

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université de 8 Mai 1945 - Guelma -

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil et Hydraulique



Mémoire de fin d'études Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Thème :

**Risque et vulnérabilité sismique d'un bâtiment stratégique
à la ville de Guelma**

Encadré par :

Mr Benmarce Abdelaziz

Présenté par :

Sellaoui Nezha

Meguellatni Meryem

Juin 2013

Remerciements

Nous tenons tous d'abord à remercier dieu qui nous a donné le pouvoir et la volonté pendant 17ans consécutifs jusqu'à ce jour de fin d'études, tout en lui demandant de nous apporter d'avantage pour en continuer.

Ainsi, on tient à remercier Mr Benmarce Abdelaziz pour son encadrement, son orientation et ces efforts afin qu'on puisse mener à bien ce projet.

Nos sincères remerciements aux membres de jury de nous faire honneur de juger cet humble mémoire.

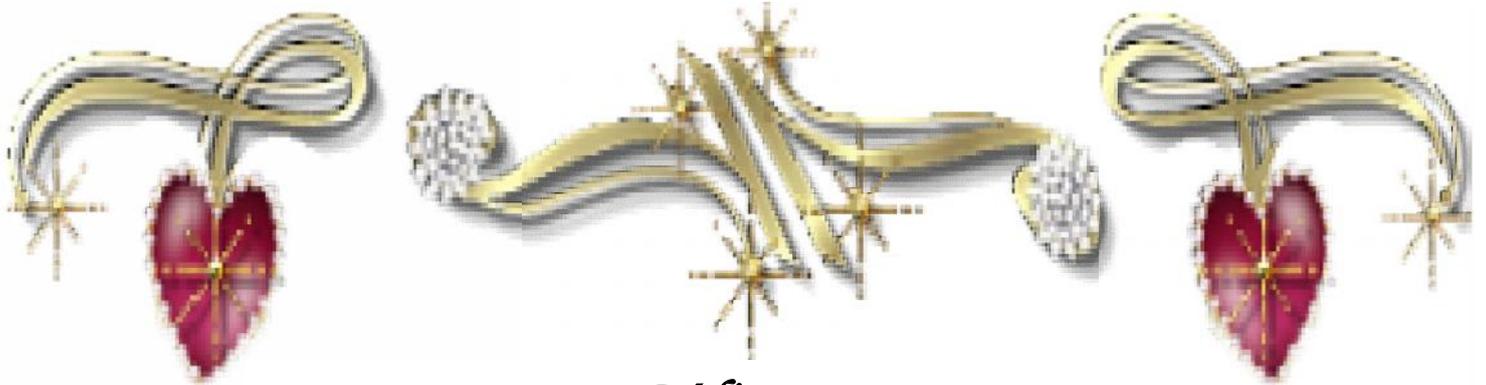
Un grand merci à Mr Athmani Alla, doctorant en deuxième année, d'Université Badji Moukhtar -Annaba- pour son aide et soutien dans les moments difficiles, c'est grâce à vous que nous avons appris beaucoup de choses.....

Nous adressons notre profonde gratitude à tous l'ensemble du corps professionnel et administratif du département Génie Civil ayant contribué à notre formation.

En fin, nos remerciements vont à nos familles et à nos amis et à tous ce qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Sellaoui Nezha

Meguellatni Meryem



Dédicaces

A tous ceux que j'aime, à tous ceux qui m'aiment, et surtout à tous ceux qui le méritent.

A la mémoire de mon père, Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous. Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation.

A celle qui m'a transmis la vie, l'amour, le courage, à toi chère maman toutes mes joies, mon amour et ma reconnaissance.

Tes prières m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études que dieu te garde pour moi Nchalah.....

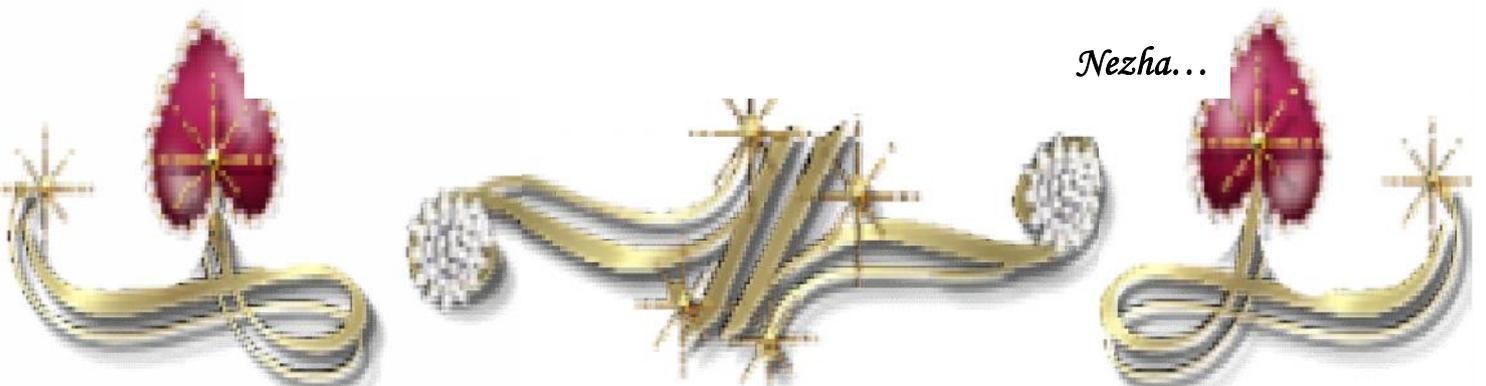
A mes sœurs chéries (Amina, Sameh, Kahloucha, et Dounia) Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite..

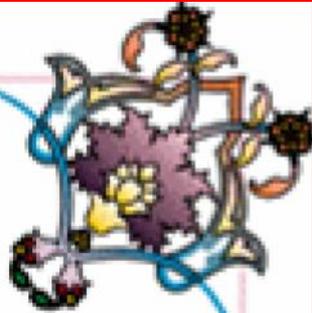
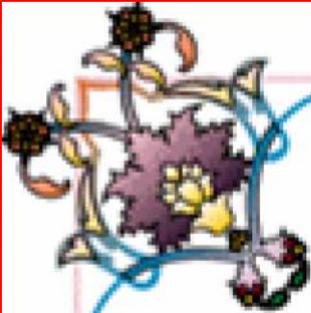
A tout les membres de la famille Sellaoui et Oumeddour (tantes, Oncles, cousins et cousines)

A tout mes chères copains et copines (Mira, Selma, Hakima, Amira, Mani, Mohammed) avec qui j'ai passée des moments inoubliables et qui m'ont toujours apporté soutien et consolation dans le besoin.

Sans oublier mes camarades de classe Master 2 Structure et à tout les étudiants du département de génie civil E7 que je connais.

Nezha...





Dédicace

Je dédie mon travail à ma famille et à mes amis.

Spécialement mes parents, dont les mots d'encouragements sonnent toujours dans les oreilles.

Mes frères :Abd Rehmane, Rafik et Fawzi et ces femmes :Sihem et Assia

Mes sœurs :Assia et Sabiha

Qui sont toujours là pour m'assister.

Et les fils de mes frères: Norahane, Dorsaf, Ilina, Ziyade, Takye Aldinne, Abd Selam, Sofaine et Beylasenne

Je dédie ce travail aussi à mes amis et à ma grande famille, pour leur assistance que j'apprécie toujours et qui m'a aidé à développer mes compétences.

Je dédie ce travail aussi à tous ceux qui m'ont assisté le long de mon chemin.

A mes amis :Imen, Sara, Fifi, Ilhem, Basema, Nasima, Djamel et Pipo ,Hamdi.

meryem



Résumé

L'évaluation de la vulnérabilité sismique d'une structure, a pour but d'estimer les dommages potentiels que subirait la structure, ainsi visant à vérifier sa performance pour un niveau de séisme donné. Tout ça se réalise par l'utilisation d'une méthode d'analyse simple, fiable et qui se rapproche du comportement réelle de la structure. Cette méthode est dite « Push-over ». C'est dans cette perspective que nous allons essayer d'évaluer la vulnérabilité sismique d'un bâtiment stratégique (Complexe Sanitaire-situé à la ville de Guelma-), par l'utilisation de l'analyse statique non linéaire « Push-over ».

Notre travail consiste dans un premier lieu à exposer une procédure qui permet d'évaluer la performance sismique d'une structure en portique auto-stable avec remplissage en maçonnerie, en utilisant la méthode d'analyse en poussé progressive « Push-over » basée sur l'approche en amortissement ATC40. En second lieu, la surveillance d'influence de changement de la zone sismique (coefficient A) sur la réponse de la structure (spectre de réponse), ainsi l'observation de formation des rotules plastiques dans les deux cas : zone de moyenne sismicité et zone de forte sismicité.

Pour valider notre méthode, nous avons considéré comme exemple d'application une structure régulière de dimensions (28.1mx28.1m), de hauteur(R+2), modéliser par logiciel SAP2000,v14.2.

Mots clés : Vulnérabilité, performance sismique, Méthode « Push-over », courbe de capacité, point de performance, rotules plastiques.

Abstract

The evaluation of the seismic vulnerability of a structure aims to estimate the potential damage that would suffer this structure and to check for its performance for a given level of earthquake. Everything is done by using a simple, reliable method of analysis and which approximates the actual behavior of the structure. This method is called «Push-over». It is in this perspective that we will try to evaluate the seismic vulnerability of a strategic building (Complex Health-located city Guelma) by the use of non-linear static analysis «Push-over».

Our work consists in the first place to expose a procedure for evaluating the seismic performance of by using the nonlinear static method “Push-over”, proposed by the American code ATC 40. In the second place, monitoring influence change the seismic area (factor A) on the structural response (response spectrum), and the observation of training plastic hinges in two cases: area medium seismicity and area of high seismicity.

To validate our method, we considered as application example, a regular structure with dimensions of (28.1m x 28.1m), height (R+2), modeled by «SAP2000, v14.2» software.

Key words: Vulnerability, seismic performance, push-over method, capacity curve, performance point, plastic hinges.

ملخص

تقييم هشاشة هيكل زلزال هو تقدير محتمل للضرر الذي قد يلحق به، و كذلك التحقق من أدائه لمستوى معين من الزلزال، كل هذا يتحقق باستخدام طريقة تحليل بسيطة و موثوق بها و التي تقرب لنا السلوك الحقيقي للهيكل لحظة الزلزال ألا و هي طريقة "Push-over" أي " الدفع حتى الإنهيار". إنطلاقاً من هذا المنظور سنحاول تقييم هشاشة (ضعف) مبنى استراتيجي "عيادة مختصة في طب النساء و التوليد" باستخدام أسلوب ثابت - غير خطي و هو "الدفع حتى الإنهيار".

بداية ركزنا على عرض إجراء لتقييم الأداء الزلزالي لهيكل قائم و ذلك باستخدام طريقة التحليل بالدفع حتى الإنهيار التي تستند على نهج 40 ATC ، بعد ذلك قمنا بمراقبة تأثير (معامل تسارع الأرض A) على الإستجابة الهيكلية (طيف الإستجابة) و أيضاً مراقبة تشكل المفصلات البلاستكية في كلتا الحالتين: حالة منطقة زلزالية متوسطة و حالة منطقة زلزالية قوية.

للتحقق من صحة الطريقة المستعملة أخذنا على سبيل المثال هيكل ذو أبعاد منتظمة (28,1m*28,1m) و ارتفاع (طابق أرضي+2)، مصمم ببرنامج "SAP2000".

كلمات البحث : هشاشة ، الأداء الزلزالي، طريقة "الدفع حتى الإنهيار"، منحنى القدرة ، نقطة الأداء، مفصلات بلاستكية.

Sommaire

Sommaire.....	I
Liste des figures.....	V
Liste des tableaux.....	IX
Introduction Générale.....	1

Chapitre I : Généralités et Problématique

I.1- Généralités.....	3
I.1.1- Notion de séisme.....	3
I.1.1.1- Mesure des séismes.....	5
I.1.1.1.a- Magnitude.....	5
I.1.1.1.b- Intensité.....	6
I.1.1.2- Failles.....	7
I.1.1.2.a- Types des failles.....	7
I.1.1.2.b- Classification des failles.....	8
I.1.1.3- Classification des séismes.....	9
I.1.2- Le risque sismique.....	9
I.1.2.1- Aléa sismique.....	10
I.1.2.1.a- Aléa déterministe.....	10
I.1.2.1.b- Aléa probabiliste.....	10
I.1.2.2- Enjeux.....	11
I.1.2.3- La vulnérabilité des Enjeux.....	11
I.2- Problématique.....	11
I.2.1- Problème de la réglementation.....	11

I.2.1.1- Expérience algérienne avec les séismes jusqu'à 2003.....	11
I.2.1.2- Comparaison entre EC 8 et RPA99/Version 2003.....	19
I.2.2- Problème de la zone d'étude.....	21
I.2.2.a- L'aspect géologique, topographie et géotechnique.....	21
I.2.2.b- L'aspect sismique et les périodes de retours.....	23
1- Sismicité historique.....	23
2- Les failles de la région d'étude.....	25
3- Estimation de l'aléa sismique de la zone d'étude.....	29
I.3- Conclusion.....	33

Chapitre II : Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique

II.1- Introduction.....	34
II.2- Méthodes disponibles pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique.....	34
II.2.1- Méthode suivant les échelles d'analyse.....	34
II.2.2- Méthode suivant l'approche d'analyse.....	35
II.2.2.a- Méthodes probabilistes.....	36
II.2.2.b- Méthodes déterministes.....	40
II.3- Choix d'une méthode d'évaluation de la vulnérabilité.....	42
II.3.1- Méthodes déterministe applicable à l'échelle bâtiment.....	43
II.3.1.a- La méthode RISK-UE Niveau 1.....	43
II.3.1.b- La Méthode GNDT.....	46
II.4- Conclusion.....	48

Chapitre III : Les méthodes déterministe basées sur la performance

III.1-Introduction	49
III.2- La méthode d'analyse en poussée progressive « Push-over ».....	50
III.2.1- Définition de l'analyse « Push-over ».....	50
III.2.2- Distribution des charges latérales.....	51
III.2.3- Hypothèse de l'analyse « Push-over ».....	51
III.2.4- But de l'analyse « Push-over ».....	52
III.2.5- Principe de l'analyse « Push-over ».....	53
III.2.5.1- Courbe de capacité.....	53
III.2.5.2- Point de performance.....	54
III.3- Push-over en ductilité (ED 8).....	55
III.4- Push-over en amortissement (Méthode de capacité spectrale ATC40).....	62
III.5- Conclusion	67

Chapitre IV : Etude d'un bâtiment stratégique

IV.1- Introduction	68
IV.2- Présentation de l'ouvrage.....	68
IV.2.1- Description du bâtiment d'étude [B1].....	69
IV.2.2- Caractéristiques de la structure.....	70
IV.3- Expertise de l'ouvrage.....	71
IV.3.1-Dommage subit par l'ouvrage.....	71
IV.3.2- Données du site.....	71
IV.3.3- Fondation.....	72
IV.3.4- Détails de réalisation.....	72
IV.3.4.1- Hypothèses de calcul.....	72
IV.3.4.2- Descente des charges (DTR B.C.2-2).....	73

IV.3.4.2.1- Charge permanentes.....	73
IV.3.4.2.2- Charges d'exploitation.....	75
IV.3.4.2.3- Charge accidentelle (force sismique).....	82
IV.4- Analyse linéaire statique et dynamique.....	82
IV.4.1- L'analyse dynamique modale.....	83
IV.4.2- L'analyse statique équivalente.....	84
IV.5. Conclusion.....	86

Chapitre V : Modélisation Numérique

V.1- Introduction.....	87
V.2- Notions des rotules plastiques.....	87
V.3- Les étapes à suivre dans la modélisation par "SAP2000".....	90
V.4- Résultat de l'analyse « Push-over ».....	91
V.5- Conclusion.....	100
Conclusion Générale.....	101

Liste des Figures

Chapitre I : Généralité et Problématique

Figure I.1. Répartition de la tectonique des plaques.....3

Figure I.2. Les Ondes de volume.....4

Figure I.3. Ondes de surface.....5

Figure I.4. Quelques séismes majeurs et leur magnitude suivant l’Echelle de Richter.....6

Figure I.5. Principaux Types de failles.....8

Figure I.6. Les frontières convergentes concentrent les trois catégories de séismes.....9

Figure I.7. Paramètre influençant le risque sismique.....10

Figure I.8. Triptyque du risque.....10

Figure I.9. Toutes les catégories de la défaillance des structures causées par un séisme.....12

Figure I.10. Effondrement de bâtiments auto-stables avec remplissages en maçonnerie due a des déplacements important.....13

Figure I.11. Eclatement de la zone nodale due à la poussé diagonale de la maçonnerie.....13

Figure I.12. Poussée diagonale de la maçonnerie au niveau de la zone nodale.....14

Figure I.13. Rupture des nœuds par arrachement des armatures longitudinales.....14

Figure I.14. Dégâts occasionnés dans des structures auto-stables en phase de réalisation.....15

Figure I.15. Plastification des poteaux avant les poutres.....15

Figure I.16. Cisaillement des poteaux courts.....15

Figure I.17. Effondrement de la structure sur le RDC.....16

Figure I.18. Endommagement par un ouvrage voisin Boumérdes 2003 suite à une erreur de conception..... 16

Figure I.19. Effondrement partiel d’un bâtiment faute de mauvaise conception.....17

Figure I.20. Fissuration des nœuds suite à l'absence du ferrailage transversal dans les nœuds.....	17
Figure I.21. Effondrement de bâtiment par manque de contreventement longitudinal.....	18
Figure I.22. Mal façons constatées séisme de Boumerdes (2003).....	18
Figure I.23. Le phénomène de liquéfaction séisme de Boumerdes 2003.....	19
Figure I.24. Spectres de conception élastique définie dans EC8 et RPA99/2003.....	20
Figure I.25. Spectres de calcul inélastique pour les types de sol défini dans EC 8 et RPA99/2003.....	21
Figure I.26. Carte Géotechnique de la ville de Guelma indique les différentes catégories des sites d'urbanisation.....	23
Figure I.27. Carte de sismicité historique de la région d'étude	24
Figure I.28. Carte sismo-tectonique de la zone de Guelma (localisation des failles).....	28
Figure I.29. Carte des iso-accélérations du secteur d'étude pour une période de retour de 200ans.....	29
Figure I.30. Carte des iso-accélérations du secteur d'étude pour une période de retour de 500ans.....	30
Figure I.31. Carte de zonage sismique du territoire National (RPA99/2003).....	31
Figure I.32. Carte de zonage sismique du territoire National (RPA99/2003).....	32

Chapitre II : Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique

Figure II.1. Méthodes d'analyse de la vulnérabilité sismique.....	35
Figure II.2. Exemple de fonction de probabilité d'endommagement.....	36
Figure II.3. Matrice de probabilité de dommage pour chaque élément de la typologie italienne.....	37
Figure II.4. Schéma de la méthodologie d'estimation d'indice de vulnérabilité selon méthode RISK-UE.....	44

Chapitre III : Les méthodes déterministes basées sur la performance

Figure III.1. Signification physique de la courbe de capacité (Push over) d'une structure.....	50
Figure III.2. Distribution des forces horizontales associées à diverses déformées élasto-plastique de la structure.....	51
Figure III.3. Hypothèse de l'analyse Push over.....	51
Figure III.4. Endommagement correspond à la méthode Push-over.....	54
Figure III.5. Transformation du spectre élastique (S_{ae-T}) au format ($S_{ae-S_{de}}$).....	56
Figure III.6. Détermination du spectre non-linéaire pour différentes valeurs de ductilités.....	57
Figure III.7. Caractéristiques du système équivalent à un seul degré de liberté.....	58
Figure III.8. Courbe de capacité du système équivalent à un seul degré de liberté.....	59
Figure III.9. Idéalisations bi linéaires de la courbe de capacité du système équivalent.....	60
Figure III.10. Détermination du déplacement du système équivalent.....	60
Figure III.11. Spectre élastique et inélastique et le diagramme de capacité.....	61
Figure III.12. Déplacement au sommet des structures.....	62
Figure III.13. Différents éléments de la méthode par capacité spectrale (ATC40).....	62
Figure III.14. Idéalisations bi-linéaires de la courbe de capacité.....	65
Figure III.15. Schématisation de l'énergie dissipée par la structure.....	66
Figure III.16. Représentation d'une famille de spectres réduits par amortissement.....	67

Chapitre IV : Etude d'un bâtiment stratégique

Figure IV.1. Plan de masse du complexe sanitaire mère et enfant(Guelma)	69
Figure IV.2. Vue en plan bloc [B1].....	70
Figure IV.3. Profile type du sol de fondation.....	72
Figure IV.4. Chargement Portique (1) Transversal et (A) Longitudinal.....	76

Figure IV.5. Chargement Portique (2) Transversal et (B) Longitudinal.....77

Figure IV.6. Chargement Portique (3) Transversal et (C) Longitudinal.....79

Figure IV.7. Chargement Portique (4) Transversal et (D) Longitudinal.....80

Figure IV.8. Chargement Portique (5) Transversal et (E) Longitudinal.....81

Figure IV.9. Vue 3D du bloc après modélisation.....83

Chapitre V : Modélisation Numérique

Figure V.1 Dommages d'un bâtiment par flexion dans les zones critiques des poteaux.....88

Figure V.2. Rotule de la FEMA 356.....89

Figure V.3. Représentation du niveau de performance sur la courbe de capacité.....89

Figure V.4. Vue 3D du bâtiment [B1].....91

Figure V.5. Effort tranchant à la base en fonction du déplacement (courbe Push-over).....92

Figure V.6. Courbe vulnérabilité (capacité-demande) pour zone de moyenne sismicité.....93

Figure V.7. Courbe vulnérabilité (capacité-demande) pour zone de forte sismicité.....93

Figure V.8. Distribution des rotules plastique (niveau de performance LS).....94

Figure V.9. Distribution des rotules plastique (niveau de performance C).....95

Figure V.10. Effort tranchant à la base en fonction du déplacement (courbe Push-over).....96

Figure V.11. Courbe vulnérabilité (capacité-demande) pour zone de moyenne sismicité.....97

Figure V.12. Courbe vulnérabilité (capacité-demande) pour zone de forte sismicité.....97

Figure V.13. Distribution des rotules plastique (niveau de performance LS).....98

Figure V.14. Distribution des rotules plastiques (niveau de performance C).....99

Liste des Tableaux

Tableau I.1. Les séismes les plus destructeurs en Algérie.....	11
Tableau I.2. Types de sol défini dans EC8 et RPA99/2003.....	19
Tableau I.3. Catalogue des séismes de la région de Guelma pour la période de 1850 à 2000.....	25
Tableau I.4. Les failles actives ou probablement actives dans la région de Guelma.....	27
Tableau II.1. Les différentes échelles d'analyse de la vulnérabilité et leur applicabilité.....	35
Tableau II.2. Typologie de l'échelle européenne macrosismique EMS98 et classes de vulnérabilité associée.....	38
Tableau II.3. Echelle de dommage EMS98 accompagné de classe et degré de dommage.....	39
Tableau II.4. Classification selon le temps et la difficulté de calcul.....	42
Tableau II.5. Classification selon l'application.....	42
Tableau II.6. Indice V_1^* fonction de la typologie du bâtiment-méthode RISK-UE.....	45
Tableau II.7. Valeurs des facteurs V_m pour les bâtiments en béton armé-méthode RISK-UE.....	45
Tableau II.8. Paramètres de vulnérabilité de la méthode GNDT Niveau 2 pour les constructions en béton armé.....	47
Tableau III.1. Type de comportement structurel.....	66
Tableau III.2. Détermination de l'amortissement effectif de la structure.....	67
Tableau IV.1. Caractéristique du bâtiment.....	71
Tableau IV.2. Facteur de participation massique.....	83

Tableau V.1. Valeurs du coefficient C_A selon l'ATC40.....	91
Tableau V.2. Valeurs du coefficient C_V selon l'ATC40.....	92
Tableau V.3. Comparaison des résultats.....	96
Tableau V.4. Comparaison des résultats.....	100

Introduction Générale

Lorsque des séismes ont frappés un pays au long des périodes passées ils continueront à se manifester dans l'avenir. C'est le cas de notre pays.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée aux séismes du fait de sa situation géographique. De ce fait il sera demandé de doubler nos efforts sur une meilleure connaissance du séisme et sur le développement et le perfectionnement des règles de protection à prendre lors de la réalisation de divers ouvrages et plus particulièrement les constructions neuves qui doivent apporter le maximum de sécurité, et faire face à la crise. Il faut penser à la sauvegarde des vies humaines, à la protection des équipements et infrastructures importants du public tels que : les hôpitaux, la protection civile, centrales électriques, réseau vitaux, ...etc.

Dans le génie parasismique, la connaissance de différents paramètres, pour la conception et la réalisation de tout ouvrage rationnel résistant aux séismes, est basée en premier lieu de connaître le comportement dynamique de cet ouvrage lors d'un séisme majeur.

Pour résoudre ce problème dynamique, L'expérience acquise dans plusieurs pays du monde dans la protection de constructions lors de ces séismes a mené au développement de différentes méthodes d'analyse. Parmi ces méthodes ATC40, qui utilise l'analyse statique non-linéaire « Push-over ».

Cette analyse est un moyen relativement simple pour explorer la conception d'une structure. Elle consiste à pousser un modèle mathématique d'une structure en imposant un déplacement ou un effort dans le but de prévoir la séquence de l'endommagement dans le domaine inélastique et pour détecter les liens faibles de la structure.

L'objet de cette étude est l'application de l'analyse statique non linéaire afin d'évaluer les performances sismique d'une structure.

Ce mémoire est composé d'un résumé suivi de six chapitres présentés comme suit :

Chapitre I : Ce chapitre est composé de deux parties la première est une généralité consacré à l'état des connaissances sur le séisme et le risque sismique, tandis que dans la deuxième partie nous avons créé une problématique lié à plusieurs imperfections (le règlement parasismique algérien et la zone de notre étude).

Chapitre II : Qui concerne les méthodes disponibles d'évaluation de la vulnérabilité sismique selon l'échelle urbain et bâtiment, Ces méthodes proviennent principalement d'Europe et d'Amérique, notamment de l'Italie, de la Suisse, de la France et de l'USA.

Chapitre III : Une présentation détaillée d'une méthode basée sur le principe de performance sismique. Cette méthode dite "méthode de capacité spectrale", consiste à effectuer une corrélation entre la courbe de capacité issue d'une analyse statique non linéaire "Push-over" basé sur les approches d'ATC40 et EC8, et le spectre de demande.

Les bases théoriques nécessaires pour la détermination des spectres de demande et de capacité sont définies dans ce chapitre.

Chapitre IV : Une étude détaillée d'un bâtiment ayant une importance vitale par une méthode statique et une méthode dynamique linéaire considéré par le règlement parasismique algérien RPA99/2003, après la description de ces éléments et la détermination des charges et surcharges qui le reçoivent. Le bâtiment est modélisé par logiciel « **Robot-Structural Analysis Professional** ».

Chapitre V : Dans ce chapitre nous exposons les étapes qui permet d'effectuer l'analyse "Push-over" en utilisant le logiciel de calcul non linéaire "SAP2000", pour but de déterminer la performance d'un bâtiment neuf calculer par RPA99/2003 pour deux cas de zone (moyenne et forte sismicité) ainsi l'observation de formation des rotules plastique, finissant par une présentation des résultats menant à une conclusion générale.

Chapitre I : Généralités et Problématique

Sommaire

I.1- Généralités

I.1.1- Notion de séisme

I.1.1.1- Mesure des séismes

I.1.1.1.a- Magnitude

I.1.1.1.b- Intensité

I.1.1.2- Faille

I.1.1.2.a- Types des failles

I.1.1.2.b- Classification des failles

I.1.1.3- Classification des séismes

I.1.2- Le risque sismique

I.1.2.1- Aléa sismique

I.1.2.1.a- Aléa déterministe

I.1.2.1.b- Aléa probabiliste

I.1.2.2- Enjeux

I.1.2.3- La vulnérabilité des Enjeux

I.2- Problématique

I.2.1- Problème de la réglementation

I.2.1.1- Expérience algérienne avec les séismes jusqu'à 2003

I.2.1.2- Comparaison entre EC 8 et RPA99/Version 2003

I.2.2- Problème de la zone d'étude

I.2.2.a- L'aspect géologique, topographie et géotechnique

I.2.2.b- L'aspect sismique et les périodes de retours

1- Sismicité historique

2- Les failles de la région d'étude

3- Estimation de l'aléa sismique de la zone d'étude

I.3- Conclusion

Chapitre I

Généralités et Problématique

I.1- Généralités

I.1.1-Notion de séisme

Le séisme est un phénomène naturel, le plus impressionnant et le plus ravageur en raison des bilans de dommages, aussi bien humains que matériels, pouvant être enregistrés après un sinistre.

Ce phénomène lié à l'existence de mouvements tectoniques continuellement en action qui soulèvent des chaînes de montagnes et creusent des tranchées océaniques à la surface de la terre.

Ces mouvements affectent une quinzaine de plaques et engendrent des contraintes sur les lignes de contact des plaques. Lorsque ces contraintes deviennent trop élevées et supérieures à la résistance au frottement, une libération brusque d'énergie créant des failles sur la surface. On nomme foyer le lieu dans le plan de faille où se produit réellement le séisme, alors que l'épicentre désigne le point à la surface terrestre à la verticale du foyer [25].

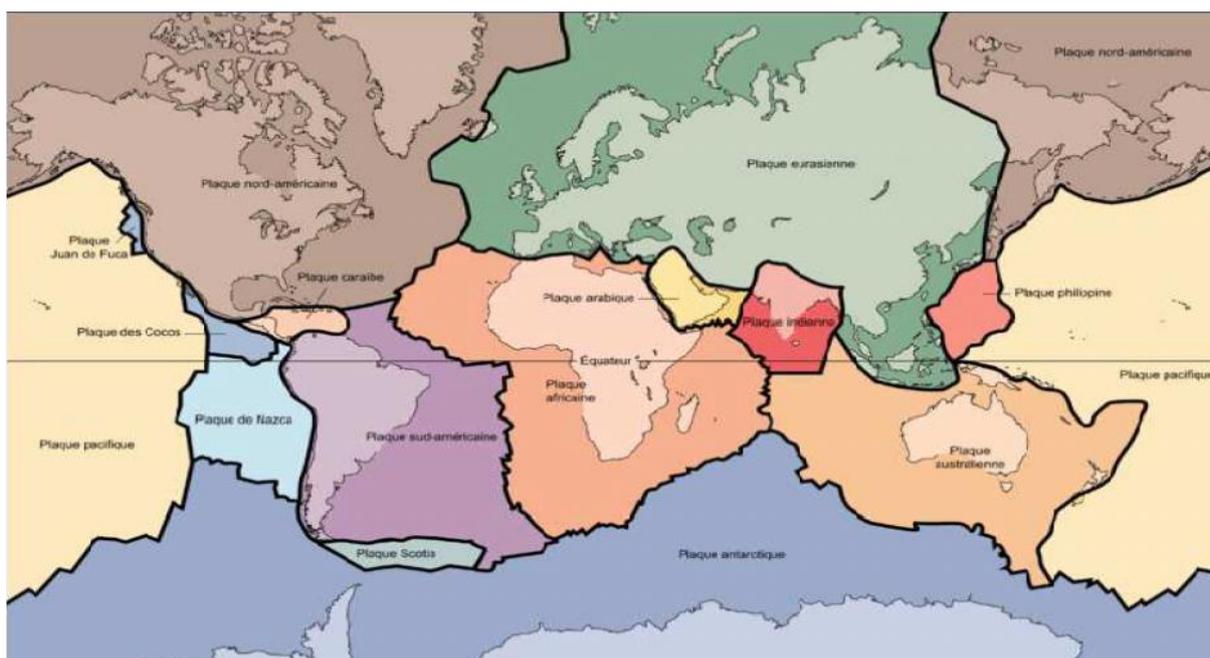


Figure I.1. Répartition de la tectonique des plaques

La secousse sismique se propage dans le sol sous forme d'ondes sismiques de compression ou de cisaillement. Ces ondes sont des ondes élastiques qui peuvent traverser un milieu sans le modifier.

Il existe deux types d'ondes sismiques : les ondes de volume et les ondes de surface [19].

1- Les ondes de volume

Sont des ondes prenant naissance au niveau du foyer et se propagent sous deux formes.

➤ Les ondes P (Primaires)

Sont des ondes qui se propagent par dilatation-compression (dans le sens longitudinal) et dans tous les états de la matière, ces ondes induisant ainsi un mouvement vertical dans les constructions.

Leur vitesse de propagation varie de 6 à 8 km/h et peut atteindre jusqu'à 14 km/h.

➤ Les ondes S (Secondaires)

Sont des ondes de cisaillement (ou transversales) qui ne se propagent que dans les solides. A leur passage, le mouvement du sol s'effectue perpendiculairement au sens de propagation de l'onde. Elles introduisent un mouvement horizontal dans les ouvrages.

Leur vitesse de propagation est plus lente que celle des ondes P et est d'ordre de 3 à 5 km/h.

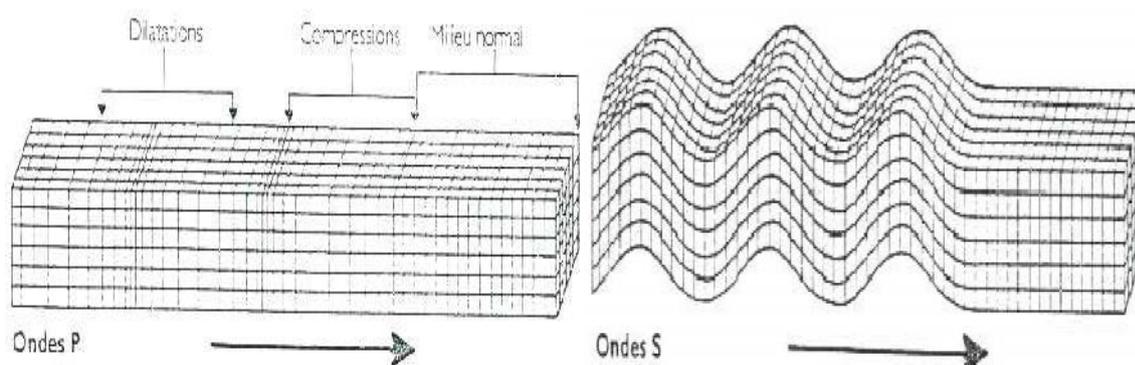


Figure I.2. Les Ondes de volume

2- Les ondes de surface

Les ondes de surface ne sont pas créées au foyer comme les ondes de volume. En fait, lorsque les ondes de volume sont réfléchies sur les différentes discontinuités du globe, celles-ci sont modifiées et deviennent des ondes de surface. Ces ondes ont la particularité de ne se propager que dans la croûte et le manteau supérieur. Les deux types les plus connus sont :

➤ **Les ondes de Love**

Sont des ondes pour lesquelles les points du sol se déplacent dans un plan tangent à la surface et perpendiculairement à la direction de propagation. Leur mouvement (lacet) n'engendre que des contraintes de cisaillement provoquent un ébranlement horizontal qui est la cause de nombreux dégâts aux fondations des édifices.

➤ **Les ondes de Rayleigh**

Sont des ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan verticale de propagation et dans le sens rétrograde. Ce mouvement (roulis) est semblable au mouvement de la houle et entraîne des compressions (ou des tractions) ainsi que des cisaillements dans le sol [12].

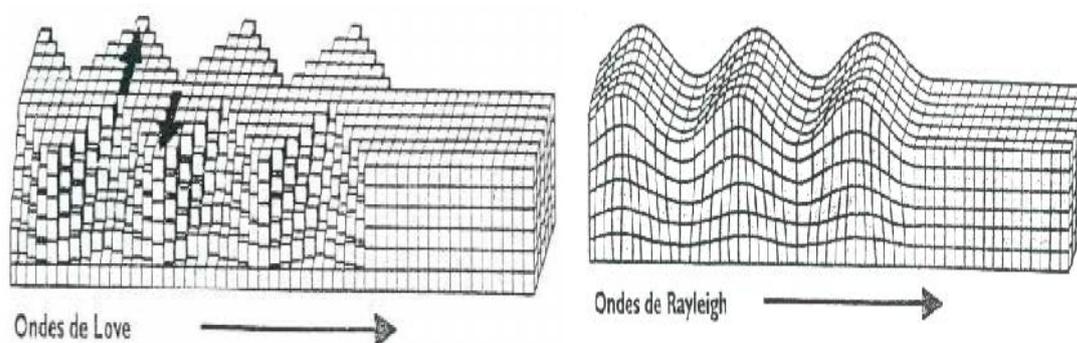


Figure I.3. Ondes de surface

I.1.1.1- Mesure des séismes

C'est en 1925 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 : la magnitude et l'intensité.

I.1.1.1.1- Magnitude

La notion magnitude a été introduite en 1935 par le sismologue américain Richter. Elle caractérise l'énergie libérée par la rupture de la faille dans la zone épicerale.

En pratique, la magnitude d'une secousse sismique est déterminée d'après les enregistrements des mouvements du sol effectués en un certain nombre de points d'observations situées à des distances quelconques de l'épicentre [49].

La notion de magnitude est incomparablement supérieure à celle d'intensité : pour un même tremblement de terre, il y a de très nombreuses intensités, mais il n'existe qu'une seule magnitude ; contrairement à l'intensité qui apparaît comme limite supérieurement par définition au degré XII (échelle MSK nommé aussi EMS).

La magnitude n'est pas une échelle en degrés mais une fonction continue, qui peut être négative ou positive et en principe n'a pas de limites, elle peut atteindre théoriquement n'importe quel valeurs. En réalité sa valeur minimale est liée à la sensibilité du sismographe.

Le séisme de plus grande magnitude connu au cours de ce siècle est celui du **Chili en 1960, de magnitude 9.5** ; la zone de rupture de la faille a atteint plus de 1000 Km de long. C'est à cause de cette limite qu'on entend parfois parler des 9 degrés de l'échelle de Richter [54].

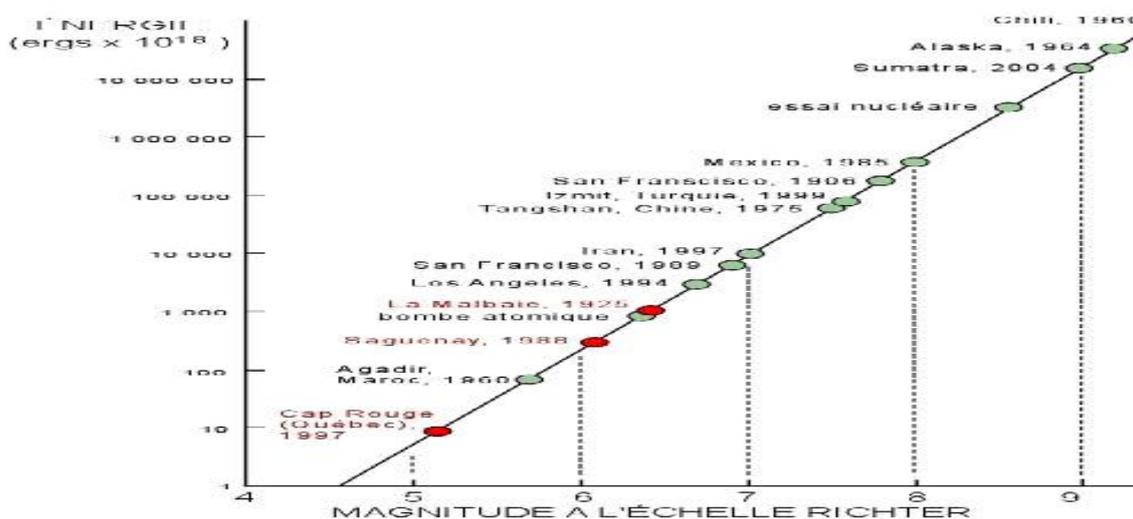


Figure I.4. Quelques séismes majeurs et leur magnitude suivant l'Echelle de Richter [55]

I.1.1.1.2- Intensité

Vers la fin du XIXe siècle, les sismologues ont cherchés à décrire les séismes en définissant des caractéristiques physiques chiffrables applicables à tous les tremblements de terre. C'est ainsi qu'on a vu naître une notion - encore empirique - d'intensité macrosismique, déterminée suivant les réactions humaines et les conséquences dommageables ou non sur les constructions et sur l'environnement en un endroit donné.

C'est donc une caractéristique essentiellement variable d'un lieu à un autre ; maximale dans la région de l'épicentre, elle décroît régulièrement, sauf singularité, au fur et à mesure que l'on s'éloigne de ce point.

L'évaluation de l'intensité d'un séisme sur une échelle d'intensité ne se réfère pas aux mesures des mouvements du sol par des instrumentales, mais dépend des observations des effets produits dans la zone macrosismique. Ces estimations subjectives sont utiles pour évaluer l'importance de tremblement de terre lorsque des enregistrements ne sont pas disponibles ; ainsi, à partir de l'examen des effets observés, on peut réaliser des cartes des isoséistes et préciser la position de l'épicentre [19] & [53].

Selon les spécificités des régions, plusieurs échelles de mesure de l'intensité ont été développées :

- L'échelle Rossi-Forel (aussi notée RF) ;
- L'échelle Medvedev-Sponheuer-Karnik (aussi notée MSK) ;
- L'échelle de Mercalli (notée MM dans sa version modifiée) ;
- L'échelle de Shindo de l'agence météorologique japonaise ;
- L'échelle macrosismique européenne (aussi notée EMS98).

Il convient de noter qu'à partir du degré d'intensité (V), les trois échelles, MSK, MMI et EMS sont équivalentes. La comparaison entre les données et éventuellement l'adaptation des modèles sont alors possibles [11].

I.1.1.2- Failles

La faille constitue une cassure de terrains géologiques suivie d'un mouvement relatif des parties séparées. En pratique, ce terme désigne le plus souvent des accidents verticaux, ou à pendage fort et n'impliquant pas de recouvrement important (Chevauchement). La longueur des failles peut varier de quelques mètres à plusieurs dizaines ou centaines de kilomètres. La valeur du déplacement (le rejet) est variable selon les points pour une même faille, et peut se situer entre le décimètre et plusieurs kilomètres verticalement, plusieurs dizaines de kilomètres horizontalement [5].

I.1.1.2.1- Types des failles

- **Les failles normales** (failles directe, de distension), le rejet horizontal transversal correspondant à une distension. Ces failles se caractérisant par la séparation partielle des deux compartiments qui sont soumis à des forces d'étirements s'écartent l'un de l'autre ce qui provoque l'effondrement de l'un des blocs.

- **Les failles inverses ou chevauchantes** (failles de compression), où le rejet horizontal transversal correspond à un raccourcissement (il y a alors chevauchement du compartiment situé au dessus du plan de faille sur l'autre compartiment), ces failles qu'on appelle également chevauchantes. A l'inverse du cas précédent, les deux blocs sont poussés l'un vers l'autre par des forces de compression.
- **Les failles décrochantes**, ou tout simplement décrochement. Un tel évènement provoque le coulissage horizontal des deux blocs séparés en sens contraire de part et d'autre du plan de faille [5].

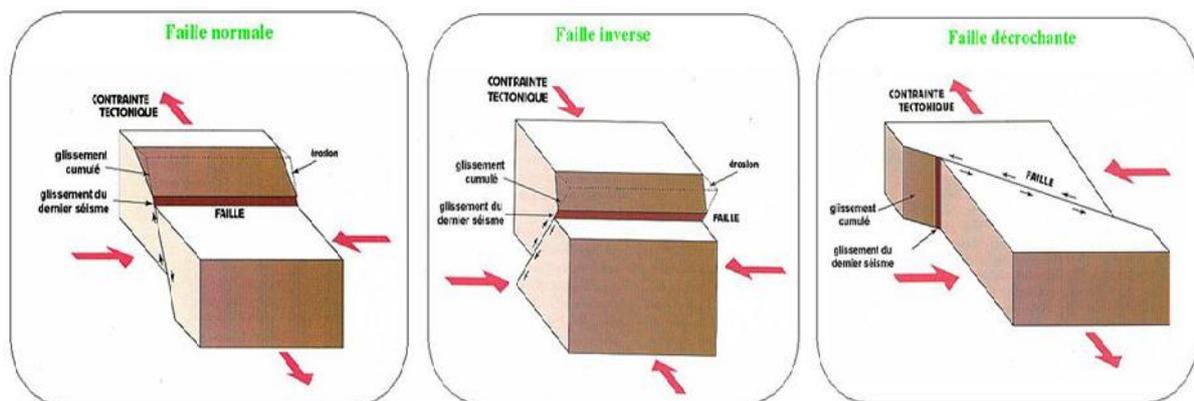


Figure I.5. Principaux Types de failles [55]

I.1.1.2.2- Classification des failles

Les failles sont classées également comme suit :

➤ *Faïlle active*

C'est une faille qui a joué pendant le régime sismo-tectonique actuel et par conséquent rejouera de nouveau dans le futur.

La majorité des séismes à l'échelle locale se produisent fort probablement le long des failles déjà existantes, car les forces tectoniques ne sont probablement pas assez importantes pour donner naissance à des nouvelles failles. Mais ces forces sont plutôt capables de réactiver des failles déjà existantes, soit le long des zones de faiblesse de la croûte terrestre [31].

➤ *Faïlle non active*

Cette définition est relative aux failles ayant joué durant une période mais présente un caractère d'inactivité dans le régime sismo-tectonique actuel.

I.1.1.3- Classification des séismes

Le foyer ou l'hypocentre est le lieu qui constitue l'origine de l'ébranlement des roches. Selon la profondeur des foyers on classe les séismes en :

- Superficiels ou normaux (profondeur < 70 km) ; sont situées aux frontières de plaques divergentes et frontières de plaque convergentes (fosses océaniques).
- Intermédiaires (70 km < profondeur < 350 km) ; sont situées aux frontières de plaques convergentes.
- Profonds (350 km < profondeur < 700 km) ; sont situées aux frontières de plaques convergentes [55].

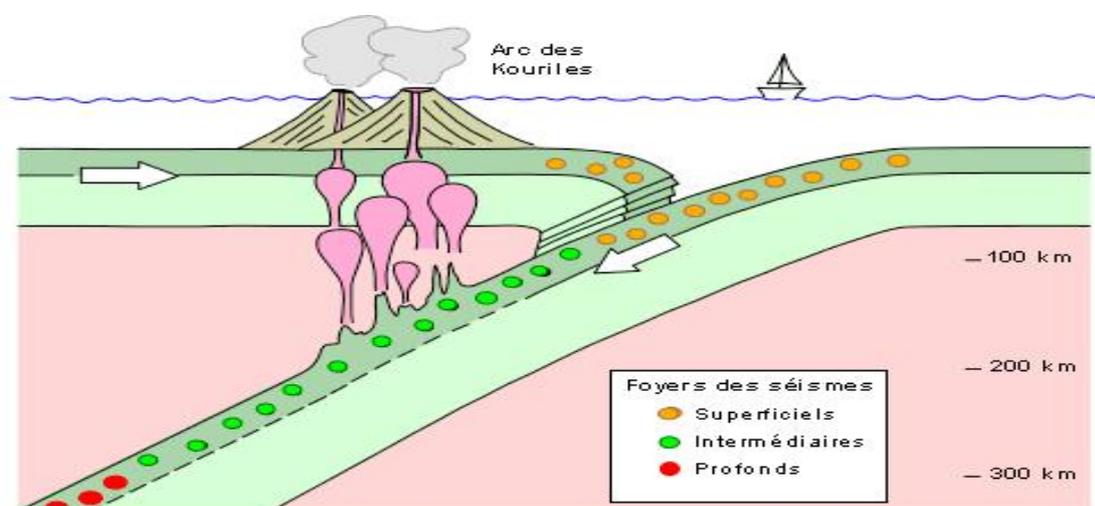


Figure I.6. Les frontières convergentes concentrent les trois catégories de séismes

I.1.2- Le risque sismique

Plusieurs définitions ont été données à ce terme variant d'un auteur à un autre, selon V. Davidovici ; le risque sismique représente le degré de pertes, de destructions ou de dégâts au cours d'une période de référence (en général un an) dans une région considérée.

Il est proportionnel au nombre de vies humaines et à la valeur des biens exposés et dépend donc de l'étendue de cette région. C'est pourquoi dans un désert parfait, le risque est nul quelque soit la sismicité.

Selon le professeur André Filiatrault ; le risque sismique peut être exprimé comme étant le produit de trois paramètres qui sont [33] :

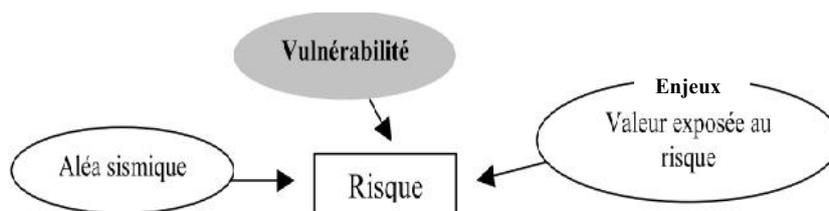


Figure I.7. Paramètre influençant le risque sismique

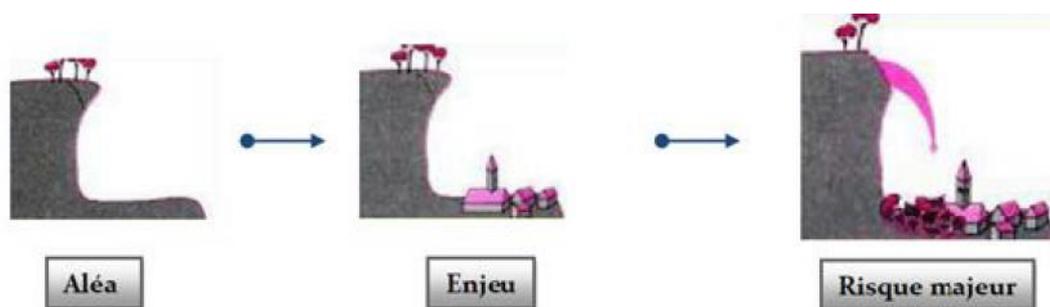


Figure I.8. Triptyque du risque

I.1.2.1- 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 (macro-sismicité) ou locale (micro-sismicité). En d'autres termes, l'aléa sismique représente la probabilité qu'une valeur maximale d'accélération au sol survienne sur une période de référence donné [16]. Pour caractériser l'activité de l'aléa sismique local ou bien régional deux approches ont été déterminé :

1- **Approche déterministe (DSHA – Deterministic Seismic Hazard Analysis) :** Qui s'appuie sur la sismicité historique, prenant des séismes historiques majeurs comme référence a une accélération du site maximal (PGA), pour définir quels pourraient être les séismes peuvent affecter la zone d'étude. Il n'y a pas dans cette approche de notion de période de retour [52].

2- **Approche probabiliste (PSHA – Probabilistic Seismic Hazard Analysis) :** Qui associe, à partir des fichiers complets de sismicité historique et instrumentale (approche déterministe), ainsi ; des données sismo-tectonique, une accélération du sol à une période de retour en tout point du territoire [52].

I.1.2.2- Enjeux

La valeur de tous les éléments tels que Population, constructions, ouvrages de génie civil, activités économiques, services et infrastructures publiques....etc, exposés à un aléa sismique [35].

I.1.2.3- La vulnérabilité des enjeux

La vulnérabilité caractérise la capacité d'un enjeu à résister à un séisme donné, elle s'applique à une construction, à un groupe ou catégorie de constructions, est représentée le dommage relatif, variant de zéro (0) pour un dommage nul, à un (1) pour la destruction totale de l'édifice. La vulnérabilité dépend des caractéristiques physiques et géométriques des bâtiments [24].

I.2- Problématique

I.2.1- Problème de la réglementation

I.2.1.1- Expérience Algérienne avec les séismes jusqu'à 2003

L'Algérie a été soumise à des actions sismiques violentes qui ont fait de nombreuses victimes et beaucoup de dégâts avec des destructions massives qui ont touchés plusieurs régions du pays parmi les séismes les plus notables, on peut citer [13] [10] :

Tableau I.1. Les séismes les plus destructeurs en Algérie

Lieu	Date	Magnitude	Observations
Alger	1365	-	Destructeur : Alger complètement détruite. Une partie d'Alger fut inondée
Gouraya	1891	7.5	Destructeur, dégâts importants : Gouraya et Villebourg ont été complètement détruites.
Orléans ville (Chlef)	1954	6.7	20 000 habitations détruites
El Asnam (Chlef)	1980	7.3	70% des habitations détruites
Tipasa	1989	6.0	Dégâts importants à Sidi-Moussa et Nador.
Ain Témouchent	1999	5.8	Dégâts importants à Ain-Temouchent, Ain-Tolba, Ain-Kihal et Sidi-Ben-Adda.
Boumerdès	2003	6.8	100 000 habitations touchées.

Au vu des constatations faites durant ces séismes, la réglementation parasismique qui est entrée en vigueur depuis 1981, révisée en 1981, en 1999 révisé en 2003 reste toujours insuffisante [11].

En effet, Lors du séisme de Boumerdes (Algérie) du 21/05/2003 les responsables, les experts et les chercheurs du CGS ont constatés qu'une grande partie d'ouvrages construits suivants les normes en vigueurs (RPA99) n'a pas subit beaucoup de dégâts alors que d'autres similaires du point de vue architecturale, conception et nature de sol se sont effondrés, ce qui ne peut être expliqué par la puissance du séisme mais qui pouvait être évité si certains principes élémentaires du génie parasismique avaient été respectés [13].

Les premières lectures faites concernant la défaillance de certaines structures peuvent être classées en quatre catégories :

- 1- Vulnérabilité de certains types de structures ;
- 2- Conception architecturale et structurale ;
- 3- Conditions constructives et matériaux ;
- 4- Conditions de site.



Figure I.9. Toutes les catégories de la défaillance des structures causées par un séisme [15]

1- Vulnérabilité de certains types de structures

Les structures qui ont été les plus vulnérables dans leurs comportements durant ces récents séismes sont les **portiques auto-stables avec remplissages en maçonnerie** ; où a été constaté la quasi-totalité des effondrements.

Ces effondrements sont dus essentiellement à des erreurs de **surestimation de leur ductilité**, qui est évaluée par le facteur de comportement (R), et qui est prise égale à 3.5. Ainsi lors de la phase de conception, il est supposé que les structures en portiques auto-stables avec remplissage en maçonnerie reprennent près de 70% de l'énergie sismique par le biais de déformations plastiques, ce qui paraît démesuré au vu des dommages observés du fait de leur grande flexibilité [3] & [21].



Figure I.10. Effondrement de bâtiments auto-stables avec remplissages en maçonnerie due à des déplacements important

- **L'influence de la maçonnerie** ; la présence des remplissages en maçonnerie dans le plan des portiques engendre des contraintes de cisaillement dans les poteaux, entraînant ainsi la dégradation de la zone nodale [3] & [21].



Figure I.11. Eclatement de la zone nodale due à la poussé diagonale de la maçonnerie

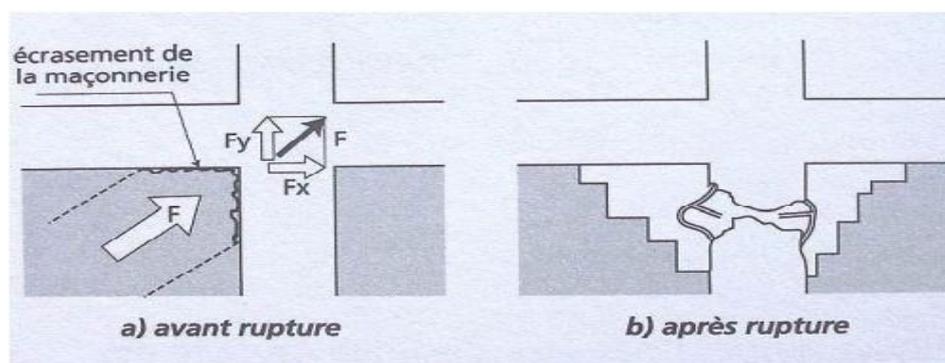


Figure I.12. Poussée diagonale de la maçonnerie au niveau de la zone nodale

- **Les recouvrements en zone nodale** ; qui favorise l'arrachement des armatures longitudinales par traction lors de la plastification de ces zones par désintégration du béton, ce qui nous impose d'éviter le recouvrement dans ces zones tel que définit dans le RPA99 avec la mention "**si c'est possible**", à défaut aucune mesure n'est prise, il faudrait augmenter ces longueurs de recouvrement tel que mentionner dans d'autres règles où une majoration est appliqué.



Figure I.13. Rupture des nœuds par arrachement des armatures longitudinales

- **Le dimensionnement des portiques** ; les structures en phase de constructions en poteau-poutre sans maçonnerie, qui normalement ont un bon comportement sismique et de très bonnes capacités de résistance, n'ont pas été épargnées et ont subies des dommages importants voir même l'effondrement, à cause de la non conformité avec l'hypothèse de formation des rotules plastiques dans les poutres avec un coefficient de comportement $R=5$. En effet la présence des poutres "fortes" et des poteaux "faibles" a engendré dans certains cas la formation d'un mécanisme de ruine dans les poteaux précipitant ainsi l'effondrement de ces ouvrages avant même que la structure n'ait atteint son état limite (Comme château de carte) [13] & [21].



Figure I.14. Dégâts occasionnés dans des structures auto-stables en phase de réalisation



Figure I.15. Plastification des poteaux avant les poutres

2- Conception architecturale et structurale

- **La présence de poteaux courts** ; de par leurs rigidités et leurs faibles capacités de déformation, ils sont soumis à un grand effort sismique, ce qui conduit à l'apparition d'un mode de ruine par cisaillement [3].



Figure I.16. Cisaillement des poteaux courts

- **L'irrégularité en élévation de la maçonnerie** ; est à l'origine de la vulnérabilité de certaines structures, c'est notamment le cas de structures présentant des étages transparents (étages souples) [21].



Figure I.17. Effondrement de la structure sur le RDC

- **Structure isostatique instable** ; lorsqu'une construction est appuyée sur une autre construction sans aucune liaison, permettant la stabilité sous un effort sismique horizontal avec une excentricité importante ayant conduit à une rotation provoquant ainsi la ruine de l'ouvrage dès les premières secousses. Autre état d'instabilité due à l'entrechoquement avec des structures voisines, à cause de l'insuffisance des joints de dilatation.



Figure I.18. Endommagement par un ouvrage voisin Boumerdes 2003 suite à une erreur de conception

- **Bâtiments indépendants architecturalement** ; du fait de leur forme en L reliés par des éléments décoratifs au sommet ce qui est inexplicable, ayant entraîné un effondrement partiel.



Figure I.19. Effondrement partiel d'un bâtiment faute de mauvaise conception

3- Conditions constructives et matériaux

- **Inexistence des armatures transversales dans les nœuds des ossatures auto-stables** ; la rigidité des nœuds est un paramètre très important dans le comportement des ossatures auto-stables permettant ainsi la formation des rotules plastiques qui seront la base du dimensionnement des structures en cas de séisme. La rupture de ces nœuds entraîne automatiquement l'instabilité sous les forces latérales, or ce qui a été constaté dans le cas de Boumerdes "2003" c'est l'absence quasi-totale des armatures transversales dans ces nœuds ce qui a été à l'origine de beaucoup de ruines.

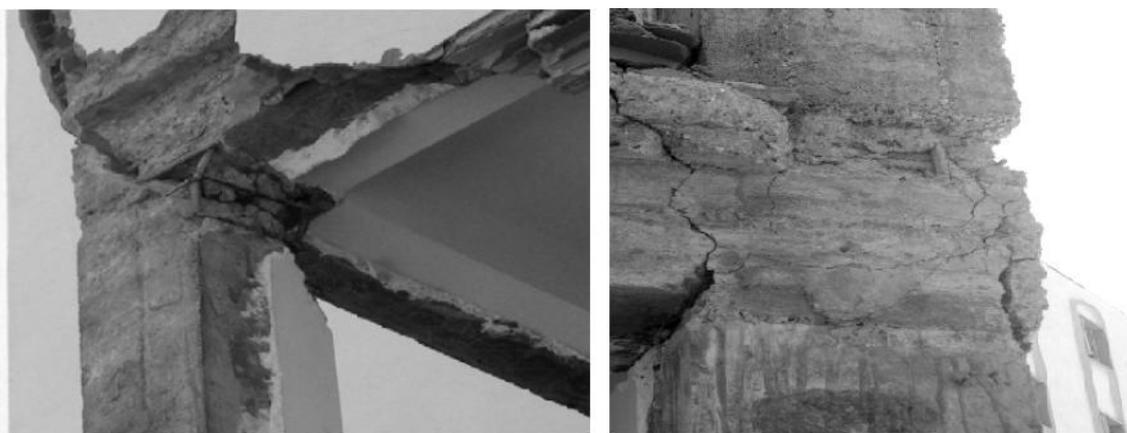


Figure I.20. Fissuration des nœuds suite à l'absence du ferrailage transversal dans les nœuds

- **Inexistence du contreventement longitudinal** ; le faible d'une dimension des poteaux ayant été la cause principale de l'effondrement de plusieurs bâtiments dans le centre de Boumerdes en "2003".



Figure I.21. Effondrement de bâtiment par manque de contreventement longitudinal

- **Contrôle de l'exécution des structures** ; le contrôle de l'exécution est aussi un élément clé dans le génie parasismique. La résistance en dépend énormément. Pas mal d'ouvrages se sont mal comportés du fait de leur mauvaise réalisation, en terme de qualités des matériaux utilisés surtout pour le béton, des dimensions de ferrailages non conforme à ceux des coffrages, insuffisance des armatures transversales ainsi que beaucoup d'autres mal façons.



Figure I.22. Mal façons constatées séisme de Boumerdes (2003)

4- Conditions de site

- **Problème de liquéfaction** ; l'implantation sur un site liquéfiable sans avoir un rapport détaillé sur le site d'implantation, ce phénomène a causé le renversement de plusieurs bâtiments ; cas de Boumerdes "2003" [49].



Figure I.23. Le phénomène de liquéfaction séisme de Boumerdes 2003

I.2.1.2- Comparaison entre EC 8 et RPA99/Version 2003

Une étude comparative a été faite par des chercheurs du CGS, pour une analyse sismique des bâtiments par l'utilisation d'une part, du code Européen l'EC 8, et d'autre part le code Algérien RPA99/2003. Des différences fondamentales existent entre les deux codes.

Ces principales différences sont définies ci-dessous :

1- Les catégories de site : Les deux codes prennent en compte les effets du site en introduisant différentes catégories de sites. L'EC 8 définit cinq principaux types de sol et deux types spéciaux avec un facteur de sol "S" pour chaque type, tandis que RPA99/2003 considère quatre types S1, S2, S3 et S4 sans facteur de sol, ainsi que, les vitesses des ondes de cisaillement pour EC8 sont prises pour une profondeur de 30 m, tandis que pour RPA99/2003 la profondeur est de 10 à 20 premiers mètres.

Tableau I.2. Types de sol défini dans EC8 et RPA99/2003

Soil type	Eurocode 8		RPA 99/2003
Rock (A-S1)	$V_{s,30} > 800$ m/s	Type 1	$V_s \geq 800$ m/s
		S=1	
Firm (B-S2)	$360 < V_{s,30} < 800$ m/s	S=1.2	$400 \leq V_s < 800$ m/s
Soft (C-S3)	$180 < V_{s,30} < 360$ m/s	S=1.15	$200 \leq V_s < 400$ m/s
Very soft (D-S4)	$V_{s,30} < 180$ m/s	S=1.35	$100 \leq V_s < 200$ m/s

2- Les spectres de réponse élastique et inélastique

➤ Les spectres élastiques

Dans tous les codes sismiques actuels, les mesures du tremblement de terre sont représentés sous la forme d'un spectre d'accélération absolue (S_a). EC8 définit deux types de spectres: Type "1" pour le terrain lointain et type "2" pour le terrain proche. Le terrain est déterminé par la magnitude surfacique si $M_s \leq 5.5$, il est recommandé que le spectre de type "2" soit adoptée, sinon c'est le spectre de type "1" qui sera pris. La prise en compte de ces deux types de terrain de plus le facteur du sol, donne différentes amplitudes spectrales. Par contre RPA99/2003, définit un seul type de spectre en fonction de la zone sismique et d'autres facteurs en fonction du bâtiment étudié. Tout ça, explique la différence aussi bien sur la forme spectrale que sur l'amplitude spectrale à cause de la non utilisation du facteur de sol dans le RPA99/2003, et ça résulte des mêmes valeurs de crête d'amplitude spectrale pour les quatre types de sol.

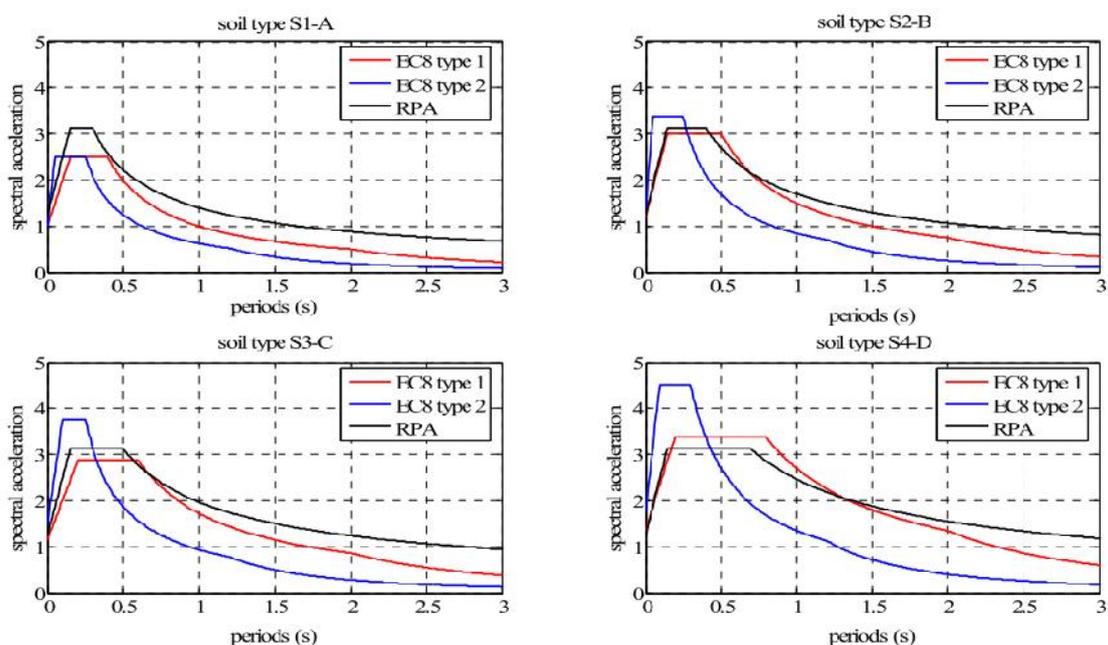


Figure I.24. Spectres de conception élastique définie dans EC8 et RPA99/2003

➤ Les spectres inélastiques

La conception des spectres inélastiques est obtenue en divisant les spectres de réponse élastique par un facteur de comportement (q) dans EC 8 et (R) dans RPA99/2003.

Dans l'EC 8, les valeurs maximales du facteur de comportement sont prises en considérant le type de structure, la régularité en élévation et en mode de défaillance dominant dans un système avec des murs.

Alors que, le facteur de comportement en RPA99/2003 dépend que de type de structure, tandis les autres paramètres sont définis par un facteur de qualité de la structure (Q) [47].

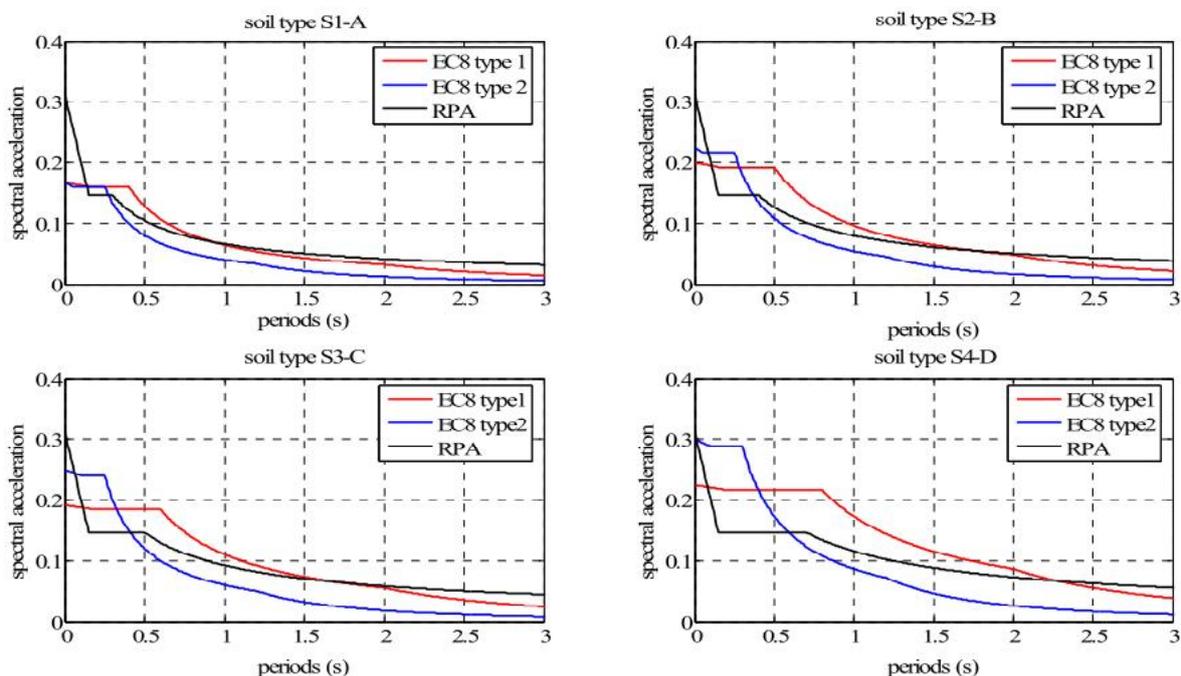


Figure I.25. Spectres de calcul inélastique pour les types de sol définis dans EC8 et RPA99/2003

I.2.2- Problème de la zone d'étude

I.2.2.a- L'aspect géologique, topographie et géotechnique

D'une manière générale, les roches de la ville de Guelma sont d'âge quaternaire ; la carte géologique montre que, seule, la partie Ouest possède des affleurements d'âge secondaire (Crétacé) et tertiaire (Eocène et Miocène), alors que le reste de la ville est occupé par les terrains quaternaires. De façon générale, le classement des sites urbanisables à Guelma s'établit comme suit :

1- Terrains favorables aux constructions

Situés dans la partie Sud Est et l'extrémité Sud Ouest de la ville, la pente varie de 5% à plus de 8% ; les sols sont constitués de grès en bancs épais, intercalés de lits argilo sableux, des calcaires avec des intercalations marneuses ou des conglomérats consolidés.

Les vastes surfaces à l'Est et Sud Est présente les meilleurs terrains pour une urbanisation continue, et un sol d'excellente portance pour les constructions collectives.

A l'extrémité Sud Ouest, les blocs volumineux provenant de l'érosion des bancs épais de grès présentent des risques de tassement.

2- Terrains moyennement constructibles

Situés au Nord Est et au Nord de la ville, leur pente avoisine les 5%, ces sols sont constitués d'alluvions anciennes des terrasses de l'Oued Seybouse et ses affluents, formées de rares cailloux roulés, cailloux, sable et limons tassés.

Ce sont des sols mal tassés, qui présentent une capacité de portance de l'ordre de 1 bar, et nécessitent une prise en charge des eaux de ruissellement.

3- Terrains difficilement constructibles

Situés au Sud Ouest et à l'Ouest, inclinés et très inclinés avec des pentes qui varient de 12% à plus de 15%, ils sont constitués de grès numidiens très durs et consolidés, ces sols possèdent une très grande capacité portante.

Les fortes pentes ne permettent pas de terrassements vastes, les voiries et réseaux divers seront très difficiles à réaliser, les coûts seront élevés.

4- Terrains peu favorables aux constructions

Situés à l'Ouest et à l'extrémité Nord Est, d'une pente qui varie entre 12% et plus de 15%. Les sols sont constitués d'argiles du numidien, des argiles et des marnes à gypse du miocène. De nombreux glissements actuels, récents et anciens, souvent de faible envergure, sont observés en amont de la route nationale Guelma Constantine, Guelma Annaba et le chemin de wilaya Guelma Commune de Bendjerrah.

Ces terrains sont défavorables aux constructions, et tout projet d'urbanisation ne se fera qu'après une étude minutieuse par des laboratoires d'études des sols.

5- Terrains défavorables aux constructions

Ces terrains limitent la ville au Nord, ils présentent des pentes presque nulles. Ils sont constitués d'alluvions récents des fonds des vallées de l'Oued Seybouse et ses affluents, formées de cailloux roulés et limons, les sols sont hétérogènes, très peu consolidés, et ayant une très faible capacité portante, ils sont très souvent inondés. Ces terrains sont défavorables à la construction [18].

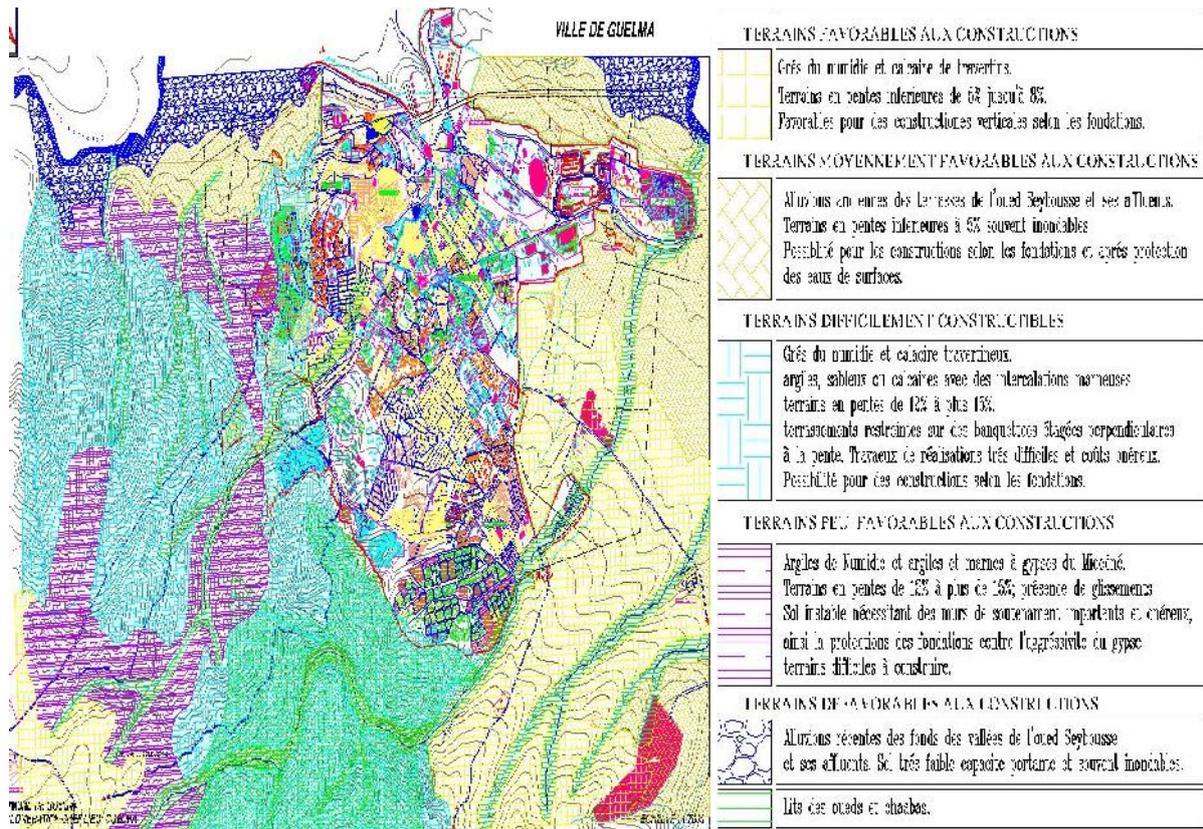


Figure I.26. Carte Géotechnique de la ville de Guelma indique les différentes catégories des sites d'urbanisation

Presque la totalité des terrains de la zone d'étude possèdent un problème soit du fait de ces constitution (coté géologique), soit de la forme de pente (coté topographique), ces effets de site en une grande influence sur les constructions, Ce qui oblige qu'avant toute implantation d'une construction, une étude détaillé de terrain est pris en compte.

I.2.2.b- L'aspect sismique et les périodes de retours

1- Sismicité historique

La sismicité historique de la région de Guelma et ses environs immédiats, montre que les séismes qui ont affectés cette région sont modérés.

Les principaux évènements historiques significatifs que se sont produits aux environs immédiats de la région de Guelma sont les suivants :

- **Avant 1900 :**

- Le séisme du 17 décembre 1850 de magnitude $M_s=4.2$ et d'intensité (VI) EMS d'Heliopolis (Harbi, 2001, (USGS/NEIC/IGN).

- Le séisme du 12 mai 1892 de magnitude $M_s=3.7$ et d'intensité (V) MSK de Guelma (Harbi, 2001).

Après 1900 :

- Le séisme historique le plus fort qui a affecté le site d'étude était d'une intensité (VIII) (Roussel, 1973), de magnitude 5,4 (CRAAG) et 5.2 (Benouar, 1994), à la date du 10 Février 1937 ; Après les résultats d'une enquête macrosismique, l'épicentre fut localisé au voisinage de Lapine. Cette secousse fut ressentie à Tabarka (Tunisie), La Calle (El Kala), Herbillon (Chetaibi), Philippeville (Skikda) et Condé-Smendou (Zighout Youcef). Ce séisme fut enregistré par de nombreuses stations Européennes et fut senti sur un rayon de 100km (Rothé, 1950). La partie nord de la wilaya est classée dans une zone d'intensité VI et le reste de la wilaya est classé dans une zone d'intensité VII [20].

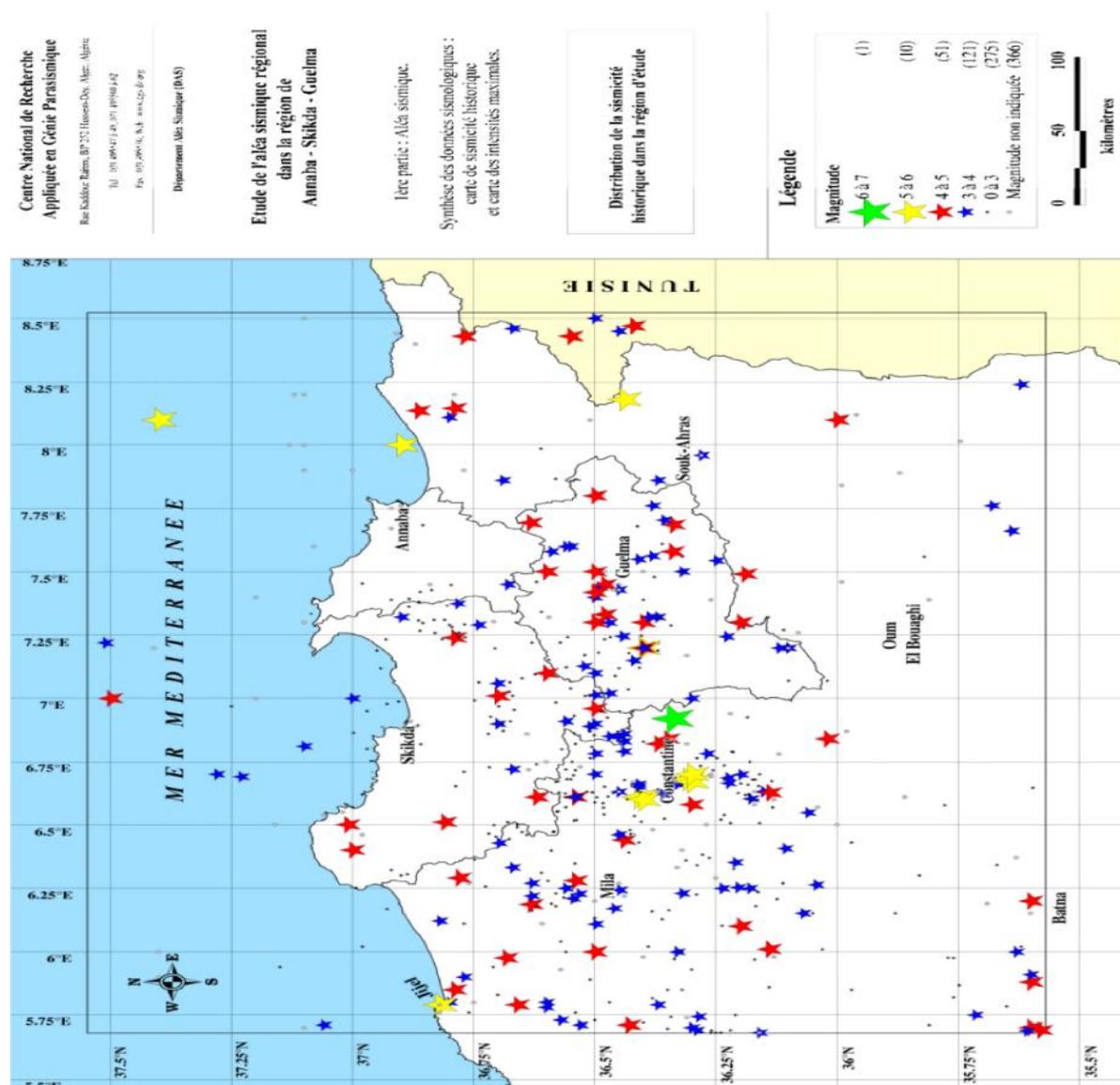


Figure I.27. Carte de sismicité historique de la région d'étude [20]

Tableau I.3. Catalogue des séismes de la région de Guelma pour la période de 1850 à 2000[1]

Année	Mois	Jour	Heure	Min	Sec	Lat	Lon	Ms	ITSC	Site
1850	DEC	17	12	30	0	36.48	7.45	4.2	6MSK	Héliopolis
1859	AVR	24	16	0	0	36.45	7.43	2.8	3MSK	Guelma
1867	JAN	19	6	0	0	36.48	7.45	3.2	4MSK	Guelma
1867	JAN	19	6	13	0	36.48	7.45	2.8	-	Guelma
1870	JUN	1	0	15	0	36.45	7.43	3.2	4MSK	Guelma
1877	JUN	12	9	0	0	36.45	7.43	2.8	3MSK	Guelma
1883	OUE	15	21	0	0	36.47	7.43	3.2	4MSK	Guelma
1883	OUE	15	22	0	0	36.47	7.43	2.8	3MSK	Guelma
1883	OUE	16	-	-	-	36.47	7.43	2.8	4MSK	Guelma
1883	OUE	21	4	45	0	36.47	7.43	2.8	3MSK	Guelma
1890	FEV	24	14	14	0	36.45	7.43	2.8	3MSK	Guelma
1890	FEV	24	22	40	0	36.45	7.43	2.8	3MSK	Guelma
1908	OUE	4	2	11	0	36.41	6.61	5.2	8MSK	Guelma
1923	JUN	12	1	10	0	36.5	7.42	-	6MSK	Guelma
1923	JUN	12	3	45	0	36.5	7.42	-	-	Guelma
1928	DEC	3	5	30	0	36.4	7.2	4.9	-	Guelma
1929	MAR	26	9	18	0	36.45	7.43	-	-	Guelma
1929	JUL	26	9	0	0	36.45	7.43	-	-	Guelma
1933	JAN	3	5	0	0	36.45	7.43	-	-	Guelma
1937	FEV	10	8	14	41	36.4	7.2	5.4	8MSK	Guelma
1937	DEC	7	4	0	0	36.45	7.43	-	-	Guelma
1937	DEC	11	5	0	0	36.45	7.43	-	-	Guelma
1937	DEC	11	7	0	0	36.45	7.43	-	-	Guelma
1943	FEV	16	13	0	0	36.48	7.5	-	-	Guelma
1946	MAR	2	3	58	50	36.46	7.43	-	-	Guelma
1948	AVR	14	0	25	0	36.5	7.42	-	4MSK	Guelma
1958	SEP	2	12	26	30	36.5	7.4	-	5MM	Guelma
1977	FEV	21	-	-	-	36.45	7.45	-	3MSK	Guelma
1978	MAR	16	23	11	3	36.48	7.33	4.4	5MSK	Guelma
1978	MAR	28	-	-	-	36.48	7.3	-	3MSK	Guelma
1981	NOV	14	9	54	0	36.45	7.36	-	5MSK	Guelma
1987	JUL	31	2	24	3	36.37	7.86	3.7	-	E. Guelma

2- Les failles de la région d'étude

Les données de la sismicité historique, l'analyse photo géologique, les investigations de terrain ont permis de mettre en évidence un certain nombre de failles actives ou probablement actives de la zone d'étude ces failles sont motionnées comme suit :

➤ **Faille de Tamlouka**

Cette faille néotectonique et quaternaire a été mise en évidence par Vila (1980). Elle limite le bassin de Tamlouka au nord. C'est une faille qui affecte des dépôts quaternaires, néanmoins, la carte de sismicité historique montre peu de séismes à proximité de cette faille. Ceci peut s'expliquer par la rareté des données de la sismicité pour la période antérieure à 1850. Il est vraisemblable que de tels séismes existent dans la mesure où des évidences claires de déformations quaternaires existent.

➤ **Failles de Guelma**

Le bassin de Guelma d'âge mio-pliocène et quaternaire est de forme rhombique. C'est un bassin en pull-apart limité au nord et au sud par deux décrochements dextre (Meghraoui, 1988 ; Harbi et al, 1999) : la faille Nord de Guelma et la faille Sud de Guelma.

■ **Faille Nord de Guelma**

C'est une faille orientée globalement E-W, d'une longueur totale de 33km. Elle est composée de trois segments de longueurs respectives 13.25km, 10.50km et 9.25km et décalés par des accidents perpendiculaires à l'allongement du bassin. Elle met en contact les formations anté-néogènes en particulier les grès numidiens au nord avec les formations mio-pliocènes du bassin vers le sud. Son tracé est rapporté sur la carte géologique de Vila au 1/500 000 et apparaît comme un linéament très visible sur photographie aérienne.

La sismicité est surtout concentrée au nord de la ville de Guelma et elle est liée au second segment.

■ **Faille Sud de Guelma**

Cette faille d'une longueur totale de 30km est composée aussi de trois segments de longueurs variables (de l'ouest à l'est : 7.2km, 3.3km et 19.5km) et décalés par des accidents transverses. Cette faille met en contact les grès numidiens avec les dépôts mio-pliocènes et quaternaires. Elle est orientée globalement NE-SW et tend à devenir E-W dans sa partie orientale. Cette faille est cartographiée sur la carte de Vila au 1/500 000 et le linéament est très visible sur photographie aérienne.

Dans la commune de Boumahra Ahmed (SE de Guelma) sur la route menant à Hammam N'Bails affleurent des terrasses fluviatiles quaternaires.

L'une des terrasses montre un miroir de faille de direction N120 avec des galets cisailés dont plusieurs montrent des stries horizontales et des tectoglyphes.

La sismicité est concentrée au sud des segments occidentaux ; Ainsi à la sortie de la ville de Guelma, sur la route qui mène vers Souk Ahras, plusieurs petites failles inverses orientées E-W et plongeant vers le sud de 45°. Ces failles affectent des terrasses quaternaires de l'Oued Sybous, témoins de l'activité récente de ce bassin.

➤ **Faille de Hammam N'Bails**

La faille de Hammam N'Bails qui associée à un hydrothermalisme et considérée par Vila (1980) comme une faille néotectonique de longueur de 13km, orientée NE-SW avec un fort pendage vers le NW. D'autres indices d'activité tectonique récente se manifestent dans les travertins plio-quaternaires par trois miroirs de faille montrant des jeux et des directions différents :

- Un miroir de direction N050° avec des stries horizontales indiquant un décrochement dextre.
- Un miroir orienté N160° avec un fort pendage de 60°W et porte des stries qui indiquent un rejet vertical.
- Un miroir de direction N170° qui plonge de 30° vers l'ouest avec des stries verticales.

➤ **Faille de Bouchougouf**

C'est une faille néotectonique de direction NE-SW et associée à un hydrothermalisme. Le tronçon qui concerne le secteur d'étude est long de 18km et composée de deux segments de longueur presque égale.

La région est fortement boisée ce qui donne peu d'indices morpho-tectoniques visibles tels que le soulèvement des terrasses fluviales de direction N030° de l'Oued Sybous, de quelques 30m du niveau d'eau actuel. Les aspects morpho-tectoniques penchent plus vers un accident probablement décrochant [60].

Tableau I.4. Les failles actives ou probablement actives dans la région de Guelma

Nom de la faille	Jeu	Longueur	Direction	Pendage
Faille de Tamlouka	décrochement senestre	25Km	NE-SW	Vertical
Faille Nord de Guelma	Décrochement dextre	33Km	E-S	Vertical
Faille Sud de Guelma	Décrochement senestre	30Km	NE-SW à E-W	Vertical
Faille de Hammam N'bail	inverse	15Km	NE-SW	45°NW
Faille de Bouchougouf	décrochement	20Km	NE-SW	Vertical

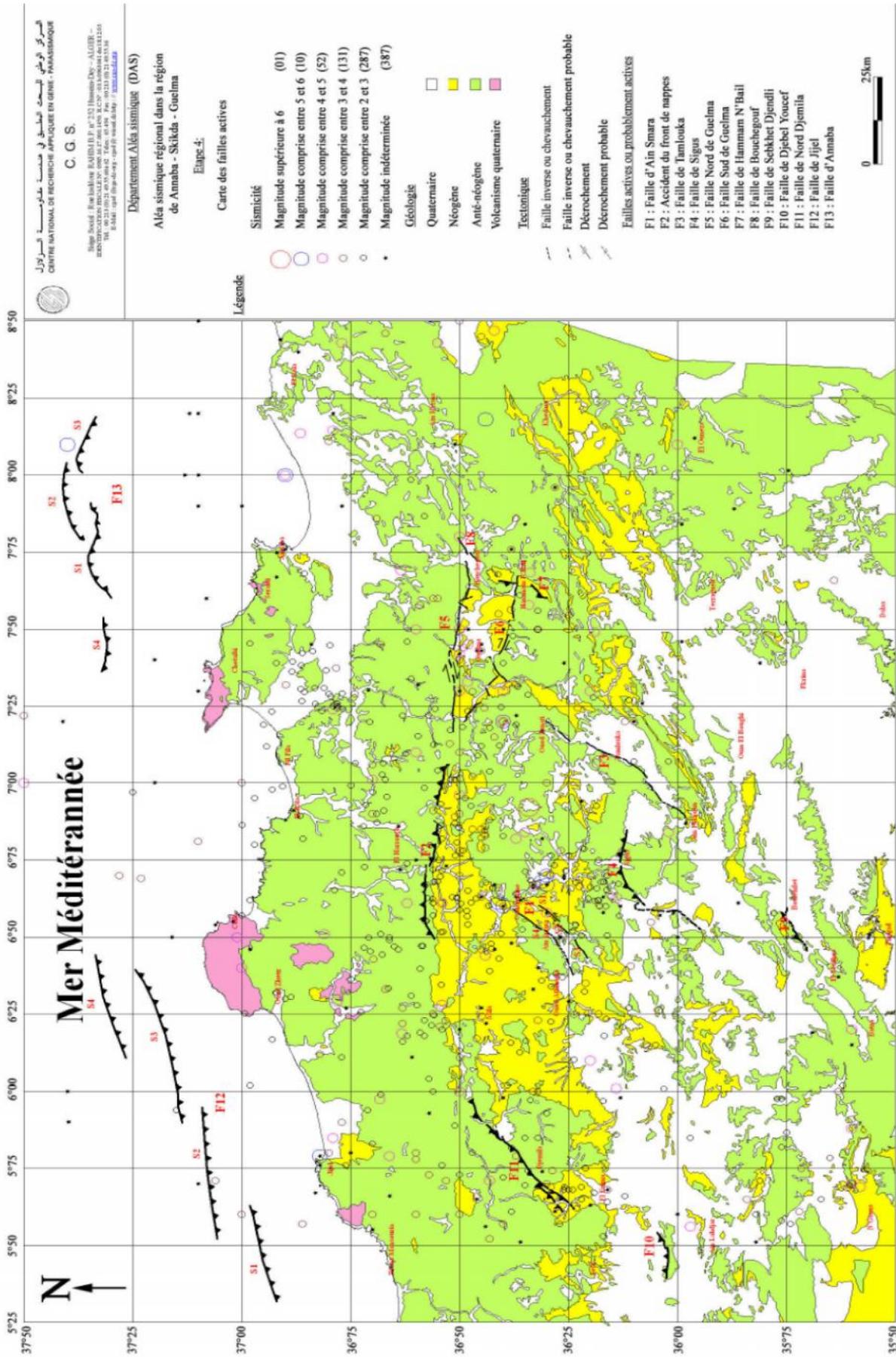


Figure I.28. Carte sismo-tectonique de la zone de Guelma (localisation des failles)

3- Estimation de l'aléa sismique de la zone d'étude

Les données du RPA99/2003 pour l'aléa sismique de la région de Guelma sont basées sur les données de la sismicité en 1978 (suite au séisme majeur de février 1973). Il est normal, de ré-estimer l'aléa sismique à la lumière des nouvelles connaissances acquises aussi bien dans le domaine de la sismicité, telle que la réévaluation des données, que des données des sources sismiques.

Pour cela ; une étude faite par le "Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique"(CGS), pour l'estimation de l'aléa sismique de la zone d'étude –**Guelma**-. D'où Le calcul de l'aléa sismique est réalisé sur la base de l'approche probabiliste qui se base sur les études géologiques, sismologiques ainsi que les mouvements de sol. En termes d'obtention des courbes d'iso-accélération pour les périodes de retour de 100, 200 et 500ans [20].

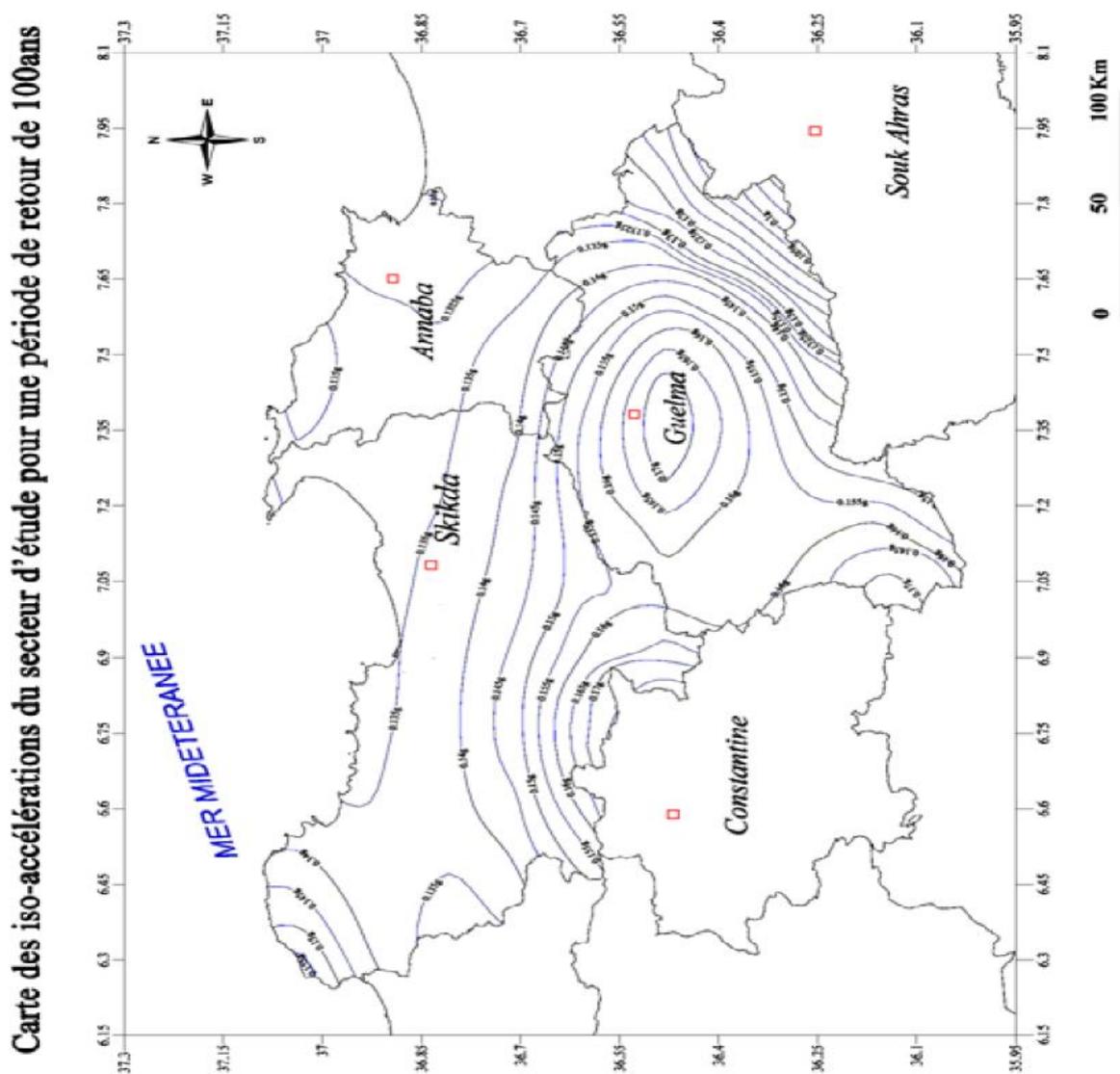


Figure I.29. Carte des iso-accélération du secteur d'étude pour une période de retour de 100ans

Carte des iso-accelerations du secteur d'étude pour une période de retour de 200ans

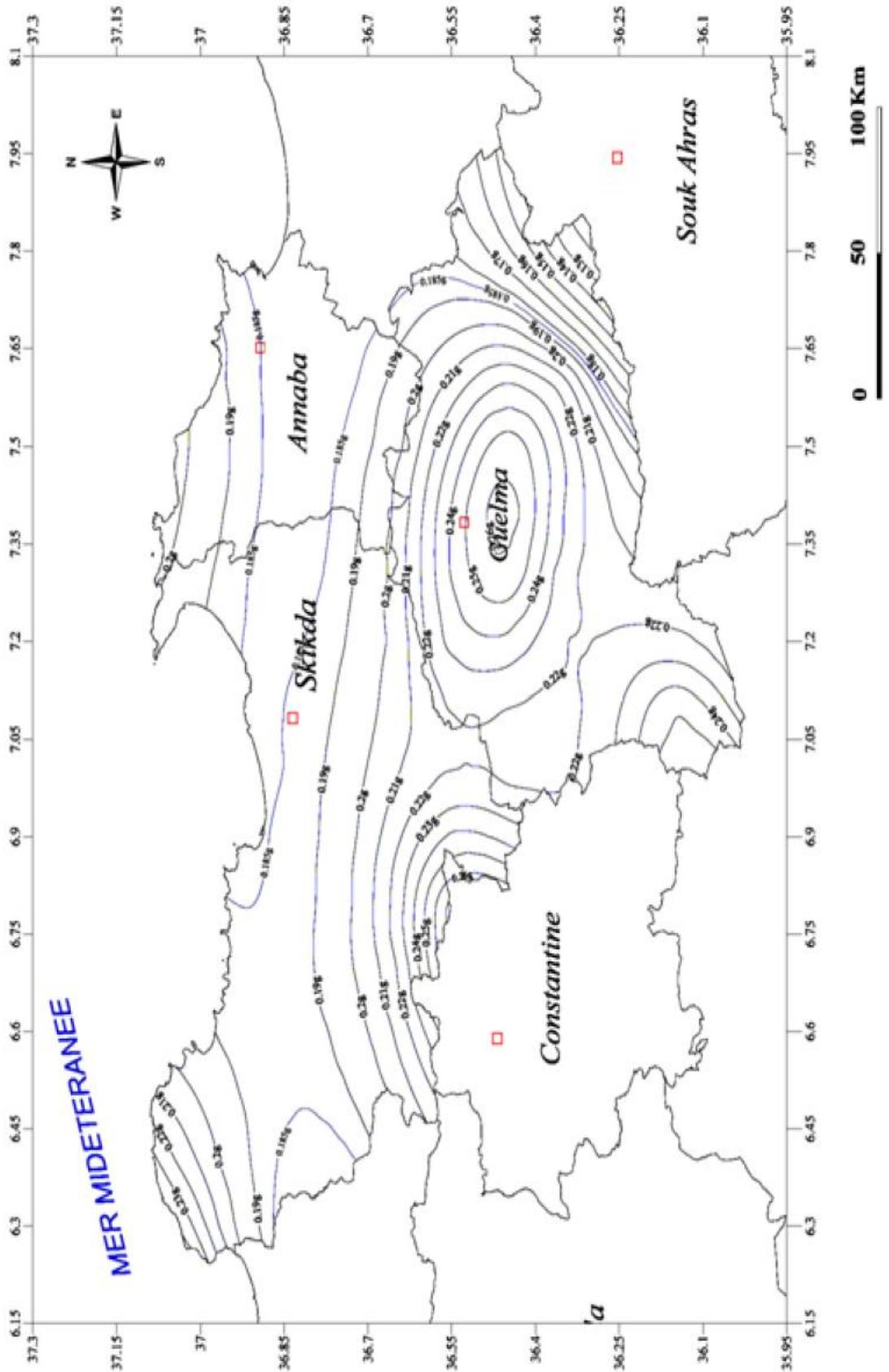


Figure I.30. Carte des iso-accelerations du secteur d'étude pour une période de retour de 200ans

Carte des iso-accelerations du secteur d'étude pour une période de retour de 500ans

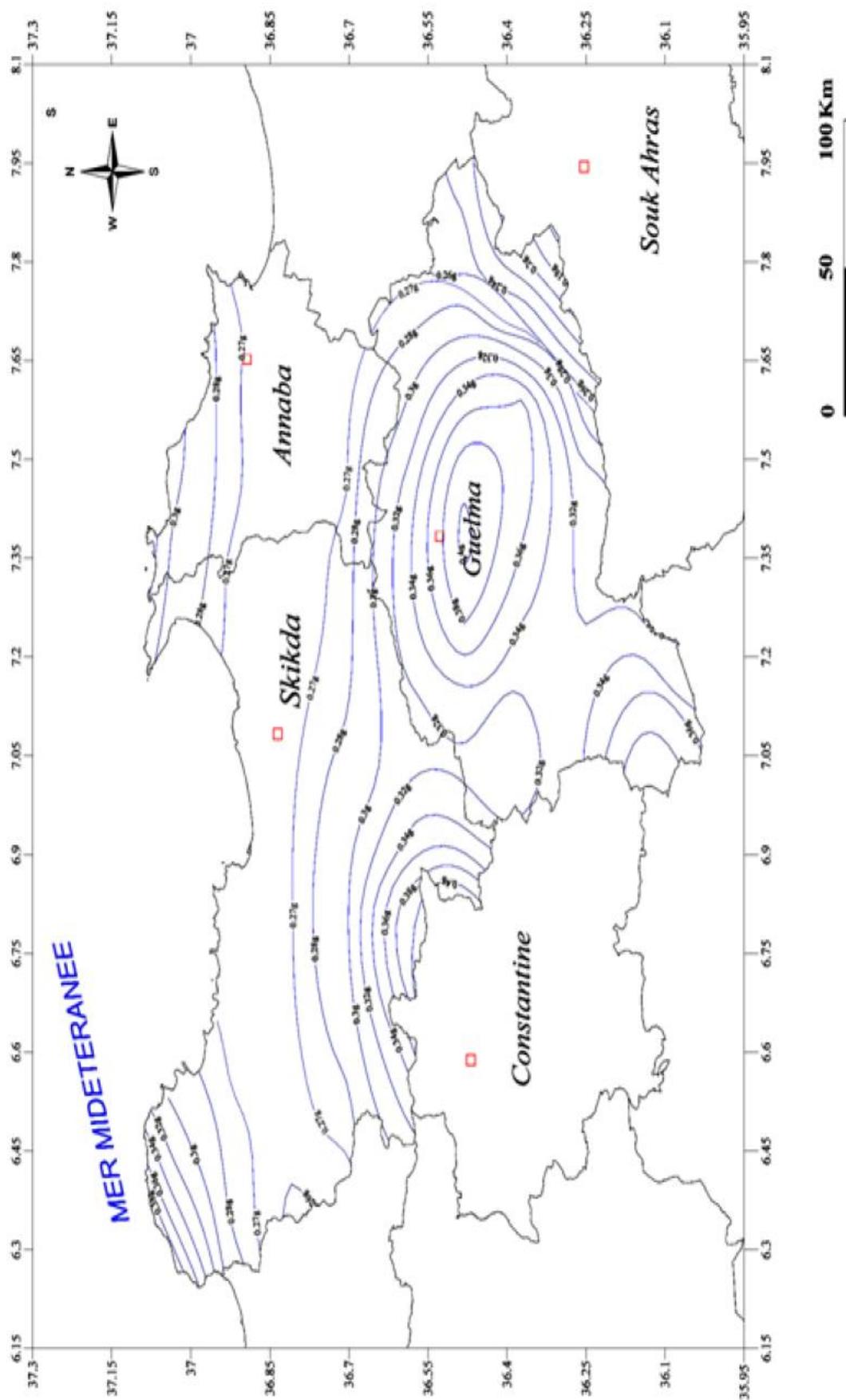


Figure I.31. Carte des iso-accelerations du secteur d'étude pour une période de retour de 500ans

Selon RPA99/2003, la ville de Guelma est située en zone de moyenne sismicité **IIa**, à base de la classification du territoire en fonction de l'intensité et la magnitude sismique maximal qui a survenue cette dernière, avec une accélération de site maximal de $A=0.25g$.

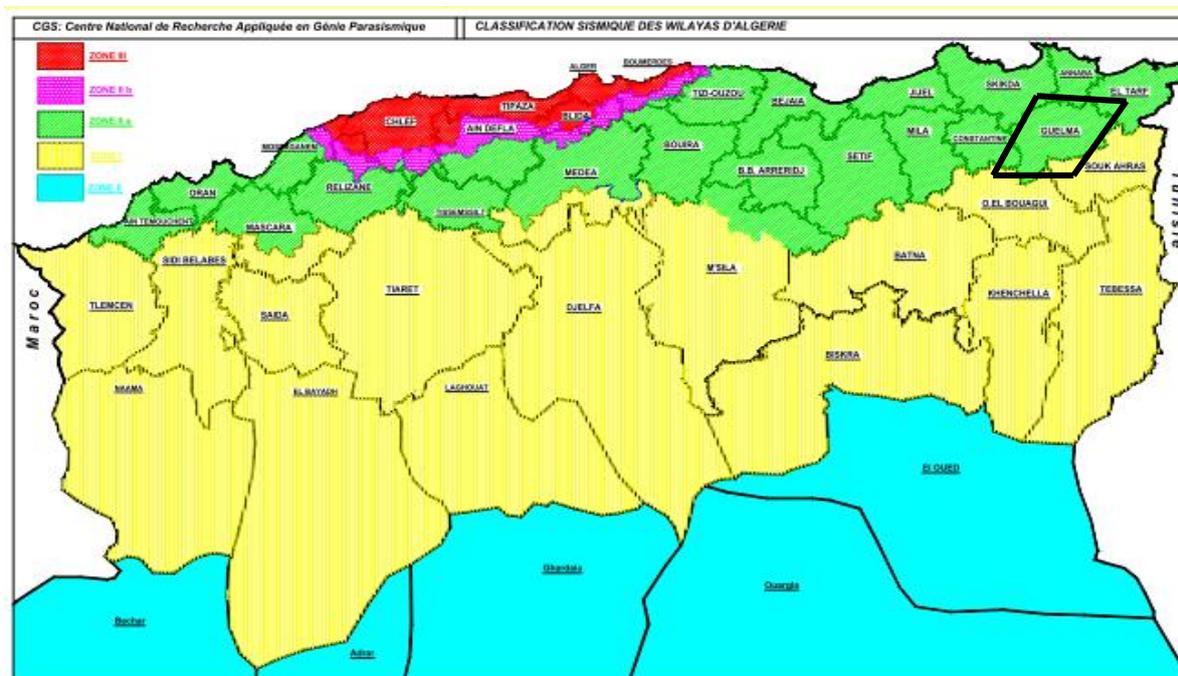


Figure I.32. Carte de zonage sismique du territoire National (RPA99/2003)

Mais, d'après les cartes présentées ci-dessus et selon les périodes de retours de 100ans, 200ans et 500ans, les valeurs de l'accélération maximale pour la ville de Guelma sont de 0.36g pour la période de retour de 500ans, et 0.40g - 0.42g dans les communes de Bendjerrah et Belkheir.

Les accélérations obtenues dans le cadre des études du CGS en collaboration avec MHU sont nettement supérieures à celle indiquée au règlement parasismique algérien RPA99/2003, qui accorde à une zone classée **IIa** une accélération maximale de 0.25g.

I.3- Conclusion

L'EC 8, introduit un facteur de site S, pour deux types de sol spéciaux pour un terrain proche et lointain, donnant des différences de valeur de crête des spectres de réponse élastique, à comparer avec le RPA99/2003 qui considère quatre types de sols seulement, sans aucun facteur de site. Ainsi l'EC 8 définit le coefficient de comportement (q) en fonction de plusieurs paramètres, par contre le RPA99/2003 prend qu'un seul paramètre (type de construction), ce qui conduit à avoir une structure beaucoup ductile que résistante, influant énormément sur la réponse de cette dernière en phase post-élastique (spectre inélastique).

Dans le même contexte, le problème de la zone d'étude, selon l'aspect géologique et géotechnique, la ville de Guelma possède une configuration de sol aléatoire favorisant l'amplification des ondes d'un site à autre.

Ainsi l'aspect sismique, sur la base du document publié par le CGS pour l'estimation de l'aléa sismique de Guelma, et pour une période de retour de 500ans, donne à Guelma une accélération 0.36g équivalente à une accélération de zone **III**; alors que le RPA99/2003, classe Guelma en zone **IIa** d'accélération maximal 0.25g (sans prendre les périodes de retour en compte).

Sur cette base on va essayer de rapprocher à la réponse d'une structure soumise à un séisme, nous supposons qu'elle est située d'une part à une zone de moyenne sismicité (**IIa**) et d'autre part une zone de forte sismicité (**III**) et comparer leurs influence sur le comportement de notre structure.

Chapitre II :

Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique

Sommaire

II.1- Introduction

II.2- Méthodes disponibles pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique

II.2.1- Méthode suivant les échelles d'analyse

II.2.2- Méthode suivant l'approche d'analyse

II.2.2.a- Méthodes probabilistes

II.2.2.b- Méthodes déterministes

II.3- Choix d'une méthode d'évaluation de la vulnérabilité

II.3.1- Méthodes déterministe applicable à l'échelle bâtiment

II.3.1.a- La méthode RISK-UE Niveau 1

II.3.1.b- La Méthode GNDT

II.4- Conclusion

Chapitre II

Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique

II.1- Introduction

L'évaluation de la vulnérabilité sismique nécessite l'estimation des dommages potentiels aux différents types de structures et selon différentes intensités sismiques. Afin d'estimer les dommages probables, on a recourt à des méthodes qui peuvent être classées soit selon qu'on évalue la vulnérabilité d'un seul bâtiment ou d'un ensemble de bâtiment (échelle d'analyse) ou bien selon des méthodes d'analyse probabiliste ou déterministe, ces classifications sont plus détaillées dans ce chapitre.

II.2- Méthodes disponibles pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique

Rappelons d'abord que la vulnérabilité sismique se définit par la probabilité qu'un degré de dommages soit atteint dans une construction sous une intensité de séisme donnée [44]. Il existe plusieurs méthodes pour évaluer cette vulnérabilité, se distinguant selon leurs complexités, précisions, et leurs objectifs. Deux méthodes d'analyse de la vulnérabilité sont définies comme suit :

- Méthode suivant les échelles d'analyse
- Méthode suivant l'approche d'analyse [50].

II.2.1- Méthode suivant les échelles d'analyse

Depuis plusieurs années, les régions du monde qui ont subi de forts séismes ayant provoqué d'importantes destructions ont initié des méthodes d'analyse de la vulnérabilité à grande échelle. Directement issues des retours d'expérience, elles dépendent donc de l'échelle – pays, région, communes, quartier, ensemble de bâtiments ou un seul bâtiment –, ainsi que du budget et du temps disponible. Elles peuvent être utilisées pour estimer de façon approchée les dommages engendrés par un séisme.

Le (**tableau II.1**), montre les échelles d'analyses de la vulnérabilité du global (plusieurs bâtiments) au plus détaillé (un seul bâtiment) [40].

Tableau II.1. Les différentes échelles d'analyse de la vulnérabilité et leur applicabilité [50]

	augmentation des moyens mis en oeuvre 				
Echelle d'analyse	Plusieurs centaines de bâtiments		Quelques bâtiments		Bâtiments individuels
Méthodes	Vulnérabilité EMS98	Indice de Vulnérabilité	Avis d'experts	Calculs analytiques simples	Analyse numérique – modélisation –
Applicabilité	Ville – Commune – Quartier – Parcs immobiliers – Bâtiments Stratégiques				
Moyens humains	Sans formations - Etudiants - Techniciens - Ingénieurs - Ingénieurs confirmés				

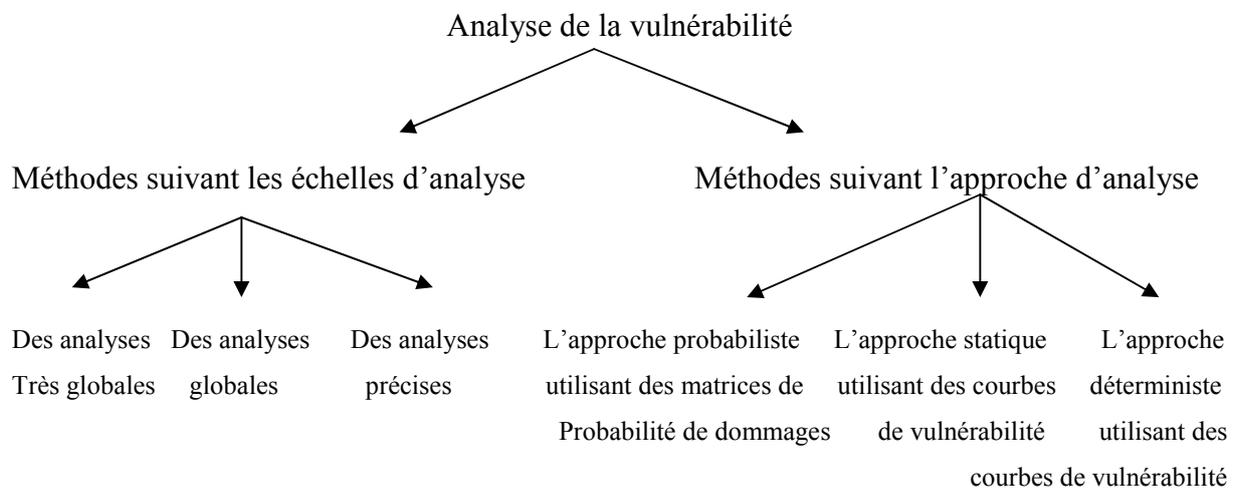


Figure II.1. Méthodes d'analyse de la vulnérabilité sismique

II.2.2- Méthode suivant l'approche d'analyse

Pour la réduction de la vulnérabilité des constructions, de nombreuses méthodes empiriques ont été développées, basées sur des approches probabilistes ou bien déterministes. Dans la plupart des cas, ces méthodes ont été établies sur la base d'observations post-sismiques, recensant le niveau de dommage observé en fonction de la nature de la construction. Ces approches permettant en plus de réduire considérablement les incertitudes sur l'estimation des dommages [68].

De fait, toutes ces méthodes ont été publiées dans des pays à forte sismicité, ayant subis des dommages récents importants: elles ont en général été initiées afin de prévoir ou d'inventorier la capacité sismique du bâtiment existant à résister à un séisme futur. Ces méthodes sont présentées comme suit :

II.2.2.a- Méthodes probabilistes

Présentée comme une des premières méthodes développées pour l'estimation des dommages, celle utilisant les matrices de probabilité de dommages (ou DPM : Damage Probabilistic Matrix) sont issues directement du retour d'expérience et des estimations de dommages post-sismiques. Elles reposent sur la définition d'une typologie des constructions et la caractérisation des dommages à l'aide d'une fonction de probabilité. La prédiction des dommages s'exprime selon une probabilité d'observer un niveau de dommage pour une intensité donnée.

Aux Etats-Unis, depuis le début des années 80, de nombreux rapports traitant de la vulnérabilité sismique des bâtiments existant ont été publiés par "Applied Technology Council" (ATC) puis en général repris par la "Federal Emergency Management Agency" (FEMA). L'ensemble de ces rapports a contribué à établir une typologie standard américaine, des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité basées sur des fiches de relevés ainsi que des matrices de dommages issues de retours post-sismiques. On distingue deux approches différentes :

1- La première consiste à utiliser des courbes de vulnérabilité établies en fonction de la typologie de la construction. Le dommage probable est exprimé selon une échelle comportant 7 niveaux (échelle de dommage). Pour chaque type de construction un niveau de dommage.

2- La deuxième utilise des paramètres structuraux qui modulent la vulnérabilité de la structure. La typologie américaine a été publiée dans l'ATC21 [9], puis reprise dans le rapport 154 de la FEMA en 1988 [26]. Une fois la typologie définie, l'indice de vulnérabilité (I_v) de base de chacune des typologies est modulé en fonction des critères structuraux relevés lors de l'analyse visuelle. Ces critères (facteurs due à la vulnérabilité), sont par exemple la présence de poteaux courts, le nombre d'étages, les irrégularités et les conditions d'entretien.

Dans les deux cas, le dommage est exprimé en fonction d'une probabilité de dépassement d'une valeur donnée.

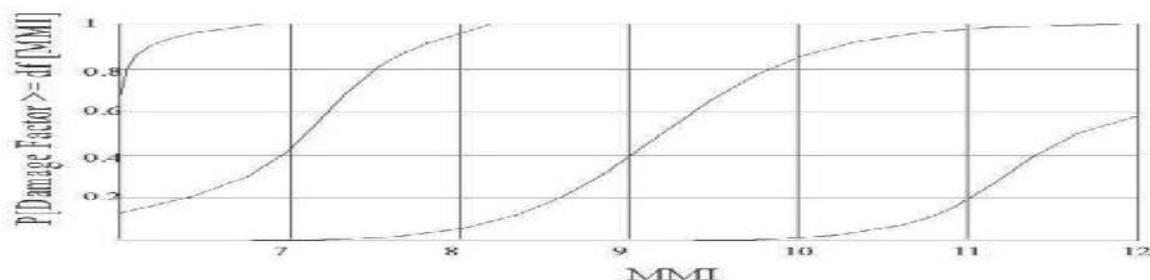


Figure II.2. Exemple de fonction de probabilité d'endommagement [26]

En Europe, précisément En Italie, plusieurs matrices de probabilité de dommage (DPM) ont été adaptées aux typologies courantes italiennes, ces typologies ont été établies grâce aux relevés de dommages effectués après le séisme majeur d'Irpinia le 23 novembre 1980 et qui sont modifiés suite à plusieurs séismes italiens, Une fois les typologies et la description des dommages (le niveau de dommage est contrôlé par les éléments verticaux et horizontaux du système porteur) établies sur une échelle (MSK) comprenant 8 niveaux, les matrices de probabilité de dommages (DPM) ont été produites sur la base des observations post-sismiques. Elles dépendent de l'intensité MSK et du taux de dommages atteint.

MSK	Nbr de structure recensées	1	2	3	4	5	6	7	8
6	1870	81.55	12.03	4.33	1.07	0.7	0.32	0	0
7	1170	63.33	22.05	7.01	3.33	2.39	1.2	0.34	0.34
8	243	31.78	19.83	9.62	9.04	11.66	7.87	2.04	8.16

Figure II.3. Matrice de probabilité de dommage pour chaque élément de la typologie italienne

L'échelle Macrosismique Européenne EMS98 est aussi une méthode probabiliste au sens où elle prédit un pourcentage de bâtiments d'une certaine classe dans un niveau de dommage pour une intensité donnée. Cette intensité est prise comme une donnée d'entrée du séisme pour caractériser les régions autour des épicentres des séismes en fonction des effets sur les constructions, les objets et les humains. Dans le cadre d'une analyse de vulnérabilité, son application est détournée au sens qu'on décrit les dommages probables en fonction de l'intensité, sur la base des répartitions statistiques des dommages passés observés par typologie [32].

Les différentes typologies sont présentées (**Tableau II.2**), ainsi que L'échelle EMS 98 comprend 5 degrés de dommage pour les constructions en béton et en maçonnerie, chaque degré présente :

Degré 1 : Dommages négligeables à légers (pas de dommages structuraux et de légers dommages non structuraux.) ;

Degré 2 : Dommages modérés (légers dommages structuraux et dommages non structuraux modérés) ;

Degré 3 : Dommages importants à lourds (dommages structuraux modérés et lourds dommages non structuraux) ;

Degré 4 : Très lourds dommages (lourds dommages structuraux et très lourds dommages non structuraux) ;

Degré 5 : Destruction (très lourds dommages structuraux).

Tableau II.2. Typologie de l'échelle européenne macrosismique EMS98 et classes de vulnérabilité associée

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 préfabriqués		—○—			
	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				—○—		
BOIS				—○—		

○ Classe de vulnérabilité la plus probable; — Intervalle probable; Intervalle de probabilité plus faible, cas exceptionnels

Tableau II.3. Echelle de dommage EMS98 accompagné de classe et degré de dommage [32]

Degrés d'intensité	Description
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 subissent 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 subissent des dégâts de degré 5 La plupart des 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 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

II.2.2.b- Méthodes déterministes

Une seconde famille des courbes de vulnérabilité qui donnent le dommage moyen en fonction du niveau sismique (en intensité ou en accélération) et non plus une probabilité de dépasser un niveau de dommage donné. Cette approche est dite déterministe car la structure est analysée en tant que telle.

La fonction d'endommagement (ou courbe de vulnérabilité déterministe) est généralement définie par deux bornes limites d'agression sismique : la première donne le niveau d'agression correspondant à l'apparition des premiers dommages (la fissuration) ; la deuxième correspond à la destruction totale de la structure (la ruine). Pour des niveaux intermédiaires d'agression, le dommage moyen s'exprime en supposant un comportement linéaire de la fonction d'endommagement entre les deux bornes limites. Evidemment, cette fonction d'endommagement doit être représentative des caractéristiques structurales de chaque famille de construction, d'où la nécessité d'introduire la notion de typologie. Plusieurs méthodes déterministes sont retenues dans pas mal de pays du monde, nous citons les plus connues et disponibles :

➤ **Les méthodes Européennes :**

Cinq méthodes françaises : (méthode du CETE Méditerranée 1990; deux méthodes de Milan Zacek 1993-1997 ; méthode CETE de Lyon 2001 ; méthode AFPS dite BATTIER 2002 ; méthode VULNERALP 2005).

- En Italie : (GNDDT 1993 ; Seismocare 1998 ; Faccioli et al., 1999 ; Dolce et al., 2003) ;
- En Suisse (Lang 2003; Steimen et al., 2004) ;
- Au Portugal (Oliveira 2003) ;
- Au Canada (Ventura et al., 2005 ; Onur et al., 2005) ;
- En Espagne (Roca et al., 2006) ;
- En Belgique (Jongmans et al., 2000) [14].

Ainsi la méthode du projet Européen (RISK-UE, 2003) qui s'est focalisée sur la vulnérabilité de sept villes Européennes : Nice (France), Catane (Italie), Barcelone (Espagne), Sofia (Bulgarie), Bucarest (Roumanie), Thessalonique (Grèce), et Bitola (Macédoine) [51] & [32].

- **Les Méthodes Asiatiques :** Au Japon (Otani 2000) ;
- En Turquie (Ergunay and Gulkan 1991).

➤ **Les méthodes Américaines :**

Aux Etats-Unis, des méthodes ont été proposées par la FEMA et l'ATC, dites méthodes FEMA 310 [28] et ATC 40 [7]. La méthode FEMA 310, présentée sous forme de guide, est le résultat de mises à jour des études antérieures. Trois niveaux d'évaluation sont proposés :

- **Niveau 1** - Présomption de vulnérabilité - vise à identifier les bâtiments qui n'atteignent pas un niveau de performance requis (sauvegarde de vie et fonctionnalité immédiate). Ces niveaux expriment en quelque sorte la classe de la structure au sens de la réglementation parasismique, en distinguant les bâtiments stratégiques (Classe D), des bâtiments non stratégiques (Classes A à C). Cette analyse de niveau 1 est menée en relevant pour chaque structure une série d'indicateurs qualifiant la structure (portant principalement sur le type de structure et des systèmes porteurs, les éléments non-structuraux, l'état de la structure et l'interaction sol-fondation), si des points vulnérables sont détectés, suivant le niveau de performance requis, la structure est déclarée conforme, ou non-conforme. Dans ce dernier cas, une analyse de niveau 2 ou 3 est requise selon le nombre d'étages de la structure.

- **Niveau 2** - Approche quantitative - consiste à appliquer une méthode élastique linéaire simplifiée aux bâtiments déclarés non-conformes par la méthode de niveau 1, Par ce biais, les constructions non-conformes qui ne nécessitent pas de réhabilitation, analyse de niveau 3 est alors envisagée.

- **Niveau 3** - analyse approfondie - consiste à employer des méthodes statiques ou dynamiques linéaires ou non-linéaires au choix du responsable du diagnostic.

Ces méthodes s'inspirent des travaux de l'ATC 40. Applicable pour les constructions en béton armé, elle a été publiée aux Etats-Unis en 1986. Elle est innovante par rapport aux méthodes précédentes parce que la capacité d'une structure à atteindre ou non un point de performance s'exprime en fonction d'un déplacement et plus en termes de forces. Cette innovation fut établie à partir du constat que lors de sollicitations sismiques, l'importance des dommages est d'avantage en fonction des déplacements dans la structure que des forces. Les courbes de capacité de déplacement (déformabilité) sont tracées pour les bâtiments étudiés. En croisant la courbe de capacité de déplacement du bâtiment avec le déplacement maximal provoqué par le séisme (spectre de réponse), on obtient un point de performance de la structure qui comparé au niveau de performance à atteindre nous indique si la structure est vulnérable ou non.

II.3- Choix d'une méthode d'évaluation de la vulnérabilité

On a déjà vu que les méthodes d'analyse de la vulnérabilité sismique diffèrent par leur complexité leur précision et leur objectif. La méthode choisie pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique dépendra de la qualité et de la quantité de données disponibles et de l'objectif visé, que se soit pour obtenir la vulnérabilité sismique d'un bâtiment unique ou d'un ensemble de bâtiment ; d'un bâtiment ancien ou bien neuf....etc.

Dans les études de la vulnérabilité, on peut distinguer les méthodes d'estimation et les méthodes de calculs, Le tableau (II.4) illustre ces méthodes en fonction de la difficulté et du temps de calcul.

Tableau II.4. Classification selon le temps et la difficulté de calcul

<i>Investissement</i>					
<i>Application</i>	Ensemble de bâtiments			Bâtiment unique	
<i>Méthodes</i>	Observation de la vulnérabilité résultant de séismes	Jugement expert	Modèles analytiques simples	Attribution de pointage	Analyses détaillées

Tableau II.5. Classification selon l'application [61]

<i>Application</i>	<i>Méthode</i>
Bâtiment unique	Analyse structurale détaillée
	Analyse du comportement structural
	Analyse structurale par macro-éléments
	Analyse structurale simplifiée
	Jugement expert
Approches statistiques pour un ensemble de bâtiments	Classification typologique (DPM)
	Indices de vulnérabilité (pointage)
	Évaluations qualitatives
	Procédures hybrides

Alors pour choisir une méthode d'évaluation de la vulnérabilité, il faut trouver un compromis entre le coût de l'analyse, l'échelle de précision et la qualité de l'évaluation, tout en gardant à l'esprit que la meilleure analyse peut être atteinte par étapes successives ; chacune d'entres elles, contribuant à l'amélioration de la suivante [14].

II.3.1- Méthodes déterministe applicable à l'échelle bâtiment

Parmi les méthodes décrites ci-dessus certaines présentent un intérêt particulier pour l'étude de la vulnérabilité d'un seul bâtiment parmi eux nous présentons ce qui suit :

II.3.1.a- La méthode RISK-UE Niveau -1-

Le projet RSK-UE est utilisé dans le cadre d'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments courant dans sept grandes villes Européennes, de façon à permettre l'émergence d'une typologie commune plus détaillée que celle de l'EMS 98 et des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique. Deux méthodes utilisées pour l'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments courants ont donc été développées par l'équipe de l'université de Gènes, partenaire du projet RISK-UE [58] ; Reposons sur :

- une méthode macrosismique, le niveau 1, reposant sur l'affectation au bâtiment d'un indice de vulnérabilité compris entre 0 et 1 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 des courbes de vulnérabilité et de fragilité.
- une méthode mécanique, le niveau 2, basée sur des analyses analytiques de la structure basée sur des modélisations dynamiques ou des modélisations simplifiées.

On ne s'intéressera pas au niveau 2 puisqu'il s'agit d'une méthode quantitative.

Pour le Niveau 1, la procédure suivie pour arriver a déterminé l'indice de vulnérabilité est illustré comme suit :

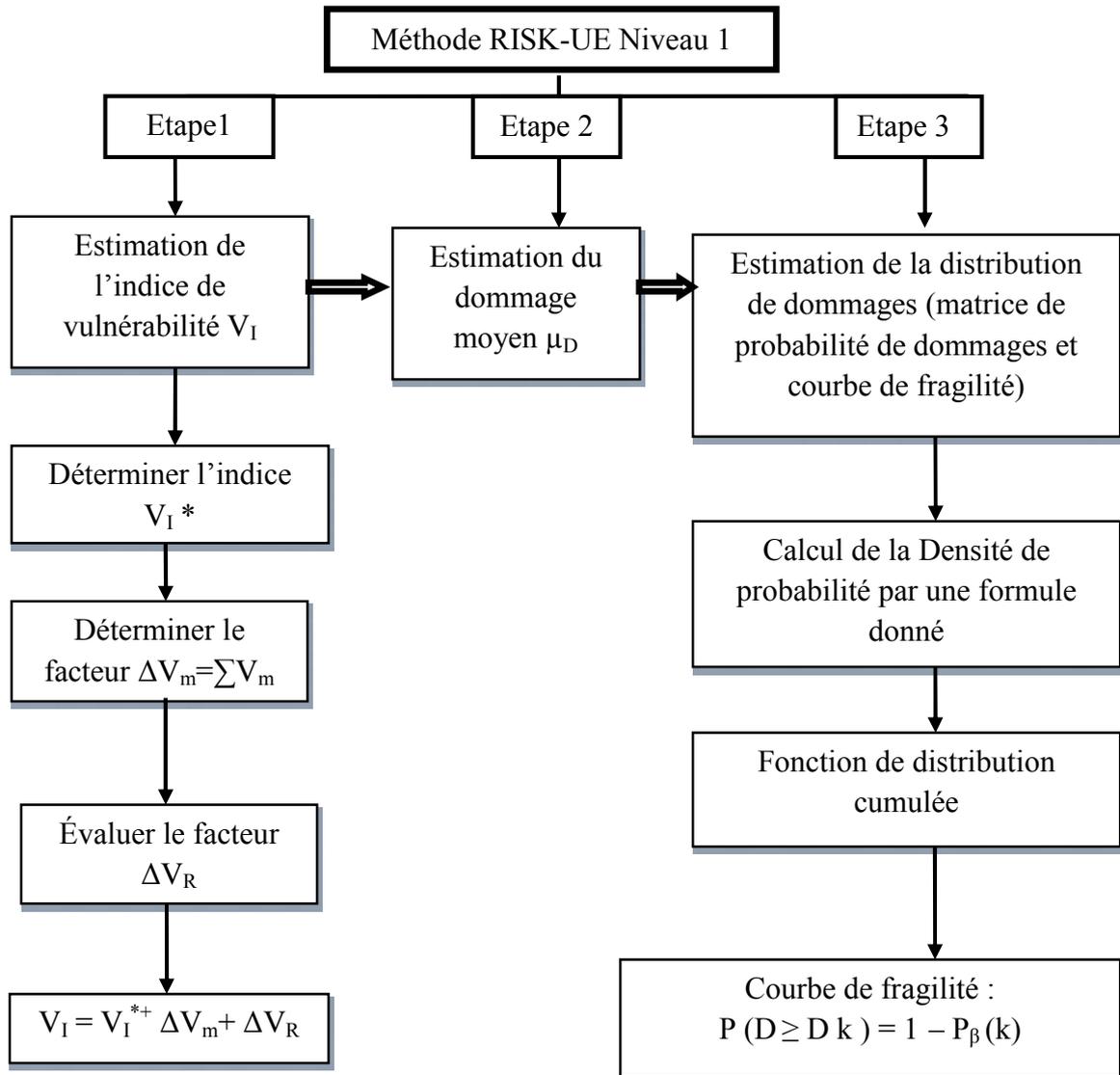


Figure II.4. Schéma de la méthodologie d'estimation d'indice de vulnérabilité selon méthode RISK-UE niveau 1

II.3.1.b- La Méthode GNDT

La méthode GNDT a été développée en 1984 par le Groupe de défense contre les tremblements de terre du “Conseil National de Recherche de l’Italie” (CNR), et a été établie en distinguant les bâtiments en maçonnerie des bâtiments en béton armé ; ainsi, elle propose une évaluation à deux niveaux pour chacune des deux types de construction (maçonnerie, béton armé) auxquels correspondent deux formulaires :

- **Le niveau I** ne permet pas d'évaluer numériquement la vulnérabilité des bâtiments. Il se base sur une fiche de relevé unique pour toutes typologies de structure, cette fiche comporte huit paramètres. Dans certains cas, les données du premier niveau peuvent permettre de compléter des données manquantes de la fiche de deuxième niveau.

- **Le niveau II** menant au calcul d'un indice pondéré de vulnérabilité (I_v). Ce deuxième niveau d'analyse permet également de tracer des courbes de vulnérabilité en fonction de modes de rupture probables, et ce distingue les bâtiments en maçonnerie et des bâtiments en béton armé. Les informations nécessaires sont regroupées sur une fiche en onze paramètres, neuf communs aux deux typologies qui sont :

- Typologie et organisation du système résistant ;
- Qualité du système résistant ;
- Résistance conventionnelle ;
- Position du bâtiment et fondations ;
- Planchers ;
- Configuration en plan ;
- Configuration en élévation ;
- Eléments non structuraux ;
- Etat du bâtiment.

Les deux autres paramètres sont distincts :

- Rapport épaisseur/longueur,
- Toiture pour les bâtiments en maçonnerie, nœuds-éléments critiques et éléments fragiles (peu ductiles) pour les bâtiments en béton armé.

Le niveau 2 fournit quatre types de résultats :

- Un indice de vulnérabilité I_v ;
- Niveau moyen de dommage en fonction de l'accélération maximale au sol (formulation initiale) ou en fonction de l'intensité macrosismique (formulation Giovanezzi et Lagomarsino) ;
- Une répartition des probabilités de dommages ou une évaluation du pourcentage de bâtiments se trouvant dans un état de dommages par un facteur de pondération k correspond à chaque paramètres ;
- Une évaluation de la fiabilité du résultat obtenu [17].

On ne s'intéresse pas par les constructions en maçonnerie, donc ; on prendra en compte seulement la fiche des constructions en béton armé présenté ci-dessous :

Tableau II.8. Paramètres de vulnérabilité de la méthode GNDT Niveau 2
pour les constructions en béton armé

Paramètres
1- Type et organisation du système résistant
2- Résistance conventionnelle
3- Qualité système résistant
4- Position bâtiment fondation
5- Plancher
6- Configuration en plan
7- Configuration en élévation
8- Nœuds et éléments critiques
9- Eléments fragiles
10- Eléments non-structuraux
11- Etat de la structure

II .4- Conclusion

Nous pouvons dire que l'évaluation de la vulnérabilité constitue un élément essentiel de l'analyse de risque sismique. Différents niveaux d'analyse sont disponibles, depuis l'analyse a grande échelle, jusqu'à l'analyse d'un bâtiment particulier.

Les méthodes disponibles pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique repose sur des approches probabilistes ou bien déterministes, ces méthodes ont été développées dans des pays à sismicité élevée de telle façon que chacune de ces dernières présentent des caractéristiques spéciaux ce qui rend complexe le choix d'une méthode applicable a une typologie précise. Pour cela, le choix sera pris selon les données disponibles pour chaque mode d'évaluation.

Chapitre III : Les méthodes déterministe basées sur la performance

Sommaire

III.1-Introduction

III.2- La méthode d'analyse en poussée progressive « Push-over »

III.2.1- Définition de l'analyse « Push-over »

III.2.2- Distribution des charges latérales

III.2.3- Hypothèse de l'analyse « Push-over »

III.2.4- But de l'analyse « Push-over »

III.2.5- Principe de l'analyse « Push-over »

III.2.5.1- Courbe de capacité

III.2.5.2- Point de performance

III.3- Push-over en ductilité (ED 8)

III.4-Push-over en amortissement (Méthode de capacité spectrale ATC40)

III.5- Conclusion

Chapitre III

Les méthodes déterministes basées sur la performance

III.1- Introduction

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 du risque des bâtiments existants [22].

Ces nouvelles méthodes qui se fondent sur le comportement des structures obtenues par modélisation numérique et essais à échelle réduite, tendent à se substituer aux méthodes conventionnelles basées sur le retour d'expérience des séismes passés.

En effet, des niveaux de performance sont définis par les différentes méthodes utilisant ce concept, l'endommagement structurel dans ce cas est déterminé par l'accélération ou le déplacement spectral au lieu et place de l'intensité macrosismique [37].

Pour répondre à l'exigence sécuritaire, ces niveaux de performance sont mis en perspective avec un niveau d'aléa. Ce changement conceptuel s'est accompagné de changements fondamentaux traduits cette fois par l'évolution récente des méthodes de calculs en ingénierie sismique.

La méthode de calcul la plus rigoureuse et plus complète d'analyse des structures sous l'action sismique est le calcul dynamique temporel non-linéaire, qui permet de reproduire fidèlement le comportement de la structure et de connaître ses états de performance à différents instants du séisme, néanmoins ce type d'étude est difficilement envisageable pour des structures courantes car elle peut se révéler très coûteuse en temps de calcul en raison de la complexité des modèles et du nombre de calcul à réaliser [23].

Par conséquent, le calcul statique non-linéaire en poussée progressive « Push-over » représente une alternative intéressante car les données matérielles sont similaires à celles de l'analyse dynamique temporelle non-linéaire et les difficultés du calcul temporel pas à pas sont évitées [6] & [36].

III.2- La méthode d'analyse en poussée progressive « Push-over »

La méthode d'analyse en poussée progressive « Push-over », est la méthode préférée pour l'évaluation de la performance sismique des structures parce qu'elle est conceptuellement et informatiquement simple. Ainsi elle nous permet de tracer la séquence d'écoulement, la ruine des éléments, le niveau de dommage structural et les progrès de la courbe globale de capacité de la structure [34].

La finalité de la méthode d'analyse « Push-over » est d'estimer les paramètres critiques de réponse imposés au système structural. Ses composantes aussi proches que possible de celles prédites par l'analyse dynamique non-linéaire, l'analyse « Push-over », fournit des informations sur d'innombrables réponses caractéristiques qui ne peuvent pas être obtenues à partir d'une analyse statique élastique ou une analyse dynamique élastique.

III.2.1- Définition de l'analyse « push-over »

L'analyse « Push-over » est une procédure 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 [39].

Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe de capacité qui relie l'effort tranchant V à la base en fonction du déplacement d du sommet de la structure.

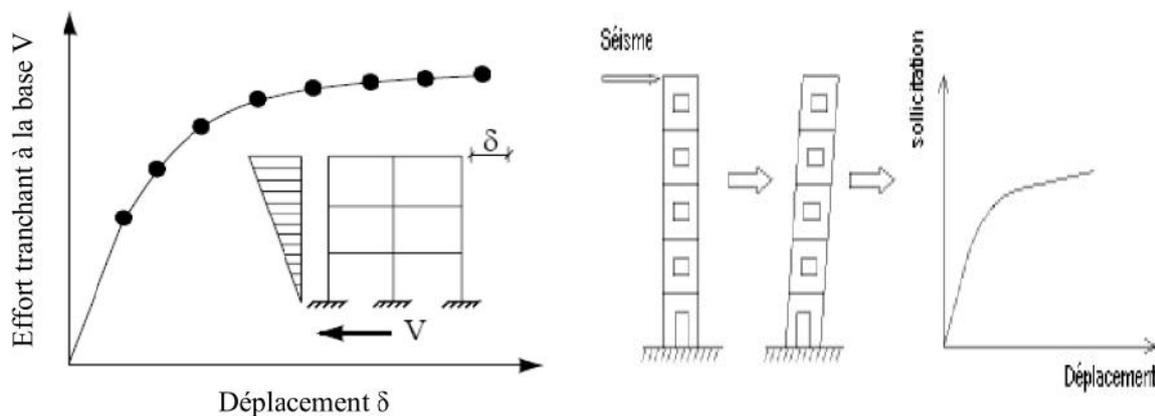


Figure III.1. Signification physique de la courbe de capacité (Push-over) d'une structure

III.2.2- Distribution des charges latérales

Le choix d'une distribution appropriée de forces latérales constitue une étape très importante dans l'analyse « Push-over ». La forme des actions sismiques appliquées à la structure est en règle générale, triangulaire ou trapézoïdale [43].

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. Il suffit alors de considérer plusieurs distributions verticales de forces horizontales appliquées à l'emplacement des masses dans le modèle. Comme résultat, la courbe de capacité est dressée représentant l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet [7] & [19].

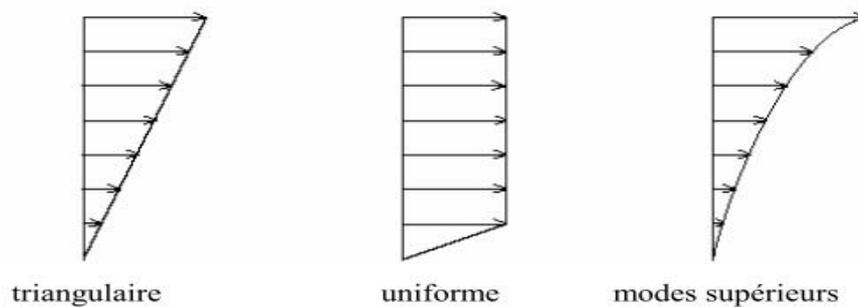


Figure III.2. Différentes formes de distribution des forces latérales

III.2.3- Hypothèse de l'analyse « Push-over »

L'analyse statique non-linéaire « push-over » est basée sur l'hypothèse que la réponse d'une structure à plusieurs degrés de liberté (PDDL), peut être approximativement égal à la réponse d'un système à un seul degré de liberté (SDDL) 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 [8].

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bon résultat concernant la réponse sismique (déplacement maximale), donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent [27].

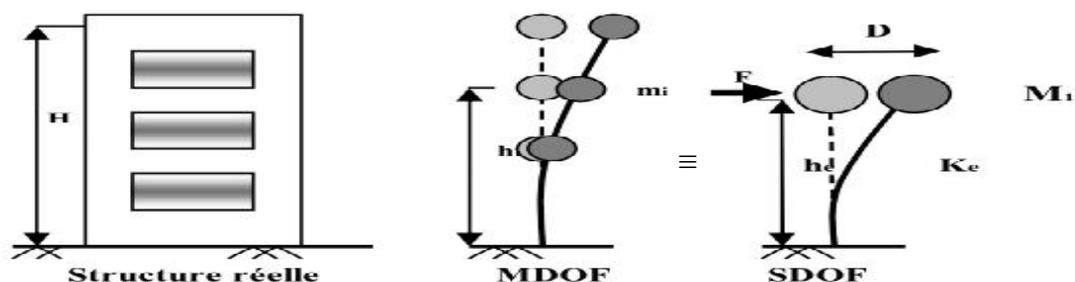


Figure III.3. Hypothèse de l'analyse Push over

III.2.4- But de l'analyse « Push-over »

Le but de l'analyse « Push-over » est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer la performance attendue d'une structure en estimant ses demandes en résistance et en déformation lors d'un séisme et en comparant ces demandes aux capacités existantes aux niveaux de performance présentant un certain intérêt. L'évaluation est basée sur une évaluation des paramètres de performance les plus importants, y compris les déplacements entre les niveaux, les déformations entre les éléments, et les forces dans les éléments et les assemblages. L'analyse statique non linéaire « Push-over », peut être considérée comme une méthode pour prédire les demandes, en termes de forces sismiques et de déformation, qui tient d'une manière approximative de la redistribution des forces internes qui se produit lorsque la structure est soumise à des forces d'inertie qui ne peuvent être résistées par un comportement structural linéaire élastique.

L'analyse « Push-over » est supposée donner des informations sur beaucoup de caractéristiques de la réponse du bâtiment qui ne peuvent être obtenues à partir d'une analyse élastique ou dynamique linéaire. Dans ce qui suit, on présentera des exemples de telles caractéristiques :

- 1- Les demandes réalistes en termes de forces dans les éléments potentiellement fragiles, telles que les demandes en forces axiales dans les poteaux, les demandes en forces dans les connections des contreventements, les demandes en moments dans les connections poteaux-poutres, et les demandes en cisaillement dans les poutres épaisses.
- 2- Estimations des demandes en déformations pour les éléments qui doivent se déformer inélastiquement pour dissiper l'énergie provenant des séismes.
- 3- Les conséquences de la répartition de la rigidité des éléments individuels sur le Comportement global de la structure.
- 4- Identification des zones critiques dans lesquelles les demandes en déformations sont supposées être élevées et qui doivent faire l'objet d'une attention particulière durant la conception.
- 5- Identification des discontinuités des résistances en plan ou en élévation qui résultent en des modifications des caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire.

6- Estimations des déplacements entre les niveaux qui tiennent compte des discontinuités des résistances ou des rigidités et qui peuvent être utilisés pour contrôler l'endommagement et pour évaluer l'effet V-d.

7- Vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments structuraux de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations.

Le dernier point peut être le plus important, pourvu que le modèle analytique contient tous les éléments, aussi bien structuraux que non structuraux, qui contribuent d'une manière significative à la distribution des charges latérales. Par exemple, le transfert des charges à travers les connections entre les éléments ductiles peut être vérifié avec des forces réalistes. Il est clair que ces bénéfices vont de pair avec un effort supplémentaire d'analyse qui requiert la prise en compte de tous les éléments importants, la modélisation de leurs caractéristiques anélastiques et l'analyse incrémentale non linéaire en utilisant si possible un modèle tri dimensionnel [25] & [41].

III.2.5- Principe de l'analyse « Push-over »

Le principe de la méthode d'analyse "push-over" consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse non-linéaire en poussée progressive "push-over" avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme "spectre de réponse" [42].

L'intersection de ces deux courbes évaluées à partir des considérations qui vont suivre représente un **point de performance** permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et subséquemment son degré de pénétration dans le domaine plastique. [60]

III.2.5.1- Courbe de capacité

Le calcul non-linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base de la structure, en fonction du déplacement de celui-ci. La 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 et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture "défaut de résistance".

La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe [41].

Les dommages que peut subir une structure sous un chargement en poussée progressive sont présentés sur la (figure III.4).

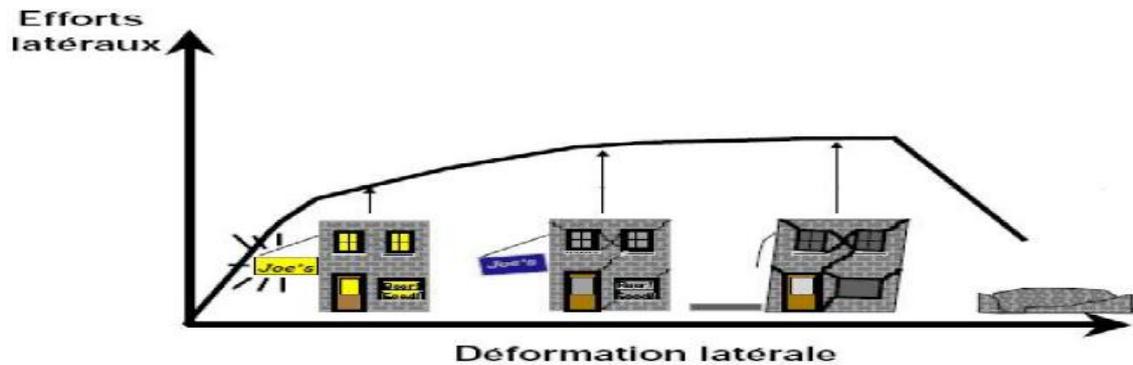


Figure III.4. Endommagement correspond à la méthode "Push-over"

- **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.
- **Deuxième niveau** ; 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.
- **Troisième niveau** ; représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger.
- **Quatrième niveau** ; la structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance [25].

III.2.5.2- Point de performance

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des Spectres de réponse en accélération ou en déplacement. Les axes de la courbe de capacité doivent donc être transformés afin d'avoir les mêmes unités :

- Réaction à la base / masse → accélération ;
- Déplacement / Facteur de participation modale → déplacement.

Plusieurs méthodes d'assemblage des deux courbes sont applicables. L'EC 8 par exemple, permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux. Les normes américaines (FEMA), par contre, prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux.

Dans les deux cas on trouve ce que l'on appelle un « point de performance » qui permet de faire plusieurs considérations concernant le comportement de la structure face au séisme [41].

III.3- Push-over en ductilité (EC 8)

Cette méthode a été proposée par Fajfar en 1998. Elle utilise des spectres inélastiques, avec un facteur réducteur R_μ , pour passer du spectre élastique ($\beta = 5\%$; $\mu = 1$), aux spectres inélastique ($\mu > 1$) [37].

L'analyse par cette méthode requiert donc à la fois la donnée d'une courbe représentative de la sollicitation sismique "demande de déformation" et celle d'une courbe issue de l'analyse statique non-linéaire "capacité de déformation" [38].

La procédure de cette méthode peut être décomposée selon les sept étapes suivantes :

Etape 1 : Introduction des données

L'on considère une structure à plusieurs degrés de liberté et un spectre de réponse élastique, dans lequel les accélérations (S_a) sont données en fonction des périodes naturelles (T) de la structure.

Etape 2 : Transformation du spectre élastique au format accélération-déplacements

Le spectre de réponse élastique est transformé du format traditionnel accélérations-périodes ($S_a - T$) au format accélérations-déplacements ($S_a - S_d$), en utilisant la relation suivante :

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (III.1)$$

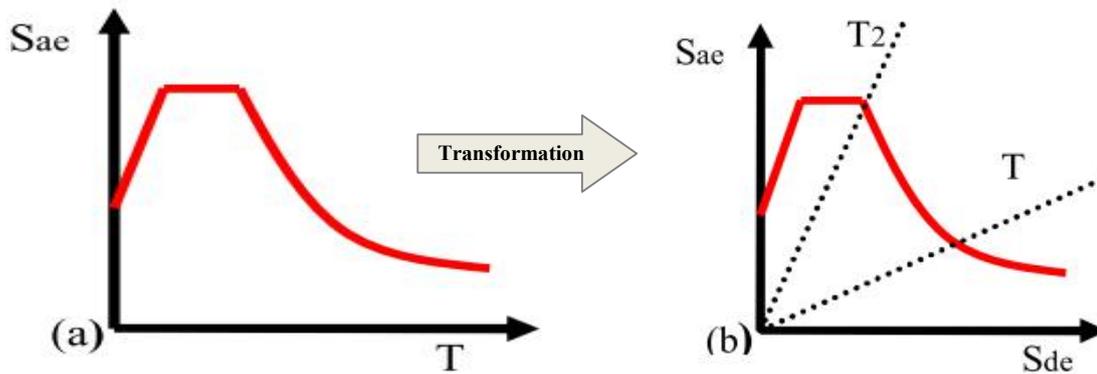


Figure III.5. Transformation du spectre élastique (S_{ae} - T) au format (S_{ae} - S_{de})

Etape 3 : Détermination du spectre de réponse inélastique (spectre réduit)

Le spectre de réponse inélastique (S_a - S_d) est obtenu à partir du spectre de réponse élastique en utilisant les équations suivantes :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \tag{III.2}$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} \quad S_{de} = \frac{\mu T^2}{R_\mu 4\pi^2} \quad S_{ae} = \frac{\mu T^2}{4\pi^2} S_a \tag{III.3}$$

Avec :

μ : Facteur de ductilité, défini comme le rapport entre le “déplacement maximal” et le “déplacement à la limite élastique” ;

R_μ : Facteur de réduction de la ductilité de la structure.

Plusieurs propositions ont été faites pour la détermination du facteur de réduction R_μ , parmi ces propositions l’on utilise celle donnée par (Vidic et al., 1994) qui dit :

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \tag{III.4}$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_c \tag{III.5}$$

Avec :

T_c : Période caractéristique du sol

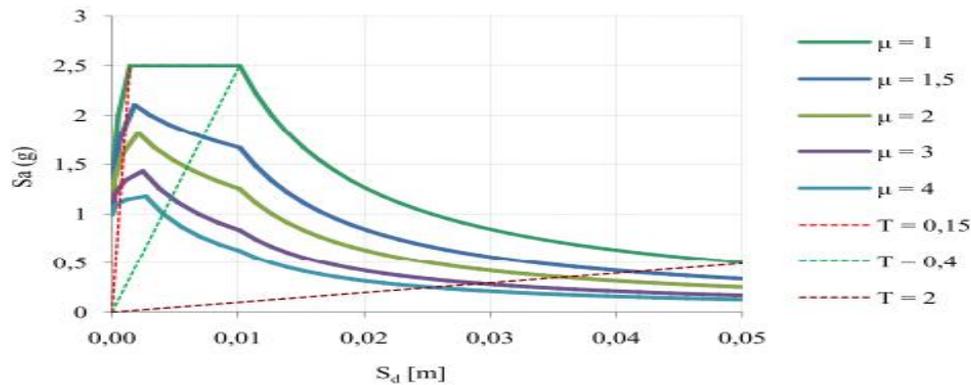


Figure III.6. Détermination du spectre non-linéaire pour différentes valeurs de ductilités [37] & [15]

Etape 4 : Analyse en poussé progressive « Push-over »

En appliquant à la structure une distribution de forces latérales incrémentées jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible défini. La forme de la déformée du système à plusieurs degrés de liberté peut être représentée par un vecteur propre qui reste constant durant toute l'analyse indépendamment du niveau de déformation [42].

Si on note par **P**, le vecteur des forces latérales, ce dernier peut être déterminé par l'expression suivante :

$$\mathbf{P} = \rho [\mathbf{M}] \{\phi\} \tag{III.6}$$

Avec :

[M] : Matrice diagonale correspondant aux masses de chaque niveau ;

{φ} : Vecteur forme normalisé pour le déplacement, ou mode propre ;

ρ : Facteur qui contrôle l'amplitude des forces latérales.

ETAPE 5 : Transformation du système à plusieurs degrés de liberté à un système équivalent à un seul degré de liberté

La structure à plusieurs degrés de liberté est Modélisée par un oscillateur équivalent à un seul degré de liberté.

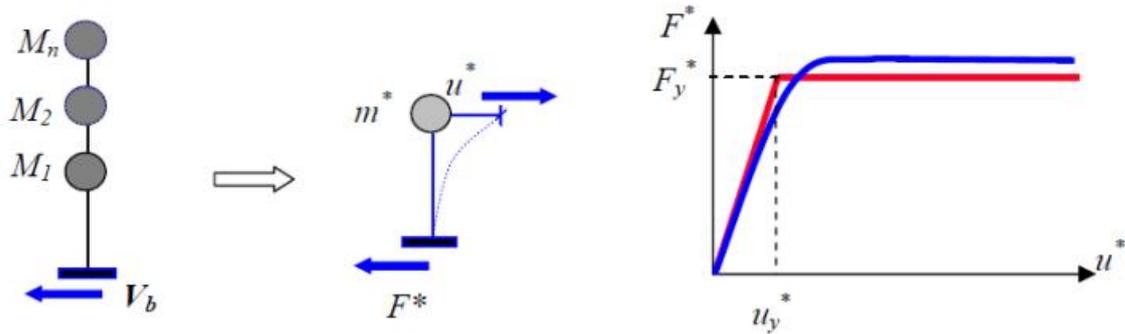


Figure III.7. Caractéristiques du système équivalent à un seul degré de liberté

Si on prend seulement le mode fondamental, l'expression des déplacements de la structure en fonction des déplacements modaux est donnée par l'équation :

$$\mathbf{d}_t = \Gamma \phi_1 \mathbf{d}_1(t) \quad (\text{III.7})$$

Avec :

$\mathbf{d}_1(t)$: Déplacement au sommet à un instant t ;

Γ : Facteur de participation modale correspondant au premier mode de vibration ;

ϕ_1 : Amplitude du premier mode de vibration au sommet ;

Pour un instant donné, la relation entre le déplacement au sommet \mathbf{d}_t et le déplacement correspondant au premier mode du système équivalent \mathbf{d}^* est :

$$\mathbf{d}^* = \frac{\mathbf{d}_t}{\Gamma} \quad (\text{III.8})$$

Ce qui permet de relier les déplacements du point de contrôle de la courbe Push-over (\mathbf{d}_t) aux déplacements correspondant à un système à un seul degré de liberté (\mathbf{d}^*).

La relation entre l'effort tranchant à la base de la structure et l'accélération correspondante du système équivalent à un seul DDL est exprimé par :

$$\mathbf{F}^* = \frac{\mathbf{V}}{\Gamma} \quad (\text{III.9})$$

Tel que :

\mathbf{V} : L'effort tranchant à la base du système à plusieurs degré de liberté ;

F^* : La force équivalente du système à un seul degré de liberté ;

Γ : Une constante habituellement appelée facteur de participation modal, contrôle la transformation des quantités du système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté et vice versa, il est déterminé à partir de l'équation suivante :

$$\Gamma = \frac{\phi^T M_1}{\phi^T M \phi} = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (\text{III.10})$$

La courbe traduisant le comportement du système équivalent à un seul degré de liberté est tracée en portant en abscisse le déplacement au sommet d^* , et en ordonnée la force F^* du système équivalent.

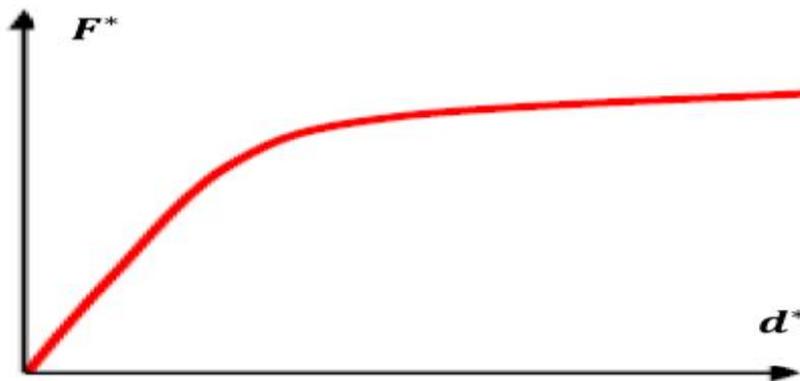


Figure III.8. Courbe de capacité du système équivalent à un seul degré de liberté

La courbe Push-over (F^* - d^*) ainsi obtenue, est idéalisée par une courbe bilinéaire, ce qui permet de déterminer respectivement, la force et le déplacement à la limite élastique F_y^* et d_y^* du système équivalent, ainsi que le déplacement à la limite d'élasticité du système équivalent à un seul degré de liberté d_y^* , est donné par :

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (\text{III.11})$$

D'ou :

E_m^* : L'énergie de déformation réelle jusqu'à la formation du mécanisme plastique.

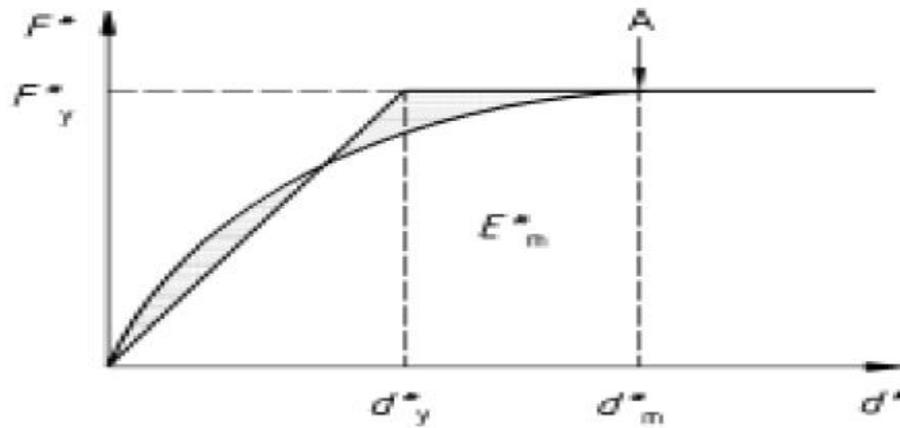


Figure III.9. Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité du système équivalent

La période élastique T^* du système équivalent à un seul de liberté idéalisé est déterminée par l'expression suivante :

$$T^* = 2 \sqrt{\left(\frac{m^*}{d^*_y} \right)} \quad \text{(III.12)}$$

Finalement, le diagramme de capacité dans le format accélération-déplacement (S_a - S_d) est obtenu comme suit :

$$S_a = \frac{F^*}{m} \quad S_d = d^* \quad \text{(III.13)}$$

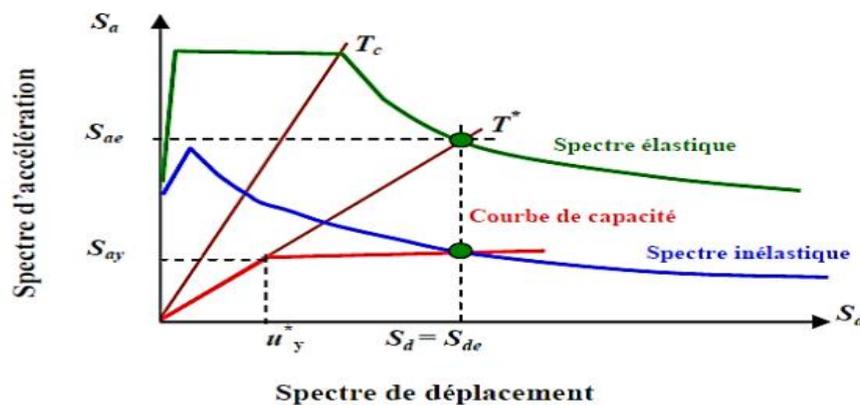


Figure III.10. Détermination du déplacement du système équivalent [38]

Etape 6 : Détermination du déplacement du système équivalent

Le déplacement de la structure avec une période T^* et un comportement élastique illimité, est donnée par :

$$d_{el}^* = S_e(T^*) \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2 \quad (III.14)$$

D'où :

$S_e(T^*)$: L'accélération spectrale correspondant à la période T^* .

Le calcul de déplacement du système équivalent à un seul degré de liberté dépend de sa période élastique (T^*) et de la position de cette dernière par rapport à la période caractéristique de site (T_c).

Le facteur de réduction R_μ peut être défini comme le rapport entre les deux accélérations comme suit :

$$R_u = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} = \frac{S_{ae}(T^*)}{F_y^*} \quad (III.16)$$

On distingue deux cas :

Premier cas ($T^* > T_c$) :

$$S_d = S_{de}(T^*) \quad \mu = R_u \quad (III.17)$$

Deuxième cas ($T^* < T_c$) :

$$S_d = \mu d_y^* = \left[1 + \frac{T_c}{T^*} (R_u - 1) \right] \frac{S_{de}}{R_u} \quad (III.18)$$

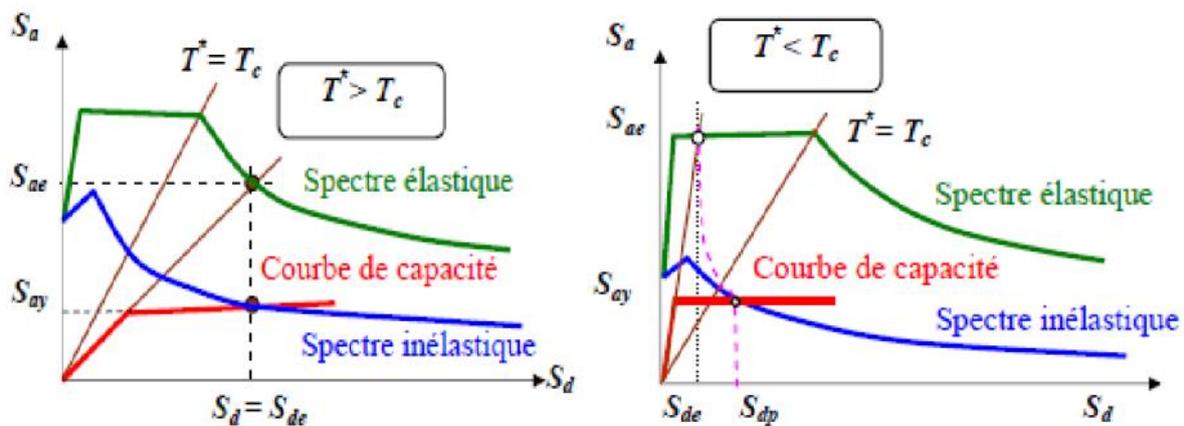


Figure III.11. Spectre élastique et inélastique et le diagramme de capacité

Etape 7 : Détermination du déplacement global de la structure

Une fois le déplacement du système équivalent déterminé, il est transformé en déplacement maximum du système à plusieurs degrés de liberté :

$$u_i = S_d \Gamma \tag{III.19}$$

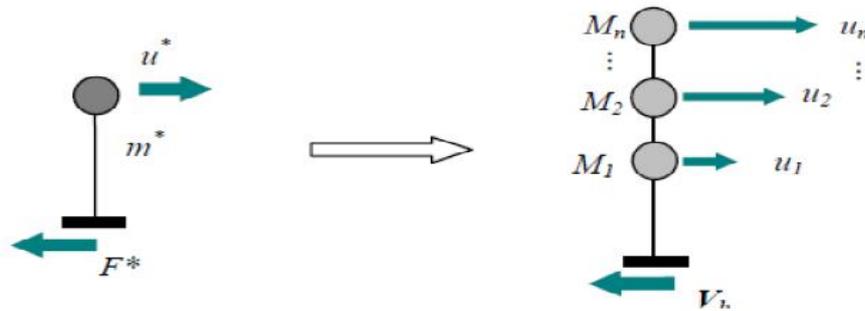


Figure III.12. Déplacement au sommet des structures

III.4- Push-over en amortissement (Méthode de capacité spectrale ATC40)

La méthode de capacité spectrale est l’une des méthodes les plus utilisées pour l’estimation de la performance sismique des structures, développée par Freeman. La méthode a connue par la suite plusieurs modifications, les versions les plus récentes (Procédures A, B, C) sont exposées dans l’ATC40 [30].

La méthode consiste à superposer dans un graphe de type (S_a - S_d) la courbe représentant la capacité résistante d’une structure issue d’une analyse non-linéaire en poussée progressive “courbe de capacité” et celle représentative de la sollicitation apportée par le séisme “Demande de déformation” [7].

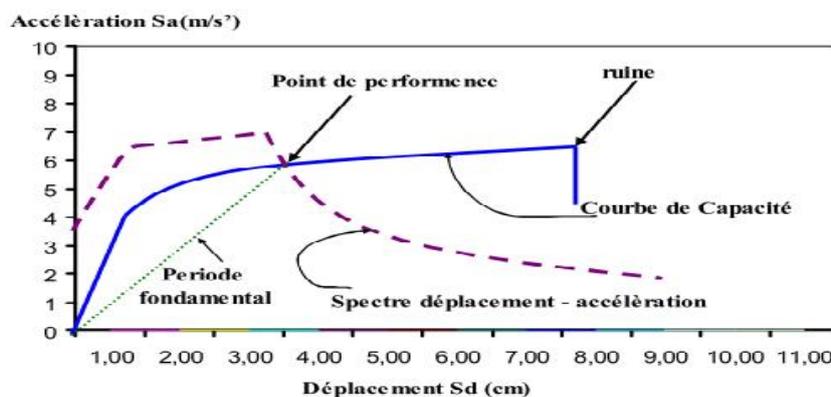


Figure III.13. Différents éléments de la méthode par capacité spectrale (ATC40)

La méthode par capacité spectral repose sur deux principes qui sont comme suit :

III.4.1- Détermination de la Courbe de capacité

La courbe de capacité est transformée en une **courbe de capacité équivalente** reliant l'accélération d'une structure à un seul degré de liberté à son déplacement en multipliant l'effort tranchant **V** et le déplacement **d** respectivement par [7] :

$$\left(\frac{1}{\alpha_1 W} \right) \text{ et } \left(\frac{1}{P_{f1} \phi_1} \right)$$

Avec :

α_1 : Pourcentage de participation massique du mode fondamental ;

W : Masse sismique de la structure ;

P_{f1} : Facteur de participation modal du mode fondamental ;

ϕ_1 : Amplitude du mode fondamental.

III.4.2- Détermination de la demande sismique

La demande sismique inélastique est obtenue par la réduction du spectre de réponse élastique amorti à 5% par des facteurs qui dépendent de l'amortissement effectif de la structure (**β_{eff}**). En d'autres termes, la méthode est basée sur le principe que si la demande en énergie à dissiper, représentée par l'amortissement (**$\beta_{eff}=5\%$**), le comportement inélastique de la structure est approché par l'accroissement du coefficient d'amortissement visqueux [7].

Les étapes de détermination de la demande sismique peuvent être résumées comme suit :

Etape 1 : Détermination du spectre élastique amorti à 5%

Le spectre de réponse définie dans le règlement algérien (RPA2003) est une courbe de réponse maximal d'accélération (**S_a/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T** [56].

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (\text{III.20})$$

A : Coefficient d'accélération de zone ;

η : Facteur de correction d'amortissement ;

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ;

R : Coefficient de comportement de la structure ;

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site ;

Q : Facteur de qualité [56].

Pour obtenir un spectre élastique amorti à 5%, il suffit d'attribuer une valeur égale à l'unité pour le coefficient de comportement (**R**) et le facteur d'amortissement (**η**).

Le facteur d'amortissement effectif (**β_{eff}**) défini dans le code Américain ATC 40 est noté (**η**) dans (RPA99/2003).

Etape 2 : Transformation du spectre élastique au format accélérations-déplacements

Même procédure que la méthode en ductilité (EC 8) pour la transformation de l'élastique au spectre inélastique formule (III.1).

Etape 3 : Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité

Une représentation bilinéaire de la courbe de capacité est nécessaire pour estimer l'amortissement effectif (**β_{eff}**). Elle nécessite la définition du point (**a_{pi}** , **d_{pi}**), qui représente le point de la performance d'essai estimée par l'ingénieur pour développer la demande spectrale réduite. La première estimation du point (**a_{pi}** , **d_{pi}**) est généralement définie en utilisant le principe d'égalité des déplacement maximaux (Newmark et Hall 1982) [7].

Pour construire la représentation bilinéaire de la courbe de capacité, le premier segment est tracé à partir de l'origine avec une pente correspondant à la rigidité initiale de la structure (segment élastique).

Le deuxième segment est tracé en reliant le point (a_{pi}, d_{pi}) à un point (a_y, d_y) qui est définie de tel façon a avoir l'égalité de surfaces A_1 et A_2 .

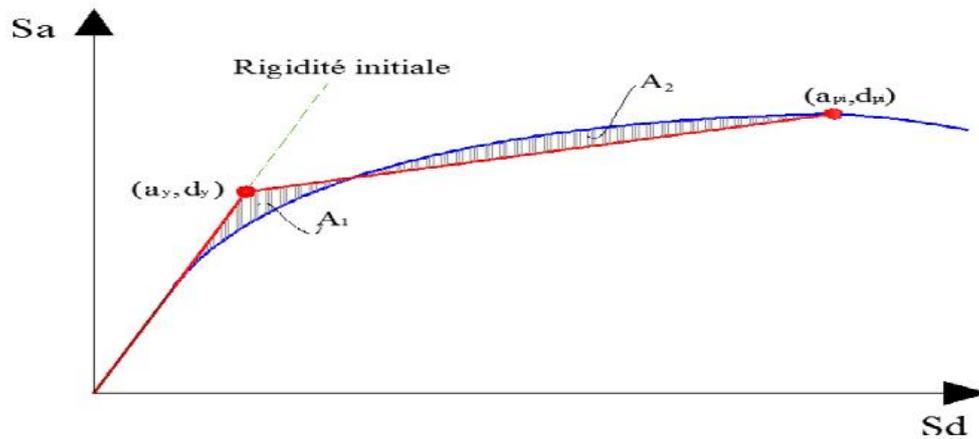


Figure III.14. Id alisat on bi-linéaire de la courbe de capacité

Etape 4 : Détermination de l'amortissement effectif et réduction du spectre élastique

L'amortissement qui intervient lorsque la structure est dans le domaine inélastique peut être considéré comme une combinaison d'amortissement visqueux inhérent à la structure et d'amortissement d'hystérésis [7].

L'amortissement visqueux inhérent à la structure est supposée constant et égale à 0.05 (5%).

L'amortissement d'hystérésis peut être représenté par un facteur d'amortissement visqueux équivalent noté (β_0) en utilisant des équations disponibles dans la littérature, le règlement ATC 40 propose de déterminer le terme (β_0) en utilisant l'équation suivante :

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_S} \quad (III.21)$$

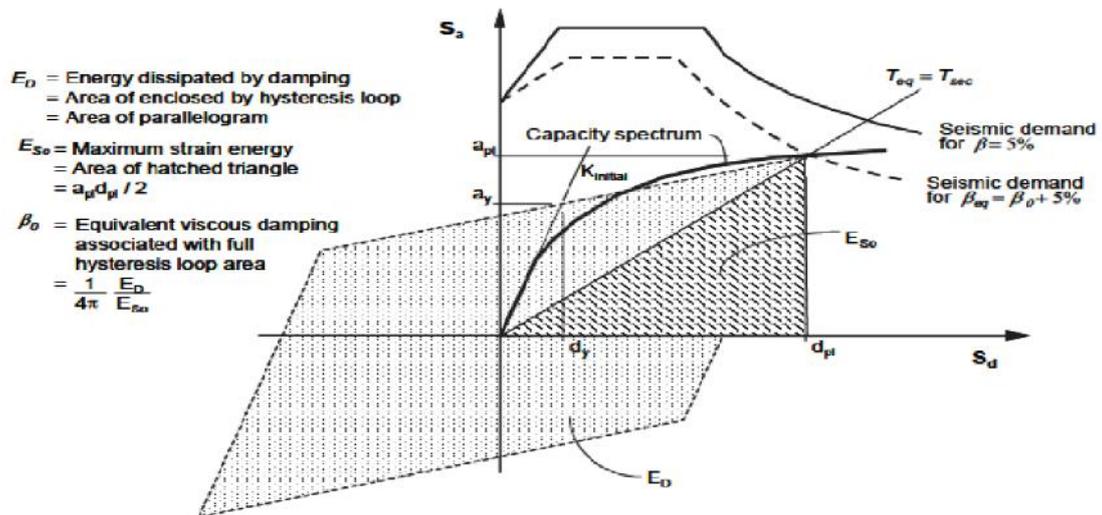


Figure III.15. Schématisation de l'énergie dissipée par la structure

Le développement de l'équation (II.21) donne une autre écriture du terme (β_0) qui est fonction des points (a_{pi} , d_{pi}) et (a_y , d_y) :

$$\beta_0 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (II.22)$$

L'amortissement effectif (β_{eff}) associé à un déplacement maximal d_{pi} peut être exprimé par l'équation suivante :

$$\beta_{eff} = k \beta_0 + 5 \quad (III.23)$$

D'où :

K : Facteur dépend du comportement structurel du bâtiment, le règlement ATC 40 considère trois types de comportements (Type A, B, C). Le choix du type de comportement dépend de la qualité des éléments structuraux mais aussi de la durée de l'onde sismique.

Tableau III.1. Type de comportement structurel

Durée du séisme	Structures neuves	Structures existantes	Structures dégradées
Court	Type A	Type B	Type C
Long	Type B	Type C	Type C

Tableau III.2. Détermination de l’amortissement effectif de la structure

Type de comportement structurel	β_0 (en pourcents)	κ
TYPE A	≤ 16.25	1.0
	≥ 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
TYPE B	≤ 25	0.67
	≥ 25	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
TYPE C	Toutes les valeurs	0.33

Le spectre de demande réduit est obtenu en introduisant la valeur de (β_{eff}) dans les équations (III.20) définies précédemment.

Etape 5 : Détermination du point de performance

Dans l’ATC 40, trois procédures (A, B, C) sont proposées pour la détermination du point de performance, les procédures A et B sont des méthodes analytiques, basées sur des formules mathématiques, tandis que la procédure C est graphique [52].

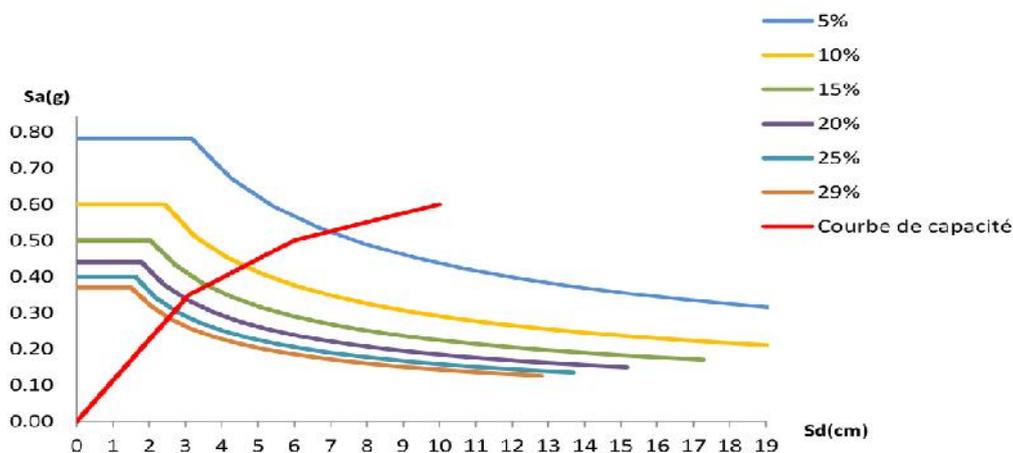


Figure III.16. Représentation d’une famille de spectres réduits par amortissement

III.5- Conclusion

L’analyse statique non linéaire « push-over » est un outil puissant et très utile qui permet aux ingénieurs de rechercher plusieurs schémas de confortement de bâtiments existants et d’étudier de nouvelles structures qui se comporteront d’une manière adéquate durant de futurs séismes.

Les résultats obtenus à partir d’une analyse « push-over » en termes de demande, de capacité et de rotules plastiques donne un aperçu sur le comportement de la structure.

Chapitre IV :
Etude d'un bâtiment stratégique

Sommaire

IV.1- Introduction

IV.2- Présentation de l'ouvrage

IV.2.1- Description du bâtiment d'étude [B1]

IV.2.2- Caractéristiques de la structure

IV.3- Expertise de l'ouvrage

IV.3.1- Dommages subis par l'ouvrage

IV.3.2- Données du site

IV.3.3- Fondation

IV.3.4- Détails de réalisation

IV.3.4.1- Hypothèses de calcul

IV.3.4.2- Descente des charges (DTR B.C.2-2)

IV.3.4.2.1- Charges permanentes

IV.3.4.2.2- Charges d'exploitation

IV.3.4.2.3- Charge accidentelle (force sismique)

IV.4- Analyse linéaire statique et dynamique

IV.4.1- L'analyse dynamique modale

IV.4.2- L'analyse statique équivalente

IV.5- Conclusion

Chapitre IV

Etude d'un bâtiment stratégique

IV.1- Introduction

Le choix d'une méthode d'analyse sismique s'avère une étape importante. Dans le code parasismique Algérien RPA99/2003, l'étude de la réponse des structures dans le domaine élastique sous un séisme est conduite en faisant appel à des méthodes simplifiées (Méthode statique équivalente, analyse modal spectral), qui reposent sur le principe qui consiste à déterminer les efforts susceptibles d'être appliquée puis procéder à une vérification des déplacements de la structure.

Le comportement non-linéaire des structures est pris en compte en réduisant les efforts de calcul par un facteur de comportement (R) qui tient compte du comportement dissipatif des structures.

Dans ce Chapitre , nous allons étudier une structure neuve en vue de son analyse sismique dans le domaine élastiques statique et dynamique.

Dans cette partie on va modéliser le bâtiment avec le logiciel « **Robot-Structural Analysis Professional** » Néanmoins, il peut être aussi utile avec d'autres programmes car la méthodologie et une partie des difficultés rencontrées sont indépendantes du programme utilisé.

IV.2- Présentation de l'ouvrage

Le projet « COMPLEXE SANITAIRE MERE ET ENFANT » est un complexe de plusieurs bâtiments un bâtiment d'hospitalisation composé de quatre bloc lié entre eux par des halls de circulation; un bloc d'hébergement un autre administratif et un banque du sang et laboratoire.

L'ouvrage est implanté dans la ville de Guelma à proximité de la cité Khalla, cet ouvrage est en cours de réalisation depuis l'année 2009.

La délimitation spatiale de l'ouvrage se présente comme suit :

Le plancher est en dalle pleine ($ep = 15$) cm supporté par des poutres principales (40×65) cm² ainsi des poutres secondaires de (30×60) cm² et des poteaux de (50×50) cm². Le revêtement des planchers est en carrelage ($ep = 2$) cm les murs extérieurs ainsi que les cloisons internes sont en brique creuse ($ep = 30$ et 10) cm.

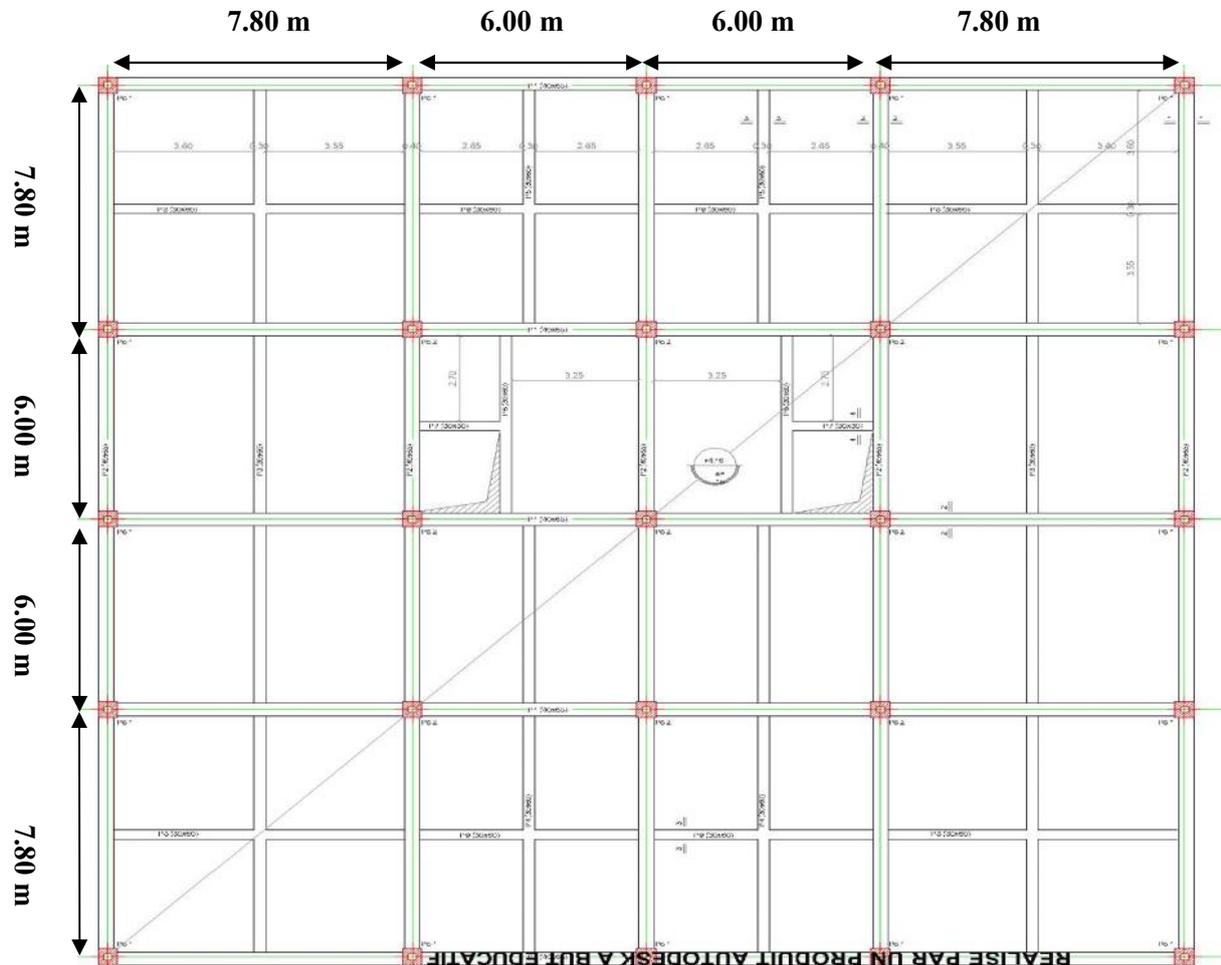


Figure IV.2. Vue en plan du bâtiment [B1]

IV.2.2- Caractéristiques du bâtiment

Les caractéristiques géométriques du bâtiment à étudier sont:

- Largeur en plan 28.10m.
- Longueur en plan 28.10m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 12.48m.
- Hauteur d'étage (tout les étages sont similaires) 4.16m.

Tableau IV.1. Caractéristique du bâtiment

Longueur totale	28.10 [m]
Largeur totale	28.10 [m]
Hauteur totale	12.48 [m]
Hauteur d'étage (tous les étages sont similaires)	4.16 [m]
Surface du bâtiment en plan	655.36 [m ²]

IV.3- Expertise de l'ouvrage

L'expertise des ouvrages existants a pour objectif d'abord d'estimer leur capacité en résistance et en déformation. Dans ce cas d'étude, l'expertise d'un ouvrage donné doit nous renseigner sur les paramètres suivants :

- Dommages subis par l'ouvrage ;
- Données du site ;
- Détails des fondations ;
- Détails des matériaux et de réalisation.

IV.3.1- Dommage subi par l'ouvrage

Suite aux différentes visites d'expertises effectuées sur site et vu que l'ouvrage est nouveau, aucun désordre sur les éléments structuraux et non structuraux n'a été constaté.

IV.3.2- Données du site

Le laboratoire de L'Habitat et de la Construction LHC EST/ Belkheir a procédé à l'étude de sol du site d'implantation du « Complexe sanitaire mère et enfant » situé au Sud-Est de la ville de Guelma : Cette étude est basée sur des essais physiques et mécaniques effectués sur une gamme d'échantillons (in-situ/laboratoire), pour la réalisation de cinq sondages cartés à une profondeur allant jusqu'à 10 m.

Le sondage quatre est le sondage qui convient à notre Bloc d'étude [B1] et nous a permis de déterminer le type de sol sur laquelle notre bâtiment est implanté.

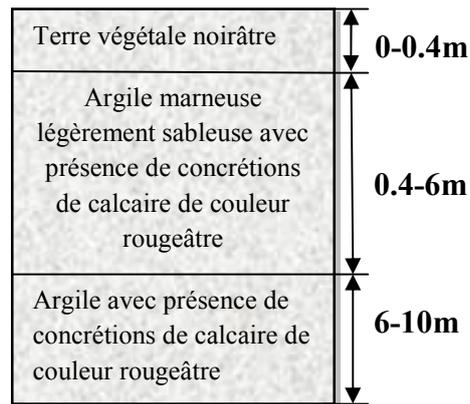


Figure IV.3. Profil type du sol de fondation

D'après les essais réalisés par le groupe de travail de LHC EST/Belkheir Guelma et selon le classement de la réglementation algérienne parasismique RPA99/2003 le site est classé comme Sol meuble (S3).

IV.3.3- Fondation

Compte tenu des résultats des essais in-situ et au laboratoire le site sur lequel le bâtiment est réalisé nous tenons compte de ce qui suit :

- Les fondations préconisées sont de type semelles superficielles filantes liées entre elles par des longrines.
- L'ancrage des fondations est fait à une profondeur minimale égale à 2.00 m.

IV.3.4- Détails de réalisation

IV.3.4.1- Hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

Béton :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- ✓ La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$
- ✓ Déformation élastique : $\epsilon_e = 2 \text{ ‰}$
- ✓ Déformation ultime : $\epsilon = 3.5 \text{ ‰}$
- ✓ Contrainte limite de service en compression du béton : $\sigma = 15 \text{ Mpa}$
- ✓ Le module d'élasticité différé est : $E_{vj} = 10818.86 \text{ Mpa}$
- ✓ Le module d'élasticité instantané est : $E_{ij} = 32164.19 \text{ Mpa}$.

Acier :

✓ La limite élastique de l'acier à Haute adhérence est : $f_e = 400 \text{ Mpa}$

✓ Déformation élastique : $\epsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s E_s}$

✓ Déformation ultime : $\epsilon_u = 10 \%$

IV.3.4.2- Descente des charges (DTR B.C.2-2)

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitations ;

E : Charge accidentelles.

IV.3.4.2.1- Charges permanentes✓ **Plancher terrasse inaccessible :**

1- Protection lourde en gravier ($e_p = 5\text{cm}$)	$0.05 * 17 = 0.85 \text{ KN /m}^2$
2- Etanchéité multicouche (feutre bitumé type 36S)	0.12 KN /m^2
3- Forme de pente ($e_p = 10\text{cm}$)	$0.10 * 22 = 2.2 \text{ KN /m}^2$
4- Isolation thermique en liège ($e_p = 4\text{cm}$)	$0.04 * 40 = 0.16 \text{ KN /m}^2$
5- Par vapeur (0.8) + couche de bitumé (0.2)	$0.08 * 12 = 0.1 \text{ KN/m}^2$
6- Plancher en dalle pleine ($e_p = 15 \text{ cm}$)	$0.15 * 25 = 3.75 \text{ KN /m}^2$
7- Enduit aux mortiers de ciment ($e_p = 2\text{cm}$)	$2 * 0.18 = 0.36 \text{ KN /m}^2$

$$\underline{\underline{\mathbf{G} = 7.48 \text{ KN /m}^2}}$$

✓ **Plancher étages courants :**

1- Revêtement en carrelage ($e_p = 2\text{cm}$)	$2 * 0.22 = 0.44 \text{ KN/m}^2$
2- Mortier de pose ($e_p = 2\text{cm}$)	$0.02 * 20 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
3- Couche de sable ($e_p = 2\text{cm}$)	$0.02 * 18 = 0.36 \text{ KN/m}^2$
4- Dalle pleine en BA ($e_p = 15\text{cm}$)	$0.15 * 25 = 3.75 \text{ KN/m}^2$

5- Enduit de plâtre ($e_p=2.5\text{cm}$)	$2.5*0.1 = 0.25$	KN/m^2
6- Cloison intérieur ($e_p =10\text{cm}$)	0.9	KN/m^2
7- Enduit de plâtre int et ext ($e_p = 4\text{cm}$)	$4*0.1 = 0.4$	KN/m^2
	<u>$G=6.5 \text{ KN/m}^2$</u>	

✓ **Bac à fleur :**

$$G_{\text{bac à fleurs}}=S*\rho= 1.408* 0.15 * 25 = 5.28 \text{ KN/m}^2$$

$$\underline{G_{\text{bac à fleur}}=5.28 \text{ KN/m}^2}$$

✓ **Acrotère :**

$$S= (0.02*0.1/2) +(0.08*0.1) +(0.6*0.1) = 0.069 \text{ m}^2$$

$$G=0.069*25 = 1.72 \text{ KN/ m}^2$$

$$\text{Revêtement en enduit de ciment } (e_p = 2\text{cm}) \ 2*0.18 = 0.36\text{KN/ m}^2$$

$$\underline{G_{\text{acrotère}}= 2.08 \text{ KN/ml}}$$

✓ **Mur extérieur en maçonnerie :**

La maçonnerie utilisée est en briques (double parois) :

1- Enduit extérieur aux mortiers de ciment ($e_p = 2\text{cm}$)	$2*0.18=0.36$	KN/m^2
2- Brique creuse ($e_p=15\text{cm}$)	1.30	KN/m^2
3- Brique creuse ($e_p=10\text{cm}$)	0.90	KN/m^2
4- Enduit intérieur en plâtre ($e_p=2\text{cm}$)	$2*0.10=0.2$	KN/m^2

$$G_{\text{sans ouvertures}} = 2.76 \text{ KN/ml}$$

Considérant les **30%** d'ouverture :

$$G_{\text{avec ouverture}} = 2.76*0.7 = 1.93\text{KN/ml}$$

$$G_{\text{total}}=G * h_{\text{poteau}} \text{ d'où : } h_{\text{poteau}}= 4.16-0.65 = 3.51 \text{ m}$$

$$\underline{G_{\text{sans ouverture}} = 9.68\text{KN/ml}}$$

$$\underline{G_{\text{avec ouverture}} = 6.77 \text{ KN/ ml}}$$

IV.3.4.2.2- Charges d'exploitation

-Plancher terrasse inaccessible	$Q = 1 \text{ KN/m}^2$
-Plancher RDC	$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
-Plancher étage courant niveau 4.16 m	$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
-Plancher étage courant niveau 8.32 m	$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
-Acrotère	$Q = 1 \text{ KN/m}^2$

✓ **Distribution des Charges sur Portique**

1- Portique (1) Transversal et (A) Longitudinal

1.a- Terrasse

Sous G :

-Plancher :	$7.3/2 * 7.48 = 27.30 \text{ KN/ml}$
-Poutre :	$0.4 * 0.65 * 25 = 6.5 \text{ KN/ml}$
-Acrotère :	2.08 KN/ml
	<hr style="width: 100px; margin: 0 auto;"/>
	G=35.88 KN/ml

Sous Q:

-Plancher :	$7.3/2 * 1 = 3.65 \text{ KN/ml}$
-------------	----------------------------------

1.b- Etage courant

Sous G :

-Plancher :	$7.3/2 * 6.5 = 23.725 \text{ KN/ml}$
-Poutre :	$0.4 * 0.65 * 25 = 6.5 \text{ KN/ml}$
	<hr style="width: 100px; margin: 0 auto;"/>
	G = 30.225 KN/ml

-Bac à fleur niveau 8.32m : $7.3/2 * 5.28 = 19.27 \text{ KN/ml}$

Poutre :	$0.4 * 0.65 * 25 = 6.5 \text{ KN/ml}$
	<hr style="width: 100px; margin: 0 auto;"/>
	G = 25.77 KN/ml

Sous Q :

-Plancher : $7.3/2 * 2.5 = 9.125 \text{ KN/m}$

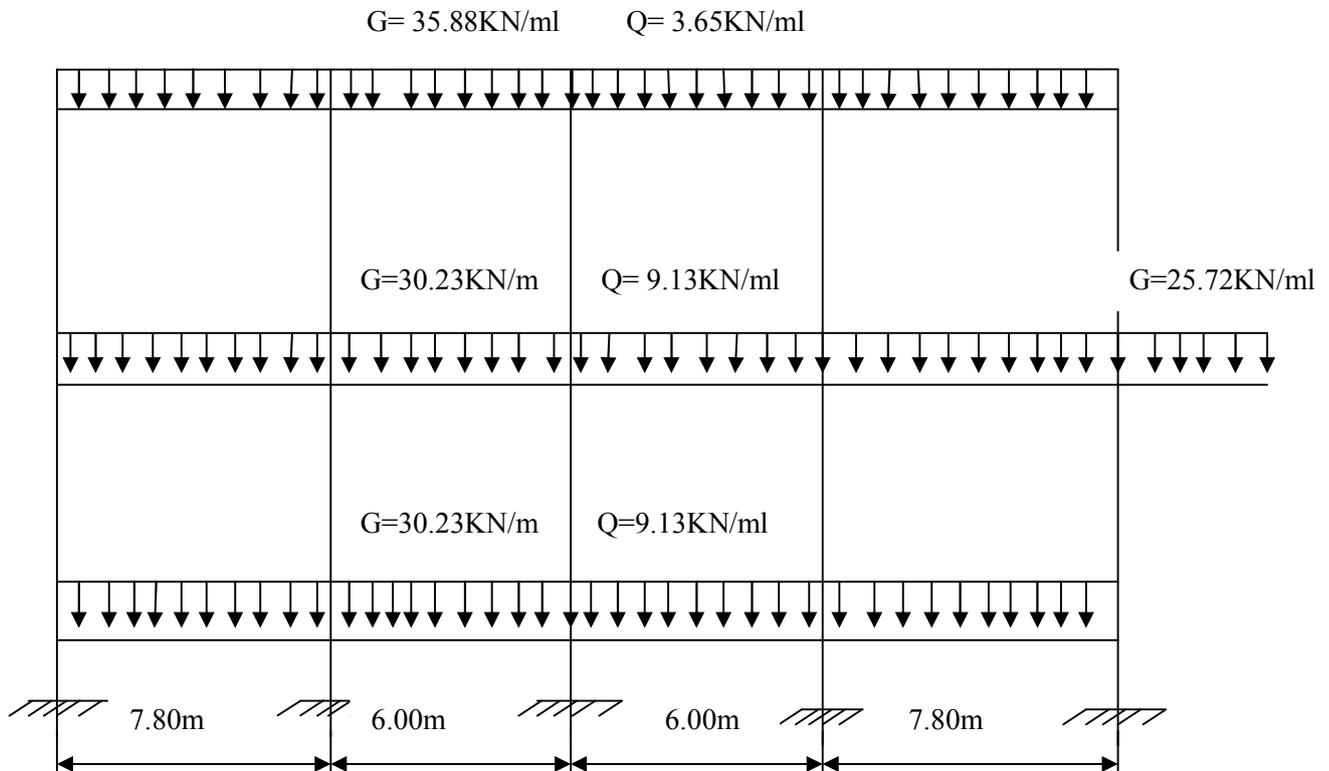


Figure IV.4. Chargement portique (1) Transversal et (A) Longitudinal

2- Portique 2 Transversal et B L longitudinal

2.a- Terrasse

Sous G :

-Plancher : $(7.3/2 + 5.5/2) * 7.48 = 47.87 \text{ KN/ml}$

-Poutre : $0.65 * 0.4 * 25 = 6.5 \text{ KN/ml}$

-Acrotère : 2.08 KN/ml

G = 56.452 KN/ml

Sous Q :

-Plancher : $(7.3/2 + 5.5/2) * 1 = 6.4 \text{ KN/ml}$

2.b- Etage courant

Sous G :

-Plancher $(7.3/2+5.5/2)*6.5 = 41.6 \text{ KN/ml}$

-Poutre : $0.4*0.65*25 = 6.5 \text{ KN/ml}$

48.1 KN/ml

-Bac à fleur pour 8.32 m : $(7.3/2+5.5/2)*5.28 = 33.79 \text{ KN/ml}$

-Poutre : $0.4*0.65*25 = 6.5 \text{ KN/ml}$

G = 40.29 KN/ml

Sous Q :

-Plancher : $(7.3/2+5.5/2)*2.5 = 16 \text{ KN/ml}$

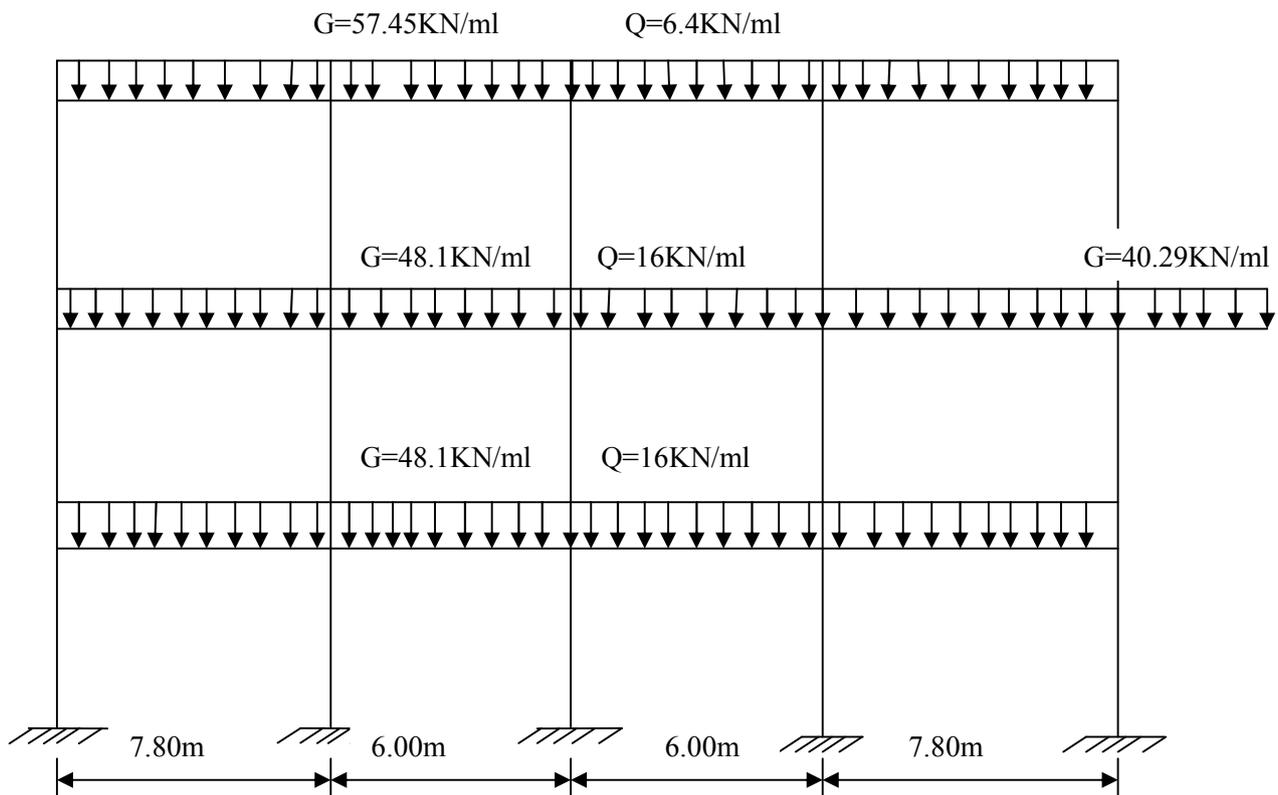


Figure IV.5. Chargement portique (2) Transversal et (B) Longitudinal

3- Portique 3 Transversal et C Longitudinal**3.a- Terrasse****Sous G :**

Plancher : $(5.5/2*2)*7.48 = 41.14 \text{ KN/ml}$

Poutre : $0.4*0.65*25 = 6.5 \text{ KN/ml}$

Acrotère : $\underline{2.08 \text{ KN/ml}}$

G = 49.72 KN/ml

Sous Q :

$(5.5/2*2)*7.48 = 5.5 \text{ KN/ml}$

3.b- Etage courant**Sous G :**

-Plancher : $(5.5/2*2)*6.5 = 35.75 \text{ KN/ml}$

-Poutre : $\underline{0.4*0.65*25 = 6.5 \text{ KN/ml}}$

G = 42.25 KN/ml

-Bac à fleur : $(5.5/2*2)*5.28 = 29.04 \text{ KN/ml}$

-Poutre : $\underline{0.4*0.65*25 = 6.5 \text{ KN/ml}}$

35.54 KN/ml

Sous Q :

-Plancher $(5.5/2*2) * 2.5 = 13.75 \text{ KN/m}$

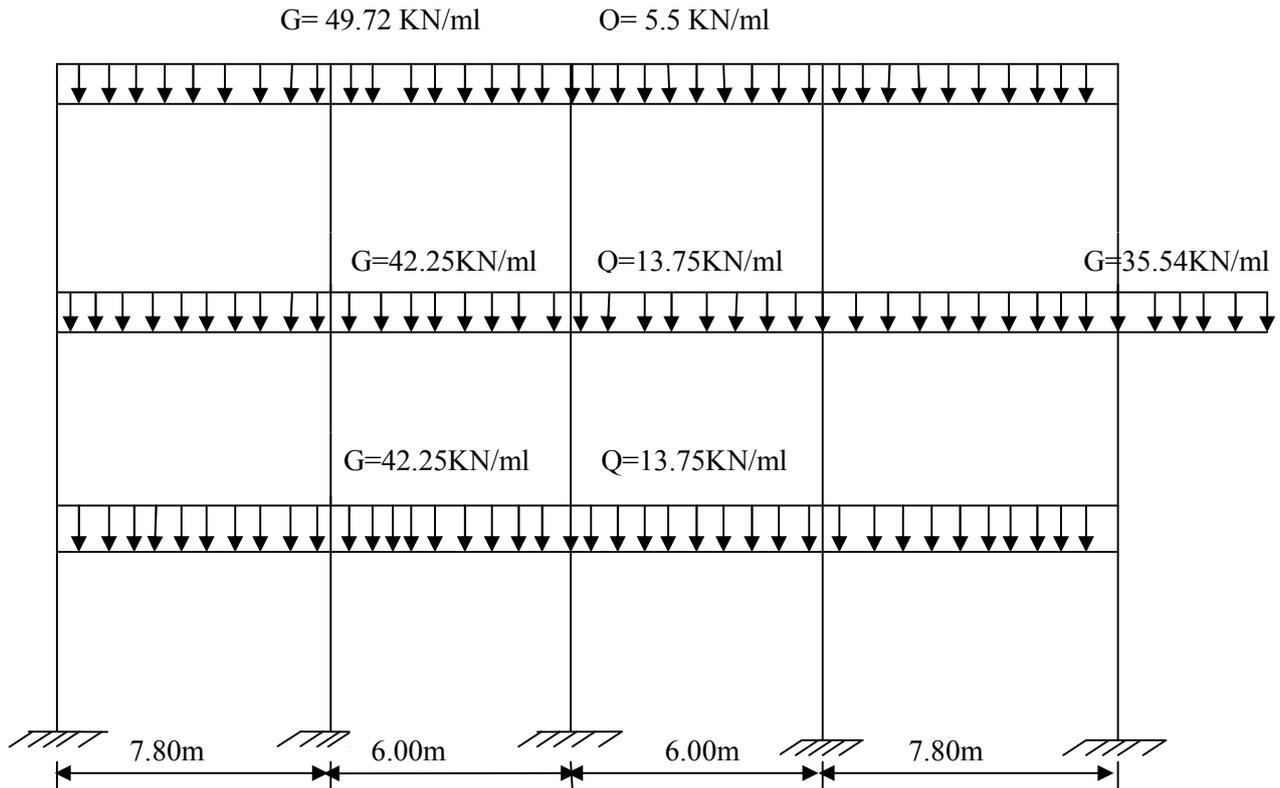


Figure IV.6. Chargement portique (3) Transversal et (C) Longitudinal

4- Portique 4 Transversal et D Longitudinal

4.a- Terrasse

Sous G :

Plancher : $(7.3/2+5.5/2)*7.48 = 47.87 \text{ KN/ml}$

Poutre : $0.4*0.65*25 = 6.5 \text{ KN/ml}$

Acrotère : 2.08 KN/ml

G = 56.452 KN/ml

Sous Q :

Plancher : $(7.3/2+5.5/2)*1 = 6.4 \text{ KN/ml}$

4.b- Etage courant :

-Plancher : $(7.3/2+5.5/2)*6.5 = 41.6 \text{ KN/ml}$

-Poutre : $0.4*0.65*25 = 6.5 \text{ KN/ml}$

G= 48.1 KN/ml

-Bac à fleur : $(7.3/2+5.5/2)*5.28 = 33.79 \text{ KN/ml}$

-Poutre : $0.4*0.65*25 = 6.5 \text{ KN/ml}$

G = 40.29 KN/ml

Sous Q :

-Plancher : $(7.3/2+5.5/2)*2.5 = 16 \text{ KN/ml}$

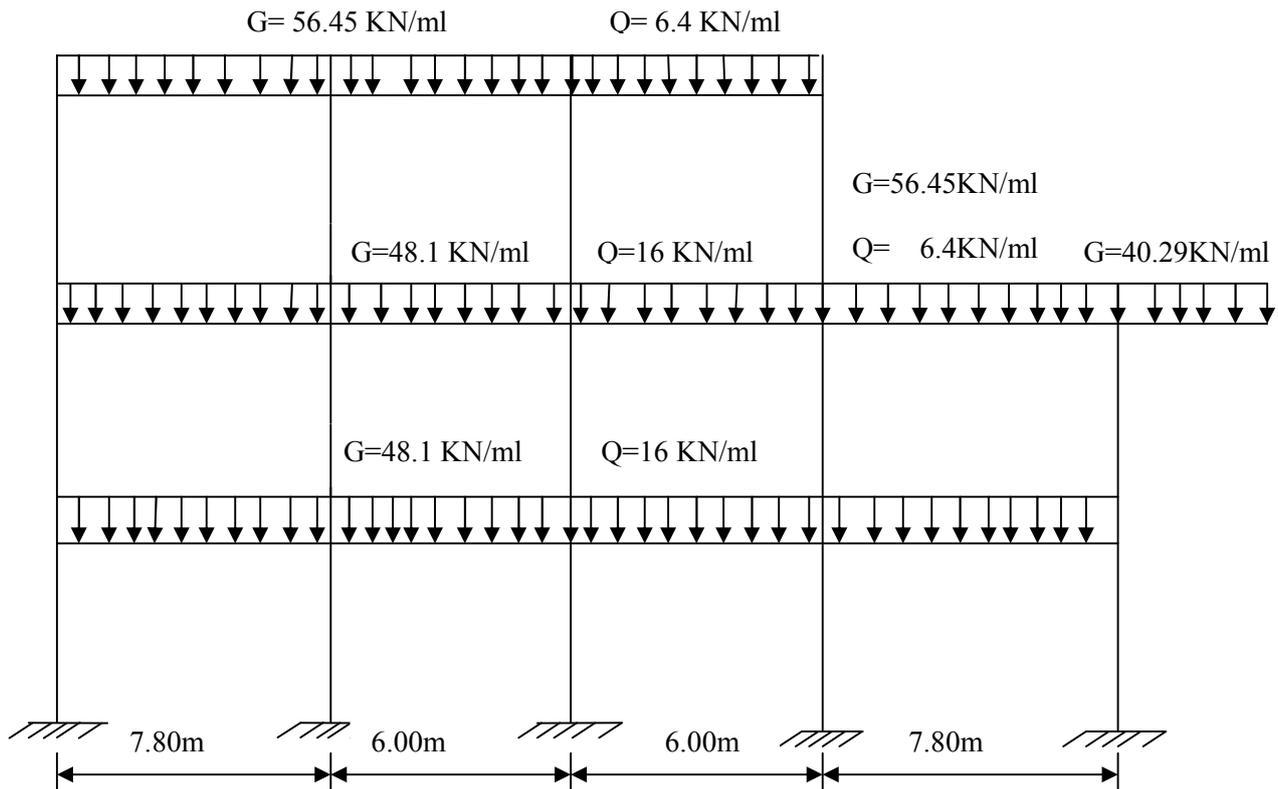


Figure IV.7. Chargement portique (4) Transversal et (D) Longitudinal

5- Portique 5 Transversal et E Longitudinal

5.a- Terrasse

sous G :

-Plancher : $(7.3/2)*7.48 = 27.30 \text{ KN/ml}$

-Acrotère : 2.08 KN/ml

-Poutre : $0.4*0.65*25 = 6.5 \text{ KN/ml}$

G = 35.88 KN/ml

Sous Q :

-Plancher : $(7.3/2)*1 = 3.65 \text{ KN/ml}$

5.b. Etage courant

Sous G :

-Plancher : $(7.3/2)*6.5 = 23.725 \text{ KN/ml}$

-Poutre : $0.4*0.65*25=6.5\text{KN/ml}$

G= 30.22KN/ml

-Bac à fleur : $(7.3/2+1.4/2)*5.28 = 22.97 \text{ KN/ml}$

-Poutre : $4*0.65*25 = 6.5 \text{ KN/ml}$

G = 29.46KN/ml

Sous Q :

-Plancher : $7.3/2*2.5 = 9.125 \text{ KN/m}$

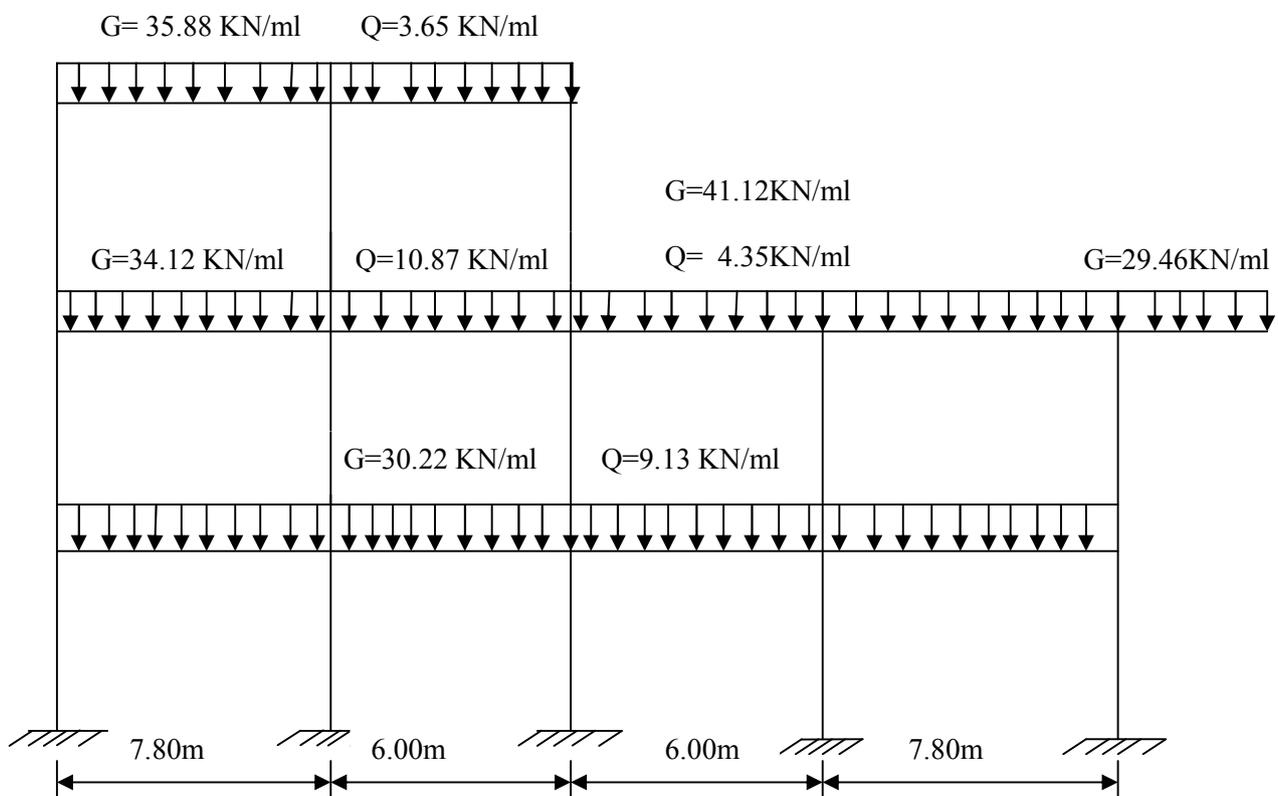


Figure IV.8. Chargement portique 5 Transversal et E Longitudinal

✓ Calcul des poids relatifs a chaque niveau

- Poids revenant à la terrasse

$$✓ W_{\text{terrasse}} = 1/2 W_{\text{poteaux}} + W_{\text{poutres}} + W_{\text{acrotère}} + [(G + 0.6 Q) * \text{Surface plancher}]$$

$$\underline{W_{\text{terrasse}} = 7388.03 \text{ KN}}$$

- Poids revenant au niveau 4.16 m

$$✓ W_{\text{niveau 4.16m}} = W_{\text{poteaux}} + W_{\text{poutres}} + W_{\text{maç extérieur}} + [(G + 0.6 Q) * \text{Surface plancher}]$$

$$\underline{W_{\text{niveau 4.16m}} = 8638.57 \text{ KN}}$$

- Poids revenant au niveau 8.32 m

$$✓ W_{\text{niveau 8.32m}} = W_{\text{poteaux}} + W_{\text{poutres}} + W_{\text{maç extérieur}} + W_{\text{bac à fleur}} + [(G + 0.6 Q) * \text{Surface plancher}]$$

$$\underline{W_{\text{niveau 8.32m}} = 8711.09 \text{ KN}}$$

- Poids total de la structure :

$W_T = 24737.69 \text{ KN}$

IV.3.4.3- Charge accidentelle (force sismique)

La force sismique est généralement déterminée après un choix d'une méthode d'analyse.

IV.4- Analyse linéaire statique et dynamique

L'analyse statique et dynamique du bâtiment [B1] est faite dans le but de déterminer les efforts tranchants "V" sous l'effet des combinaisons statiques et dynamiques en utilisant le spectre de calcul correspondant au règlement parasismique Algérien RPA99/2003.

Les caractéristiques modales de vibrations du bâtiment ont été considérées.

Nous présentons ci-dessous le schéma du bâtiment approuvé par le CTC/Est Guelma.

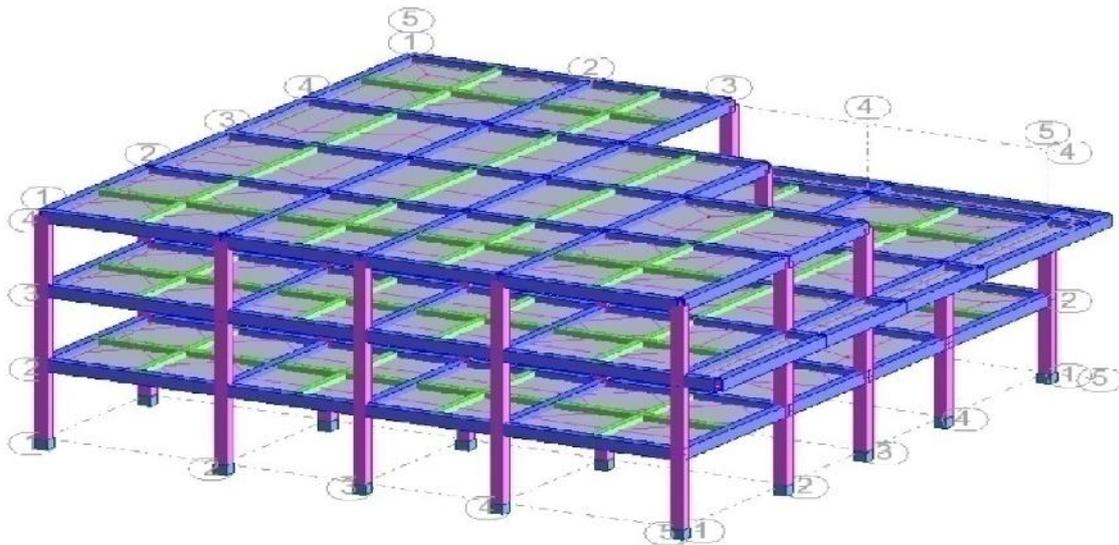


Figure IV.9. Vue 3D du bloc après modélisation

IV.4.1- L'analyse dynamique modale

L'analyse dynamique modale de la structure sera faite à l'aide d'un logiciel "Robot Structural Analysis Professional". Les résultats présentés dans le tableau montrent les modes de vibrations ou leurs nombre est en fonction des facteurs de participation massique qui doivent atteindre au moins 90% de la masse total de la structure.

Tableau IV.2. Facteur de participation massique

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
1	0,66	58,06	22,76	#ind#	58,06	22,76	#ind#
2	0,66	84,49	83,80	#ind#	26,43	61,04	#ind#
3	0,58	87,99	88,09	#ind#	3,50	4,29	#ind#
4	0,22	95,90	89,08	#ind#	7,91	0,99	#ind#
5	0,22	96,83	96,91	#ind#	0,92	7,83	#ind#
6	0,20	96,90	96,96	#ind#	0,07	0,04	#ind#

D'après l'article « 4.3.4.b » du règlement Algérien RPA99/2003, le nombre des modes de vibration à retenir dans chaque direction d'excitation doit être comme suit :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus est égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- Les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure sont retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure ;
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

L'application de l'article « 4.3.4.b » RPA99/2003 nous permet de prendre 6 modes en considération.

D'après les résultats obtenus pour le bâtiment [B1], nous remarquons que le comportement modal est prédominé par des modes de vibration fondamentaux de torsion, donc le bâtiment n'est pas stable.

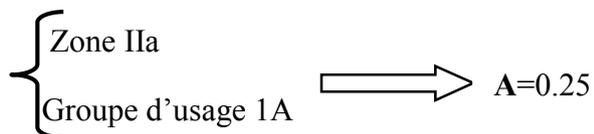
IV.4.2- L'analyse statique équivalente

Cette étape consiste à faire une analyse statique de l'ouvrage selon la réglementation en vigueur (RPA99/2003) et comparer les résultats obtenus à ceux de l'étude modale. D'après la vérification dans le RPA99/2003 (article « 4.1.2 ») notre bâtiment répond aux conditions pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

D'où :

- Coefficient d'accélération de zone A, dépendant de la zone et du groupe d'usage.



- Coefficient de comportement de la structure **R**

Portique auto-stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide donc : **R** = 3.5

- Facteur de qualité **Q** telle que : $Q = 1 + \sum P_q$

- Sens longitudinal : $Q_x = 1,30$

- Sens transversal : $Q_y = 1,30$

- Facteur d'amplification dynamique moyen D , fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Catégorie de site : **S3**

$\eta = \sqrt{7/(2*\zeta)} \geq 0.7$ d'où : $\zeta = 7\%$. (Portique en béton armé avec remplissage en maçonnerie dense)

$\eta = 0.8819 \geq 0.7$ C.V

$T = 0.09h_N\sqrt{D}$ $T_x = T_y = 0.2118$ s

- Sens longitudinal : $D_x = 2,20$

- Sens transversal : $D_y = 2,20$

- Le poids total de la structure : $W_i = W_G + \beta W_Q$ d'où : $\beta = 0.6$

$$W_T = 24737.69 \text{ KN}$$

La force sismique total, à la base de la structure, et dans les deux directions latérales est de :

$$V_x = V_y = 5053.56 \text{ KN}$$

- Effort tranchant obtenue par "Robot Structural Analysis Professional"

$$PP = 17889.2 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Total}} = 7741.6 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{Total}} = 4184.5 \text{ KN}$$

$$W_T = PP + G + 0.6Q = 28141.5 \text{ KN} ; V_{\text{Robot}} = \frac{A.D.Q}{R} W_{\text{Robot}}$$

$$V_{\text{Robot}} = 5748.91 \text{ KN}$$

$$0.8V_x = 0.8V_y = 4042.85 \text{ KN} < V_{\text{Robot}} = 5748.91 \text{ KN} \quad \text{C.V} \quad (\text{RPA99/2003 article 4.3.6})$$

IV.5- Conclusion

Dans le présent règlement parasismique algérien (RPA99V/2003), les deux méthodes d'analyse des structures, statique équivalente et modale spectrale, se limitent dans le domaine élastique et admettent un comportement linéaire élastique ce qui ne reproduisent pas exactement le comportement réel de la structure. La définition de la performance et la capacité de dissiper l'énergie d'une structure reste toujours un sujet à discuter, ce qui nécessite l'appel d'autres méthodes plus détaillé qui introduire un comportement non linéaire qui rapproche du comportement réel de la structure et c'est ce que nous allons présentés dans le chapitre suivant.

Chapitre V : Modélisation Numérique

Sommaire

V.1- Introduction

V.2- Notions des rotules plastiques

V.3- Les étapes à suivre dans la modélisation par “SAP2000”

V.4- Résultats de l’analyse « Push-over »

V.5- Conclusion

Chapitre V

Modélisation Numérique

V.1- Introduction

Le principe de base du calcul parasismique consiste essentiellement à assurer un degré de sécurité acceptable permettant de réduire les risques relatifs aux défaillances, aux catastrophes et aux pertes de vie. La nouvelle génération des codes et règlements parasismiques admet que le dimensionnement des structures et/ou la vérification des constructions, contre l'action des séismes, doit s'appuyer nécessairement sur des analyses non-linéaires "dimensionnement en capacité et comportement dissipatif des structures" [2] & [56].

Les procédures d'analyse statique non-linéaire sont fréquemment utilisées, dans les applications ordinaires de génie civil, pour éviter la complexité par rapport aux méthodes d'analyse dynamique non-linéaire. En conséquence, le calcul statique non-linéaire en poussée progressive « **Push-over** » permet d'évaluer les mécanismes d'effondrement attendus et la distribution des dommages dans la construction [48] & [15].

Une modélisation s'impose pour obtenir la capacité totale du bâtiment face à un séisme et le niveau de sa performance en fonctions de variation de la zone sismique "moyenne et forte sismicité". Cette modélisation se fait par le logiciel "SAP2000, v14.2" non-linéaire. Ce logiciel étant un programme d'éléments finis, il importe en premier lieu de déterminer quels sont les types d'éléments qui vont être modéliser au mieux nos différents éléments structuraux [1].

V.2- Notions des rotules plastiques

Une structure réelle est toujours soumise à des charges verticales (action du poids propre des planchers au minimum), qui représentent les charges permanentes et charges d'exploitations et qui se combinent aux actions horizontales représentant généralement les charges sismiques. Pour une direction précise de l'effort horizontal, des moments ultimes s'ajoutent aux droits des zones critiques dites, zones de plastification et qui s'accumulent jusqu'à obtenir un mécanisme (la ruine).

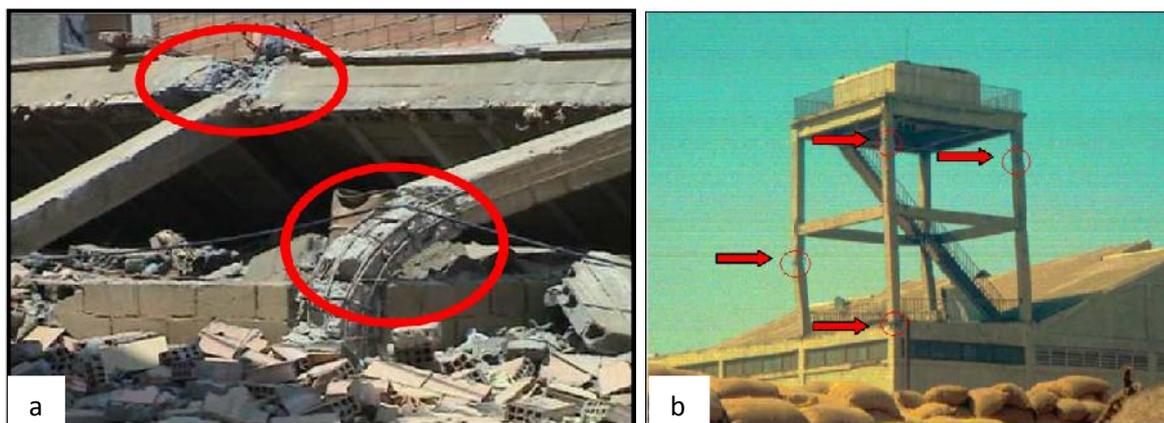


Figure V.1. Dommages d'un bâtiment par flexion dans les zones critiques des poteaux

Les poteaux et les poutres sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires. Le comportement non-linéaire des éléments est traduit par l'introduction des rotules plastiques "Plastic Hinge", dans laquelle le guide américain l'ATC40, définit les rotules plastiques comme une zone dans l'un de ces éléments (poutres, poteaux) subissant des déformations irréversibles et capables de dissiper l'énergie sous sollicitations alternées, au delà d'un seuil de sollicitation, elle se comportent comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément [60] & [46].

Dans ce guide, la loi "moment-rotation" comporte une phase élastique puis un plateau plastique de longueur **a**, la ruine étant atteinte pour une rotation plastique **b**, une fois la rotation de ruine atteinte, la capacité portante de l'élément disparaît comme le montre la (figure V.2) [7] & [29].

On ajoute aussi que L'ATC40, fournit un ordre de grandeur des rotations de ruine pour les poutres et les poteaux qui ne prennent en compte que très peu de paramètres.

Lors de l'application de la méthode statique non-linéaire « Push-over », le logiciel "SAP2000" offre aussi la possibilité de définir des rotules plastiques qui prennent en compte le couplage effort normal-moment (PMM). Dans notre cas d'étude on utilise M_3 pour les poutres et (P- M_2 - M_3) pour les poteaux, afin de calculer les rotations plastiques [59].

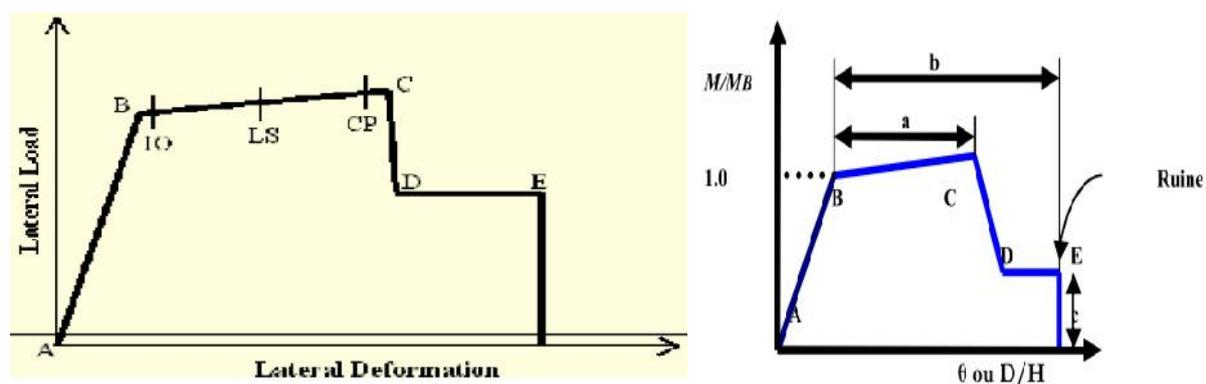


Figure V.2. Rotule de la FEMA 356 [29]

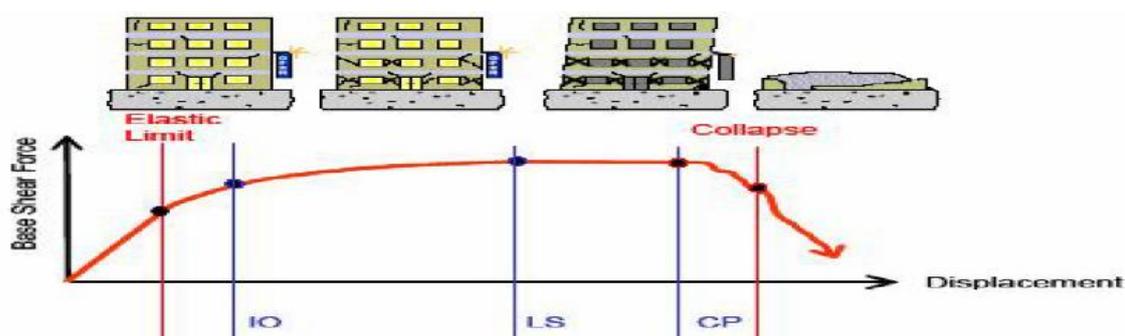


Figure V.3. Représentation du niveau de performance sur la courbe de capacité

Ces deux figures expliquent le comportement local et global d'une structure soumise aux poussées successives (principe de la méthode « **push-over** »), décrivant le comportement dès le domaine élastique, puis post élastique et plastique jusqu'à la ruine [25].

On peut définir les points apparus sur la courbe de capacité comme suivants :

- **A** : Le point d'origine.
- **B** : Représente la plastification, aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées.
- **C** : Représente la capacité ultime de l'analyse push-over.
- **D** : Représente la résistance résiduelle de l'analyse.
- **E** : Représente la rupture totale des éléments (la ruine).

D'autres points additionnels qui n'ont aucun effet sur le comportement de la structure, et qui sont adoptées par les codes de calcul, pour l'appréciation de l'analyse non-linéaire statique, et qui sont :

- **IO** : Occupation immédiate "**Immediate occupancy** " : Le bâtiment reste sûr dans ses fonctions et les dommages enregistrés sont non structurels et mineurs.
- **LS** : Sécurité de vie humaine "**Life Safe**" : Présence de quelques dommages structurels localisés dans le bâtiment, la structure reste stable et possède une réserve de capacité.
- **CP** : prévention d'effondrement "**Collapse Prévention** " : Un état du dommage très étendu, mais le bâtiment ne s'effondre pas.

V.3- Les étapes à suivre dans la modélisation

Avant de commencer la modélisation proprement dite, il était important d'avoir tout les notions relatives au bâtiment, nécessaires à la modélisation, les plans du bâtiment, caractéristiques des matériaux, les charges et surcharges.....etc, sont tout déterminés dans le chapitre précédent (**chapitre V**).

- **Etapes :**
- Modélisation des éléments structuraux poutres et poteaux par des éléments " FRAME " et attribution de leurs sections respectives ;
- Modélisation des planchers par des éléments " Deck " ;
- Définition des masses attribués et considérés concentrées au niveau de chaque plancher, à l'aide du principe de "Diaphragme " ;
- Attribution des charges verticales et leurs combinaisons ;
- Définition du spectre de réponse utilisé par la méthode de l'ATC 40 ;
- Définition des lois "moments-rotations" des rotules plastiques ;
- Présenter les résultats obtenus par logiciel "SAP2000 " pour les deux zones (zone moyen et forte sismicité) utilisant l'approche en amortissement ATC40 ;
- Présentation de l'apparition des rotules plastiques dans notre structure.

V.4- Résultat de l'analyse Push-over

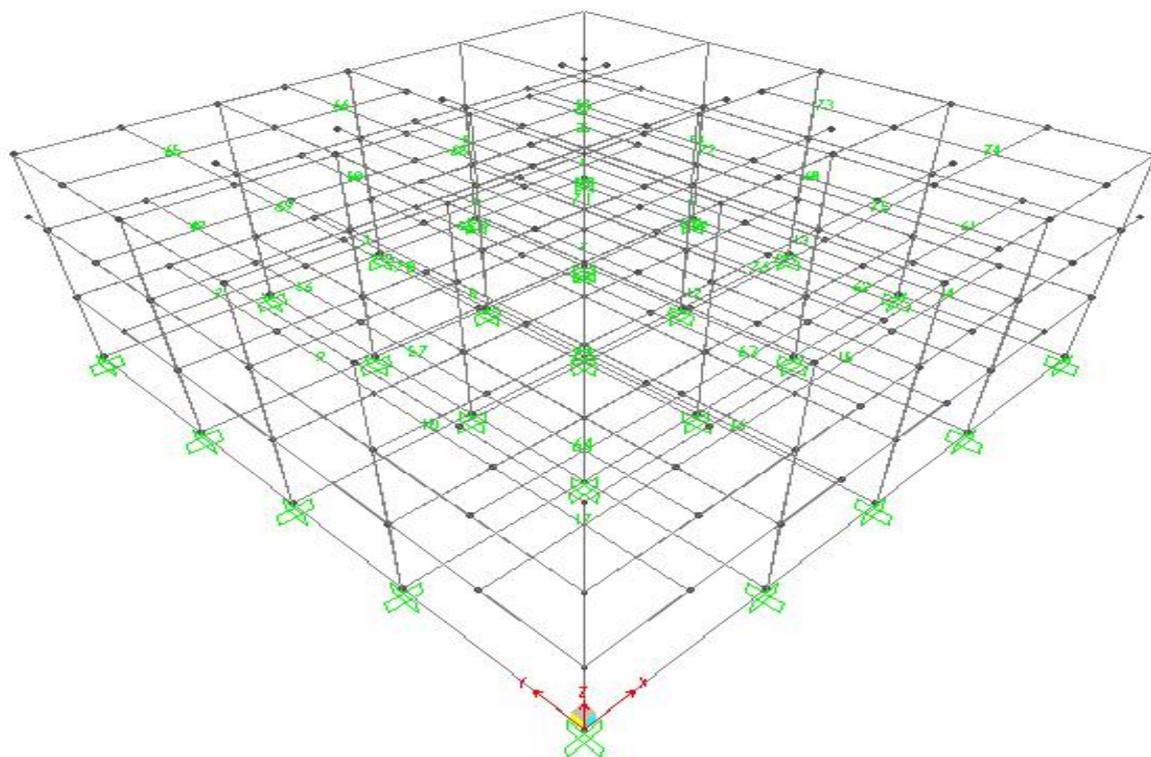


Figure V.4. Vue 3D du bâtiment [B1]

- Les spectres de réponses

Selon ATC 40, pour l'obtenir du point de performance, des coefficients sismiques de sol (C_a et C_v) sont utilisés pour définir le spectre de réponse, ces deux coefficients dépendent des propriétés mécaniques du sol et de son accélération. Une équivalence a été établie entre les classifications des sols selon ATC40 et RPA99/2003 suivant différentes valeurs du coefficient d'accélération de zone (A). Les valeurs sont tabulées ci-dessous [4] :

Tableau V.1. Valeurs du coefficient C_A selon l'ATC40

Soil type	Coefficient d'accélération de sol					Classification selon RPA99/2003
	Z=0,075	Z=0,15	Z=0,2	Z=0,3	Z=0,4	
S_b (rock)	0,08	0,15	0,2	0,3	0,4	S1 (sol rocheux)
S_c (very dense soil)	0,09	0,18	0,24	0,33	0,4	S2 (sol ferme)
S_d (stiff soil)	0,12	0,22	0,28	0,36	0,44	S3 (sol meuble)
S_e (soft soil)	0,19	0,3	0,34	0,36	0,36	S4 (sol très meuble)

Tableau V.2. Valeurs du coefficient C_V selon l'ATC40

Sol type	Coefficient d'accélération de sol					Classification selon RPA99/2003
	Z=0,075	Z=0,15	Z=0,2	Z=0,3	Z=0,4	
S_b (rock)	0,08	0,15	0,2	0,3	0,4	S1 (sol rocheux)
S_c (very dense soil)	0,13	0,25	0,32	0,45	0,56	S2 (sol ferme)
S_d (stiff soil)	0,18	0,32	0,4	0,54	0,64	S3 (sol meuble)
S_e (soft soil)	0,26	0,5	0,64	0,84	0,96	S4 (sol très meuble)

De ces deux tableaux, on peut lire facilement les valeurs de ces coefficients relatifs à notre cas d'étude sachant que Z représente le coefficient d'accélération de zone (A). Pour une zone de moyenne sismicité $Z = 0.2$ et une Zone de forte sismicité $Z = 0.3$.

V.4.1- L'analyse Push-over Dans le sens X-X

1- Courbe de capacité

La courbe de capacité est donnée sous forme :

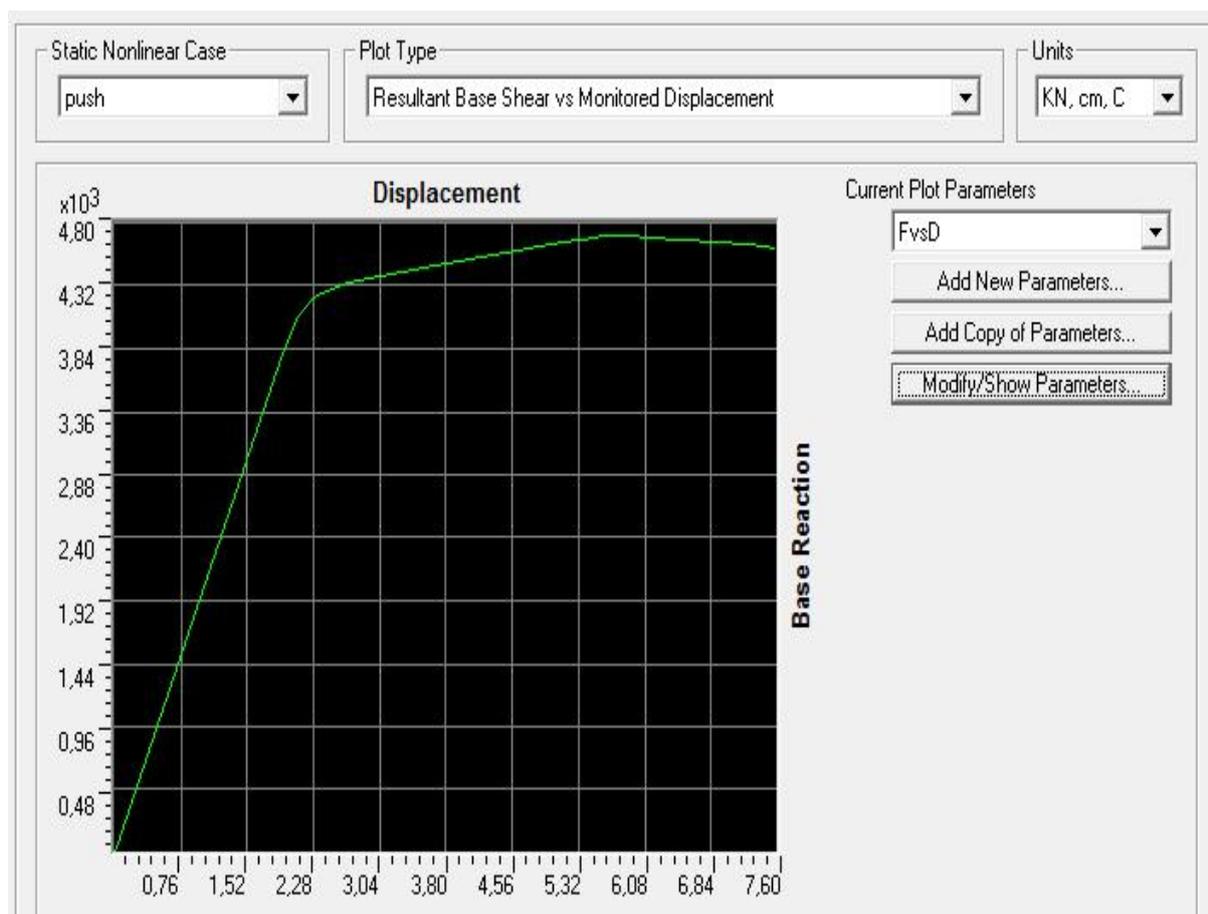


Figure V.5. Effort tranchant à la base en fonction du déplacement (courbe Push-over)

2- Point de performance

- Cas 1 : Zone de moyenne sismicité ; $C_A = 0.28$ et $C_V = 0.4$.

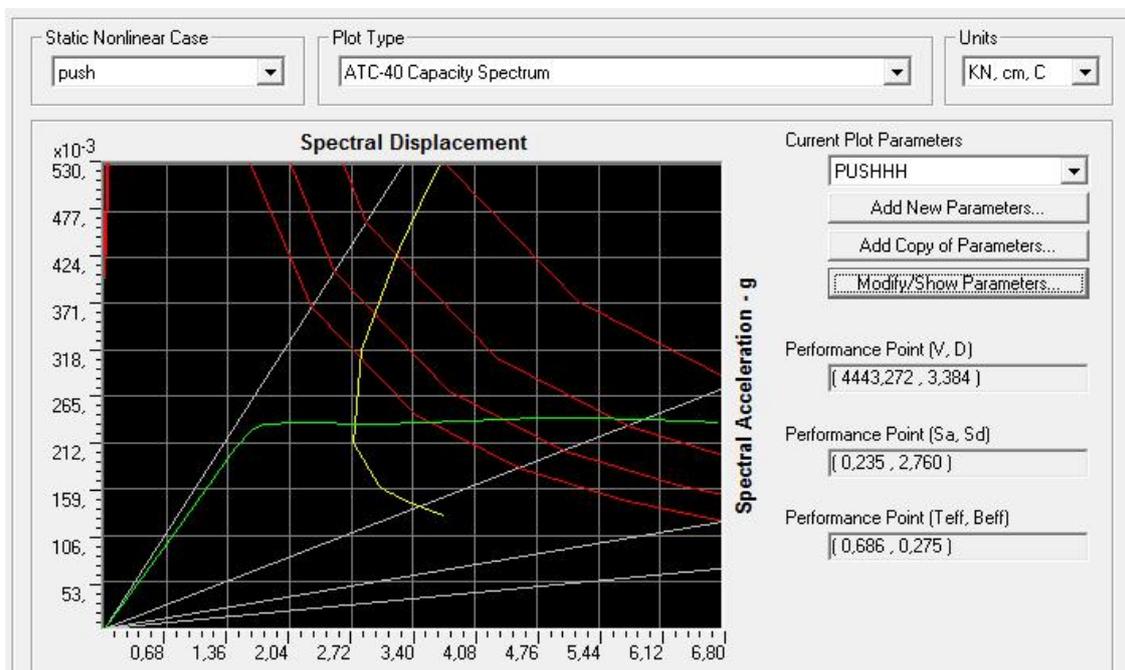


Figure V.6. Courbe vulnérabilité (capacité-demande) pour zone de forte sismicité

Le point de performance correspondant à un déplacement de demande d'une valeur de 3,38 cm et à un effort tranchant à la base d'une valeur de 4443,27 KN est situé au niveau de performance LS (Life Safe).

- Cas 2 : Zone de forte sismicité $C_A = 0.36$ et $C_V = 0.54$.

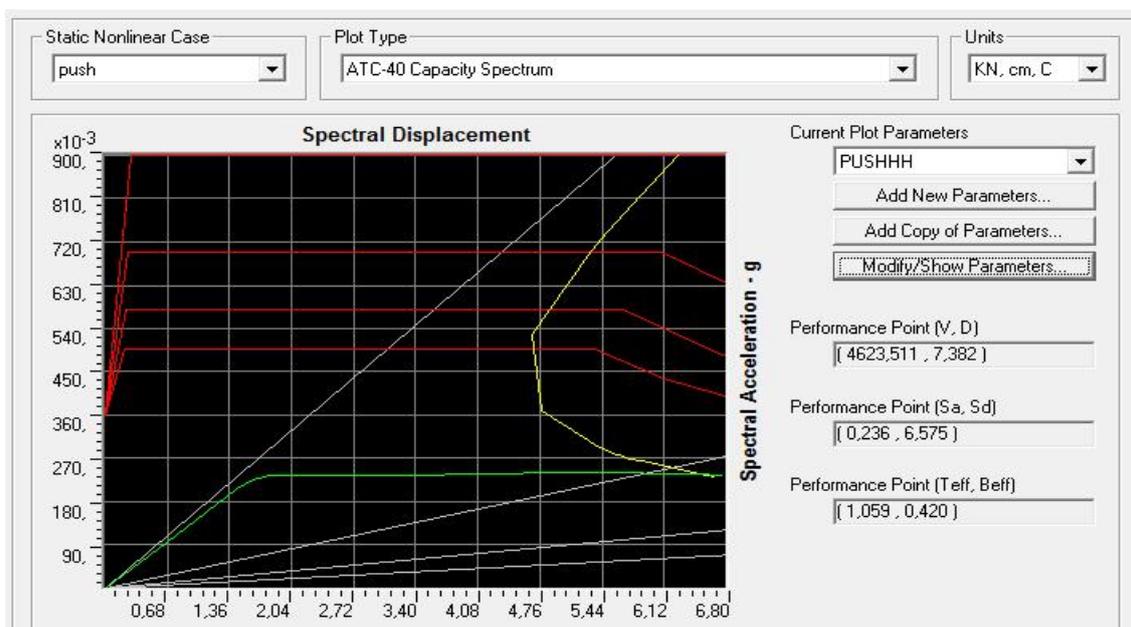


Figure V.7. Courbe vulnérabilité (capacité-demande) pour zone de forte sismicité

Le point de performance correspondant à un déplacement de demande d'une valeur de 7,38 cm et à un effort tranchant à la base d'une valeur de 4623,78 KN est situé au niveau de performance C (capacité ultime de l'analyse push over).

3- Rotules plastiques

Le logiciel "SAP2000" nous permet de visualiser le développement des rotules plastiques à n'importe quel point de la structure. Les figures suivantes illustrent l'évolution des rotules plastiques pour les deux cas présentés ci-dessus.

Pour le cas 1 : Zone de moyenne sismicité

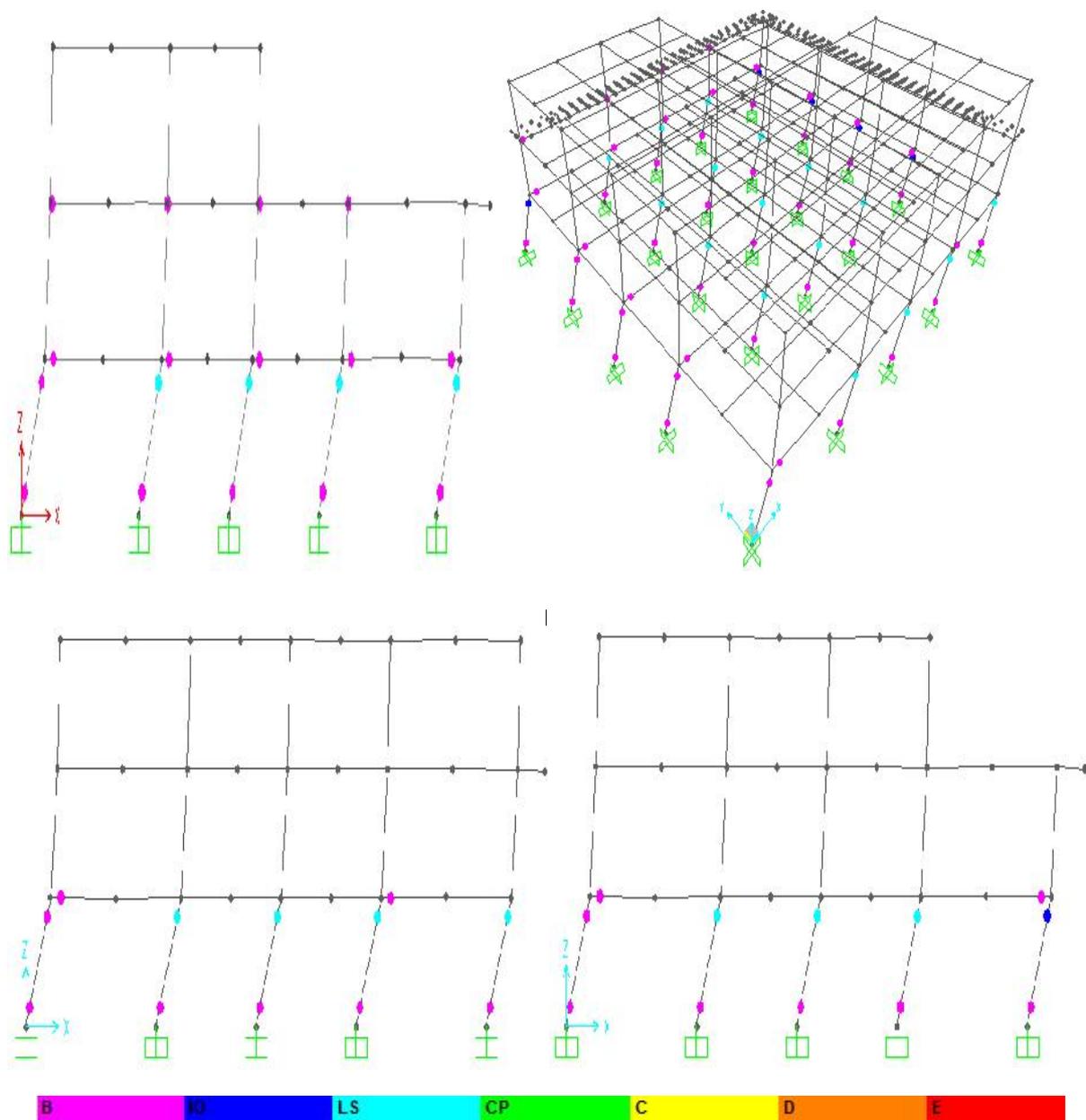


Figure V.8. Distribution des rotules plastique (niveau de performance LS)

Pour cas 2 : Zone de forte sismicité

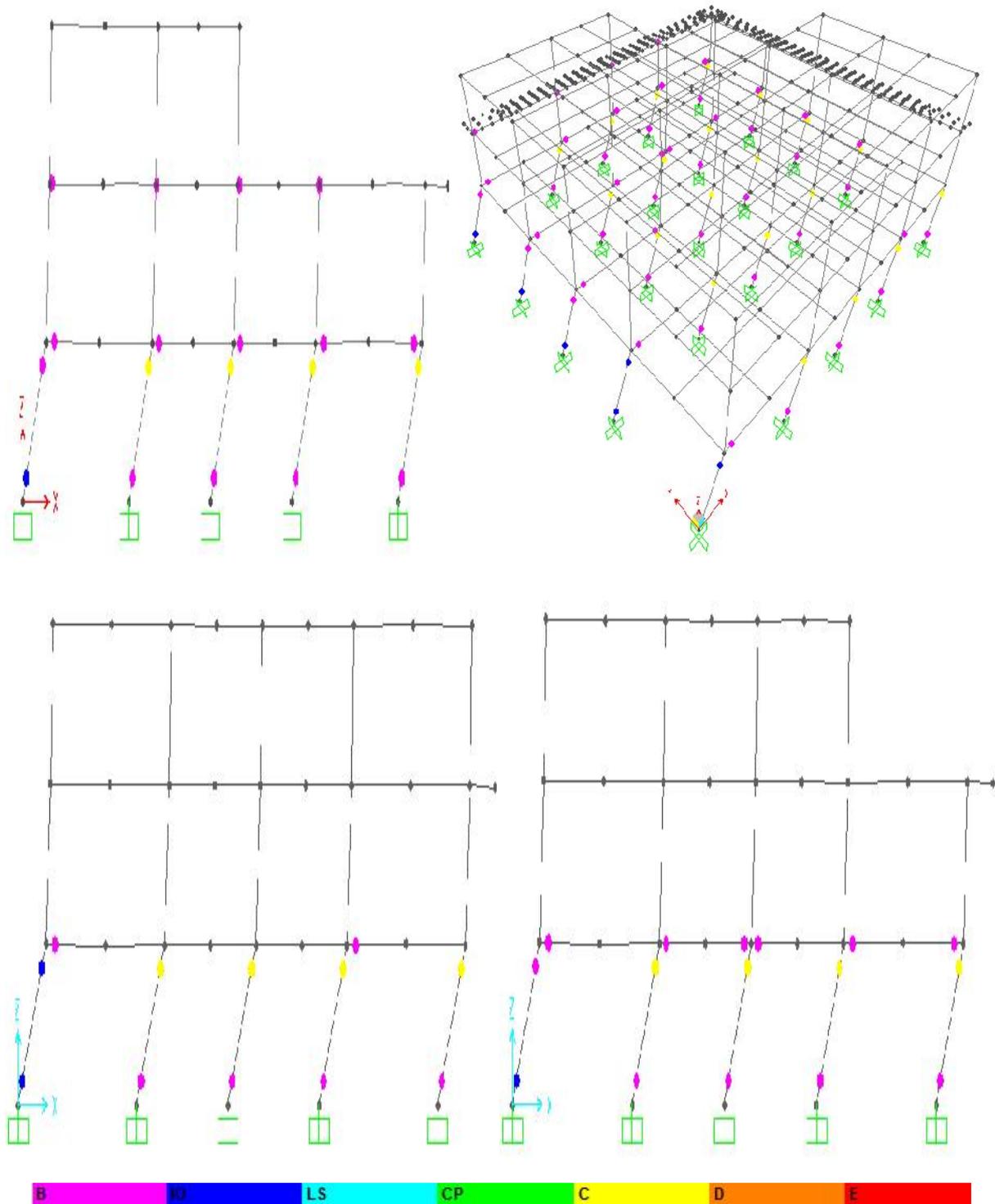


Figure V.9. Distribution des rotules plastiques (niveau de performance C)

4- Comparaison des résultats

Tableau V.3. Comparaison des résultats

Zone	Période T(s)	Effort tranchant V(KN)	Déplacement D (cm)
Moyenne sismicité	0.686	4443.27	3.38
Forte sismicité	1.055	4623.31	7.38

V.4.1- L'analyse Push-over Dans le sens Y-Y

1- Courbe de capacité

La courbe de capacité est donnée sous forme :

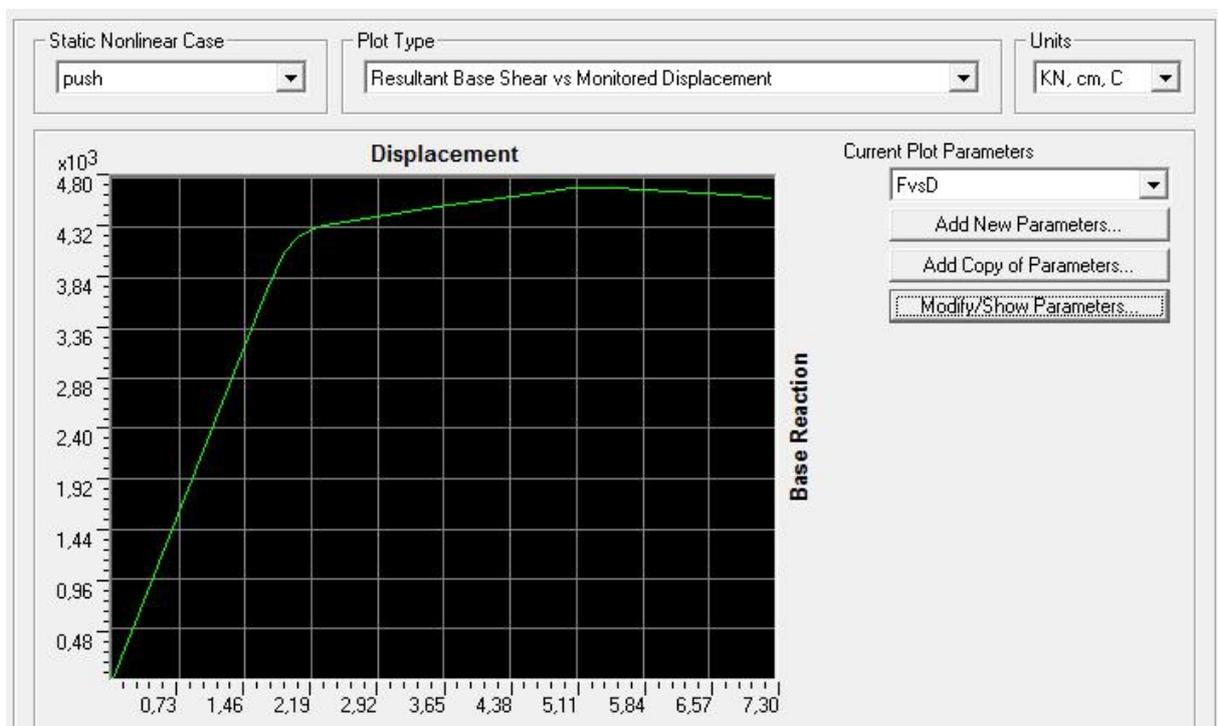


Figure V.10. Effort tranchant à la base en fonction du déplacement (courbe Push-over)

2- Point de performance

- **Cas 1** : Zone de moyenne sismicité ; $C_A = 0.28$ et $C_V = 0.4$.

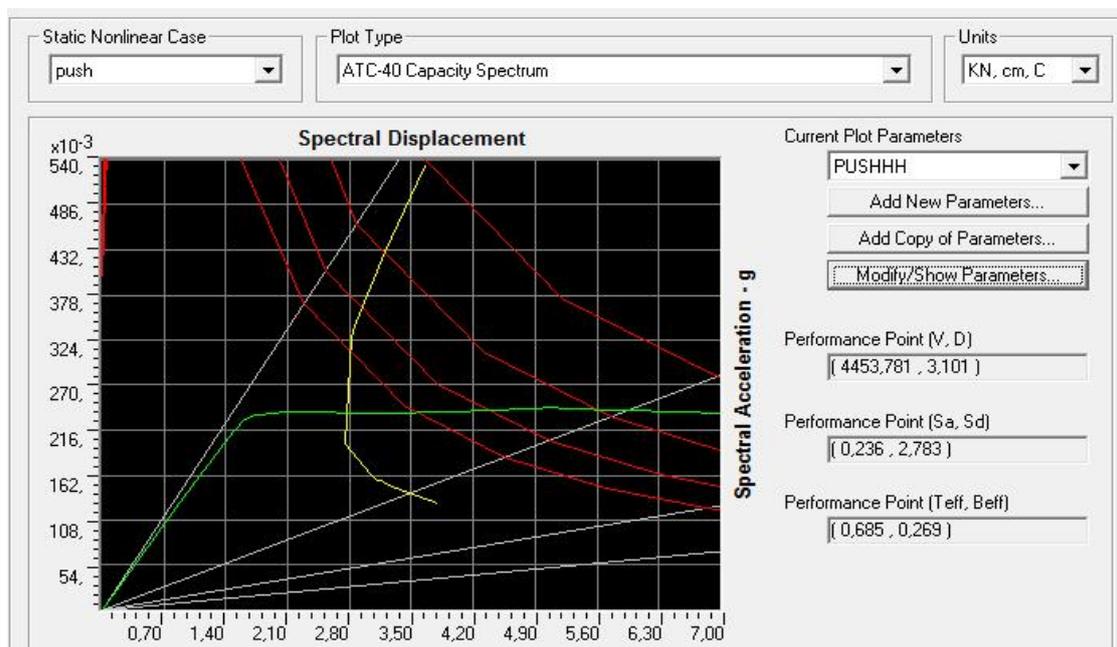


Figure V.11. Courbe vulnérabilité (capacité-demande) pour zone de moyenne sismicité

Le point de performance correspondant à un déplacement de demande d'une valeur de 3,10 cm et à un effort tranchant à la base d'une valeur de 4453,78 KN est situé au niveau de performance LS (Life Safe).

- **Cas 2** : Zone de forte sismicité $C_A = 0.36$ et $C_V = 0.54$.

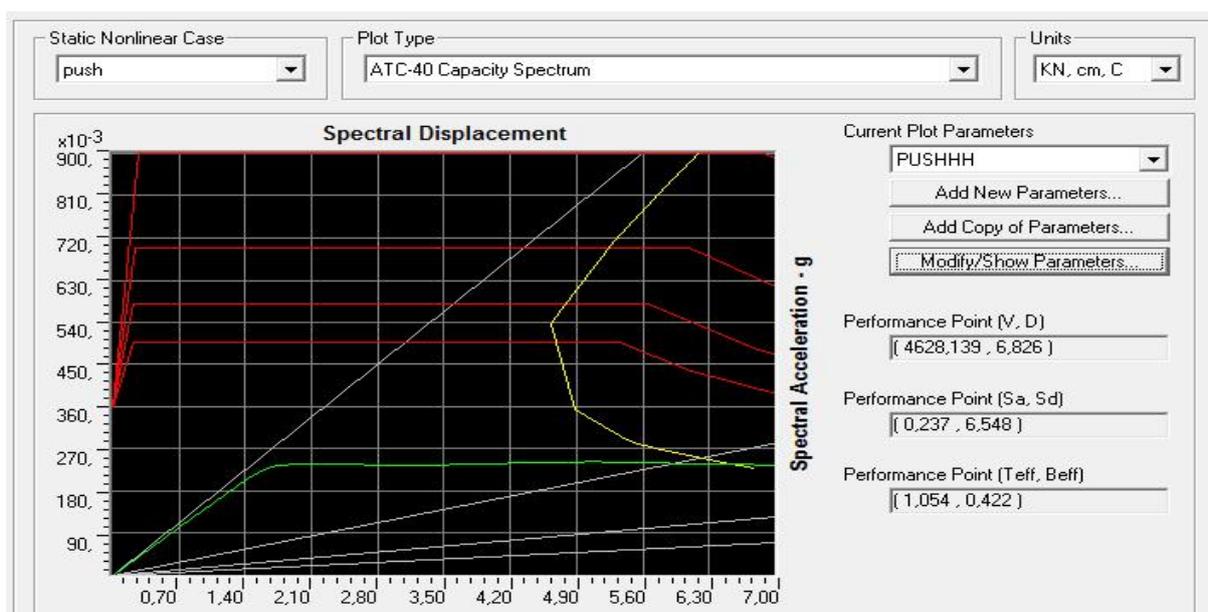


Figure V.12. Courbe vulnérabilité (capacité-demande) pour zone de forte sismicité

Le point de performance correspondant à un déplacement de demande d'une valeur de 6,85 cm et à un effort tranchant à la base d'une valeur de 4628,12 KN est situé au niveau de performance C (capacité ultime de l'analyse push over).

3- Rotules plastiques

Pour cas 1 : zone de moyenne sismicité

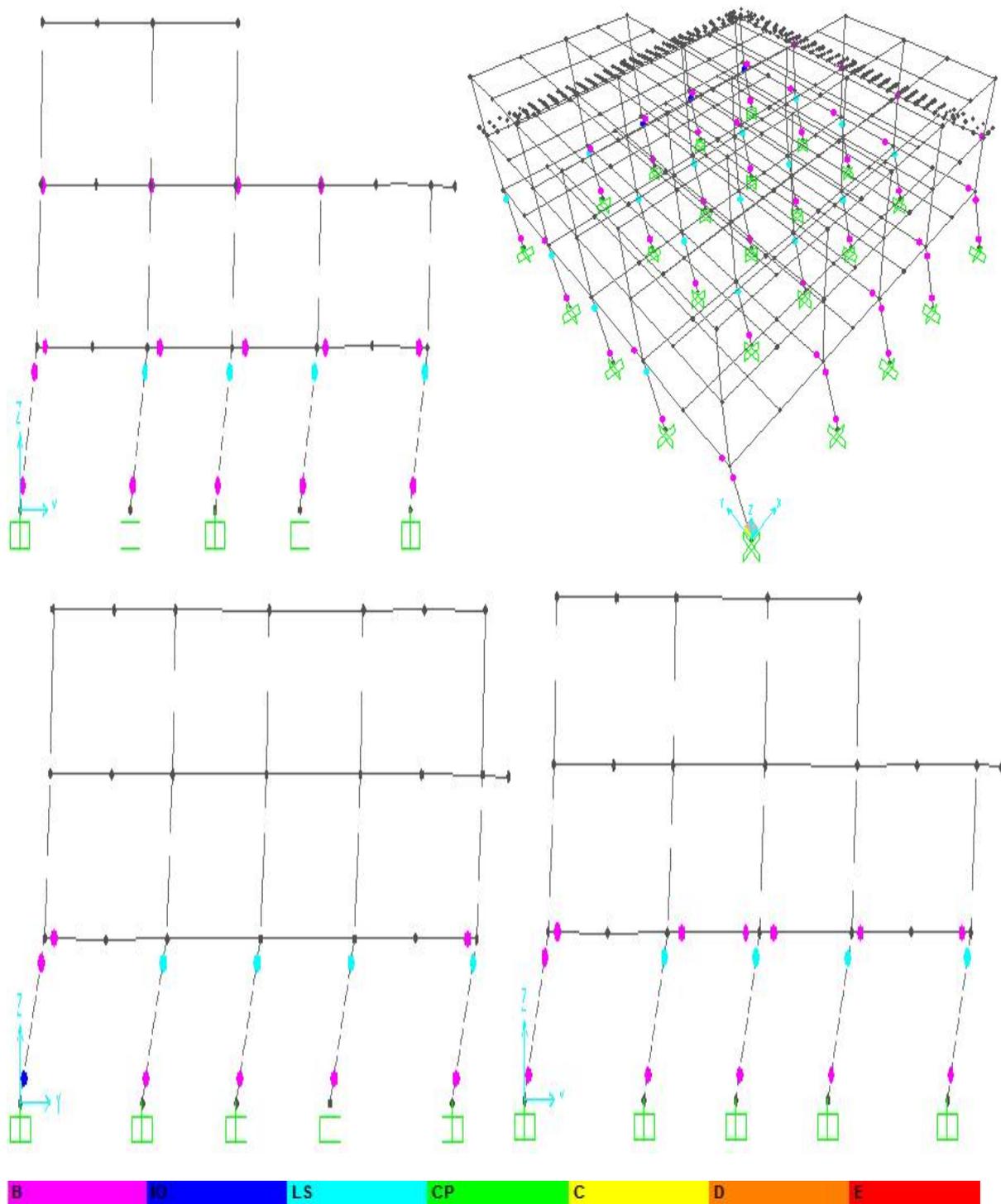


Figure V.13. Distribution des rotules plastique (niveau de performance LS)

Pour cas 2 : Zone de forte sismicité

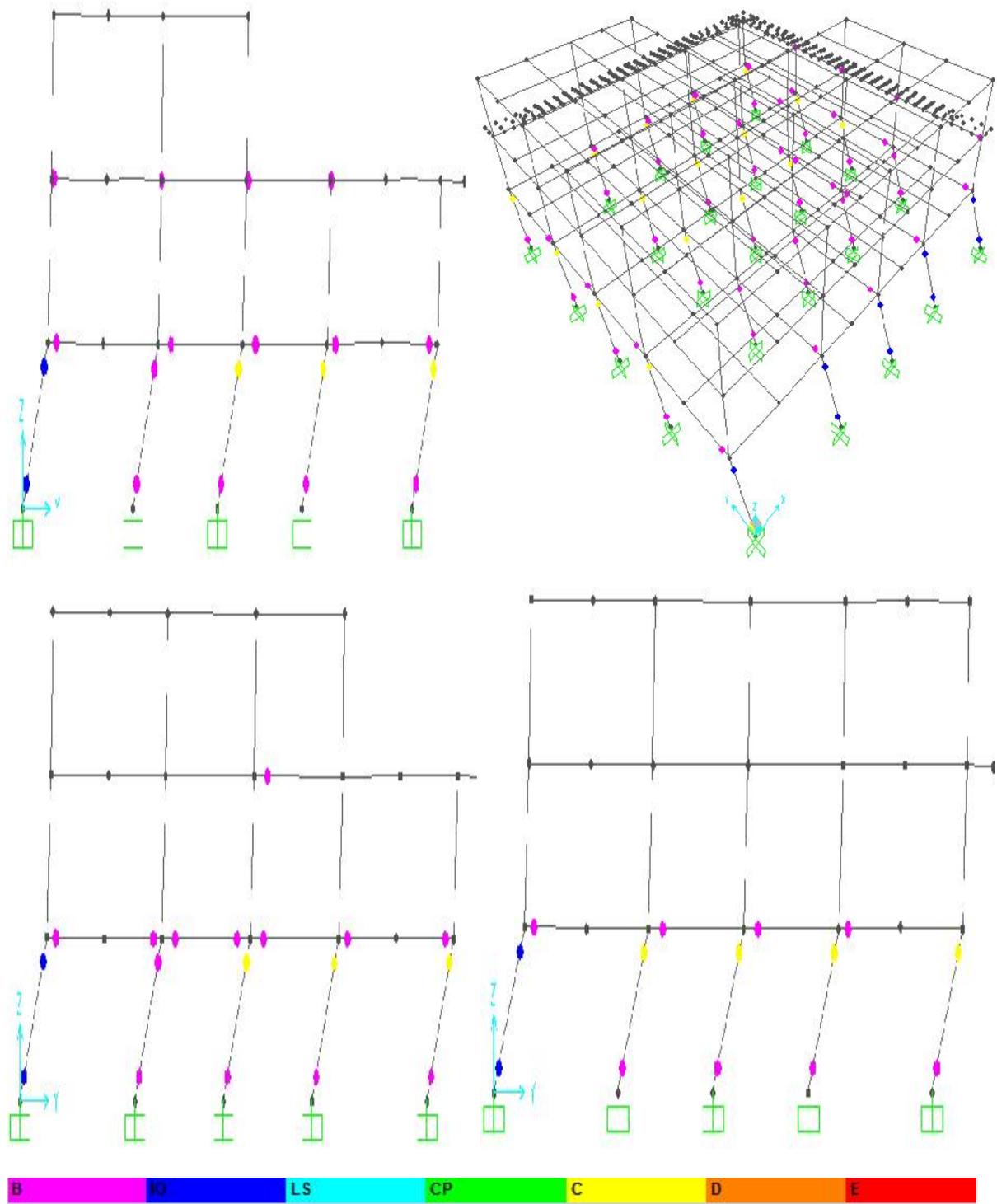


Figure V.14. Distribution des rotules plastiques (niveau de performance C)

4- Comparaison des résultants

Tableau V.4. Comparaison des résultants

Zone	Période T(s)	Effort tranchant V(KN)	Déplacement D (cm)
Moyenne sismicité	0.685	4453.78	3.10
Forte sismicité	1.054	4628.14	6.83

V.5- Conclusion

D'après les résultats obtenues par l'analyse Push-over nous pouvons conclure que :

- La comparaison des deux courbes de capacité (effort tranchant à la base-déplacement) obtenues dans les deux sens, transversal (X-X) et longitudinal (Y-Y), montre bien que la structure est plus vulnérable dans le sens (X-X) que le sens (Y-Y).
- On distingue aussi, une augmentation de l'effort tranchant à la base de la structure ainsi un accroissement de 40% du déplacement pour le cas du zone de forte sismicité par rapport à la zone de moyenne sismicité ce qui détermine l'influence de coefficient d'accélération de zone (A) sur la réponse d'une structure.
- La formation des rotules plastiques dans la structure et pour les deux sens (X-X) et (Y-Y), montre clairement que le bâtiment subira des dégâts pour la zone de forte sismicité (zone supposé), particulièrement, dans le premier niveau où les poteaux sont plastifiés à l'évènement C (effondrement) et le plus grand dommage sera dans le portique -5- en vue du grand décrochement en élévation. Tandis que pour la zone de moyenne sismicité (zone réelle) une formation des rotules plastique de type LS (Life Safe), au niveau des poteaux de premier niveau est ça peut causer quelques dommages structurels mais la structure réserve sa stabilité (pas de ruine).
- Enfin, on peut dire que notre structure est vulnérable au vue de l'analyse statique non-linéaire et il faut donc améliorer son niveau de performance en augmentant la section des poteaux pour avoir un "*poteau fort et une poutre faible*".

Conclusion générale

L'évaluation de la vulnérabilité sismique d'une structure constitue un élément nécessaire pour déterminer son niveau de performance, ainsi il est possible d'évaluer les dommages potentiels que subirait un bâtiment donné.

Dans le but d'évaluer la vulnérabilité des structures, plusieurs méthodes ont été développées. Parmi celles-ci, on peut citer, la méthode de calcul de la capacité des structures vis-à-vis aux séismes. Le code américain, l' ATC40 utilise l'analyse statique non-linéaire « Push-over ».

L'application de l'analyse statique non-linéaire, nous a permis:

- de préciser le sens le plus vulnérable,
- de suivre le comportement de la structure au-delà du domaine élastique,
- d'avoir une idée sur le processus d'endommagement, et ainsi de déterminer les zones critiques, et cela en suivant l'histoire de formation des rotules plastiques dès son apparition à n'importe quel élément structurel.

Cette analyse nous a permis aussi d'avoir le point de performance au-delà duquel le comportement de la structure n'est pas souhaitable. Ce point est déterminé selon la courbe demande en capacité, sachant que cette courbe est influencée par plusieurs paramètres, parmi eux l'accélération de sol.

A travers ce modeste travail nous avons pu évaluer la vulnérabilité sismique d'un bâtiment d'importance vitale situé dans une zone de moyenne sismicité (ville de Guelma).

La différence des résultats obtenue dans les deux cas étudiés (zone de moyenne sismicité et une notre de forte sismicité) est due à l'influence de l'accélération du sol sur la réponse du bâtiment.

Si l'on prend en compte les résultats obtenus par le “Centre National de Recherche Appliqué en Génie Parasismique” qui donne à la ville de Guelma pour une période de retour de 500ans, une accélération du sol de 0.36g (équivalente à une zone de forte sismicité) et de 0.40g - 0.42g au Sud de la ville, le bâtiment étudié sera détruit, surtout qu'il connaisse des faiblesses de performance, compte tenu de l'apparition des rotules plastiques de type « Life Safe », au niveau des poteaux.

En perspective, nous souhaitons que cette méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique soit intégrer dans le règlement parasismique Algérien.

Références Bibliographiques

- [1] ACI structural journal «*Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading* », M J N .Priestley, **January-February 1987**.
- [2] A. Filiatrault « *Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures* », Editions de l'école Polytechnique de Montréal, **1996**.
- [3] AFPS «*Rapport préliminaire de la mission AFPS : Le séisme du 21 Mai en Algérie*», **2003**.
- [4] A.J. Kappos «*Dynamic loading and design of structures*», Edition Sponpress, **2005**.
- [5] Amouri Chahinaz « *Construction des Spectres de Réponse pour la Région de Constantine* », Thèse de Magister, Université Constantine, Algérie, **Juin 2010**.
- [6] Anil K.Chopra, Rakesh K.Goel « *A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic demands for Buildings : Theory and Preliminary Evaluation* », Pacific Earthquake Engineering Research Center, Université of California, Los Angeles, **2001**.
- [7] Applied Technology Council «*The Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC40 volumes 1 and 2*», Redwood City, California, **1996**.
- [8] A.Taleb, M.Mouzzoun, O.Moustachi « *Evaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments en Béton Armé Par l'Utilisation des Courbes de Fragilités* », Ecole Mohammedia d'Ingénieurs, Rabat, Maroc, **27 Mai 2012**.
- [9] ATC 21 «*Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards : a handbook*», Technical report, Applied Technology Council, Redwood City, California, **1998**.
- [10] Ayraktar A. Coşkun N. Yalçın A «*Damages of masonry buildings during the July 2, 2004 Doğubayazıt (Ağrı) earthquake in Turkey*» Engineering Failure Analysis 147-157, **2007**.
- [11] Belkhir Mohamed Aghiles « *Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments* », Thèse de Magister, Université Tizzi Ouzou, **2012**.
-

Références Bibliographiques

- [12] B.Gaillard, S.Hédouin « *Formation à la Construction Parasismique* », Risque Sismique Aménagement et Risque Naturels, **2009**.
- [13] B. Kebaili, B. Redjel «Analyse du séisme de Boumerdes Juin 2003 et regles parasismique Algerienne»,1st International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing countries ENSET, Oran, Algeria, **2009**.
- [14] Bouaoud Mohamed « *Evaluation de la vulnérabilité et du risque sismique de la ville de Constantine* » Thèse de Magister, Université Guelma, **2010**.
- [15] Boussa Laila « *Effet de confortement sur les Structures en Béton Armé* », Thèse de Magister, Université M'Hamed Bougera-Boumerdés, Algérie, **2012**.
- [16] BRGM, Rapport final « *Dossier de presse sur l'aléa, vulnérabilité et Risque Sismique pour six Régions Française* », RP-56448-France.
- [17] Cédric Desprez « *Analyse et Réduction de la vulnérabilité Sismique des Structures Existante en Béton Armé Renforcement par Collage de Tissu de Fibre de Carbon (TFC)* », Thèse de Doctorat, Université Constantine, **2010**.
- [18] Cheraitia Mohammed «*Le Pos sud,élément d'étalment ou de structuration urbaine à cas de Guelma*»,Thèse de Doctorat,Université Constantine,Algérie, **2008**.
- [19] Chertout Abla « *Evaluation du Rapport des Moments Aboutissants aux Nœuds Poteaux-Poutres* », Thèse de Magister, Université Constantine, Algérie, **Juin 2010**.
- [20] CGS Document Réglementaire « *Etude de l'aléa sismique de la Région de Annaba – Skikda – Guelma*»,Division aléa sismique, (Marché entre MHU et CGSN° 32/2007), **Décembre 2011**.
- [21] Davidovici Victor «*Rapport de mission séisme de Boumerdès 2003, Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Algérie*», **2003**.
- [24] Dokma Abdelkrim, Yazir Abdelkader « *Etude de Vulnérabilité Sismique d'un Bâtiment Stratégique en B.A cas du Centre Téléphonique* », Ecole Nationale des Travaux Publics, Algérie, **2007**.
-

Références Bibliographiques

- [22] Djebbar Nabil « *Contribution à L'étude de la Performance Parasismique des éléments Linéaires en Béton* », Thèse de Doctorat en Mécanique des Structures, Université de Constantine, Algérie, **2006**.
- [23] Djellali Benouar « *Risque de tremblement de terre en Algérie (Un Guide Pratique pour les Chefs de communes)*», **Juin 2010**.
- [25] Drouni Karima « *Evaluation des Performances parasismique des portiques en Béton Armé renforcés par chemisage en Béton armé par Bandage en CFRP* », Thèse de Magister, Université Constantine, **2010**.
- [26] FEMA «*Rapid Visual Screening of buildings for potential seismic hazards: a handbook (FEMA154)* ». Federal Emergency Management Agency, Washington D.C, **2002**.
- [27] FEMA273 Federal Emergency Management Agency, «*NEHRP recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*», Chapitre3, Washington, D.C.
- [28] FEMA 310 «*Handbook for the seismic evaluation of existing buildings. Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency*»,Washington D.C., Etats-Unis, **1998**.
- [29] Fédéral Emergency Management Agency «*FEMA – 356 Prestandard and. commentary for seismic rehabilitation of buildings*»,Washington D.C, **2000**.
- [30] FEMA « *Improvement of nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Prepared by Applied Technology Council(ATC-55Project)* », Redwood City, California, **2005**.
- [31] Garcia Jean François « *Elaboration d'une Méthode d'évaluation de la Vulnérabilité Sismique des Bâtiments* », **Mars-Juillet 2007**.
- [32] G.Grunthal Luxembourg « *L'échelle Macrosismique Européenne ;(European Macrosismic scale 1998(EMS98))*, **2001**.
- [33] Gille André « *Cartographie de Risque Naturelle dans le monde, étude comparative entre une approche d'ordre économique* », European Journal of Geography, **Septembre 2004**.
-

Références Bibliographiques

- [34] Hamou kada, Ramdane kheir eddine « *Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode Pushover* », Département de génie civil U.S.T.O MNAOUER Oran, Algérie, **Mai 2012**.
- [35] Harkat Naim « *Vulnérabilité de la Ville de Sétif face au Risque Enviromental cas de la zone Industrielle* », Thèse de Magister, Université Constantine, Algérie, **2010**.
- [36] Hemsas Miloud, Sidi Mohamed Elachachi, Denys Breysse « *Analyse Performantielle des Murs Soumis à une Action Sismique* » 7ème Colloque National AFPS, Ecole Central Paris, **2007**.
- [37] Hemsas Miloud « *Modélisation par macro élément du comportement non linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique* », Thèse de Doctorat, Université de Bordeaux 1, France, **2010**.
- [38] Hemsas Mouloud « *Evaluation de la performance et analyse du comportement non-linéaire des murs voiles en B.A soumis à une action sismique* », Rencontres de l'AUGC, Bordeaux, France, **2010**.
- [39] H.Krawinkler « *Procedure and construction of pushover analysis of seismic performance evaluation engineering structure* », vol: 20, edition: Elsever science, Department of Civil Engineering, Standford university U.S.A, **1998**.
- [40] Karine Lefebvre « *Caractérisation structurale et évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments historique en maçonnerie du vieux- Montréal* », Thèse de Doctorat École de Technologie Supérieur Université Québec. Canada, **Octobre 2004**.
- [41] LAFI Djamel Eddine « *Evaluation de la capacité Portante des Structures par La méthode Pushover* », Thèse de Magister, Université Hadj Lakhdar, Batna, **Novembre 2012**.
- [42] Menasri Yousef, M.S.Nouaouria, M.Guenfoud « *Evaluation de la Vulnérabilité Sismique a l'Echelle d'une Structure en Béton Armé Par l'Analyse Statique Non Linéaire (Pushover)* », Article présenté à l'Université de Guelma.
- [43] M.Hemsas, S.M.Elachachi « *SBEIDCO.1st international conference on sustainable built environment infrastructures in developing countries* », ENSET Oran, Algeria, **October 2009**.
-

Références Bibliographiques

- [44] Milan Zacek « *Risque Sismique : Effets des séismes sur les Constructions et Vulnérabilité des Bâtiments Existants* », Professeur à l'ENS a Marseille, **Octobre 2008**.
- [45] Ministère Française de l'écologie et du développement durable « *Risque Natural Majeur ;Les séismes Sous direction de la prévention des risques majeurs* », **2004**.
- [46] Mohamed Nour El-Din Abd-Alla «Application Of Recent Techniques Of Pushover For Evaluating Seismic Performance Of Multistory Buildings», Master Of Science In Structural Engineering,Cairo University, **2007**.
- [47] N.LAOUAMI A.CHEBIHI «Seismic analysis comparative study by using Eurocode 8 and RPA99»,CGS, Algeria, **2010**.
- [48] P.Fajfar «*Structural analysis in earthquake engineering. a breakthrough of simplified nonlinear methods*», Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, **2002**.
- [49] Piarimo Lestuzzi, Marc Badoux « *Génie Parasismique Conception et Dimensionnement des Bâtiments* », Livre de 327pages, **2008**.
- [50] P.Guéguen (LGIT) « *sismo-DT : représentation des enjeux d'un séisme : vulnérabilité sismique de l'agglomération grenobloise* » Thème 3: Evaluation de la vulnérabilité, **Aout 2006**.
- [51] P.Lestuzzi, Y.Belmouden « *Evaluation de la Vulnérabilité Sismique des Bâtiments existants en Suisse* », Rapport de Recherche, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, **2006**.
- [52] P.Mouroux et al... « *Projet européen RISK-UE :application à la ville de Nice Rapport final*», BRGM/RP-53202, France, **2004**.
- [53] Porté à connaissance sur le risque sismique dans le département du Jura « *Prévention du risque sismique et évolution de la réglementation* », **Avril 2011**.
- [54] Projet de la Commission Européenne et SSTC, Services fédéraux des affaires scientifiques, Techniques et Culturelles et L'université de Liège « *Guide technique parasismique Belge pour maison individuel* », **2003**.
-

Références Bibliographiques

[55] Risque Géologie de l'environnement Biogio média, **13 Octobre 2008.**

[56] RPA99/2003 « *Règles Parasismiques Algériennes, Version 2003* », Document technique réglementaire, DTR B C 2 48, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Alger, **2003.**

[57] R. Spence, J. Bommer, D. Del Re, J. Bird, N. Aydinoglu, and S. Tabuchi « *Comparing loss estimation with observed damage: a study of the 1999 Kocaeli earthquake in Turkey* », Bulletin of Earthquake Engineering, 1:83–113, **2003.**

[58] R. Spence and B. Lebrun « *Earthquake scenarios for european cities – the risk-ue project* », Bulletin of Earthquake Engineering, 4(4):special issue, **2006.**

[59] SAP2000 « *Detailed Tutorial Including Pushover Analysis, Computers and Structures* », Berkeley, California, **1998.**

[60] Sermin Oğuz « *Evaluation Of Pushover Analysis Procedures For Frame Structures* », Phd Thesis, Natural And Applied Sciences Of The Middle East Technical University ,Turkey, **2005.**

[61] Suze Youance « *Une évaluation de la vulnérabilité Sismique des Eglises du Québec* », Thèse de doctorat, Ecole de Technologie Supérieur Université Québec, Canada, **Mars 2010.**
