utilisateur sont disponibles sur <http://opensees.berkeley.edu>.

Ce logiciel basé sur la méthode des éléments finis, permet d'évaluer le comportement sismique de systèmes structuraux ou encore de traiter des problèmes liés à la géotechnique. Il permet de travailler dans le domaine linéaire ou non-linéaire. OpenSees permet d'effectuer des analyses statiques de type push-over, des analyses statiques de type cyclique ou encore des analyses dynamiques temporelles.

Le logiciel OpenSees est construit autour de modules (objects) qui permettent de créer le modèle à analyser (ModelBuilder object), d'évaluer la réponse du modèle pendant l'analyse (Recorder object), de spécifier le type d'analyse à mener ainsi que la procédure à suivre pour résoudre les équations (Analysis object). Ces trois modules interagissent entre eux par le biais d'un quatrième module (Domain object). Cette ossature est schématisée à la figure 4.1.

Le module ModelBuilder permet de construire le modèle représentant la structure étudiée, à l'aide de nœuds, d'éléments et de conditions aux frontières qui permettent de décrire adéquatement la réalité. Concrètement, les objets (objects) à définir pour caractériser le modèle sont les suivants : les nœuds, les éléments, les sections, les matériaux, les masses, les charges, le type de transformations géométriques et les contraintes. Une fois ces objets construits, ils sont ajoutés dans le module Domain.

Le module Recorder sert à définir les grandeurs pertinentes à étudier pour évaluer le comportement sismique du modèle et à les mesurer pendant l'analyse. Ces grandeurs sont écrites dans des fichiers à chaque pas de temps de l'analyse.

Le module Analysis (figure 4.3) sert à spécifier le type d'analyse à mener ainsi que la procédure à suivre pour résoudre les équations. L'utilisateur a le choix entre plusieurs algorithmes de résolutions. Il peut également choisir la façon dont sont construites les matrices caractéristiques du modèle.

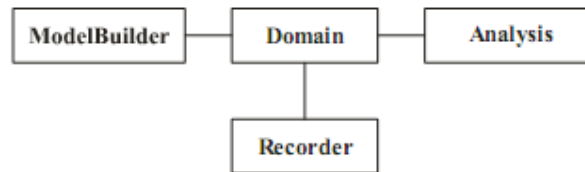


Figure 4.1 : Ossature du logiciel OpenSees [32].

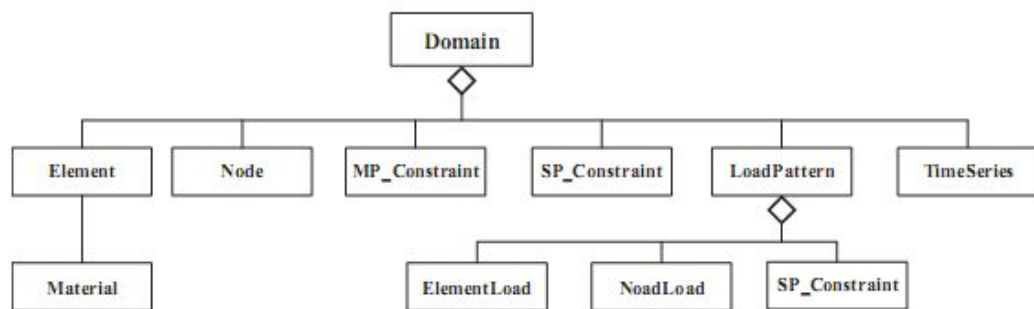


Figure 4.2 : Le module Domain [32].

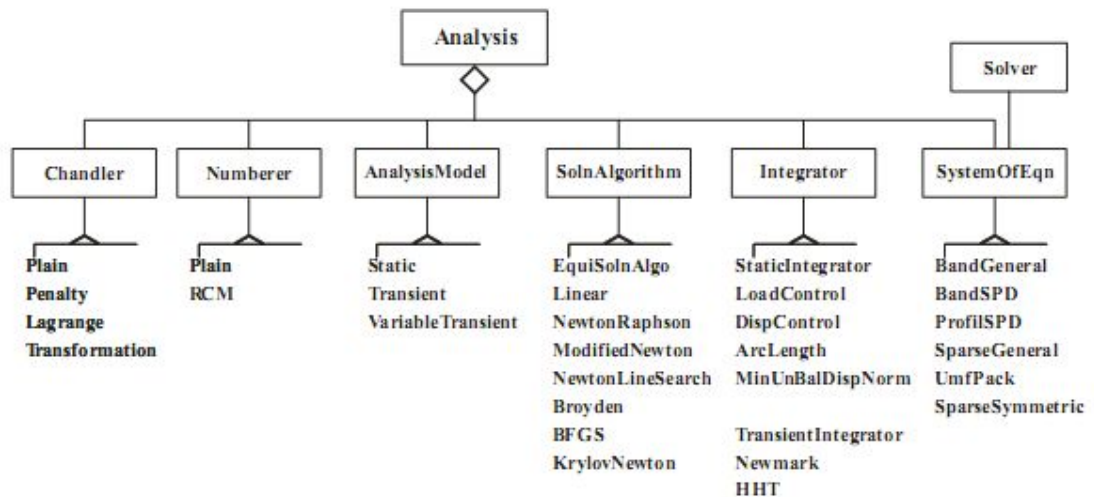


Figure 4.3 : Le domaine Analysis [32].

Ce chapitre est composé en 2 parties, la première partie permet d'introduire le modèle multifibre, les lois de comportement du béton et de l'acier d'armature utilisé, la deuxième partie présente une étude paramétrique.

4.2. Choix de modèle et loi de comportement des matériaux

Pour effectuer l'analyse non-linéaire d'une structure, il faut choisir d'une part de quelle façon vont être modélisés les éléments structuraux (niveau de modélisation et d'une échelle de discrétisation) et d'autre part avec quelles lois de comportement de matériaux.

Nous pouvons distinguer quatre niveaux de modélisation [33].

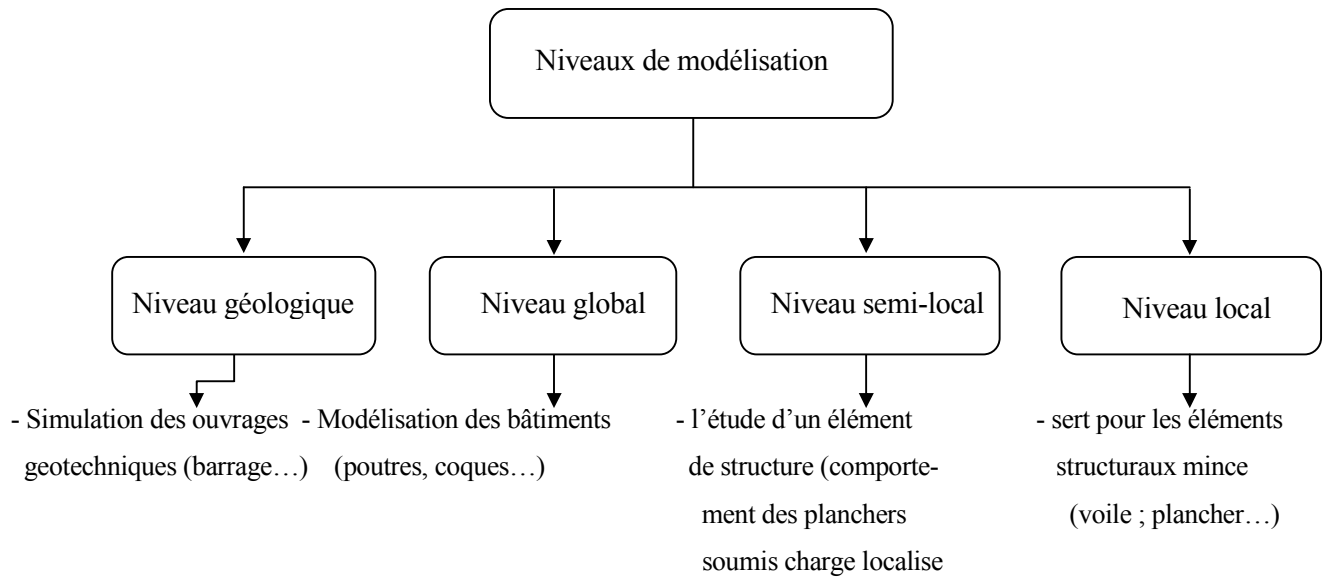


Figure 4.4 : Niveaux de modélisation.

Trois échelles de discrétisation de structures par éléments finis peuvent dans ce cadre être définies [33].

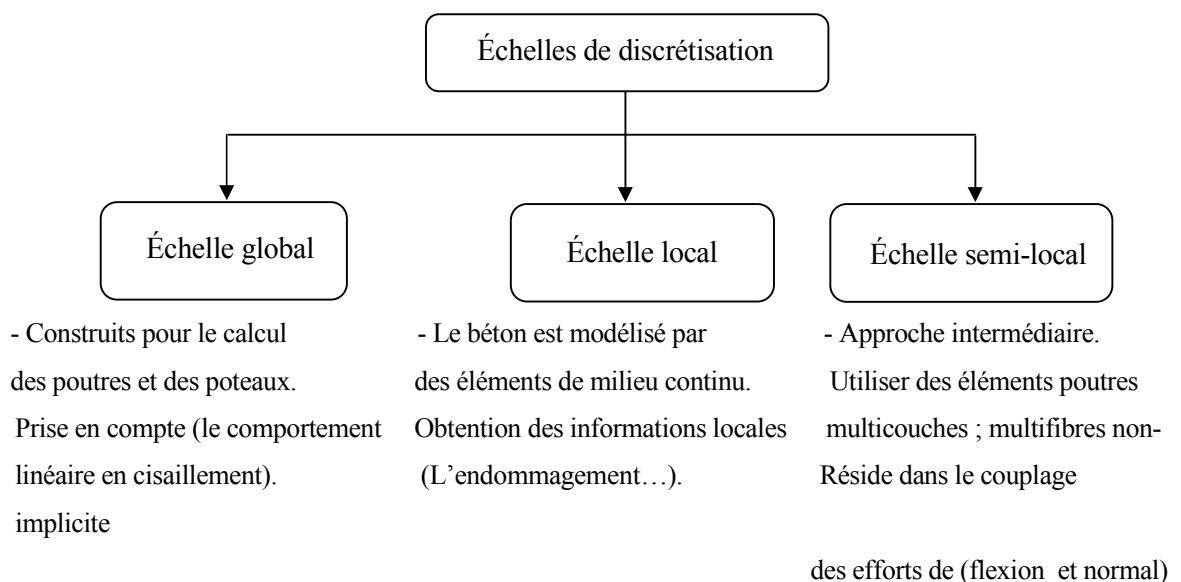


Figure 4.5 : Échelles de discrétisation.

Les travaux présentés dans ce mémoire se situent au niveau global avec une discrétisation semi-local. Plus spécifiquement, dans notre travail nous adoptons le modèle poutres multifibres.

Ce type d'approche a l'avantage de générer des problèmes de taille raisonnable tout en reproduisant de façon très satisfaisante le comportement des éléments (comparativement aux modèles simplifiés globaux),

4.2.1. Description modèle poutre multifibre

Une poutre multifibre est un élément fini basé sur la théorie des poutres dont chaque section est divisée en fibres. A chaque fibre nous pouvons associer une loi de comportement locale en contraintes - déformations et donc différents matériaux (figure 4.6). Ce type de description possède les avantages d'hypothèses simplificatrices associées à une cinématique de type poutre Euler - Bernoulli [Owen et al. 1980], [La Borderie 1991], [Spacone et al. 1996a, 1996b], [Ghavamian et al. 1998, 2002], [Nguyen et al. 2005b] ou Timoschenko [Guedes et al. 1994], [Dubé 1997], [Petrangeli et al. 1999], [Kotronis 2000], [Kotronis et al. 2004, 2005a], [Mazars et al. 2006] tout en offrant une solution robuste et rapide pour une analyse non linéaire de structures composites (par exemple en béton armé) [33].

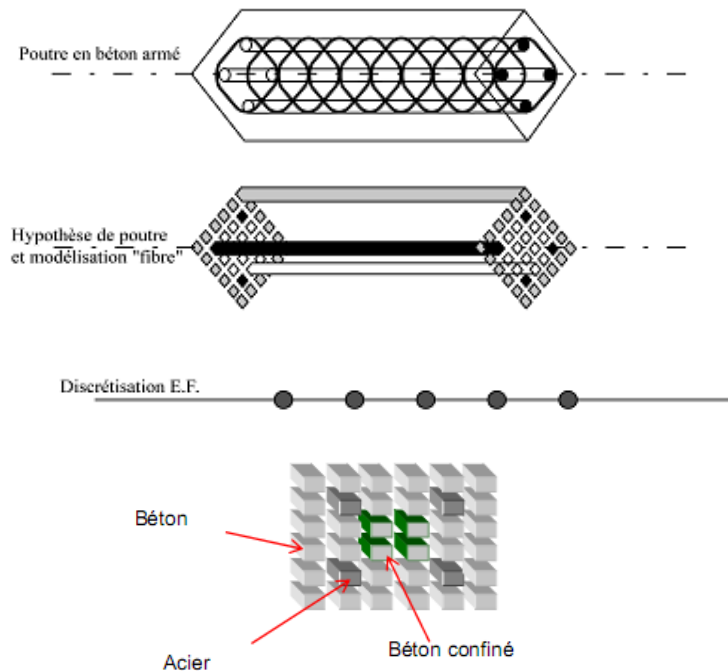


Figure 4.6 : Description d'une modélisation avec des poutres multifibres [33].

La formulation d'une modélisation multifibre est présentée dans les travaux de Spacone et al. (1996) et ceux de Moulin et al. (2003). Le principe général est le suivant : l'intégration des contraintes développées dans les fibres de chaque section permet de calculer les résultantes des efforts internes dans chaque section. Les sections sont disposées en un certain nombre de points de Gauss le long de chaque élément « poutre ». L'interpolation des efforts et des déformations permet de calculer les déplacements, les rotations et les efforts nodaux. Dans OpenSees, l'intégration se fait selon la méthode quadratique de Gauss-Lobatto [31].

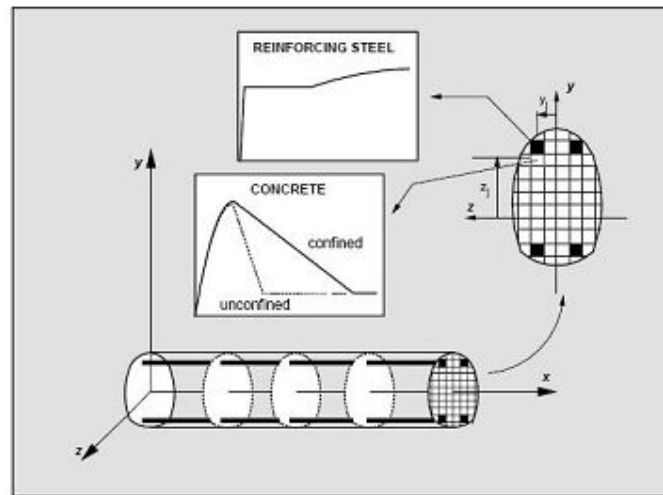


Figure 4.7 : Representation graphique d'un élément fibre.

4.2.2. Lois de comportement des matériaux béton et acier

L'approche de modélisation adoptée relie directement la réponse non-linéaire globale au comportement des matériaux à utiliser. L'accent est mis sur le choix d'un modèle robuste et fiable représentant les lois de comportement définies pour le béton et l'acier.

De nombreux modèles numériques de comportement du béton et de l'acier existent dans la littérature, permettant ainsi de mettre en évidence les phénomènes physiques et les caractéristiques principales intervenant lors de la dégradation des matériaux.

Dans cette étude nous avons choisi le modèle développé par Chang et Mander (1994) pour simuler le comportement du béton, et le modèle de Menegotto et Pinto (Menegotto et Pinto, 1973) pour simuler le comportement de l'acier le logiciel OPENSEES permet de sélectionner les deux modèles

4.2.2.1. Modèle du béton

Le béton est utilisé dans cette étude est représenté par le matériau *Concrete02* [34]. Ce matériau suit une loi de comportement non-linéaire formulée par Chang et Mander (1994) ; puis développé dans le cadre du programme FEDEAS (Filippou, 1996), (figure 4.8).

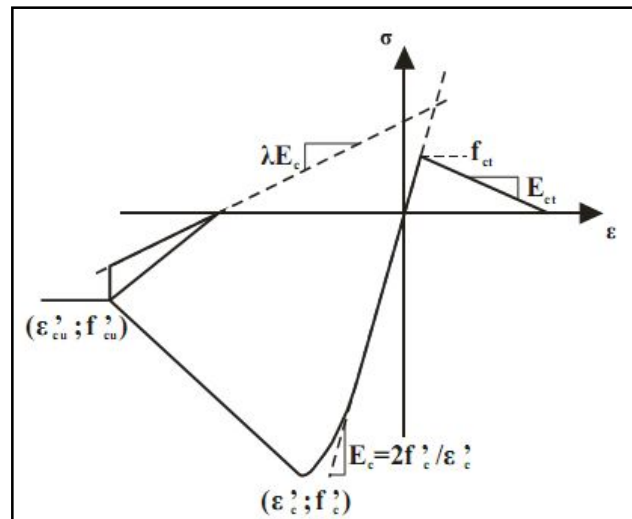


Figure 4.8 : Loi de comportement du matériau *Concrete 02* [34].

La loi de comportement Chang et Mander (1994) [35] permet de simuler efficacement le comportement du béton confiné et non-confiné, ordinaire ou à haute résistance à la compression comme à la traction. Dans ce modèle Le comportement du béton en compression, se traduit principalement par une relation contrainte-déformation non-linéaire.

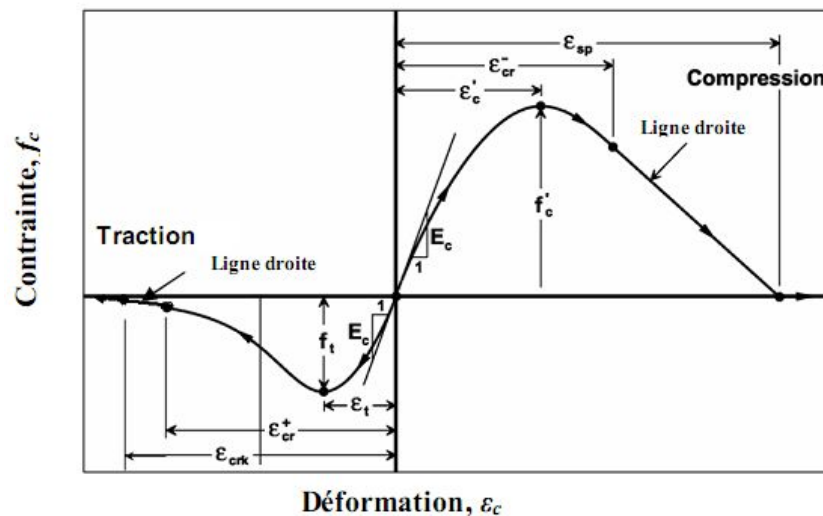


Figure 4.9 : Courbe enveloppe de compression et de traction [35].

La courbe enveloppe de compression, est définie par le module tangent initial E_c , les coordonnées au pic (ϵ'_c, f'_c) , la déformation critique de compression ϵ_{cr} , et la déformation par éclatement du béton (« spalling strain ») ϵ_{sp} .

Chang et Mander (1994) ont proposé des relations empiriques pour les paramètres E_c , ϵ'_c et r , s'appuyant sur un examen détaillé des travaux des recherches antérieures. Les paramètres liés à l'enveloppe de compression du béton non-confiné peuvent être déterminés à partir de la contrainte de résistance du béton confiné f'_c (en MPa) par :

$$E_c = 8200 (f'_c)^{3/8} \quad (f'_c \text{ en MPa}) \quad (4.1)$$

$$\epsilon'_c = \frac{(f'_c)^{1/4}}{800} \quad (f'_c \text{ en MPa}) \quad (4.2)$$

$$r = \frac{f'_c}{5.2} - 1.9 \quad (f'_c \text{ en MPa}) \quad (4.3)$$

Dans le cas présent, pour les caractéristiques les paramètres béton « *Concrete02* », nous avons utilisé les recommandations faites dans le manuel d'utilisateur d'OpenSees [34]

➤ Le béton confiné

$$f'_c = k \cdot f_c \quad (4.4)$$

$$e'_c = 2 \cdot \frac{f'_c}{E_c} \quad (4.5)$$

$$f'_{cu} = 0.20 \cdot f'_c \quad (4.6)$$

$$e'_{cu} = 20 \cdot e'_c \quad (4.7)$$

$$f'_{tc} = 0.14 \cdot f'_c \quad (4.8)$$

$$\lambda = 0.10 \quad (4.9)$$

$$k = 1.30 \quad (4.10)$$

Dans les équations précédemment

- f'_c la résistance maximale en compression du béton confiné.
- e'_c La déformation pour laquelle la résistance maximale en compression du béton confiné est atteinte.

- f'_{cu} la résistance pour laquelle La déformation maximale en compression du béton confiné est atteinte.
- e'_{cu} La déformation maximale en compression du béton confiné.
- f'_{tc} la résistance maximale à la traction du béton confiné

➤ Le béton non confiné

$$f'_{cc} = f_c \quad (4.11)$$

$$e'_{cc} = 0.003 \quad (4.12)$$

$$f'_{cuc} = 0.20 \cdot f'_{cc} \quad (4.13)$$

$$e'_{cuc} = 0.01 \quad (4.14)$$

$$f'_{tcc} = 0.14 \cdot f'_{cc} \quad (4.15)$$

D'après les équations précédentes on définit

- f'_{cc} la résistance maximale en compression du béton non confiné.
- e'_{cc} La déformation pour laquelle la résistance maximale en compression du béton non confiné est atteinte.
- f'_{cuc} la résistance pour laquelle La déformation maximale en compression du béton non confiné est atteinte.
- e'_{cuc} La déformation maximale en compression du béton non confiné
- f'_{tcc} la résistance maximale à la traction du béton non confiné

$$E_{ct} = \frac{f'_{tcc}}{0.002} \quad (4.16)$$

4.2.2.2. Modèle de l'acier

L'acier d'armature utilisé dans ce travail est représenté par le matériau Steel02 [34]. Ce matériau suit une loi de comportement non-linéaire (figure 4.10) formulée par Menegotto et Pinto (1973) puis modifiée par Filippou (1983) afin de tenir compte de l'écroutissement isotrope des barres d'armature.

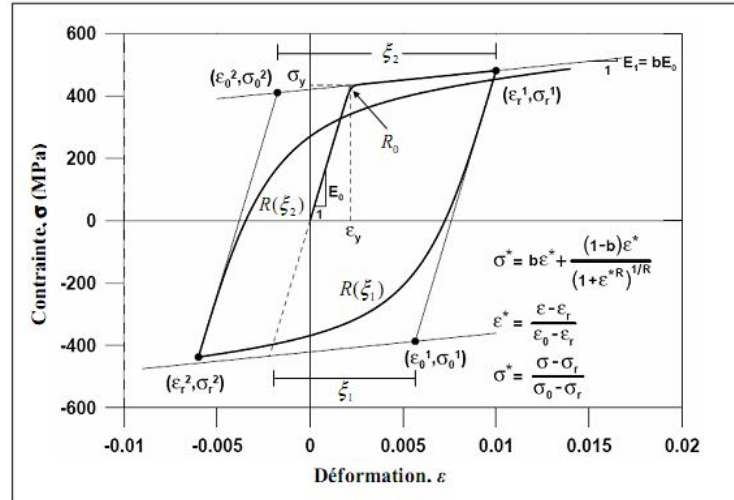


Figure 4.10 : Courbe contrainte-déformation de l'acier d'armature [35].

La loi de comportement de Menegotto et Pinto (1973) [35] est décrite par l'équation suivant. Cette équation décrit un ensemble de cycles dont les courbes représentatives sont situées entre deux asymptotes de pente E_0 et E_1 , qui se coupent aux points de coordonnées $(\sigma_0; \varepsilon_0)$ et $(\sigma_r; \varepsilon_r)$, comme illustré sur la figure 4.9. Chaque demi-cycle présente une portion élastique linéaire puis une portion non-linéaire qui traduit l'écroissage de l'acier.

Le rapport entre la pente d'écroissage et la pente d'élasticité est noté b ($b = (E_1/E_0)$). R est un paramètre qui traduit le passage de la partie élastique à la partie non-linéaire et qui permet de représenter l'effet Bauschinger. Il est fonction du facteur ξ qui est égal à la différence entre la déformation maximale atteinte lors des cycles précédents (ε_r max) et ε_0 , normalisée par la différence entre ε_0 et ε_r . Enfin, R_0 est la valeur du paramètre R pendant le premier demi-cycle et cR_1, cR_2 , des constantes sans dimension qui dépendent des propriétés mécaniques de l'acier d'armature.

Il convient de remarquer que cette loi de comportement permet de tenir compte des déformations survenues dans l'acier d'armature au cours des cycles précédents. Ce modèle de Menegotto et Pinto (1973) permet de reproduire, de façon très acceptable, les résultats expérimentaux. Cependant, son principal inconvénient est de ne pas pouvoir modéliser l'écroissage isotrope (Filippou et al. 1983). Cette forme d'écroissage a cependant été négligée dans nos modèles.

$$\sigma^* = (1 - b) \frac{\varepsilon^*}{(1 + \varepsilon^* R)^{1/R}} + b \varepsilon^* \quad (4.17)$$

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad (4.18)$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \quad (4.19)$$

$$R = R_0 - \frac{cR_1 \xi}{cR_2 + \xi} \quad (4.20)$$

Pour les caractéristiques de l'acier d'armature, nous avons suivi les recommandations de la norme BAEL91 [36].

- Le module élastique (E_s) est pris égal à 200 000 MPa,
- le facteur d'érouissage (r) est pris égal à 0,01.
- la déformation ultime (ε_u) à laquelle est atteinte la résistance ultime (f_u) de 520 MPa est posée égale à 0,130 m/m.
- La limite élastique de l'acier (f_y) est variée d'une structure et l'autre, définie par la moyenne $\mu_x=420$ MPa et l'écart type $\sigma_x=10$ MPa, pour le dimensionnement, a été augmentée du facteur R_y (égal à 1,1) pour tenir compte des caractéristiques réelles de l'acier. Les propriétés sont résumées au tableau 4.1 et à la figure 4.11.

Pour les valeurs des paramètres décrits précédemment, nous avons utilisé les recommandations faites dans le manuel d'utilisateur d'OpenSees [34].

$R_0 = 18$, $cR_1 = 0,925$ et $cR_2 = 0,15$

Tableau 4.1 : Propriétés de l'acier d'armature.

Module élastique	$E_s=200\ 000$ MPa
Facteur d'érouissage	$r=0.01$
Déformation ultime	$e=0.130$ m/m

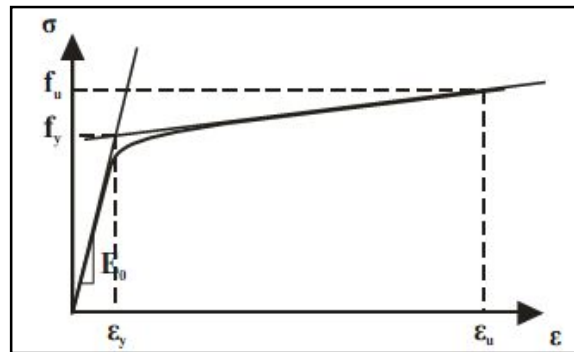


Figure 4.11 : Loi de comportement de l'acier d'armature.

4.3. Etude paramétrique

Nous avons réalisé une étude paramétrique sur certains des paramètres pour d'étudier leur influence sur la réponse globale "efforts et déplacements" du modèle numérique, à savoir :

- des paramètres relatifs au modèle numérique : maillage (nombre de points d'intégration (N); nombre fibres –discrétisation-au niveau de section) ;
- des paramètres relatifs aux lois de comportement des matériaux (béton et acier).
- des paramètres relatifs à la géométrie de structure (hauteur du bâtiment; nombre de porté ; section de poteaux).

L'étude permet l'identification de la sensibilité des résultats aux changements de ces paramètres. Afin de comprendre l'influence des paramètres importants, de vérifier la robustesse de la conception en testant si les paramètres de conception sont influents et de comprendre comment la variation d'un paramètre influence le comportement de la structure. On effectue une étude paramétrique : si un paramètre est influent il faudra lui apporter une grande attention lors de la modélisation car une dérive de ce paramètre modifiera significativement le comportement de la structure, il faudra s'assurer aussi que son identification est correcte car l'erreur sur sa valeur provoque une erreur importante sur le résultat du calcul.

4.3.1. Paramètres liés au modèle numérique

Nous avons mené une étude paramétrique sur l'influence du nombre de points d'intégration (N) le long de chaque élément « poutre-poteau » et nombre de fibre (ou discrétisation) de chaque section à la réponse globale "efforts et déplacements "

4.3.1.1. Nombre de points d'intégration

La figure 4.12 représente la sensibilité de réponse du modèle (réaction à la base-déplacement au sommet) par nombre différent des points d'intégration ($N=2, \dots, 10$) d'un bâtiment caractérisé par des paramètres représenté au tableau 4.2.

Tableau 4.2 : les paramètres caractérisé du bâtiment étudié à la sensibilité " efforts et déplacements / points d'intégration "

Etage		Nombres de trames		Longueur de trames (m)		Section des poteaux(m)	Maillage au niveau section de poteau		Résistance à la compression de béton f_c (Mpa)	Limite élastique de l'acier (Mpa)	Module d'Young de béton (Gpa)
Nombre	Hauteur (m)	sens zz.	sens xx	sens zz	sens xx		sens zz	sens xx			
2	3.20	4	4.00	4	4.00	0.30x0.30	12	12	25.00	440.00	32.00

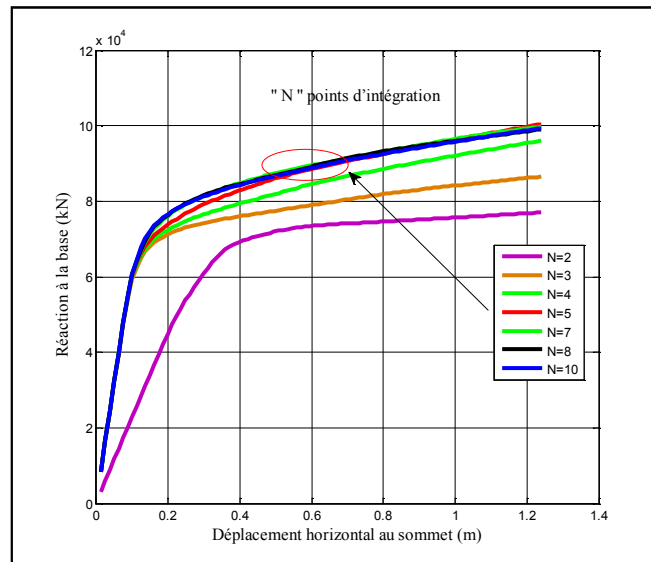


Figure 4.12: Sensibilité de la réponse globale "efforts et déplacements " aux paramètres de modélisation numérique (*points d'intégration*).

À la vue de courbes présentées, nous pouvons dire que la réponse (efforts et déplacements) est sensible au nombre de points d'intégration (jusqu'à $N < 5$), aucune influence après que N dépasse 5. Mais l'inconvénient d'un grand nombre de points d'intégration est la durée du temps de calcul. Afin de faire un bon compromis entre précision des résultats et économie de temps pour les analyses, nous avons choisi d'avoir recours à 5 points d'intégration le long de chaque élément «poutre » non-linéaires (nonlinearBeamColumn element) par la suite de travail (chapitre 5).

4.3.1.2. Nombre de fibres

La figure 4.13, représente l'influence nombre de fibres ($n_y=n_z$, $n_y=8$, $n_y=10$; $n_y=12$, $n_y=14$.) à la réponse globale (efforts et déplacements) d'un bâtiment caractérisé par des paramètres donné au tableau 4.3.

Tableau 4.3 : les paramètres caractérisé du bâtiment étudié à la sensibilité
" efforts et déplacements / nombre de fibres "

Etage		Nombres de trames		Longueur de trames (m)		Section des poteaux (m)	Nombre de points d'intégration	Resistance à la compression de béton f_c (Mpa)	Limite élastique de l'acier (Mpa)	Module d'Young de béton (Gpa)
Nombre	Hauteur (m)	sens ZZ.	sens XX.	sens ZZ.	sens XX.					
2	3.20	4	4	4.00	4.00	0.30x0.30	5	25.00	440.00	32.00

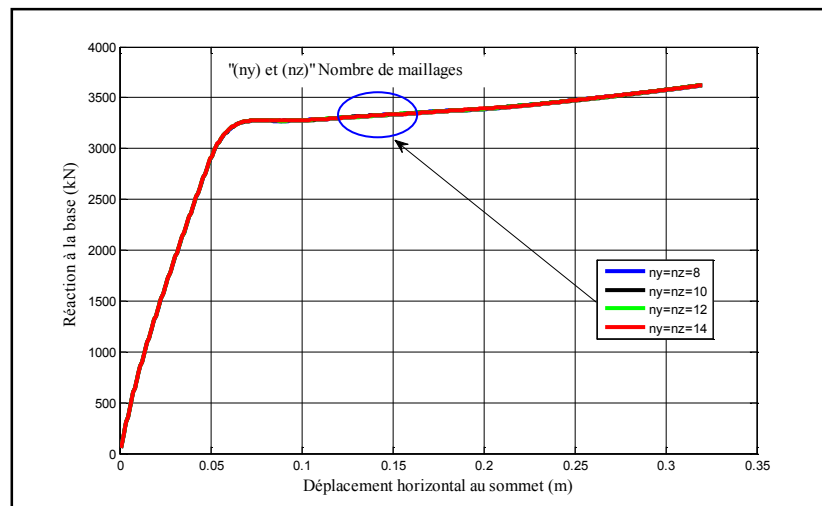


Figure 4.13: Sensibilité de la réponse globale "efforts et déplacements " aux paramètres de modélisation numérique (*Nombre de fibres*).

D'après les courbes précédentes, en conclusion de cette section, nous pouvons dire aucune influence sur la réponse globale quelque soit le nombre fibres. Le seul inconvénient d'un grand nombre de points d'intégration le long de chaque élément est la durée du temps de calcul. Afin de faire un bon compromis entre précision des résultats et économie de temps pour les analyses, nous avons choisi d'avoir recours à 5 points d'intégration le long de chaque élément « poutre » non-linéaires (nonlinearBeamColumn element) dans la suite de travail (chapitre 5).

4.3.2. Paramètres liés au matériau

Les paramètres " matériaux "ont été pris en considération dans l'analyse de sensibilité. Leur plage de variation est donnée dans le tableau 4.4.

Afin d'identifier l'influence de la variation de ces paramètres sur la réponse globale "efforts et déplacements " , une étude de sensibilité a été menée en définissant les variables suivant :

Tableau 4.4 : Choix des paramètres de matériaux (acier, béton).

<i>Paramètres</i>	<i>Désignation</i>	<i>Valeurs</i>		
		<i>Valeur1</i>	<i>Valeur2</i>	<i>Valeur3</i>
<i>Limite élastique de l'acier</i>	f_y (MPa)	350	440	500
<i>Resistance à la compression de béton</i>	f_{bc} (MPa)	15	25	35
<i>Module d'Young de béton</i>	E_C (GPa)	25	32	38

4.3.2. 1. Paramètres liés au matériau (acier)

La figure 4.14 illustre la sensibilité de la réponse globale "efforts et déplacements " aux différentes valeurs choisies de la limite élastique f_y (350MPa ; 440MPa ; 500 MPa) de l'acier d'un bâtiment caractérisé par des paramètres donné au tableau 4.5.

Tableau 4.5 : les paramètres caractérisé du bâtiment étudié à la sensibilité " efforts et déplacements en fonction à la variation de limite élastique f_y ".

Etage		Nombres de trames		Longueur de trames (m)		Section des poteaux (m)	Nombre de points d'intégration	Maillage au niveau section de poteaux		Resistance à la compression de béton f_c (Mpa)	Module d'Young de béton (Gpa)
Nombre	Hauteur (m)	sens zz.	sens xx.	sens zz.	sens xx.			sens zz.	sens xx.		
2	3.20	4	4	4.00	4.00	0.30x0.30	5	12	12	25.00	32.00

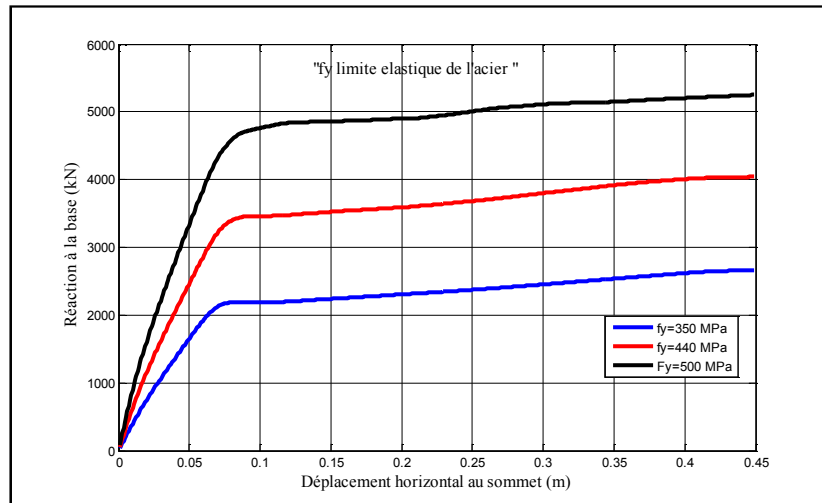


Figure 4.14: Sensibilité de la réponse globale "efforts et déplacements" aux paramètres de l'acier (*la limite élastique*).

4.3.2. 2. Paramètres liés au matériau (béton)

Nous pouvons considérer (figures 4.15 ; 4.16) également l'effet de variation résistance à la compression (f_c) et de variation du module d'élasticité de béton (E_c) sur de la réponse globale "efforts et déplacements" d'un bâtiment caractérisé par des paramètres donné au tableau 4.6.

Tableau 4.6 : les paramètres caractérisé du bâtiment étudié à la sensibilité " efforts et déplacements en fonction de variation f_c ,et la variation module d'Young de béton E_c ".

Etage		Nombres de trames		Longueur de trames (m)		Section des poteaux (m)	Nombre de points d'intégration	Maillage au niveau section de poteau		Limite élastique de l'acier f_y (Mpa)
Nombre	Hauteur (m)	sens zz.	sens xx.	sens zz.	sens xx.			sens zz.	sens xx.	
2	3.20	4	4	4.00	4.00	0.30x0.30	5	12	12	440.00

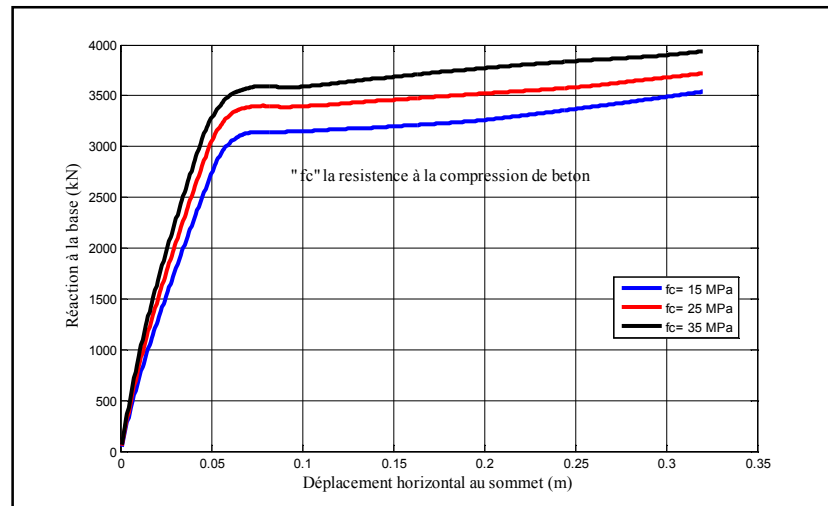


Figure 4.15: Sensibilité de la réponse globale " efforts et déplacements" aux variation de résistance à la compression f_c ($E_C = 32.00 \text{ Gpa}$)

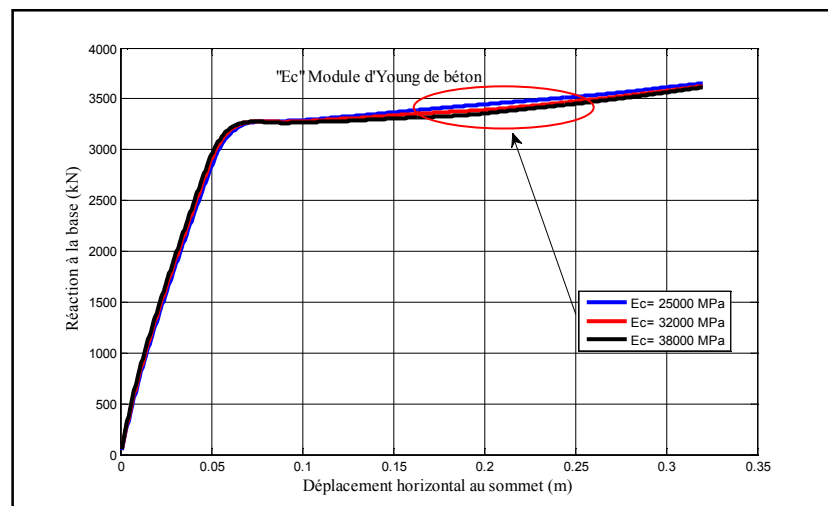


Figure 4.16: Sensibilité de la réponse globale "efforts et déplacements" à la variation module d'Young de béton E_c ($f_c = 25 \text{ Mpa}$).
D'après les courbes présentées (Figure 4.15 ; 4.16) ; nous avons constaté que la réponse du modèle est sensible à la variation de la résistance à la compression de béton (f_c) et est insensible à la variation du module d'élasticité de béton (E_c).

4.3.3. Paramètres liés à la géométrie de structure

Le tableau 4.3 est donne les paramètres "géométrique" ont été pris en considération dans l'analyse de sensibilité. Leur plage de variation est donnée dans le tableau 4.6.

Afin d'identifier l'influence de la variation de ces paramètres sur la réponse globale (réaction à la base-déplacement au sommet).

Tableau 4.6 : Choix des paramètres géométriques de structure.

<i>Paramètres</i>	<i>Désignation</i>	<i>Valeurs</i>			
<i>Hauteur de structure</i>	<i>H(m)</i>	9,30	12,40	15,50	
<i>Nombre de trame</i>	<i>sens X</i>	3,00	4,00	5,00	
<i>Section de poteau</i>	<i>S(m)</i>	0,30x0.30	0,35x0.35	0,40x0.40	0,45x0.45

Nous pouvons considérer (figures 4.17 ; 4.18 : 4.19) également l'effet de variations hauteur de bâtiment (H) et nombre de trame (X) et section de poteau (S) sur la réponse globale (réaction à la base-déplacement au sommet) d'un bâtiment caractérisé par des paramètres donné au tableau 4.7.

Tableau 4.7 : les paramètres caractérisé du bâtiment étudié à la sensibilité " efforts et déplacements en fonction à la variation du hauteur de bâtiment H , nombre de trame (X) et variation du section de poteau (S)"

Nombres de trames	Longueur de trames (m)		Nombre de points d'intégration	Maillage au niveau section de poteau		Resistance à la compression de béton f_c (Mpa)	Module d'Young de béton (Gpa)	Limite élastique de l'acier (Mpa)
	sens zz.	sens xx.		sens zz.	sens xx.			
4	4.00	4.00	5	12	12	20.00	32.00	440.00

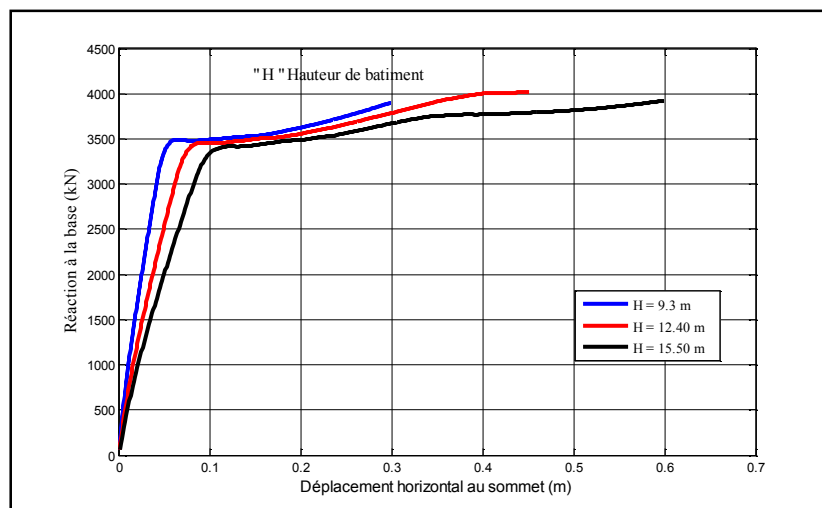


Figure 4.17: Sensibilité de la réponse globale "efforts et déplacements" au variation du hauteur de bâtiment H (nombre de trame (X) = 4, section de poteau (S) = 0.30x0.30 m).

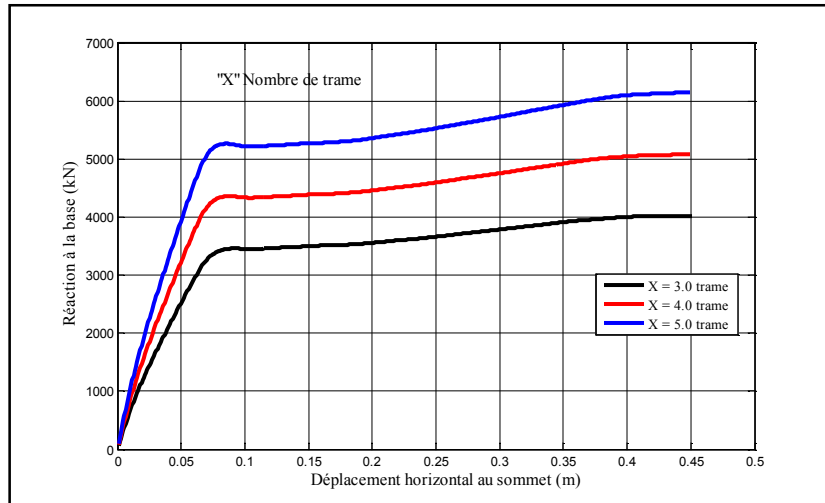


Figure 4.18: Sensibilité de la réponse globale "efforts et déplacements" au variation du section des poteaux S (hauteur de bâtiment $H= 9.30$ m, nombre de trame $(X) = 4$).

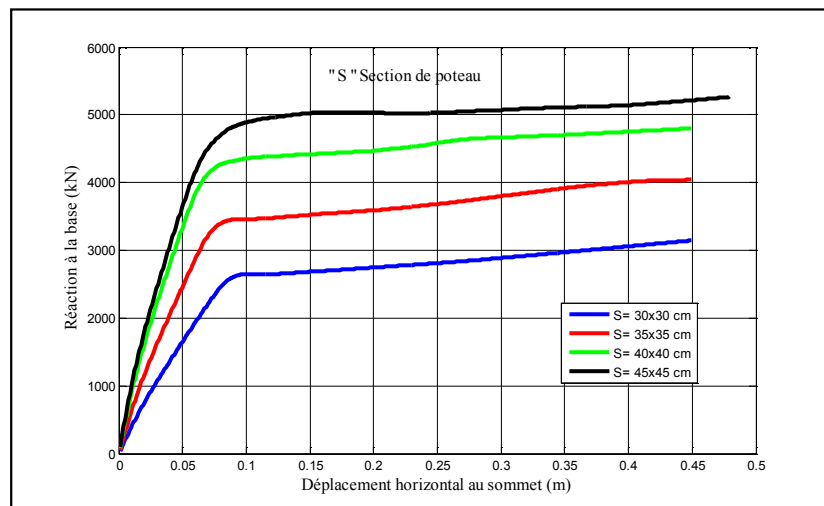


Figure 4.19 : Sensibilité de la réponse globale "efforts et déplacements" au variation du nombre de trame (X) (hauteur de bâtiment $H= 9.30$ m, section de poteau $(S) = 0.30 \times 0.30$ m)

Les courbes présentées (Figure 4.17 ; 4.18; 4.19) ; sont montres l'impact significatif des paramètres géométriques de structure sur la réponse globale.

4.4. Conclusion

D'après les résultats obtenus, Il a été constaté que les réponses du globale "efforts et déplacements" ne sont pas sensibles aux variations des paramètres liés au modèle (nombre de points d'intégration (N)- variation limité $N < 5$, ou nombre de fibres). Cependant, le nombre de points d'intégration le long élément poutre et le nombre de fibres a chaque section qui sont des utiles que pour obtenir des informations plus détaillées sur le comportement local élément poutre, tel que l'état de contrainte ou de déformation à chaque point de la structure.

D'autre part, la réponse globale "efforts et déplacements" est influencée par la variation des paramètres constitutifs de matériaux acier (f_y) et béton (f_c) et n'apporte aucune influence à la variation du module d'élasticité de béton (E_c).

L'analyse des courbes caractéristiques en termes de réaction à la base-déplacement au sommet montre clairement l'impact significatif des paramètres géométriques de structure sur la réponse globale.

Une étude paramétrique a été menée sur les différents paramètres influencés sur la réponse globale "efforts et déplacements" nous a permis de faire les choix les paramètres importants tel que nombres et hauteur d'étage, nombres de trames sens zz et sens xx et longueur sens zz et sens xx ainsi que section des poteaux qui seront utilisées dans l'approche proposée par la suite.

CHAPITRE 5

METHODE PROBABILISTE POUR LA DETERMINATION DES COURBES DE FRAGILITE

5.1. Introduction

Les différentes méthodes d'estimation a priori de dégâts sont présentées au chapitre 2, permettant ainsi la réalisation des scénarii catastrophe, très utiles d'un point de vue humanitaire, social ou économique pour la gestion d'une éventuelle crise. Généralement les méthodes actuelles d'estimation de la vulnérabilité utilisent les connaissances acquises lors des précédents séismes en s'appuyant sur les échelles d'intensité sismique et sur l'observation directe des bâtiments. Mais l'intensité macrosismique exprime les conséquences du séisme, et non ses caractéristiques physiques. Contrairement à ce type d'approche, l'estimation de l'état de dommages sur la base du comportement mécanique du bâtiment (courbes de capacité) prend directement en compte les paramètres liés au mouvement du sol, tels que l'accélération et le déplacement. Par ailleurs, nous avons pu constater une forte dépendance du comportement (réponse) des structures avec les dimensions géométries des constructions (hauteur d'étage, nombre d'étages, nombre d'étages nombre portées aux deux directions et taille...) comme nous l'avons vu lors du chapitre précédent (étude paramétrique).

Une approche s'appuyant sur la méthode de capacité spectrale (capacity spectrum method of ATC 40) est proposée dans ce travail. Elle consiste à modéliser le comportement des structures par des courbes de capacité et la sollicitation du séisme par un spectre de réponse. Ces courbes de capacité sont obtenues par une analyse statique non linéaire appelée 'Push-Over' à l'aide une modélisation numérique effectué par logiciel Opensees [31]. Ces courbes sont transformées en terme d'accélération spectrale S_a , et déplacement spectral S_d selon la norme ATC40. Elles vont nous permettre de comparer la sollicitation sismique imposée à la performance de la structure (déplacement maximal du bâtiment).

Le séisme est défini en termes de spectre de réponse transformé en termes de S_a - S_d , qui exprime la demande. La superposition les deux courbes, spectre et courbe de capacité, permet d'en déterminer point d'intersection est défini point de performance (point cible ou point de demande) et donc d'en déduire l'état de dommage attendu (Risk-UE, 2003). La méthodologie utilisée dans ce travail permet de déterminer le point de performance selon la procédure définie dans le document au FEMA 440 2009 (procédure A).

La connaissance du déplacement spectral correspondant au point de performance du bâtiment étudié permet d'évaluer sa vulnérabilité sismique en calculant pour chaque degré de dégât prédéfini la probabilité d'endommagement du bâtiment.

L'analyse de la performance de la structure dans le plan (S_a , S_d) est nécessairement déterministe si l'on connaît précisément ses caractéristiques mécaniques et géométriques ainsi que celles de l'action appliquée. Or, en réalité, le spectre de réponse représentatif de l'action sismique est aléatoire et imparfait. De même, les propriétés des matériaux sont entachées d'incertitude (liée à l'hétérogénéité du béton, etc). La réponse de l'ouvrage est donc une variable aléatoire dont la distribution peut être décrite par une fonction de répartition ou une fonction de densité de probabilité.

Pour estimer la probabilité d'endommagement d'un bâtiment à un niveau de sollicitation donné (défini par S_d), on sollicite un ensemble de bâtiments caractérisé par les différents paramètres liés à la géométrie du bâtiment et ceux liés aux matériaux utilisés par les séismes sélectionnés (au travers des spectres de réponse « *RPA 99 version 2003* »). On détermine le point performance de chaque bâtiment.

On classe les bâtiments selon la position de point de performance sur leur courbe de capacité qui définit un état de dommage ds (Léger, Modéré, Important ou Ruine). On fait ensuite une analyse statistique pour chaque classe pour construire les courbes de fragilité.

5.2. Présentation la simulation de monte Carlo

la méthode Monte-Carlo est détaillée dans de nombreux ouvrages spécialisés, qui est une approche statistique, car l'évaluation des caractéristiques aléatoires de la réponse du système passe par le calcul d'un grand nombre de problèmes déterministes[35], et ne peut pas être obtenue de manière analytique.

L'utilisation de cette méthode permet de générer des réalisations des paramètres aléatoires définissant le modèle, aussi appelées tirages, qui tiennent compte des lois de probabilité respectives de chaque paramètre. On obtient ainsi, pour chaque tirage des différents paramètres aléatoires,

une structure pour laquelle un calcul déterministe de la réponse peut être mené. Une étude statistique de ce jeu de réponses permet alors de déterminer une moyenne et un écart

type, ou encore une probabilité d'occurrence d'un critère mécanique, pour des systèmes qui initialement n'avaient généralement pas de solution analytique.

5.3. Description général de l'approche utilisée

L'approche utilisée pour l'estimation de dommages repose sur la méthode push-over, l'approche se résume en six étapes principales et sont (voir figure 5.1) :

1. Générer les variables (paramètres) aléatoires de structure.
2. Construire des courbes de capacité.
3. Générer les spectres de réponse.
4. Déterminer les points de performance.
5. Déterminer l'état d'endommagement.
6. Construire les courbes de fragilité.

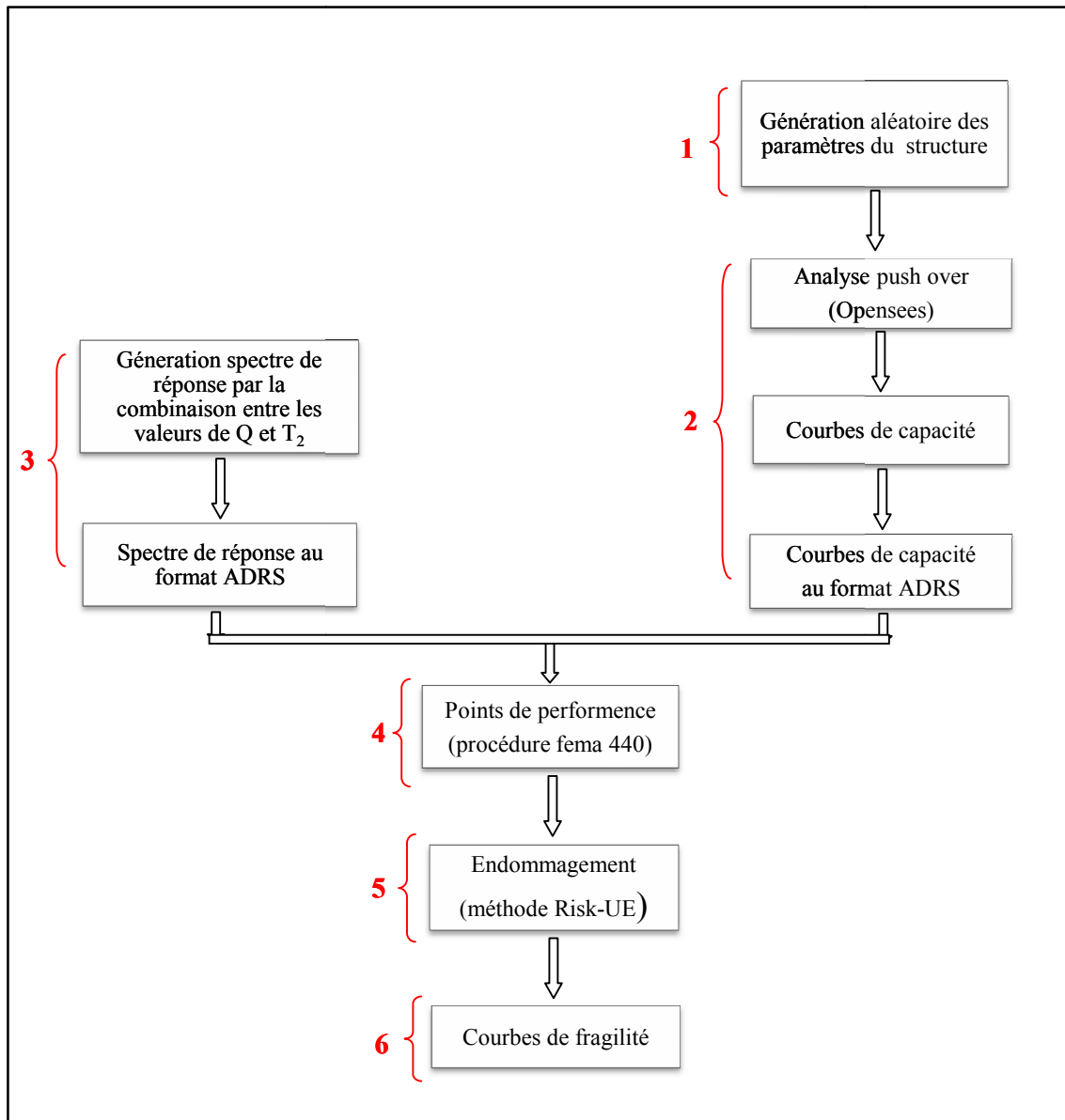


Figure 5.1 : Organigramme des étapes de l'approche proposée.

5.3.1. Génération les variables (paramètres) aléatoires

La première étape consiste à générer les variables (paramètres) aléatoires par la méthode de Monte-Carlo à partir une distribution choisie pour certain variable (défini dans ce travail par loi gaussienne). Dans cette étude nous avons tenu compte de la variabilité des paramètres liés aux géométries des structures et à la résistance des matériaux constitutifs qui sont entachés d'incertitude et au chargement appliqué (variabilité du signal sismique).

1. Paramètres liés aux géométries de la structure

- 1- Nombre d'étage.
- 2- Hauteur d'étage.
- 3- Nombre de trames au sens zz.
- 4- Longueur de trames de sens zz.
- 5- Nombre de trames au sens xx.
- 6- Longueur de trames au sens xx.
- 7- Section des poteaux.

2. Paramètres liés au matériau utilisée

Le deuxième paramètre important concerne les matériaux utilisés pour la construction (béton, acier) tel que :

- 1- La résistance à la compression de béton (f_c).
- 2- Limite d'élasticité de l'acier (f_y).

5.3.2. Construction des courbes de capacité

La courbe de capacité d'une structure représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement en tête. En général, elle est formée d'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 (voir figure 5.2).

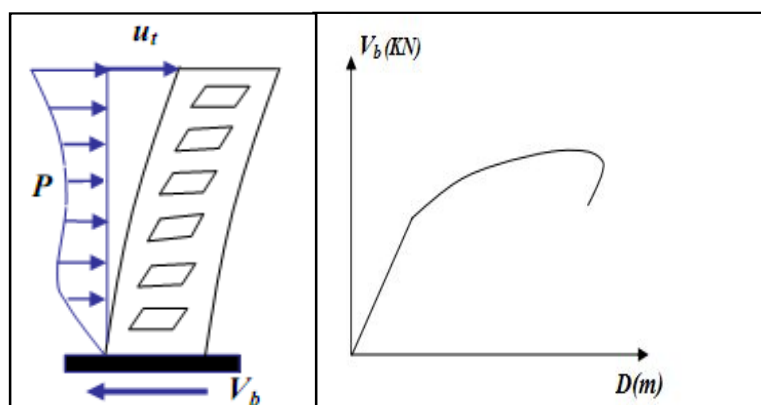


Figure 5.2 : Construction de la courbe de capacité.

Dans le présent travail, les courbes de capacité ont été développées à travers une analyse push over à l'aide de logiciel Opensees. Les bâtiments étudiés sont "low-Rise" (entre 1et 3 étages) et caractérisées de différents paramètres liés à la dimension et géométries de structure (hauteur d'étage, nombre d'étages, nombre trames et section des poteaux ...) et des paramètres liés aux matériaux utilisée. Ces courbes sont ensuite converties en termes d'accélération spectrale S_a et de déplacement spectral S_d par les relations [21]:

$$S_d = \frac{D}{\Gamma_1 \phi_{t,1}} \quad (5.1)$$

$$S_a = \frac{V / W}{\alpha} \quad (5.2)$$

Comme recommandé dans le document ATC40, on adopte pour les actions sismiques appliquées à la structure, la forme triangulaire et en supposant que la déformée modale est normalisée à $\Gamma_1 \phi_{t,1} = 1.4$, et les facteurs de charges appliquer lors d'une analyse Push-Over $\alpha = 0.8$ [21].

Les courbes de capacités présentées sont sous la forme simplifiée bilinéaire pour chaque bâtiment, tel que la première droite représente la partie élastique jusqu'au point "yield point", qui représente l'entrée dans le domaine post élastique, la deuxième droite avec une pente plus faible, représente le comportement ductile jusqu'à "ultimate point", qui représente la perte totale de la capacité de résistance de la structure (voir figure 5.3).

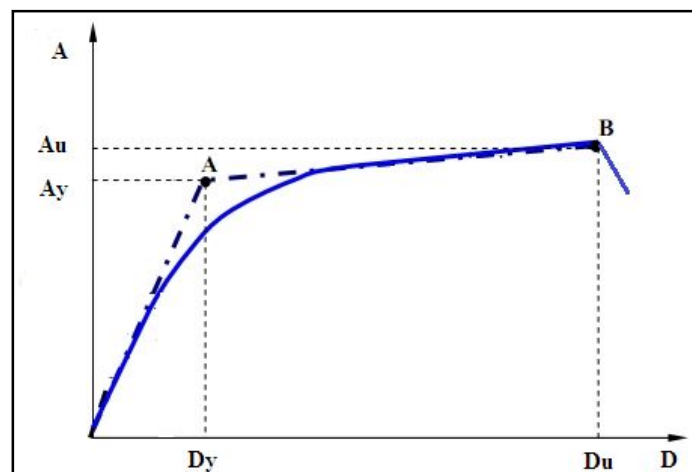


Figure 5.3 : Idéalisation les courbes de capacité.

5.3.3. Définition l'action sismique

Dans cette approche, l'action sismique est représentée par un spectre de réponse de Règlement Parasismique Algérienne (RPA 99 version 2003) (zone III, groupe 1B) [37] transformé en terme d'accélération spectrale S_a , et déplacement spectral, S_d selon les formules suivantes [21] :

$$S_{ai} = \frac{4\pi^2}{T_i^2} S_{di} \quad \Rightarrow \quad S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} \quad (5.7)$$

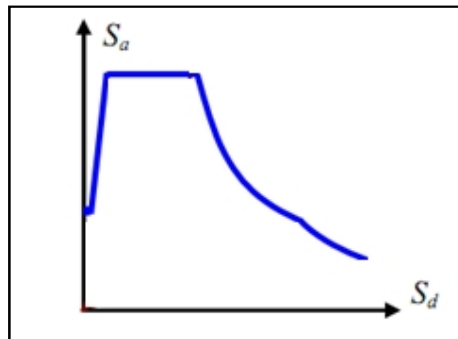


Figure 5.4 : Définition le spectre de réponse.

Dans le travail présent, nous avons tenu compte la variabilité du mouvement sismique et des effets de l'aléa local (zonage sismique) est intégrée au travers de:

- 1- Site S (S1, S2, S3, S4) : T_2 prise égale 0.30 s, 0.40 s, 0.50 s, 0.70s et T_1 étant égal à 0.15 s quel que soit le site [37].
- 2- Facteur de qualité Q : les valeurs de facteur de la qualité Q sont présentées

Tableau 5.1 : Les valeurs de Q pour générés le spectre de réponse

Désignation	Les valeurs							
Q	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35

La Figure 5.5 est présenté un ensemble de spectres générés dans le plan (S_a - S_d) par différents combinaisons des valeurs de Q et T_2 (voir annexe 03).

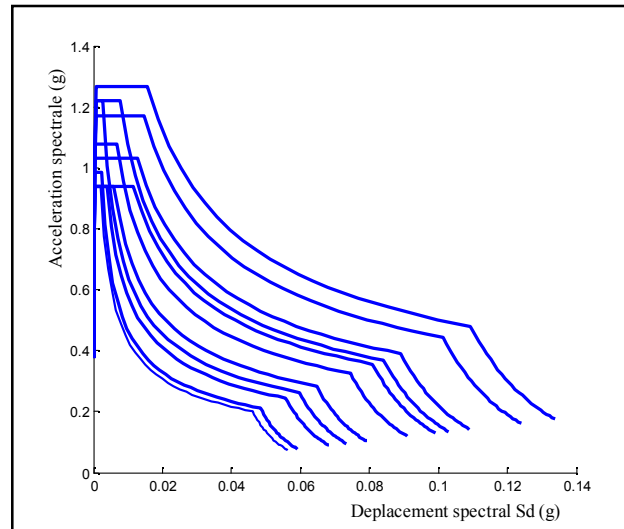


Figure 5.5 : Génération des spectres de réponse.

5.3.4. Obtention des points de performance

Ils existent plusieurs techniques pour obtenir la valeur de point de performance de la structure. Parmi ces techniques, il y a deux approches principales qui sont proposées, l'une utilisant l'amortissement, comme dans l'ATC 40 et FEMA (356.440), et l'autre utilisant la ductilité, comme dans l'EC8.

L'Eurocode 8 permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux. Les normes américaines, prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux (voir figure 5.6).

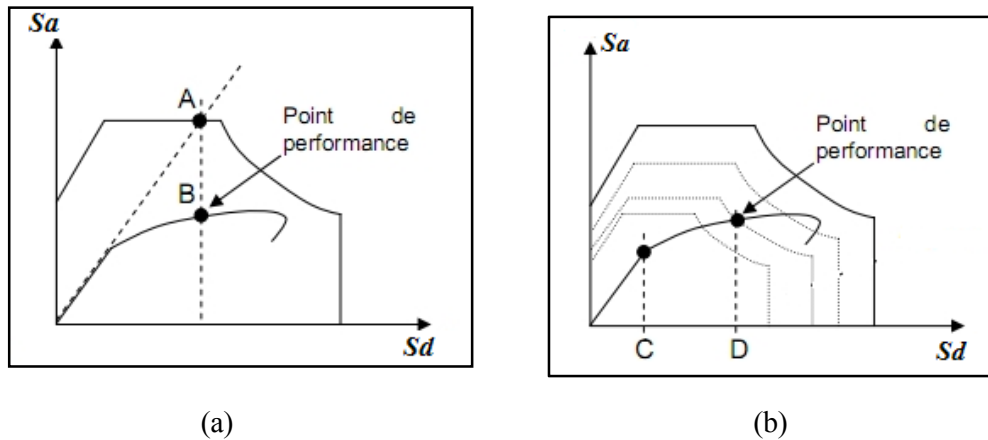


Figure 5.6 : Détermination le point de demande

(a) Principe d'évaluation de la courbe de capacité (l'EC8) (b) principe de réduction du spectre (FEMA).

Nous avons calculé les coordonnées des points de performance à chaque bâtiment, à travers la superposition de la sollicitation sismique (spectre de réponse au format ADRS) et des courbes de capacité correspondantes transformées au format (S_a, S_d) par une procédure itérative a été formulée et présentée par FEMA 440 (2009) (comme décrite au chapitre 3).

Dans l'approche proposée, un programme informatique par Matlab a été développé pour déterminer systématiquement les points de la performance de chaque structure soumise aux différents chargements sismiques (spectre de réponse).

5.3.5. Détermination l'état d'endommagement

En fonction la position le point de performance sur la courbe de capacité détermine un certain niveau de dommage. Ainsi, plusieurs niveaux d'endommagement peuvent être distingués à travers cette représentation graphique (voir figure 5.8). Le premier niveau correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement). Le deuxième niveau d'endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer. Le troisième niveau représente un état d'endommagement avancé, la stabilité de la structure étant en danger. Au delà de ce niveau, la structure est susceptible de s'effondrer, ne présentant plus de capacité de résistance.

Dans cet approche, on va utiliser les niveaux d'endommagement fournies par programme Risk-UE qui définit 4 niveaux ou degrés de dégâts: faibles, modérés, importants et très importants.

Les différents états d'endommagement sont donnés par les équations suivantes (Risk-UE) [17]:

$$\text{Faible} \quad \overline{Sd}_1 = 0.7Dy \quad (5.8)$$

$$\text{Modéré} \quad \overline{Sd}_2 = Dy \quad (5.9)$$

$$\text{Important} \quad \overline{Sd}_3 = Dy + 0.25(Du - Dy) \quad (5.10)$$

$$\text{Très important} \quad \overline{Sd}_4 = Du \quad (5.11)$$

Une procédure itérative est proposée pour déterminer le point de rendement (A_y, D_y) et le point ultime (A_u, D_u) est décomposée selon les étapes suivantes :

❖ Détermination du point de rendement (A_y, D_y) :

1. Tracer une droite initiale tangentielle à la partie élastique de la courbe de capacité.
2. Prendre un déplacement très petit dd .
3. Tracer une deuxième droite parallèle à la première droite (tangente de la partie élastique de la courbe push over) séparant avec une distance dd ,
4. Calculer une pente initiale k ($k = A_1/D_1$) (voir figure 5.7),
5. Calculer les valeurs de D_i et A_i (pour $i = 1$),
6. Comparer la valeur de $(D_i - A_i/k)$ avec dd ,

6.1. Si $(D_i - A_i/k) \geq dd$ on prend le point de rendement (A_y, D_y) avec :

$$A_y = A_i \quad (5.12)$$

$$D_y = D_i \quad (5.13)$$

6.2. Si $(D_i - A_i/k) < dd$ remplacer i par $i+1$ et répéter l'étape précédente.

❖ Détermination du point ultime (A_u, D_u) :

1. Calculer les valeurs de A_{i+1} et A_i (pour $i = 1$).
2. Comparer la valeur de A_{i+1} avec A_i .

2.1. Si $A_{i+1} \leq A_i$ on prend le point ultime (A_u, D_u) avec :

$$A_u = A_i \quad (5.14)$$

$$D_u = 2 \cdot D_y \frac{A_u}{A_y} \quad (5.15)$$

2.2. Si $A_{i+1} > A_i$ remplacer i par $i+1$ et répéter l'étape précédente.

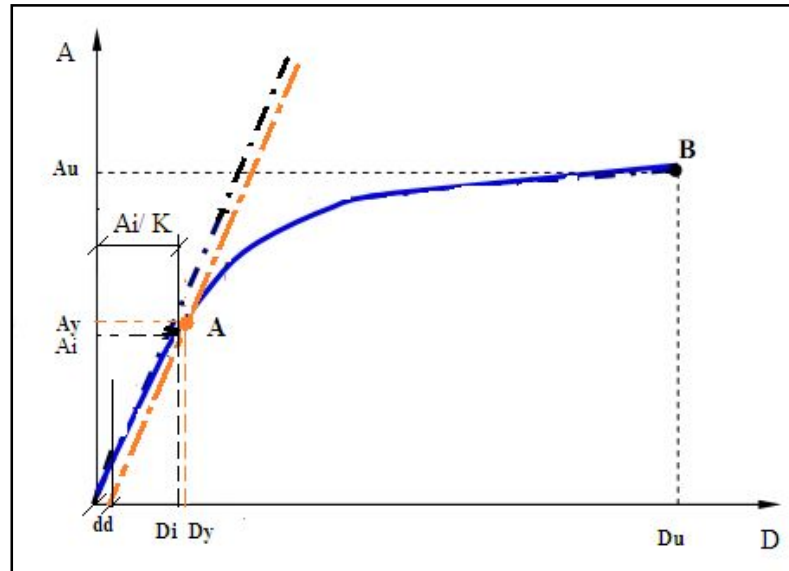


Figure 5.7 : détermination (A_y, D_y) et (A_u, D_u) selon procédure proposée.

Les niveaux d'endommagements proposés par le projet Risk-UE sont présentés au Tableau 5.1. et à la figure 5.8.

Tableau 5.2: Définitions des niveaux d'endommagement selon Risk-UE [17].

Damage Grade	Definition	Spectral Displacement Limits (UNIGE, CIMNE)
0	No damage	$D < 0.7 D_y$
1	Slight damage	$0.7 D_y \leq D < 1.0 D_y$
2	Moderate damage	$1.0 D_y \leq D < D_y + D_{uy}$
3	Extensive damage	$D_y + D_{uy} \leq D < D_u$
4	Very heavy damage	$D_u \leq D$
		$D_{uy} = 0.25 * (D_u - D_y)$

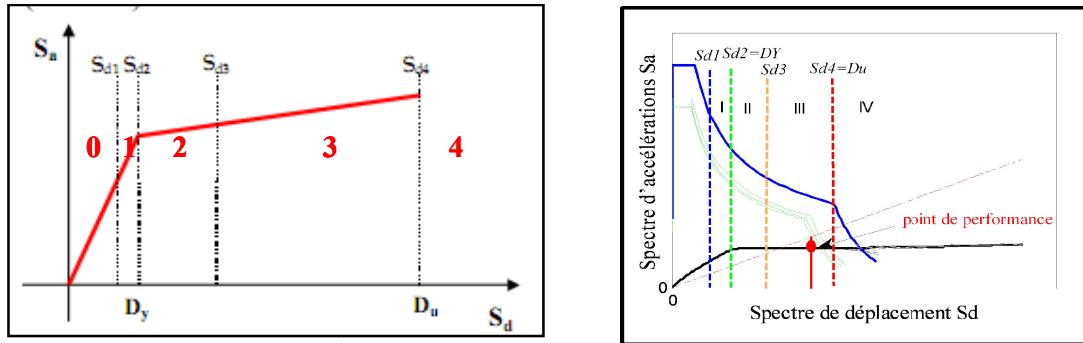


Figure 5.8 : Signification physique de la courbe de capacité (l'état d'endommagement du bâtiment) [17].

5.3.6. Construction des courbes de fragilité

La fragilité (FEMA, 1999; Risk-UE, 2003) consiste à représenter les frontières des niveaux de performances de manière probabiliste en fonction d'un paramètre représentant l'agression sismique (accélération spectrale S_a ; déplacement spectrale S_d ; PGA, I_{EMS98}). A un niveau de sollicitation donné, 4 courbes donnent la probabilité de dépasser chaque niveau de dommage défini (Léger, Modéré, Important ou Ruine) (voir figure 5.9).

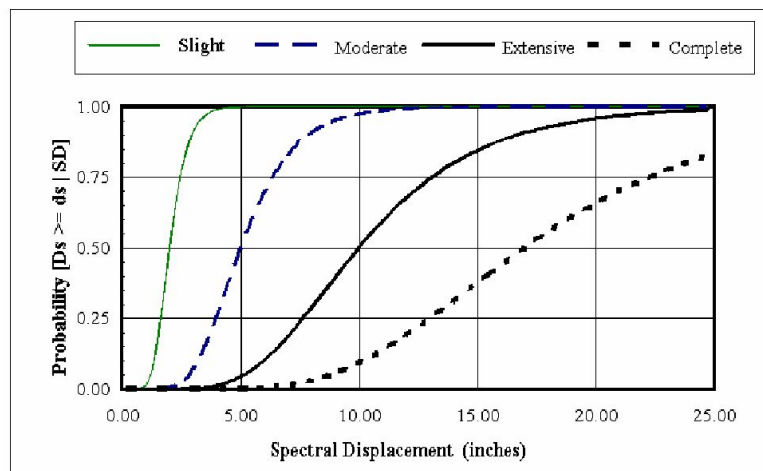


Figure 5.9 : Construction des courbes de fragilité [22].

Dans ce travail le modèle de distribution statistique retenu pour représenter les fonctions de fragilité de la structure est un modèle de type Log-normal qui représente convenablement la combinaison de variables dont les effets ont multiplicatifs (Chintanapakdee et Chopra, 2003).

Cette fonction est contrôlée par deux paramètres : la valeur moyenne S_d et son écart type β_{S_d} . Sa densité de probabilité cumulée s'exprime par la relation suivante [22]:

$$P[D_s \geq ds|S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{S_d}{S_{d,ds}} \right) \right] \quad (5.16)$$

Avec

- ds est le niveau de dommage considéré (Léger, Modéré, Important ou Ruine)
- $S_{d,ds}$ est la valeur médiane du déplacement spectral pour de l'état de dommages ds ;
- β_{ds} est l'écart type du déplacement spectral pour l'état de dommages ds ,
- Φ est la distribution normale cumulée.
- $P[ds|S_d]$ est la probabilité d'obtenir ou dépasser un niveau de dommages donné ds pour un déplacement spectral S_d .

La valeur médiane du déplacement spectral S_d est déterminée pour chaque niveau de dommage ds à partir le ratio des déformations inter-étage moyenne Δ_{ds} , est calculé par l'expression [37] :

$$S_{d,ds} = \frac{\Delta_{ds} \times H}{\Gamma_1} \quad (5.17)$$

Avec H hauteur de la structure et Γ_1 facteur de participation du premier mode, en supposant que $\Gamma_1 = 1.4$ [21].

5.4. Exemple d'application et résultats obtenues

Dans cette étude, nous nous intéressons à une seule typologie (annexe 01), c'est à dire nous avons fait le choix de traiter les constructions en béton armé type portique «poutres-poteaux». Ce choix de typologie est basé sur l'importance et la prépondérance de ces constructions dans le milieu urbain Algérien.

Les structures étudiés ont été différenciées en fonction des paramètres liés aux dimensions, tel que le nombre d'étages "low-Rise" (entre 1et 3 étages) ainsi que nombre de trame etc, des paramètres liés aux matériaux utilisés (résistance à la compression de béton, limite élastique de l'acier).

La modélisation numérique des structures par éléments finis est effectuée à l'aide du logiciel Opensees, en utilisant l'analyse non-linéaire "Push over".

L'état des structures, suite à une action sismique, est associé à la notion de niveau de performance. On considérera dans le présent travail quatre niveaux de performance (les niveaux définies au Risk-UE) : d'un dommage léger (niveau 1) à celui de la ruine (niveau 4). L'analyse de la performance de la structure, dans le plan (S_d , S_a), est nécessairement déterministe si l'on connaît précisément ses caractéristiques mécaniques et géométriques ainsi que celles de l'action appliquée. Or, en réalité le spectre de réponse représentatif de l'action sismique est aléatoire (prise en compte de la période fondamentale, négligence de l'effet des modes supérieurs,...). De même, les propriétés des matériaux sont également aléatoires.

Dans cet exemple, les lois de distributions des différents paramètres utilisés doivent normalement provenir d'études statistiques sur un faute donné ayant la typologie utilisée.

5.4.1. Générer les variables (paramètres) aléatoires

Nous tiendrons compte dans cette étude des variabilités de paramétrés suivantes :

- Paramétrés liés aux dimensions géométriques de la structure

1. *Nombres d'étage.*

Dans cette exemple, nous avons défini trois types de bâtiments en fonction du nombre d'étage (des bâtiments en R, des bâtiments en R+1 des bâtiments en R+2) . Elles sont présentées au tableau 5.3, et à la figure 5.10.

Tableau 5.3: Nombre des bâtiments selon la variabilité géométrie de la structure " nombre d'étage".

Type de bâtiment	Bâtiment en R	Bâtiment en R+1	Bâtiment en R+2
Nombre des bâtiments	130	800	70

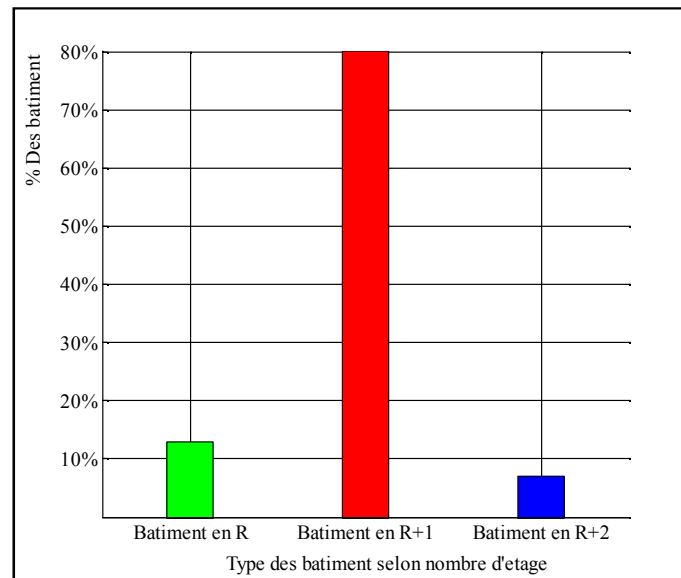


Figure 5.10 : Nombre des bâtiments (%) selon nombres d'étages.

2. Hauteur d'étage

Nous présentons ci-dessous (tableau 5.4, figure 5.12) la distribution des bâtiments étudiés selon la variation de la hauteur d'étage.

Tableau 5.4: Variabilité géométrie des structures " Hauteur d'étage ".

Paramètre	Moyenne (μ)	L'écart type (σ)
Hauteur d'étage (m)	3.20	0.20

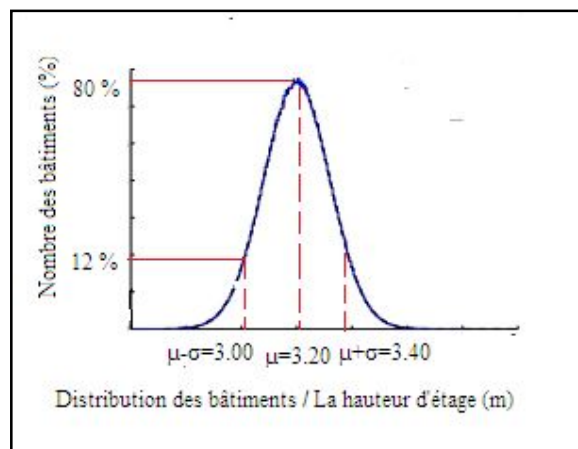


Figure 5.11 : Distribution des bâtiments selon la hauteur d'étage "H".

3. Nombres de trames au sens zz.

Nous avons catégorisé les bâtiments selon nombre de trame (sens zz) en trois groupes sont représentées à la figure 5.12.

Tableau 5.5: Nombre des bâtiments selon la variabilité géométrie de la structure " Nombre de trame sens zz ".

Nombre de trame sens zz	2 trames	3 trames	4 trames
Nombre des bâtiments	70	180	750

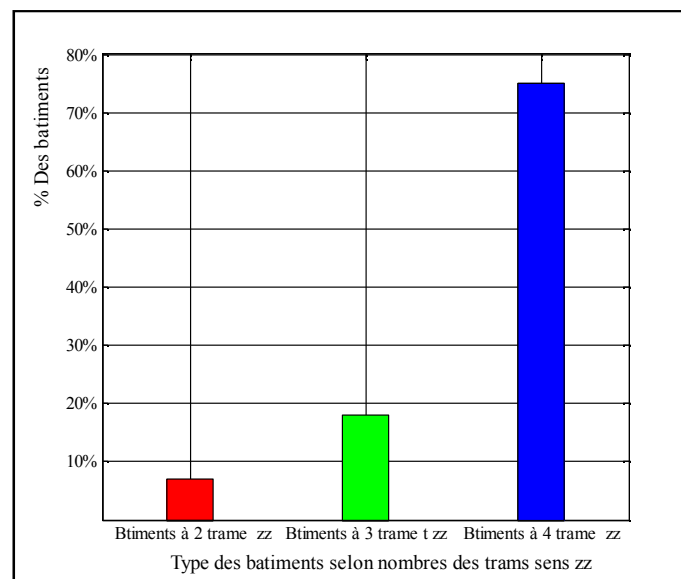


Figure 5.12 : Nombre des bâtiments (%) selon nombres des trames au sens zz.

4. Longueur de trames de sens zz

Nous avons étudié des bâtiments différenciées par des longueurs de trame (sens zz) selon une distribution choisie (défini par une moyenne et un 'écart type). (voir Tableau 5.8 et Figure 5.15).

Tableau 5.6: Variabilité géométrie des structures " longueur de trame sens zz ".

Paramètre	Moyenne (μ)	L'écart type (σ)
Longueur de trame sens zz (m)	4.00	0.20

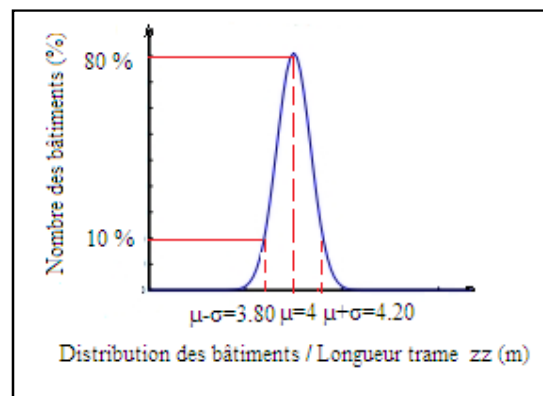


Figure 5.13 : Distribution des bâtiments en fonction la longueur de trame au sens zz.

5. Nombre de trames au sens xx.

Les bâtiments considérés dans ce travail se comportent trois groupe selon le nombre de trame (sens xx) comme illustre à la figure 5.14.

Tableau 5.7 : Nombre des bâtiments selon la variabilité géométrie des structures " Nombre de trame sens xx ".

Nombre de trame sens xx	2 trames	3 trames	4 trames
Nombre des bâtiments	55	820	125

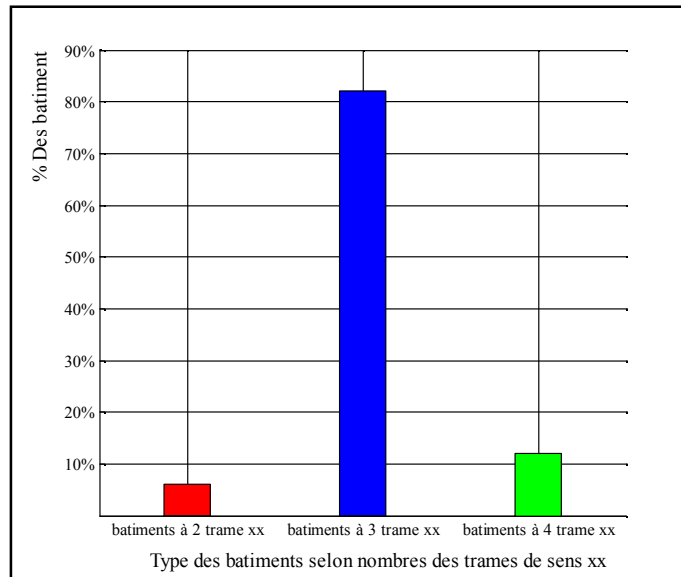


Figure 5.14 : Nombre des bâtiments (%) selon nombres des trames au sens xx.

6. Longueur de trames sens xx

Dans le présent exemple, nous avons étudié des bâtiments sont caractérisés par des longueurs de trame (sens xx) différents selon une distribution choisie (la moyenne et l'écart type sont défini). (Voir Tableau 5.8 et Figure 5.15).

Tableau 5.8: Variabilité géométrie de la structure " Longueur de trame sens xx ".

Paramètre	Moyenne (μ)	L'écart type (σ)
Longueur de trame sens xx (m)	4.00	0.20

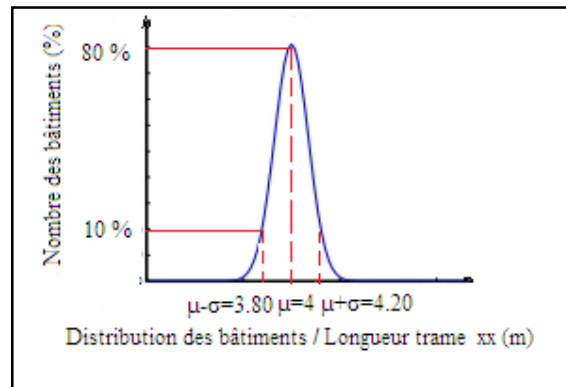


Figure 5.15 : Distribution des bâtiments en fonction de la longueur de trame sens xx.

7. Section des poteaux.

Les bâtiments considérés dans cet exemple ont des sections des poteaux variant selon une distribution choisie (la moyenne et l'écart type sont définis) (voir Tableau 5.8 et Figure 5.15).

Tableau 5.9: Variabilité géométrique de la structure " Section des poteaux ".

Paramètre	Moyenne (μ)	L'écart type (σ)
Section de poteau (cm)	30x30	5.00

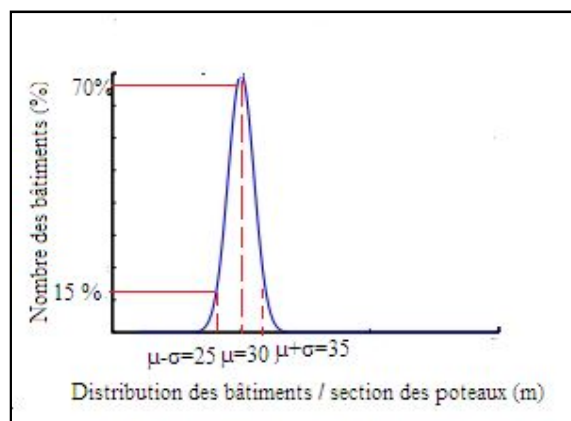


Figure 5.16 : Distribution des bâtiments en fonction de la section de poteau "S".

- Paramètres lié au matériau utilisée

Nous avons tenu compte des variabilités de paramètres des caractéristiques mécaniques de la structure :

1. *La résistance à la compression de béton (f_c)*

Le Tableau 5.10 et la Figure 5.17 synthétisent les variabilités de la résistance du béton à la compression pour des différents bâtiments étudiés dans ce travail (exemple 1000 bâtiments).

Tableau 5.10: Variabilité paramètres lié au matériau utilisée " La résistance à la compression de béton (f_c) ".

Paramètre	Moyenne (μ)	L'écart type (σ)
La résistance à la compression de béton (f_c) (Mpa)	20.00	3.25

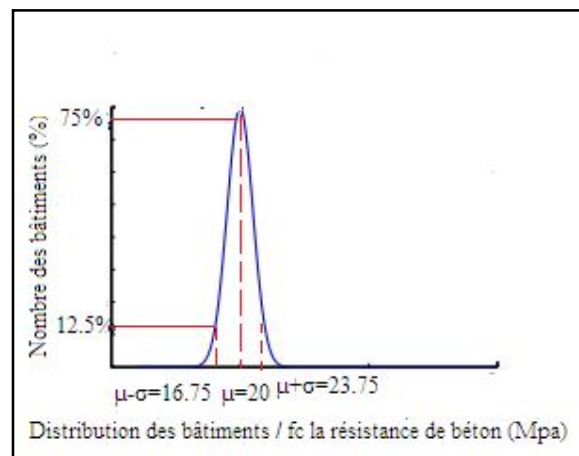


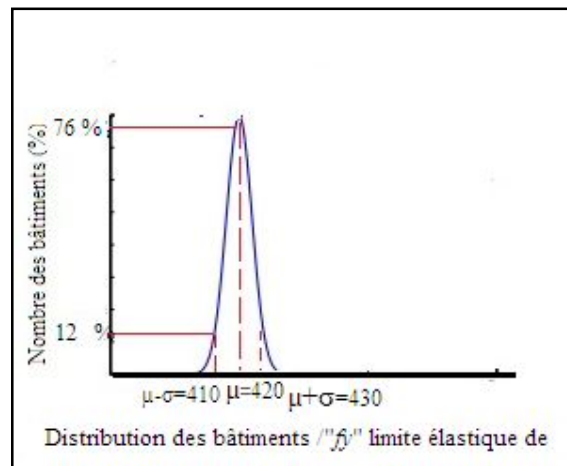
Figure 5.17 : Distribution des bâtiments en fonction la résistance à la compression de béton " f_c ".

2. *Limite élastique de l'acier (f_y)*

A partir la distribution choisie (loi normal) pour la limite élastique d'acier, nous avons défini une moyenne et un écart type des différents bâtiments analysés (voir Tableau 5.11, Figure 5.18)

Tableau 5.11: Variabilité paramétrés lié au matériau utilisée " Limite élastique de l'acier (f_y)".

Paramètre	Moyenne (μ)	L'écart type (σ)
Limite élastique de l'acier f_y (Mpa)	420.00	20.00

Figure 5.18 : Distribution des bâtiments en fonction limite élastique de l'acier " f_y ".

Après avoir noté les différents paramètres des bâtiments, nous avons modélisés chaque paramètre par une variable aléatoire dans un fichier tel que chaque ligne représente un bâtiment et chaque colonne représente le paramètre. Ce fichier est donné en annexe 02.

4.2. Construire les courbes de capacité

Nous présentons les différentes courbes de capacité de bâtiments considérés dans notre travail à la figure 5.19.

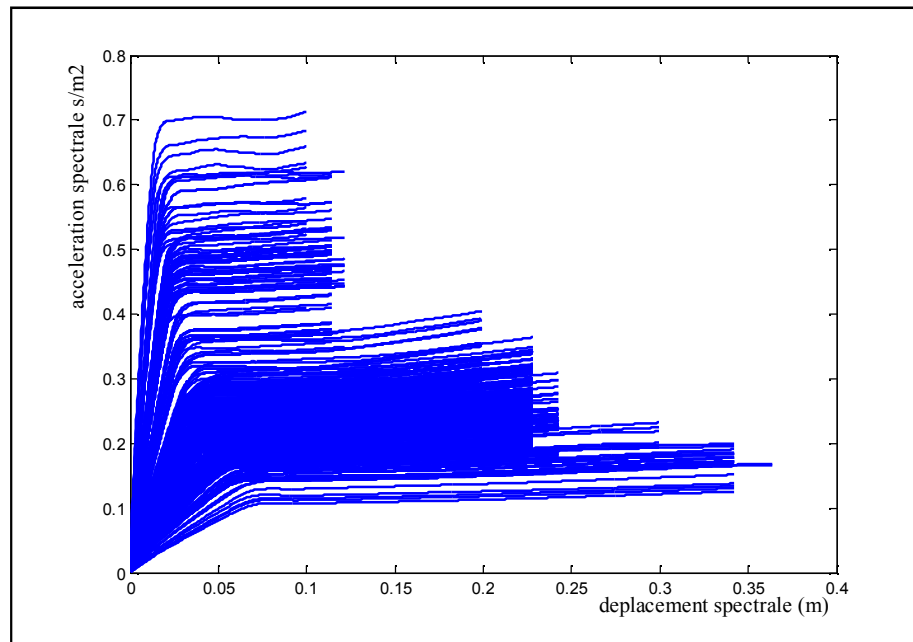


Figure 5.19 : Courbes de capacité en format ADRS (exemple de 1000 bâtiments).

5.4.3. Générer les spectres de réponse

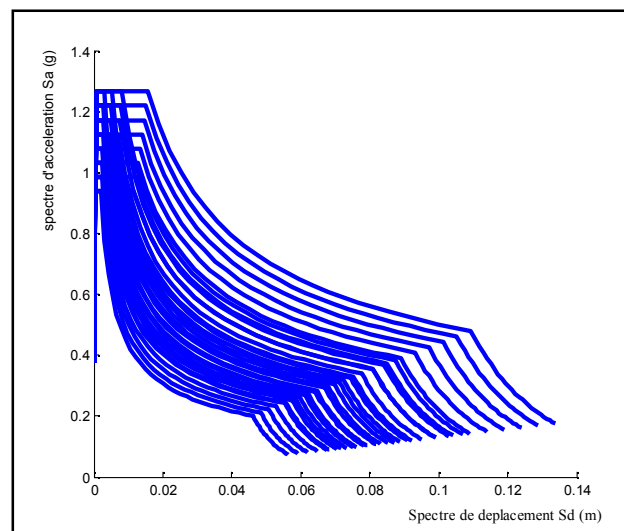
Dans l'approche présentée, nous allons utiliser une sollicitation sismique est considérée à travers un spectre de réponse de Règlement Parasismique Algérienne (RPA 99 version 2003) [37] qui définit par :

- la zone sismique III.
- le groupe d'usage groupe 1B ($A=0.30$).

Les différentes combinaisons (combinaisons 32) des valeurs de Q et T_2 pour le spectre de réponse sont présentées au tableau 5.12. A la figure 5.20 est présenté un ensemble de spectres générés dans le plan (S_a - S_d) par différentes combinaisons des valeurs de Q et T_2 (voir annexe 03).

Tableau 5.12 : Les différentes combinaisons entre des valeurs de Q et T_2 (combinaisons 32).

Combinaison	Q	T_2 (s)	Combinaison	Q	T_2 (s)
Combinaison 01	1	0.3	Combinaison 17	1	0.5
Combinaison 02	1.05	0.3	Combinaison 18	1.05	0.5
Combinaison 03	1.1	0.3	Combinaison 19	1.1	0.5
Combinaison 04	1.15	0.3	Combinaison 20	1.15	0.5
Combinaison 05	1.2	0.3	Combinaison 21	1.2	0.5
Combinaison 06	1.25	0.3	Combinaison 22	1.25	0.5
Combinaison 07	1.3	0.3	Combinaison 23	1.3	0.5
Combinaison 08	1.35	0.3	Combinaison 24	1.35	0.5
Combinaison 09	1	0.4	Combinaison 25	1	0.7
Combinaison 10	1.05	0.4	Combinaison 26	1.05	0.7
Combinaison 11	1.1	0.4	Combinaison 27	1.1	0.7
Combinaison 12	1.15	0.4	Combinaison 28	1.15	0.7
Combinaison 13	1.2	0.4	Combinaison 29	1.2	0.7
Combinaison 14	1.25	0.4	Combinaison 30	1.25	0.7
Combinaison 15	1.3	0.4	Combinaison 31	1.3	0.7
Combinaison 16	1.35	0.4	Combinaison 32	1.35	0.7

Figure 5.20 : Génération spectres de réponse (32 combinaisons entre Q et T_2).

5.4.4. Déterminer les points de performance

Une fois les courbes capacités des structures sont déterminées dans le plan (S_d ; S_a), apporter le spectre de réponse (RPA 99 version 2003) générés au format ADRS et chercher l'intersection entre les deux courbes selon un schéma itératif. On utilise la procédure présentée par le code FEMA440 (2009) comme nous l'avons vu plus haut dans le texte.

Les deux figures 5.21 et 5.22 présentent les courbes de capacité et les spectres de réponse, et schéma itératif de réduction du spectre de demande respectivement. Nous avons considéré dans cet exemple 1000 simulations.

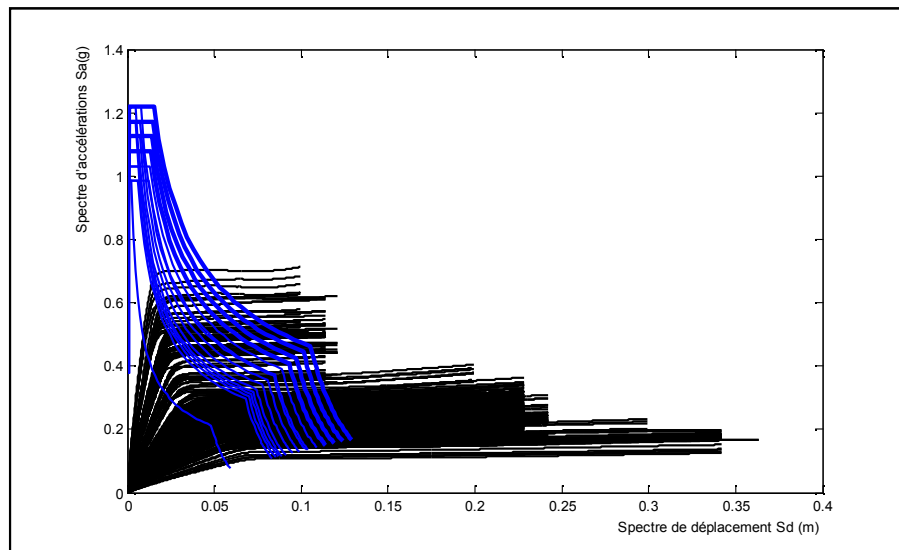


Figure 5.21 : Obtention du point de performance.

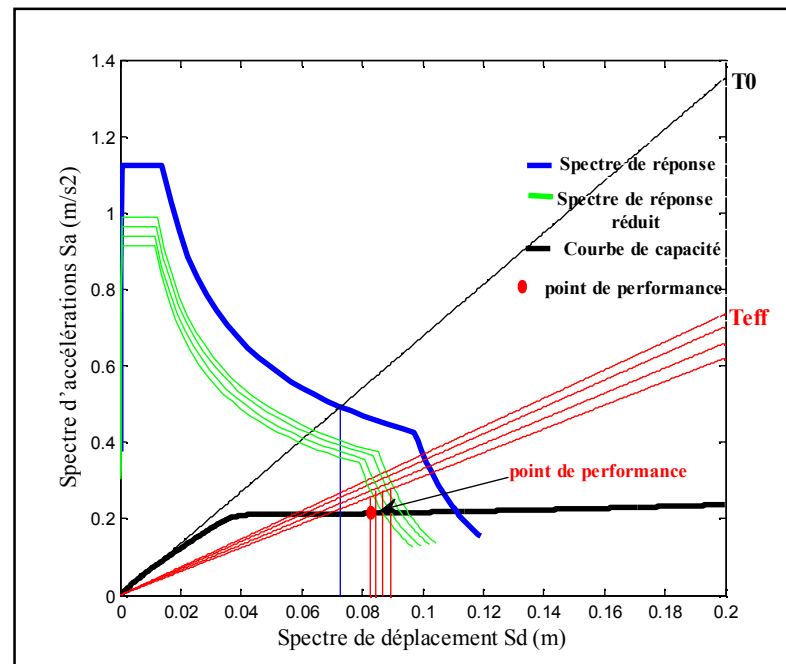


Figure 5.22 : Schéma pour d'obtention du point de performance selon procédure « FEMA440 ».

5.4.5. Détermine l'état d'endommagement

A partir la position de point de performance sur la courbe de capacité, l'on détermine l'état d'endommagement (faibles, modérés, importants et très importants) qui défini selon Risk-UE par les équations (5.8, 5.9, 5.10 5.11)

5.4.6. Construire des courbes de fragilité

D'après la classification des bâtiments selon l'état d'endommagement (faibles, modérés, importants et très importants). On obtient la valeur moyenne de S_d et l'écart type de chaque classe ds qui sont présente au tableau suivant.

Tableau 5.13 : représente la valeur moyenne et l'écart type de chaque classe.

	Classe faible	Classe modéré	Classe important	Classe très important
La valeur moyenne $S_{d,ds}$ (cm)	3.057	3.724	6.702	8.174
L'écart type β_{ds} (cm)	0.418	0.4208	0.4168	0.4193

Une fois les paramètres de la fonction de fragilité $S_{d,ds}$ déterminés, on peut construire les courbes de fragilité à partir de l'équation suivante :

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

Les courbes de fragilité sont représentées à la figure 5.23.

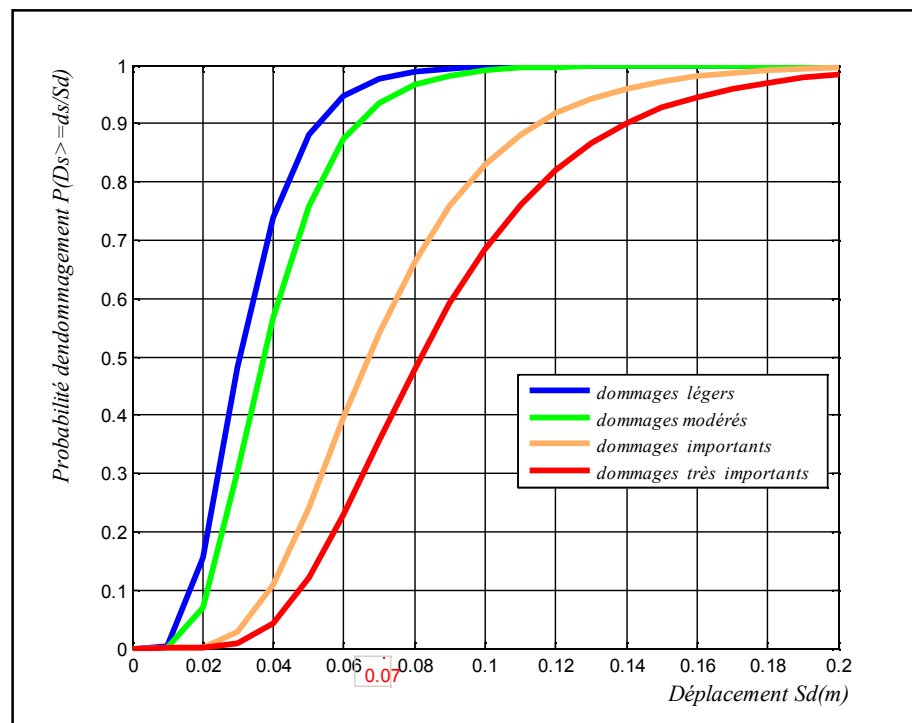


Figure 5.24 : Construction courbes de fragilité.

Connaissant le déplacement spectral maximum S_d il est possible de déterminer la probabilité d'endommagement, en fonction des quatre niveaux de dommages. Ainsi, pour un déplacement subi de X cm, nous pouvons quantifier les probabilités d'avoir respectivement P1% d'endommagement de niveau 1 (dommages légers), P2% d'endommagement du niveau 2 (dommages modérés), P3% d'endommagement du niveau 3 (dommages importants), P4% d'endommagement du niveau 4 (dommages très importants allant jusqu'à la ruine).

A titre illustratif, pour un déplacement spectral de 7 cm, les probabilités que la structure se trouve aux niveaux d'endommagement 1, 2, 3 ou 4 sont respectivement de 97%, 93%, 55% et 37%.

5.5. Conclusion

Une méthode probabiliste pour la détermination des courbes de fragilité a été présentée dans ce chapitre. Cette méthode est basée sur de la méthode push-over et l'utilisation des simulations Monte Carlo. Des courbes de fragilité ont été établies pour des structures de type portique en béton peuvent être utilisées pour la mise en conformité sismiques de structures existantes.

Les résultats présentés ici constituent un exemple d'utilisation pour l'évaluation des dommages et constituent une première estimation des niveaux de risques dans la définition du risque sismique des constructions. Les perspectives directes de ce travail, sont l'application de la méthodologie développée et sa validation sur d'autres typologies de structures. L'intégration de la variabilité des caractéristiques dans l'étude de vulnérabilité est également une voie ouverte.

CONCLUSION

Par ce travail nous avons essayé de contribuer au développement d'un outil permettant l'amélioration de la gestion du risque sismique en Algérie.

Afin de réduire les pertes et les dommages dus aux séismes dans les constructions, l'étude de leurs vulnérabilités sismiques est nécessaire. La première partie, est présentée une définition précise de certaines notions tel que l'aléa sismique, la mesure des séismes en termes de magnitude et d'intensité, le risque sismique, la vulnérabilité sismique ainsi que les objectifs de l'étude de la vulnérabilité sismique.

L'étude de la vulnérabilité sismique des structures est l'estimation de leur degré d'endommagement vis-à-vis des événements sismiques. Il s'agit, donc, de déterminer l'état des bâtiments qui présentent beaucoup plus de risques. De ce fait, des méthodologies appropriées d'estimation de la vulnérabilité sismique sont présentées dans la deuxième partie, Celles des méthodes probabilistes (DPM, les courbes de vulnérabilité, EMS 1998), les méthodes utilisant l'indice de vulnérabilité (GNDT, RISK-UE "level I", méthode d'indice de vulnérabilités pour les bâtiments, FEMA154). La plupart de ces approches basées sur les connaissances acquises lors des précédents séismes en s'appuyant sur les échelles d'intensité sismique et sur l'observation directe des bâtiments. Mais l'intensité macrosismique exprime les conséquences du séisme, et non ses caractéristiques physiques. Contrairement à ces types d'approche, des méthodes en déplacement (HAZUS, RISK-UE "level II", etc.) se distinguent par sa démarche qui permet une évaluation de dommages directement à partir du mouvement du sol, à travers des relations reliant le déplacement ou l'accélération du sol à différents niveaux d'endommagement structurel.

Elles s'appuyant sur la méthode d'analyse Push over qui est présentée dans le troisième chapitre. Elle consiste à modéliser le comportement des structures par des courbes de capacité et la sollicitation du séisme par un spectre de réponse. Ce type d'analyse permet de ramener l'étude du comportement dynamique des structures à l'étude d'un simple oscillateur élasto-plastique à un degré de liberté.

Au terme de cette étude basée sur la performance, une modélisation basée sur "fiber section" a été effectuée par logiciel OpenSees, cette modélisation permettant d'approcher au

mieux les aspects dynamiques, est intéressante au niveau global et permet d'obtenir de bons indicateurs.

Sur la base des éléments de réponse globale en termes de « réaction à la base-déplacement au sommet » obtenus par l'analyse en poussée progressive (« pushover »), le modèle numérique permet en effet de faire des études paramétriques pour identifier la sensibilité des résultats aux variations des paramètres liés au modèle, aux lois de comportement des matériaux (béton et acier), à la dimension et la géométrie de structure.

Il a été constaté que les réponses du modèle ne sont pas sensibles aux variations des paramètres liés au modèle (nombre de points d'intégration (N)- variation limité $N < 5$, ou nombre de fibres). Cependant nombre de points d'intégration en le long élément poutre par l'introduction d'un grand nombre de section-fibre qu'est un utile que pour obtenir des informations plus détaillées sur le comportement local élément poutre, tel que l'état de contrainte ou de déformation à chaque point de la structure.

D'autre part, la réponse globale du modèle est influencée par la variation des paramètres constitutifs de matériaux acier (f_y) et béton (f_c) et n'apporte aucune influence à la variation du module d'élasticité de béton (E_c).

L'analyse des courbes caractéristiques en termes de réaction à la base-déplacement au sommet montre clairement l'impact significatif des paramètres géométriques de structure sur la réponse globale.

Une étude paramétrique portant sur différents paramètres influencés sur la réponse globale (réaction à la base-déplacement au sommet) nous a permis de faire les choix des paramètres importants qui sont utilisées dans l'approche proposée.

La partie finale de ce mémoire a été consacrée à la mise au point d'une méthode probabiliste basée sur les notions de performance et de capacité spectrale (méthode push over) permettant d'obtenir des courbes de fragilité plus réalistes pour une typologie donnée (portique en béton armé, "low-Rise") située dans une région donnée (Algérie "zone sismique III"). Les courbes de fragilité ont été établies reliant le déplacement du bâtiment engendré par la simulation de l'action sismique à quatre niveaux de dommages structure (légers, modérés, importants, très importants) permettent une correspondance directe entre la sollicitation sismique (défini par S_d dans ce travail) et l'endommagement.

Connaissant le déplacement spectral maximum S_d il est possible de déterminer la probabilité d'endommagement, en fonction des niveaux de dommages. Ainsi, pour un déplacement subi de X cm par le type de bâti A, nous pouvons quantifier les probabilités d'avoir respectivement P1% d'endommagement de niveau 1 (dommages légers), P2% d'endommagement du niveau 2 (dommages modérés), P3% d'endommagement du niveau 3 (dommages importants), P4% d'endommagement du niveau 4 (dommages très importants allant jusqu'à la ruine).

Les résultats présentés ici constituent un exemple d'utilisation pour l'évaluation des dommages et constituent une première estimation des niveaux de risques dans la définition du risque sismique des constructions. Les perspectives directes de ce travail, sont l'application de la méthodologie développée et sa validation sur d'autres typologies de structures.

De nombreuses études de recherches dans le risque naturel et notamment sismique se sont réalisées dans les dernières années (HAZUS, RISK-EU). Ils ont apporté ainsi une quantité importante d'information, concernant essentiellement le développement de nouvelles solutions techniques pour les constructions et la protection de différents enjeux d'une part, et l'estimation des conséquences potentielles suite à la manifestation des différents scénarii de catastrophes naturelles d'autre part. Les décideurs disposent par conséquent aujourd'hui d'une large gamme d'outils, dont certains présentés dans ce travail, qui doivent servir comme un appui pour la mise en place d'une meilleure politique de mitigation.

Les résultats obtenus nous semblent cohérents avec ceux déjà obtenus par d'autres chercheurs. Tout fois nous devons procéder à une validation de ces résultats en les comparant à des endommagements enregistrés lors de séisme (exemple ceux de Boumerdes).

ANNEXE 01

La typologie des bâtiments selon l'EMS-98

La typologie utilisée dans l'échelle Macrosismique Européenne EMS98 [15] (Gruenthal, 2001) est l'une des plus applicables en Europe. Elle regroupe tout d'abord les différentes structures selon leur type. Elle attribue, ensuite, pour chaque type de structures, comme nous pouvons le voir sur la Figure 1, une première distinction est effectuée en fonction du type de matériau utilisé pour la réalisation de l'ouvrage: maçonnerie; béton armé; acier ou bois. Dans un deuxième temps, il faut déterminer le type d'éléments utilisés pour les constructions en maçonnerie de même que le niveau de conception parasismique lorsque l'on a à faire à une structure en béton armé. Elle comporte 15 types, dont 7 de maçonnerie et 6 de béton armé. Les différentes typologies sont ainsi présentées dans le tableau 1.

Tableau 1: Définition des typologies EMS98 [15].

Typologie des Structures	Classe de Vulnérabilité						
	A	B	C	D	E	F	
MAÇONNERIE	Moellon brut - pierre tout-venant	○					
	Brique crue (adobe)	○	—				
	Pierre brute	—	○				
	Pierre Massive		—	○	—		
	Maçonnerie non armée avec des éléments préfabriqués	—	○	—			
	Maçonnerie non armée avec des planchers en béton armée		—	○	—		
	Maçonnerie renforcée ou chaînée			—	○	—	
BÉTON ARMÉ	Ossature sans conception parasismique	—	○	—			
	Ossature avec un niveau moyen de conception parasismique		—	○	—		
	Ossature avec un bon niveau de conception parasismique			—	○	—	
	Murs en béton armé sans conception parasismique	—	○	—			
	Murs en béton armé avec un niveau moyen de conception parasismique		—	○	—		
	Murs en béton armé avec un bon niveau de conception parasismique			—	○	—	
				—	○	—	
ACIER			—	○	—		
Bâtiments en charpente métallique			—	○	—		
BOIS		—	○	—			
Bâtiments en bois de charpente	—	○	—				

○ classe de Vulnérabilité — gamme la plus probable
 --- gamme la moins probable, cas exceptionnel

La typologie des bâtiments selon RISK-UE

Le projet européen Risk-UE [17] dont le but était de réaliser des scénarios de risque sismique publie dans son premier rapport une typologie propre à l'Europe qui est assez proche de l'EMS, mais un peu plus détaillée (Risk-UE,2001), tel que La matrice des typologies de bâtiments (BTM) comporte 23 classes principales, dont 10 pour les constructions en maçonnerie, 07 pour les constructions en béton renforcé, 05 pour les constructions en charpente métallique et 01 pour les constructions en bois groupées en fonction de :

- ❖ le type de structure.
- ❖ les matériaux de construction.

Par rapport au nombre d'étages le modèle Risk-UE, comporte trois groupes de classement:

1- L (Low-Rise) pour les bâtiments de faible hauteur, entre 1 et 2 étages pour les structures en maçonnerie et pour les structures en bois; 1 et 3 étages pour les structures en béton renforcé RC et pour les structures en charpente métalliques.

2- M (Mid-Rise) pour les bâtiments de hauteur moyenne, entre 3 et 5 étages pour les structure en maçonnerie et pour les structures en bois; 4 et 7 étages pour les structures en béton renforcé RC et pour les structures en charpente métalliques.

3- H (High-Rise) pour les bâtiments de grandes hauteur, de 6 étages et plus pour les constructions en maçonnerie; et 8 étages et plus pour les constructions en béton renforcé RC et pour les structures en charpente métalliques.

Tableau 2: Matrice de typologie – RISK-UE [17].

nombre		Typologie RISK-UE	description		
maçonnerie	M1	Murs porteurs en maçonnerie de pierres	Nom	nbr d'étage	Hauteur H(m)
	M1.1	Moellons	Faible hauteur Hauteur moyenne	1 - 2 3 - 5	$H \leq 6$ $6 < H \leq 15$
	M1.2	Pierres appareillées	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 2 3 - 5 + 6	$H \leq 6$ $6 < H \leq 15$ $H > 15$
	M1.3	Pierre de taille	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 2 3 - 5 + 6	$H \leq 6$ $6 < H \leq 15$ $H > 15$
	M2	Adobe	- Faible hauteur		
	M3	Murs porteurs en maçonnerie non armée	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 2 3 - 5 + 6	$H \leq 6$ $6 < H \leq 15$ $H > 15$
	M3.1	Plancher bois	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 2 3 - 5 + 6	$H \leq 6$ $6 < H \leq 15$ $H > 15$
	M3.2	Voûtes en maçonnerie	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 2 3 - 5 + 6	$H \leq 6$ $6 < H \leq 15$ $H > 15$
	M3.3	Planchers avec poutrelles métalliques et maçonnerie	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 2 3 - 5 + 6	$H \leq 6$ $6 < H \leq 15$ $H > 15$
	M3.4	Plancher béton armé	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 2 3 - 5 + 6	$H \leq 6$ $6 < H \leq 15$ $H > 15$
	M4	Murs porteurs en maçonnerie armée ou confinée	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 2 3 - 5 + 6	$H \leq 6$ $6 < H \leq 15$ $H > 15$
	M5	Construction s en maçonnerie renforcées dans leur ensemble	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 2 3 - 5 + 6	$H \leq 6$ $6 < H \leq 15$ $H > 15$

Tableau 2 : Matrice de typologie – RISK-UE [17] (suite).

	RC		Nom	nbr d'étage	Hauteur H(m)
béton armé	RC1	Système poteaux/poutres	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 3 4 - 7 + 8	H ≤ 9 9 < H ≤ 21 H > 21
	RC2	Murs de refend en béton	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 2 3 - 5 + 6	H ≤ 9 9 < H ≤ 21 H > 21
	RC3	Système poteaux/poutres avec mur de remplissage en maçonnerie non armée	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 3 4 - 7 + 8	H ≤ 9 9 < H ≤ 21 H > 21
	RC3.1	Structures régulières avec remplissage	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 2 3 - 5 + 6	H ≤ 9 9 < H ≤ 21 H > 21
	RC3.2	Structures irrégulières (système porteur ou remplissages irréguliers ou niveau souple)	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 3 4 - 7 + 8	H ≤ 9 9 < H ≤ 21 H > 21
	RC4	Structure mixte en béton armé (portiques et murs en béton)	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 3 4 - 7 + 8	H ≤ 9 9 < H ≤ 21 H > 21
	RC5	Murs en béton préfabriqué	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 3 4 - 7 + 8	H ≤ 9 9 < H ≤ 21 H > 21
	RC6	Structure en béton préfabriqué avec murs de refend en béton	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 3 4 - 7 + 8	H ≤ 10 10 < H ≤ 25 H > 25
acier	S1	Système poteaux/poutres en acier	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 3 4 - 7 + 8	H ≤ 10 10 < H ≤ 25 H > 25
	S2	Structure en acier contreventée	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 3 4 - 7 + 8	H ≤ 10 10 < H ≤ 25 H > 25
	S3	Système poteaux/poutres en acier avec mur de remplissage en maçonnerie non armée	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 3 4 - 7 + 8	H ≤ 10 10 < H ≤ 25 H > 25
	S4	Système poteaux/poutres en acier avec mur de refend en béton coulés en place	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 3 4 - 7 + 8	H ≤ 10 10 < H ≤ 25 H > 25
	S5	Système de composants acier et béton armé	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 3 4 - 7 + 8	H ≤ 10 10 < H ≤ 25 H > 25

Vis-à-vis du comportement sismique, Risk-UE, distingue entre 4 classes et sont

1- PC (Pré-Code) pour les bâtiments non conçus pour résister à des tremblements de terre, ils ont été dimensionnés pour les cas de charges normales sans prendre en compte les charges sismiques,

2- LW (Low-Code) pour les bâtiments non conçus pour résister à des tremblements de terre mais qui peuvent avoir un bon comportement vis-à-vis des secousses sismiques, ou encore pour les bâtiments dimensionnés pour résister à de faibles secousses sismiques,

3- MC (Moderate-Code) pour les bâtiments conçus pour résister à des secousses sismiques modérées,

4- HC (High-Code) pour les bâtiments conçus pour résister à de fortes secousses sismiques.

La typologie des bâtiments selon HAZUS

Dans le modèle HAZUS [22], on distingue trois groupes de classement par rapport au nombre d'étages :

1- L (Low-Rise) pour les bâtiments de faible hauteur, entre 1, 2 et 3 étages,

2- M (Mid-Rise) pour les bâtiments de hauteur moyenne, entre 4 et 7 étages,

3- H (High-Rise) pour les bâtiments de grande hauteur, de 8 étages et plus,

Selon systèmes structuraux le modèle HAZUS comporte 16 types de bâtiment.

Tableau 3: Matrice de typologie HAZUS 99 [22].

Nombre		Typologie HAZUS	Description		
			Gamme		Typique
Bois	W1	W1: Charpente de bois (< 5000 pi ²)	Nom	Nbr d'étage	Hauteur
		W2	W2: Charpente de bois (> 5000 pi ²)	- Faible hauteur - hauteur moyenne	1 - 2 tous
Ossature en acier	S1 L S1 M S1 H	résistant au moment	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 3 4 - 7 + 8	2 5 13
	S2L S2M S2H	contreventée en acier	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 3 4 - 7 + 8	2 5 13
	S3	légère en acier		TOUS	1
	S4 L S4 M S4 H	avec murs de cisaillement en béton	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 3 4 - 7 + 8	2 5 13
	S5 L S5 M S5 H	avec murs de remplissage en maçonnerie	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 3 4 - 7 + 8	2 5 13
Béton	C1 L C1 M C1 H	Ossature en béton résistant aux moments	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 3 4 - 7 + 8	2 5 12
	C2 L C2 M C2 H	Murs de béton travaillant en cisaillement	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 3 4 - 7 + 8	2 5 12
	C3 L C3 M C3 H	Ossature avec murs de remplissage en maçonnerie	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 3 4 - 7 + 8	2 5 12

Tableau 3 : Matrice de typologie : HAZUS 99 (suite) [22]

Nombre		Typologie HAZUS	Description		
			Gamme		Typique
Béton	PC1	Murs en béton préfabriqué		TOUS	1
	PC2 L PC2 M PC2 H	Ossature en béton préfabriqué	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 3 4 - 7 + 8	2 5 12
	RM1L RM1M	porteuse armée diaphragmes flexibles	- Faible hauteur - hauteur moyenne	1 - 3 +4	2 5
Maçonnerie	RM2L RM2M RM2H	porteuse armée diaphragmes rigides	- Faible hauteur - hauteur moyenne - Grande hauteur	1 - 3 4 - 7 + 8	2 5 12
	URML URMM	Maçonnerie non armée	- Faible hauteur - hauteur moyenne	1 - 2 +3	2 5
	Maison mobiles	MH	Structures régulières avec remplissage		Tous

ANNEXE 02

	Nombre d'étage	Nombre de trame zz	Longueur de trame zz	Nombre de trame xx	Longueur de trame xx	Hauteur d'étage	Section de poteau	La résistance de béton	La limite élastique d'acier
Bâtiment 01	1	4	400	4	400	320	30	25	63.8
Bâtiment 02	1	4	360	4	400	280	30	20	63.8
Bâtiment 03	1	4	400	3	420	320	30	20	63.8
Bâtiment 04	2	4	420	2	400	320	30	20	63.8
	2	4	400	4	400	320	30	25	63.8
	2	4	400	4	400	320	25	20	63.8
	2	4	400	4	400	320	30	20	63.8
	2	3	400	4	420	320	30	20	63.8
	2	3	400	4	420	320	30	20	63.8
	2	4	400	4	400	320	25	20	63.8
	2	4	360	4	420	320	30	18	63.8
	2	4	400	2	400	320	30	20	63.8
	3	4	400	4	400	320	30	25	66.76
	2	4	400	2	400	320	30	20	63.8
	2	4	400	2	400	320	30	20	63.8
	1	4	420	4	400	320	30	18	63.8
	2	4	400	4	400	320	30	20	63.8
	1	4	400	4	360	320	30	18	63.8
	1	4	420	3	400	320	30	25	63.8
	2	3	400	2	360	280	30	20	63.8
	2	4	360	2	360	320	25	20	63.8
	2	4	420	4	400	320	30	20	63.8
	2	3	420	4	400	320	30	20	63.8
	2	4	400	4	400	320	35	18	63.8
	2	4	400	4	400	340	25	20	63.8
	2	4	400	4	400	320	30	20	66.76
	2	2	400	4	360	320	35	20	63.8
	2	4	400	2	400	340	30	20	66.76
	2	4	400	4	420	320	25	20	63.8
	2	4	400	4	400	320	25	20	60.95
	1	4	400	4	400	320	30	20	63.8
	2	4	400	4	400	320	30	20	63.8
	2	4	400	4	400	320	30	25	60.95
	2	4	400	4	400	320	30	20	63.8
	2	2	400	4	360	320	35	25	63.8
	2	2	400	4	360	320	30	20	63.8
	2	4	400	4	360	320	30	20	63.8

Bâtiment 1000	2	3	400	4	400	280	30	18	63.8

ANNEXE 03

Valeur de T₂

Facteur de la qualité

	<i>Valeur de T₂</i>	<i>Facteur de la qualité</i>
<i>Combinaison 01</i>	0.30	1.00
<i>Combinaison 02</i>	0.30	1.05
<i>Combinaison 03</i>	0.30	1.10
<i>Combinaison 04</i>	0.30	1.15
	0.30	1.20
	0.30	1.25
	0.30	1.30
	0.30	1.35
	0.40	1.00
	0.40	1.05
	0.40	1.10
	0.40	1.15
	0.40	1.20
	0.40	1.25
	0.40	1.30
	0.40	1.35
	0.50	1.00
	0.50	1.05
	0.50	1.10
	0.50	1.15
	0.50	1.20
	0.50	1.25
	0.50	1.30
	0.50	1.35
	0.70	1.00
	0.70	1.05
	0.70	1.10
	0.70	1.15
	0.70	1.20
	0.70	1.25
	0.70	1.30
<i>Combinaison 32</i>	0.70	1.35

REFERENCES

- [1] : Nations Unis, (1988), " Vulnérabilité des grandes villes aux catastrophes naturelles", Rapport.
- [2] : Pelissier. V, (2004), "Evaluation de stratégies pour la gestion du risque sismique du bâtiment", Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale De Lausanne en Suisse.
- [3] : Larousse. (2010), "Le petit Larousse " illustré en couleur. Paris: Larousse.
- [4] : Filiatrault, A.(1996), "Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures".
- [5] : YOUANCE Suze. (2010), " Une évaluation de la vulnérabilité sismique des églises du Québec", maîtrise, Ecole de technologie supérieure, Montréal.
- [6] : Marie, José Nollet. (2004), "Evaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants état des connaissances", Rapport Technique De L'êts
- [7] : Davidovici V. (1999), "La construction en zone sismique ", Le moniteur.
- [8] : Association Française de génie Parasismique. AFPS. (2005), "Vulnérabilité sismique du bâti existant : approche d'ensemble", document de travail, version 2.2, Paris, France.
- [9] : REMKI Mustapha. M. (2010), " développement d'une méthodologie d'étude de l'endommagement et de la vulnérabilité sismiques des bâtiments en maçonnerie (diagnostic et renforcement)", Thèse de magister, université des sciences et de la technologie « houari Boumediene » Algérie.
- [10] : Youssef BELMOUDEN.(2004), "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.
- [11] : Mehani Y. (2010), "analyse non linéaire de la vulnérabilité sismique des bâtiments stratégiques de la ville d'Alger", Thèse de doctorat, université des sciences et de la technologie « houari Boumediene » Algérie.
- [12] : Pelissier, V, et Badoux, M. (2003), " Vulnérabilité et risque sismique de la ville d'Aigle. 2ème partie : Estimation du risque sismique ". Lausanne : Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne en Suisse.
- [13] : A, W, Coburn. A, Pomonis, R., J., S., Spence . (2001), "Vulnerability and Risk Assessment".

- [14] : N. Akkas,(1997), "Thoughts on the Concepts of Seismic Hazards, Vulnerability" and 9th European Conference on Earthquake Engineering, Vol. 10 A, pp 77-86, Seismic Risk» Moscow.
- [15] : Echelle Macrosismique Européenne. (1998), Conseil de l'Europe, Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Volume 19.
- [16] : H. Sandi, (1990), " Vulnerability and Risk Analysis", Proceedings of the 9th European Conference on Earthquake Engineering, Volume – A- pp 88-107, Moscow.
- [17] : RISK-UE, (2003), An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different european towns, Projet Européen, EVK4-CT-2000-00014.
- [18] : Bensaibi, M. (2009), "Notes de cours", université Blida, institue génie civil, Algérie.
- [19] : Boukri, M. (2003), "Etude de la Vulnérabilité Sismique des Structures en Maçonnerie ", Thèse de Magister, université Blida, Algérie.
- [20] : Lucian CHIROIU. (2004), " Modélisation de dommages consécutifs aux séismes. Extension a d'autres risques naturels " Thèse de doctorat, université paris 7 – Denis Diderot. France.
- [21] : Applied Technology Council ATC.40, (1996), " ATC40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings ". California seismic safety commission.
- [22] : HAZUS. (1999), Direct physical damage general building stock, chapter 5, HAZUS99 Technical Manual.
- [23] : Belmouden Y., Lestuzzi P. (2006), "évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants en suisse",Rapport de Recherche, école polytechnique fédérale de Lausanne -EPFL-informatique et mécanique appliquées à la construction -IMAC-
- [24] : Capra A. & Davidovici V. (1984), "Calcul dynamique des structures en zone sismique ", Editions Eyrolles, 3ème Ed., Paris.
- [25] : Hamou.k. Ramdane. K. (2007)," Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode PUSHOVER". Article 7ème Colloque National AFPS, Ecole Centrale Paris
- [26] : Krawinkler.H. (1998), "Pros and cons of pushover analysis of seismic performance evaluation Engineering structures", Revue.

[27] : André PLUMIER. "Repense inélastique des structures au séisme. Construction en zone sismique ". Livre, Université de liège Belgique.

[28] : Federal Emergency Management Agency (2000), "FEMA 356, 2000 Prestandard and Commentary for the "seismic Rehabilitation of Buildings".

[29] : Eurocode8. Norme Européenne, (1998), " calcul des structures pour leur résistance aux séismes" Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.

[30] : Federal Emergency Management Agency " FEMA440,2009.

[31] : LE BEC Antoine (2009), " Effets du basculement des fondations superficielles sur le comportement sismique des murs de refend en béton armé" Maîtrise ès sciences appliquées, université de Montréal.

[32] : Mazonni, S., McKenna, F., & Fenves, G. L. (2005), Opensees command language manual: www.opensees.berkeley.edu.

[33] : Xuân Huy NGUYEN, (2006), " Vulnérabilité des structures en béton armé à voiles porteurs: expérimentation et modélisation ", Thèse de doctorat, institut national polytechnique de Grenoble, France.

[34] : McKenna, F., Fenves, G. L., & Scott, M. H. (2008), Open system for earthquake engineering simulation : OpenSees: Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), University of California, Berkeley - www.opensees.berkeley.edu.

[35] : Hemsas. M, (2010), " Modélisation par macro-éléments du comportement non-linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique" Thèse de doctorat, l'université bordeaux 1, France.

[36] : BAEL 91 (1992), " Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ", Eyrolles.

[37] : RPA (1999), Règlement Parasismique Algérienne (RPA 99 version 2003)