

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

N° :



DOMAINE : GÉNIE CIVIL

FILIERE : B

OPTION : STRUCTURES

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par :

ABDERRAHMANE ZEGHLACHE Abdelhay.

HADJ HAFSI Radhwane.

Intitulé

**ETUDE LA VULNERABILITÉ SISMIQUE D'UNE
STRUCTURE PORTIQUE EN BÉTON ARMÉ PAR
LA MÉTHODE DE CAPACITÉ SPECTRALE "ATC 40"**

Soutenu devant le jury composé de :

Nom et prénom Enseignant

Pr.Titom Messaoud

Président

Dr. Menasri Yousef

Rapporteur

Dr.Rahmani Abdellah Yacine

Examineur





Année universitaire : 2021 /2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

وَقَدْ
رَبِّ زِدْنِي عِلْمًا





Dédicaces

Je dédie ce travail à :

-  *A mes chers parents.*
-  *A ma chère sœur.*
-  *A mes chers frères.*
-  *A tous ceux que j'aime.*

Abdelhay.

Je dédie ce travail à :

-  *A mes chers parents.*
-  *A ma chère sœur.*
-  *A mes chers frères.*
-  *A tous ceux que j'aime.*

Radhwane.

Résumé

L'objectif de ce travail est d'approfondir les connaissances sur le comportement sismique non-linéaire et l'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un bâtiment multi-étagé en béton armé. Le choix de ce type de bâtiments pour l'analyse s'est fait car ces derniers forment la plus importante catégorie en nombre de bâtiments pour les nouvelles villes algériennes. Une modélisation numérique tridimensionnelle par éléments finis effectuée à l'aide du logiciel Sap 2000 sur une structure en portiques en béton armé, en utilisant l'analyse non-linéaire "pushover". En effet, cette analyse permet de mieux appréhender le comportement post élastique de la structure et d'estimer plus correctement que l'analyse linéaire élastique, les niveaux de performance de la structure, en outre elle permet de déterminer leurs points critiques pour y remédier dans l'avenir.

Mots Clés : Analyse non-linéaire, niveaux de performance, Spectre de réponse, Séisme, ATC40, pushover. Vulnérabilité Sismique.

ملخص

الهدف من هذا العمل هو تعميق المعرفة بالسلوك الزلزالي غير الخطي وتقييم الضعف الزلزالي لمبنى من الخرسانة المسلحة متعدد الطوابق. تم اختيار هذا النوع من المباني للتحليل لأنها تشكل الفئة الأكثر أهمية في عدد المباني للمدن الجزائرية الجديدة. نمذجة رقمية ثلاثية الأبعاد بواسطة عناصر محدودة تم تنفيذها باستخدام برنامج Sap 2000 على هيكل إطار خرساني مقوى ، باستخدام تحليل "تمرين سهل" غير خطي. في الواقع ، يجعل هذا التحليل من الممكن فهم السلوك بعد مرونة الهيكل وتقديره بشكل أكثر دقة من التحليل الخطي المرن ، ومستويات أداء الهيكل ، علاوة على أنه يجعل من الممكن تحديد نقاطهم الحرجة لمعالجتها في المستقبل.

الكلمات المفتاحية: التحليل غير الخطي ، مستويات الأداء ، طيف الاستجابة ، الزلزال ، ATC40 ، الضعف الزلزالي.

Abstract

The objective of this work is to deepen the knowledge on the non-linear seismic behavior and the evaluation of the seismic vulnerability of a multi-storey reinforced concrete building. The choice of this type of buildings for the analysis was made because they form the most important category in number of buildings for the new Algerian cities. A three-dimensional numerical modeling by finite elements carried out using the Sap 2000 software on a reinforced concrete frame structure, using non-linear "pushover" analysis. Indeed, this analysis makes it possible to better apprehend the behavior post elastic of the structure and to estimate more correctly than the linear elastic analysis, the levels of performance of the structure, moreover it makes it possible to determine their critical points to remedy it in the future.

Keywords: Non-linear analysis, performance levels, response spectrum, earthquake, ATC40, pushover. Seismic Vulnerability.

SOMMAIRE

Introduction Générale.....	1
CHAPITRE I LES SÉISMES	2
1. Introduction :.....	3
2. La tectonique des plaques :	4
3. Les catégories de séismes :.....	5
3.1. Les séismes tectoniques :	5
3.2. Les séismes d'origine polaire :	6
3.3. Les séismes d'origine induite :	6
4. Définition de la source :	6
5. Les différents types d'ondes :.....	7
5.1. Les ondes de volume :.....	7
5.1.1. Les ondes P (Primaires) :	7
5.1.2. Les ondes S :	8
5.2. Les ondes de surface :	9
5.2.1. L'onde de Love :	9
5.2.2. L'onde de Rayleigh :	9
6. Localisation de l'épicentre d'un séisme :	10
7. Mesure des séismes :	12
7.1. Intensité	12
7.2. Magnitude :	14
8. Historique de la sismicité en Algérie :	14
9. Classification des zones sismiques en Algérie :	16
10. Le risque et l'aléa sismique en Algérie :	17
10.1. Aléa sismique régional	18
10.2. Aléa sismique local	18
10.3. Les règlements parasismiques définissent suivant la zone de sismicité :.....	18
11. Les règles parasismiques algériennes :	18
12. Recommandations :	19
13. Conclusion :	19
CHAPTER II VULNERABILITE SISMIQUE	20
1. Introduction :.....	21
2. Définition de vulnérabilité sismique :	21
3. Facteurs de vulnérabilité :	22

.4	Expérience Algérienne dans l'évaluation de la vulnérabilité Sismique des constructions :	22
5.	Courbe de vulnérabilité :	23
6.	Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique :	23
6.1.	Les méthodes statistiques probabilistes :	24
6.2.	Méthodes déterministes :	24
6.3.	Méthodes déterministes basées sur la performance :	25
7.	Conclusions	25
CHAPITRE III LES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ		26
1.	Introduction :	27
2.	Différents types de structures en béton arme :	27
2.1	Structure en portique auto stable (poteau + poutre) :	27
2.1.1	Contreventement par portique auto stable sans remplissage en maçonnerie rigide :	27
2.1.2	Contreventement par portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide :	28
2.2	Structure mixte (portique +voile) :	28
3.	Conséquences de séisme sur les structures en béton arme :	28
3.1	Dommages subis par les portiques :	28
3.1.1	Rotule plastique aux nœuds poteau-poutre :	29
3.1.2	Cisaillement des poteaux :	29
3.1.3	Ruptures par écrasement :	28
3.1.4	Flambement des poteaux et décollement du béton d'enrobage :	28
3.1.5	Dislocation des remplissages de maçonnerie :	29
3.2	Dommages subis par les structure mixte :(portique + voile) :	29
4.	Contreventements	29
4.1	Contreventement décalé :	29
4.2	Distance entre les éléments de contreventement :	29
4.3	Régularité en élévation :	29
4.4	Régularité en plan :	30
4.5	Étages flexibles :	31
5.	Joints parasismiques :	31
6.	Conclusion :	32
CHAPITRE IV LA MÉTHODE DE CAPACITÉ SPECTRALE "ATC 40"		32
1.	Introduction :	33
2.	Trace conceptuelle de la courbe pushover :	34
3.	Terminologie et notations spécifiques (méthode ATC 40) :	35
4.	Détermination de la courbe pushover d'une structure donnée :	35
5.	Application des forces horizontales sur la hauteur du bâtiment en vue d'une analyse pushover :	

6.	Formulation de l'analyse pushover :	37
7.	Mise en équation :	37
8.	Spectre de capacité :	37
9.	Spectre de demande :	39
10.	Point de performance :	40
11.	Conclusion :	42
CHAPITRE V MODÉLISATION ET ANALYSE NUMÉRIQUE.....		43
1.	introduction :	44
1.	Modélisation d'un bâtiment en béton armé en 3D :.....	44
1.1.	Description du bâtiment étudié :	44
1.2.	Conception structurale :	48
1.2.1.	Caractéristique des matériaux	48
1.2.2.	Hypothèses de calcul :	49
1.2.3.	Les règles utilisées :	49
1.3.	Évaluation des charges et surcharges Plancher terrasse :.....	49
1.3.1.	Plancher terrasse :.....	49
1.3.2.	Plancher étage courant :	50
2.	Définition du spectre :	50
3.	Loi de comportement non linéaire de la structure des poutres et poteaux :	53
4.	Modélisation des éléments structurels :	55
4.1.	Analyse modale :	57
4.2.	Analyse statique non linéaire :	57
4.2.1.	Conditions aux limites.....	59
4.2.2.	Modélisation de l'action sismique :	59
5.	Résultats :	60
5.1.	Résultats d'analyse statique non linéaire (push over) :.....	60
5.2.	Résultats de performance sismique de la structure étudiée :.....	62
5.3.	Développement des rotules plastiques :	63
6.	Conclusion :	65

Liste des figures

Figure I.1. Sismicité de la terre [2].....	03
Figure I.2. Zone de subduction, exemple pour le séisme de Mexico 1985. [3].....	04
Figure I.3. La tectonique des plaques. [4].....	05
Figure I.4. Ondes P sismiques [10].....	08
Figure I.5. Ondes S sismiques. [10].....	08
Figure I.6. Ondes de Love sismiques. [10]	09
Figure I.7. Ondes sismiques de Rayleigh. [10].....	10
Figure I.8. Accélérogrammes typiques.....	10
Figure I.9. Localisation de l'épicentre d'un séisme. 11	
Figure I.10. RC buildings damage by récent earthquakes Ain Temouchenet 1999 and Boumerdes 2003. [15].....	17
Figure I.11.1. Le zonage global des différentes wilayas. [16].....	18
Figure I.11.2. Le zonage global des différentes wilayas. [16]19	
Figure II.1. Courbe de vulnérabilité [28].....	24
Figure III.1: Ruine d'un poteau court (Séisme de Boumerdes, Algérie ,2003). [21]	30
Figure III.2 : Flambement des barres et rupture par cisaillement d'un poteau en béton Armé Séisme de Boumerdes, Algérie 2003). [21]	30
Figure III.3 Poteaux courts dus au vide	30
Figure III.4 : cisaillement d'un poteau.....	31
Figure III.5 : L'effet de poteau court dû à l'effet de poteau D'un palier d'escalier et la solution. [20].....	31
Figure III.6 : Dommages dus à court en vide sanitaire et dû à la présence d'allèges en maçonnerie [20].....	31
Figure III.7 : Écrasement de béton et flambement des aciers dans les deux poteaux de la cage d'escaliers [6]	32
Figure III.8 : la formation des poteaux Courts [22]	32
Figure III.9 : disposition incorrecte des cadres [22].....	33
Figure III.10 : Rupture par flexion des poutres [8].....	33
Figure III.11 : maçonnerie non chaînée [22]	34
Figure III.12 : Dislocation des remplissages De maçonnerie [9].....	34
Figure III.13 : éléments élancés [9]	35
Figure II.14 : Rupture de section à la base des voiles [9].	35
Figure III.15 : distance entre les contreventements [12].....	36

Figure III.16 Limites des décrochements en élévation selon RPA. [13].....	37
Figure III.17 Limites des décrochements en plan selon RPA. [17].....	38
Figure III.18: Étages flexibles [19].....	39
Figure IV.1. Différents éléments de la méthode ATC40. [57]	41
Figure IV.2. Comportement des rotules plastiques. [58].....	42
Figure IV.3. Apparition progressive de rotules plastiques dans les poutres. [58].....	42
Figure IV.4. Poursuite du développement de rotules plastiques dans les poutres. [58].....	42
Figure IV.5. Apparition de rotules plastiques dans les poteaux. [58].....	43
Figure IV.6. Courbe de capacité d'une structure (V base- D sommet) [59].....	45
Figure IV.7. Spectres de capacité [63].....	48
Figure IV.8. (a) Spectre de demande élastique (Sa et T), (b) spectre élastique (Sa et Sd) et (c) spectre inélastique (Sa - Sd).....	49
Figure IV.9. Superposition de la courbe de capacité sur la courbe de demande. [66].....	50
Figure IV.10. Point de performance en amortissement selon l'ATC 40) [66] 50	
Figure V.1. Vue en plan d'une terrasse.....	54
Figure V.2. Vue en plan d'un étage courant.....	55
Figure V.3.1. Vue de face du bâtiment.....	56
Figure V.3.2. Vue arrière du bâtiment.....	56
Figure V.4. Sections et ferrailage des poteaux	57
Figure V.5. Sections et ferrailage des poutres principales et secondaires.....	57
Figure V.6. Introduction des rotules plastiques des poteaux	63
Figure V.7. Introduction des rotules plastiques des poutres.....	64
Figure V.8. Vue générale du modèle en 3D.....	65
Figure IV. 9. Courbe de capacité de la structure portique (auto stable) : effort tranchant à la base déplacement au sommet selon le sens longitudinal (x).....	69
Figure IV.10. Courbe de capacité de la structure portique (auto stable) : effort tranchant à la base - déplacement au sommet selon le sens transversal (y).....	69
Figure. IV.11. Courbe de capacité et de demande format (A-D) de la structure portique (auto stable) sens(x)71	
Figure. IV.12. Courbe de capacité et de demande format (A-D) de la structure portique (auto stable) sens (y).71	
Figure. V.13. Formation des rotules plastiques portique sens (y)	72
Figure. V.14. Formation des rotules plastiques portique sens (x).....	73

Liste des tableaux

Tableau I.1. Degrés D'intensité De L'échelle De Marcelli [13]	12
Tableau I. 2. Échelle de magnitude de Richter [13]	14
Tableau I. 3. Historique de la sismicité en Algérie [14].....	15
Tableau V.1 : Les Dimensions de bâtiment.....	44
Tableau V. 1. Les caractéristiques géométriques de ce bâtiment sont les suivantes	54
Tableau V. 2. Le calcul des charges et surcharges est effectué selon DTRB.C.22.....	59
Tableau V.3. Les valeurs des charges gravitaires. 269.51 5731.48.....	59
Tableau V.4. Valeurs de ξ (%) RPA 2003	62
Tableau V.5. Les données sismiques.....	62
Tableau V. 6. Distribution des charges latérales.....	62
Tableau V.7 Rigidité de flexion utilisé pour modéliser les éléments structurels [60]66	
Tableau V.8 En fin, le comportement non-linéaire des rotules plastiques des éléments structure est déterminés par les formules on table suivante :.....	67
Tableau V.9. Résultats des moments caractérisant la loi de comportement des éléments Structurels.	67
Tableau V.10: Résultats d'efforts tranchants, déplacements et ductilités.....	70

Introduction Générale

Les dommages dus aux séismes sont parfois de l'ordre de plusieurs milliards de dollars et les pertes en vies humaines s'élèvent à plusieurs centaines de milliers. Ainsi, depuis quelques décennies, la communauté scientifique et les intervenants des différents paliers de gouvernement (municipal, provincial et fédéral) ont mis de l'avant plusieurs initiatives pour mieux cerner le risque sismique. Les séismes ont un impact important sur la vie de la population ainsi que sur la vie économique des régions touchées.

Objectifs et méthodologie

Ce projet, a pour but en temps d'évaluer la vulnérabilité sismique de bâtis en béton armé. Le mémoire comporte cinq chapitres:

- ✚ Le premier chapitre est consacré à une étude portant sur les principes généraux sur les séismes : les ondes sismiques, ainsi que l'Action sismique, Mesure des séismes et les sismographes.
- ✚ Le deuxième chapitre va permettre de définir la vulnérabilité sismique: le risque sismique, l'Aléa Sismique et la Méthodologies d'évaluation de la vulnérabilité d'une structure en béton armé.
- ✚ Le troisième chapitre comporte une description des notions de base essentielles sur les structures en béton armé.
- ✚ Le quatrième chapitre est consacré à une étude bibliographique portant sur les principes généraux de la méthode statique non linéaire (push-over).
- ✚ Le cinquième chapitre, nous traiterons l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments multi étagés en portiques en béton armé comme système de résistance aux charges latérales, en utilisant l'analyse statique non-linéaire "push over" (pour déterminer les courbes de capacité de la structure) et la méthode de capacité spectrale ATC40 (spectre capacité - spectre demande) pour évaluer la vulnérabilité.

CHAPITRE I

SÉISMES

1. Introduction :

Le séisme est une secousse ou succession de secousses plus au moins violentes du sol. Un séisme résulte du relâchement brutal de contraintes dans la croûte terrestre qui provoque un glissement de deux compartiments le long d'une faille. Ces secousses peuvent être imperceptibles où très destructrices. Un séisme ou tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol plus ou moins violentes et destructrices. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Celle-ci est due à l'accumulation d'une grande énergie qui se libère, en créant ou en activant des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint. Les dégâts observés en surface sont fonction de l'amplitude, la fréquence et la durée des vibrations. Aujourd'hui, l'installation d'un réseau de surveillance sismique nationale ainsi que tous les travaux scientifiques qui sont réalisés ou qui sont actuellement en cours, alors que beaucoup d'efforts restent à faire, permettent quand même de répondre à plusieurs des interrogations posées. Ces réponses sont d'une extrême importance pour l'aménagement du territoire et pour la réduction du risque sismique dans notre pays, si on fait bon usage des connaissances et moyens disponible [1].

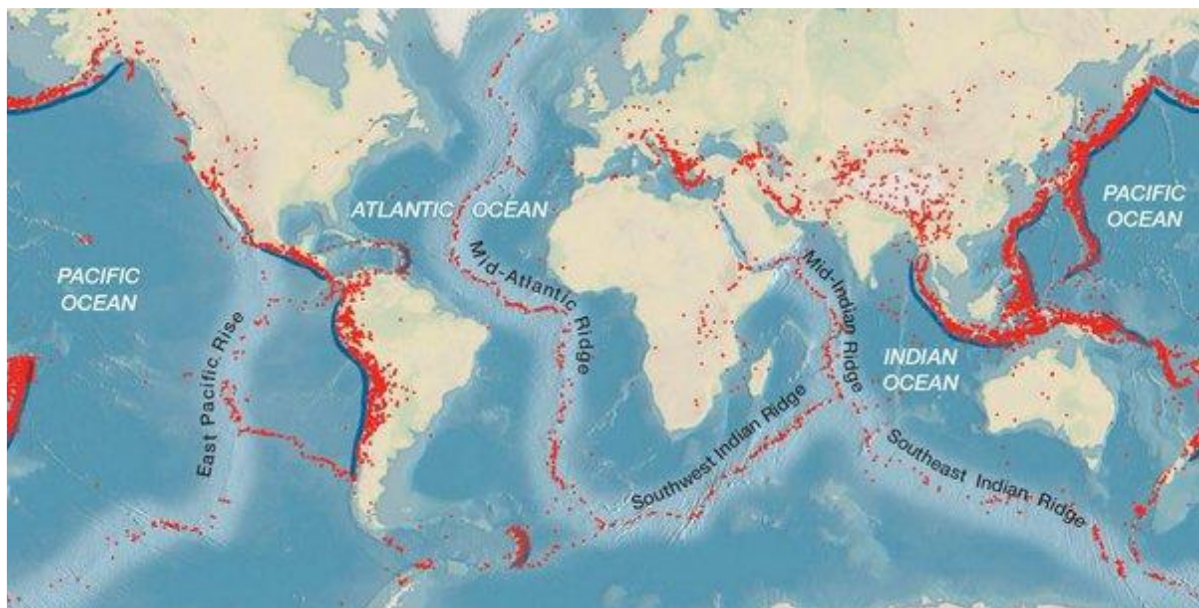


Figure I.1. Sismicité de la terre [2]

2. Tectonique des plaques :

Le phénomène sismique est principalement lié aux mouvements des plaques tectoniques qui constituent la surface de la terre. On compte six plaques principales et six plaques secondaires qui se déplacent à la surface du manteau asthénosphérique sous l'effet de ses courants. Les mouvements relatifs de ces plaques, d'environ 3 cm par an les conduisent avoir trois types d'interactions : convergence, divergence et transcurrence. La convergence se produit lorsque deux plaques tectoniques se rapprochent. On assiste alors à la création de chaînes de montagnes comme l'Himalaya, qui est le résultat de la confrontation entre la plaque indienne et la plaque eurasienne (collision), ou à la disparition d'une plaque sous l'autre (subduction). La divergence se produit lorsque deux plaques s'écartent, ce qui engendre la création de dorsales océaniques par remontée et refroidissement du manteau de l'asthénosphère. Enfin, la transcurrence est le glissement horizontal de deux plaques l'une à côté de l'autre. L'étude statistique des zones sismiques permet de dire que 90% des tremblements de terre se produisent dans les zones de convergence ou de divergence et que les séismes majeurs se produisent dans les zones de subduction comme pour le séisme de Mexico en 1985 [Figure.2]. Les 10% restant se produisent le long de failles dans les plaques, ils sont moins fréquents et le mécanisme est encore mal connu (Lagorio, 1990). Il existe trois types de failles de rupture (Filiatrault, 1996) : les failles à glissement latéral (ou faille en décrochement), les failles normales et les failles renversées aussi appelées failles chevauchantes ou failles inverses. Les humains peuvent influencer la distribution des contraintes dans l'écorce terrestre et engendrer des séismes : on parle de séismes induits. Les causes principales sont la mise en eau de réservoir ou de barrages et les activités d'extraction minière. Ces séismes peuvent atteindre des magnitudes de 6 sur l'échelle de Richter (Filiatrault, 1996). [3]

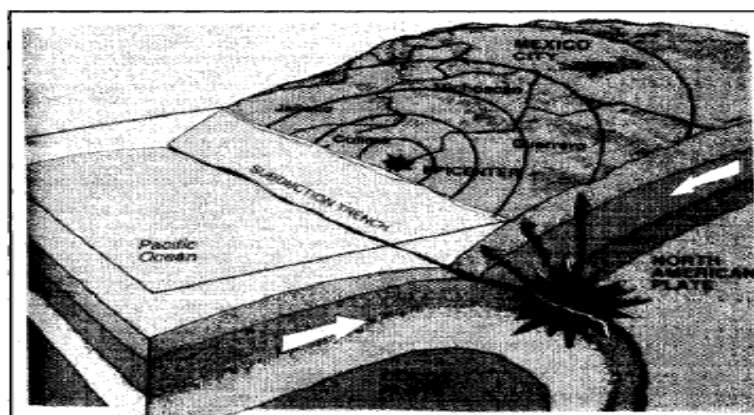


Figure I.2. Zone de subduction, exemple pour le séisme de Mexico 1985. [3]

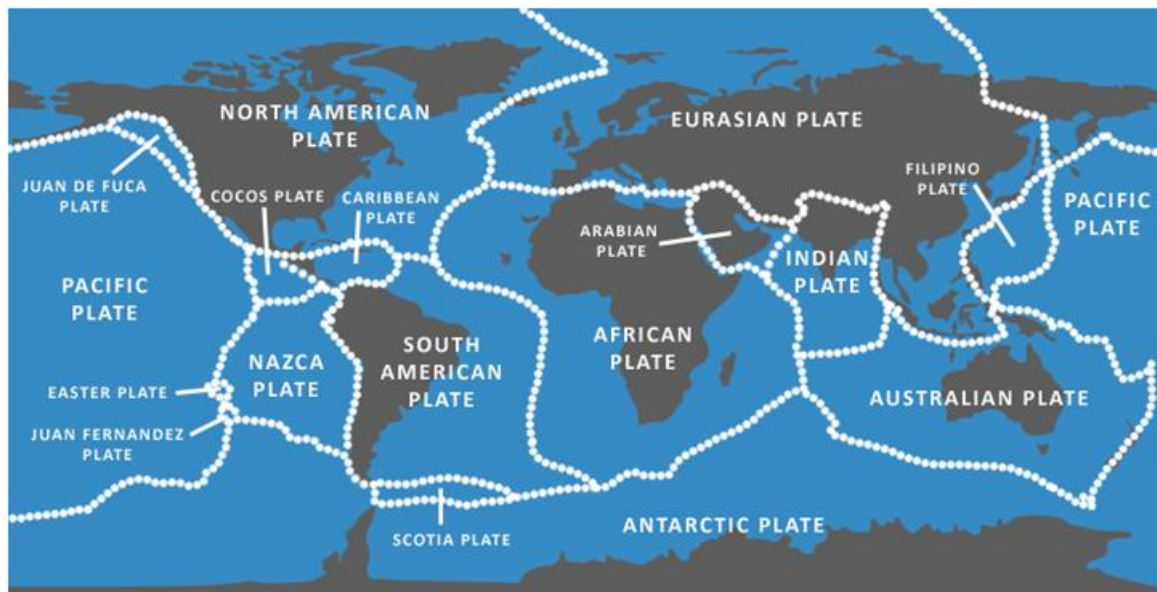


Figure I.3. La tectonique des plaques. [4]

3. Catégories de séismes :

Il existe quatre catégories de séismes :

- les séismes tectoniques
- les séismes d'origine volcanique
- les séismes d'origine polaire
- les séismes d'origine induite (ou artificielle) la grande majorité des séismes se passent à la limite entre la plaque (inter plaque) de la terre, mais il peut y avoir au milieu de la plaque (intra plaque) plus rares sont les séismes dus l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions). [5]

4.1. Séismes tectoniques :

Les séismes causés par une libération soudaine de l'énergie aux limites des plaques, au niveau de ces limites les roches sont soumises à des contraintes dues à des chocs, la rupture a lieu lorsque les roches ne résistent plus à ces contraintes [6]. Les séismes d'origine volcanique :

Sont associés à l'activité volcanique et dus à des remontés de magma au-dessous du volcan, les ondes sont provoquées par des frottements des blocs ou de gaz contre les parois

de la cheminée s'ill majorité de ces séismes ne cause pas des dégâts mais ils annoncent l'imminence d'une éruption volcanique [6].

4.2. Séismes d'origine polaire :

Se passent dans les glaciers et sont de faible magnitude, ils sont provoqués par des coulées de glace et sont bien plus fréquent en été [7].

4.3. Séismes d'origine induite :

Sont également de faible magnitude ils sont dus à des activités humaines, toutes modifications du sous-sol par des actions humaines peuvent entraîner des séismes [8].

5. Définition de la source :

Les éléments fondamentaux intervenant dans la définition des sources sismiques sont leur localisation, leur aptitude sismique et leur rôle tectonique. La compréhension de la tectonique régionale, de l'histoire du Quaternaire et de la sismicité d'une région conduit à la définition de provinces sismotectoniques, et à l'identification de failles sources de séismes. Ces deux éléments fournissent les bases de l'évaluation des sources sismiques. Lorsque les données appropriées sont disponibles, modéliser les sources sismiques comme des failles est, d'un point de vue physique, l'approche la plus réaliste pour l'analyse de l'aléa sismique. Ce modèle est préférable à la modélisation de provinces sismotectoniques ou de zones sismiques définies principalement à partir de la sismicité historique. Une modélisation par des failles permet l'association de la sismicité avec les failles connues et permet l'utilisation des données géologiques concernant le comportement des failles pour caractériser les sources. L'utilisation des seules données sismiques peut être insuffisante pour modéliser les sources, particulièrement dans les environnements tectoniques où la sismicité historique ne couvre qu'une période relativement courte. Ceci est le cas de l'Orane où la sismicité historique ne couvre que 2 siècles environ (1790-2003). Cependant, en l'absence d'informations adéquates sur une faille spécifique, les sources sismiques peuvent être modélisées soit comme des zones sources, soit comme une combinaison de zones sources et de failles spécifiques. L'aptitude des sources sismiques potentielles à engendrer un séisme est fonction de leur rôle tectonique dans le champ actuel des contraintes et est généralement estimée à partir de la sismicité associée et de l'âge du plus récent déplacement de faille. Les techniques utilisées pour la géologie du Quaternaire peuvent faciliter l'estimation de la périodicité d'un déplacement de faille. De plus, une

étude de l'association des failles avec l'activité sismique et des caractéristiques de cette sismicité peut clarifier le rôle de ces failles dans le champ des contraintes actuelles et leur aptitude à engendrer un séisme dans le futur. Le développement des modèles tectoniques pour une région et l'estimation du rôle tectonique joué par une source sismique individuelle sont le résultat de l'analyse des relations entre les données géologiques et sismologiques. Les études géologiques peuvent être utilisées pour estimer la localisation, la périodicité et le type de déformation de la croûte terrestre. Les caractéristiques de libération de l'énergie sismique, telles que profondeur focale et mécanisme au foyer, peuvent être déterminés par une modélisation détaillée des ondes sismiques obtenues par des enregistrements. Le modèle tectonique fournit les limites de la géométrie des sources sismiques ainsi que le type et le taux de déplacement sur une faille ; ces limites sont importantes dans l'évaluation des relations entre la magnitude maximale des séismes et la période de retour [9].

6. Les différents types d'ondes :

Le foyer c'est le point d'où partent les ondes sismiques dans toutes les directions. On enregistre ces ondes (fréquence et amplitude) grâce à des sismographes. On distingue les ondes de volume et les ondes de surface [10].

6.1. Les ondes de volume :

Les ondes de volume sont comparables à des rayons lumineux : à chaque changement de milieu, elles sont en partie réfléchies et réfractées. Leur vitesse varie en fonction du matériau qu'elles traversent. Il existe 2 types d'ondes de volume : les ondes P et les ondes S [10].

6.1.1. Les ondes P (Primaires) :

Ce sont des ondes de compression (ou longitudinales) qui compriment puis dilatent successivement le sol, parallèlement à la direction de leur propagation. Ce sont les ondes les plus rapides pouvant atteindre jusqu'à 14 km/s [10].

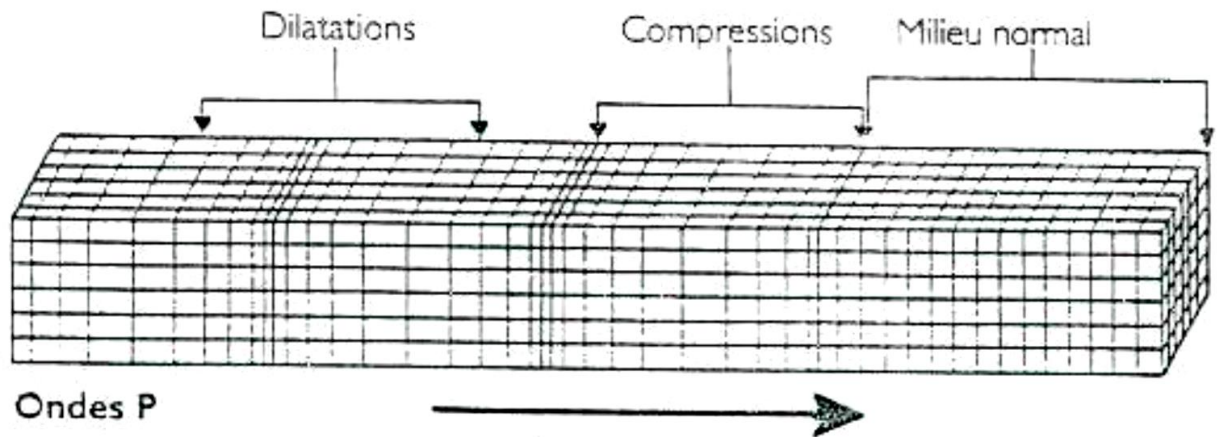


Figure I.4. Ondes P sismiques [10].

6.1.2. Les ondes S :

Les ondes S ou ondes Secondaires sont des ondes de cisaillement (ou transversales). A leur passage, les mouvements du sol s'effectuent perpendiculairement au sens de propagation. [10]

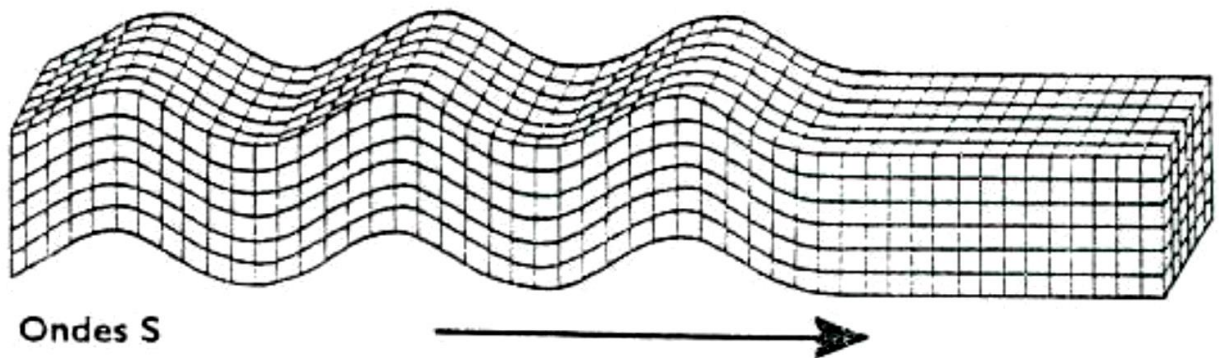


Figure I.5. Ondes S sismiques [10].

Ces ondes ne se propagent pas dans les milieux liquides, elles sont donc arrêtées par le noyau terrestre. Leur vitesse est plus lente que celle des ondes P (environ 1.7 fois plus lentes). Elles apparaissent en second sur les sismogrammes [10].

Remarque : La différence des temps d'arrivée des ondes P et S suffit, connaissant leur vitesse, à donner une indication sur l'éloignement du séisme. En confrontant les résultats de plusieurs stations, on peut alors localiser l'épicentre du séisme [10].

6.2. Les ondes de surface :

Les ondes de surface ne sont pas créées au foyer comme les ondes de volume. Enfaita, lorsque les ondes de volume sont réfléchies sur les différentes discontinuités du globe, elles 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 et les ondes de Rayleigh [10].

6.2.1. L'onde de Love :

Elle se propage seulement dans les solides non homogènes. C'est une onde transversale polarisée dans le plan horizontal. Le déplacement est essentiellement le même que celui des ondes S mais sans mouvement vertical. Les ondes de Love provoquent donc un ébranlement horizontal, cause de nombreux dégâts par cisaillement des fondations des édifices[10].

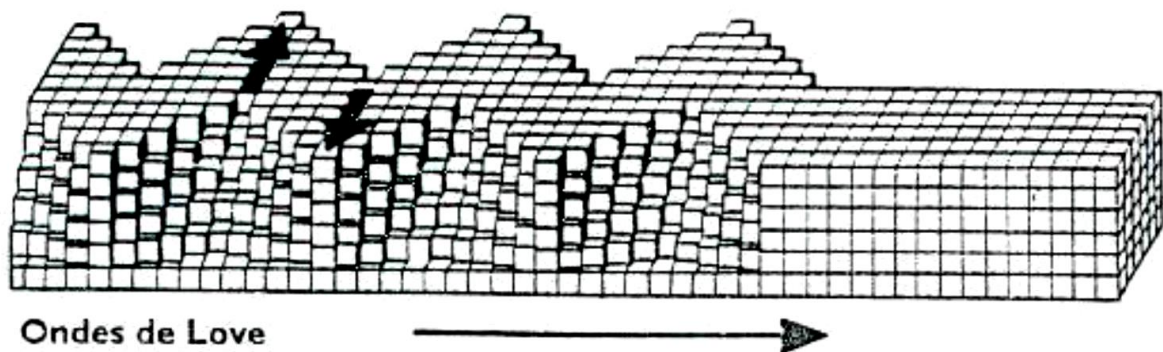


Figure I.6. Ondes de Love sismiques [10].

6.2.2. L'onde de Rayleigh (Figure I.7) :

Elle résulte d'interférences entre les composantes verticales des ondes P et S et se propage au voisinage de la surface de milieux homogènes et non homogènes[10].

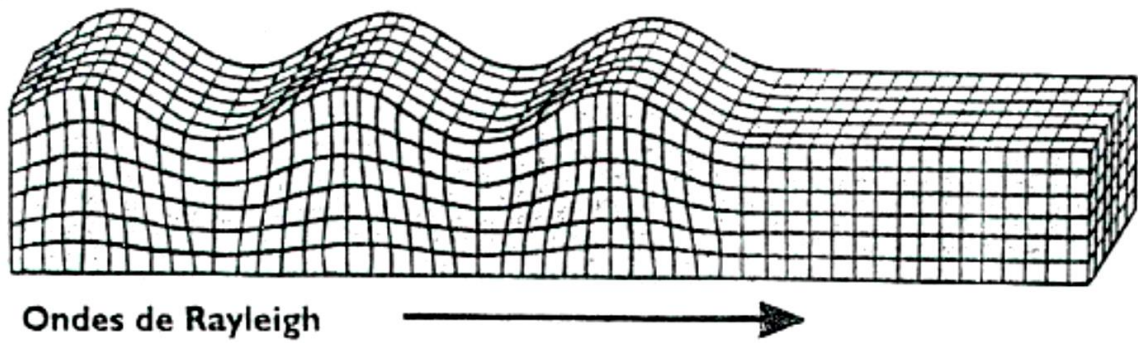


Figure I.7. Ondes sismiques de Rayleigh. [10]

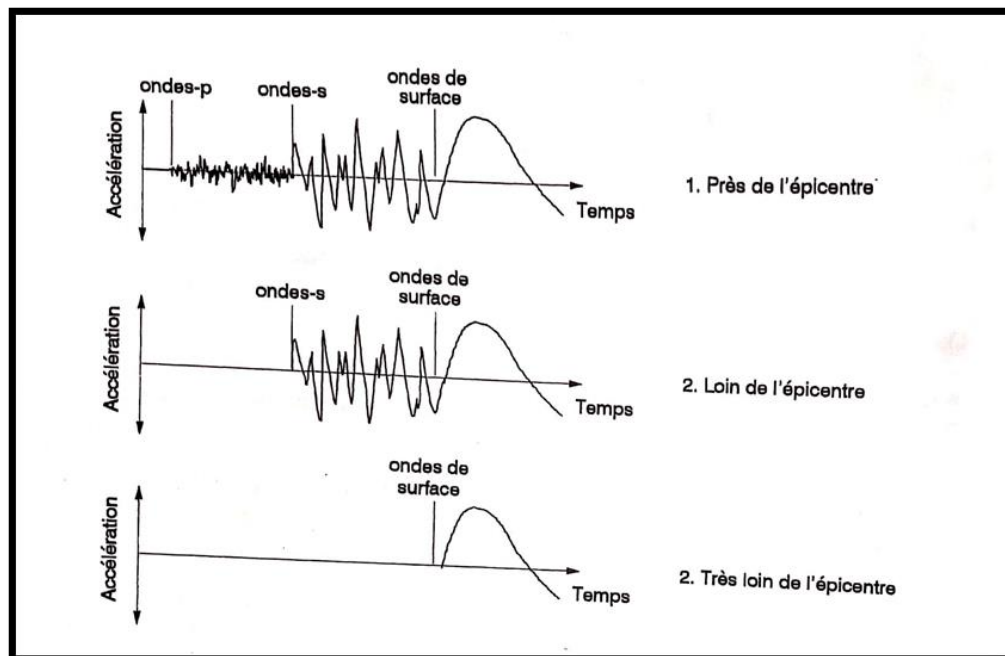


Figure I.8. Accélérogrammes typiques.

7. Localisation de l'épicentre d'un séisme :

Au moins trois stations sismologiques sont nécessaires pour localiser l'épicentre d'un séisme (Figure I.9). Pour chaque station i , on applique aux ondes primaires et secondaires la relation en la distance, la vitesse et le temps. [62]

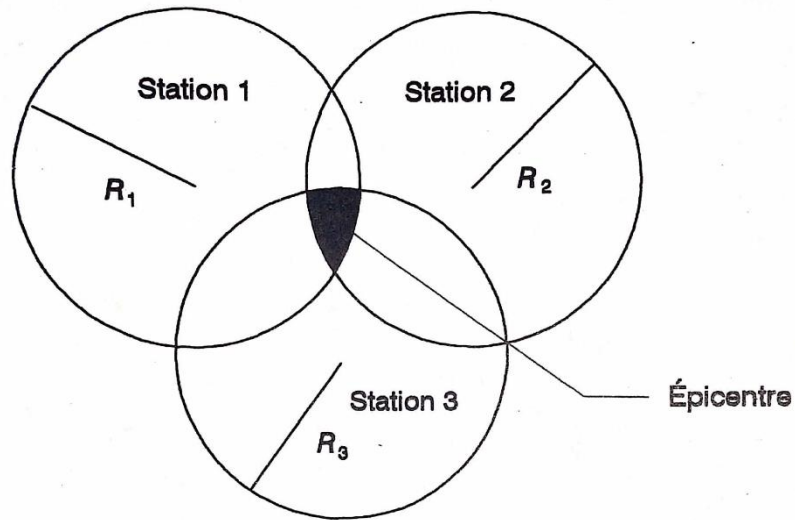


Figure I.9. Localisation de l'épicentre d'un séisme. [62]

On obtient la distance de l'épicentre R_i de la station i par :

$$R_i = \frac{(t_s - t_p)}{\left[\frac{1}{v_s} - \frac{1}{v_p} \right]} \dots\dots\dots(1)$$

$v_p - v_s$ = différence de temps entre arrivée des ondes primaires et secondaires qu'on obtient directement de l'enregistrement sismique à la station.

v_p = vitesse de propagation des ondes primaires

v_s = vitesse de propagation des ondes secondaires

$$v_p = \sqrt{\frac{(\Gamma + 2G)}{\rho}} \dots\dots\dots(2)$$

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \dots\dots\dots(3)$$

La théorie de la propagation des ondes élastiques (sect. 2.14), permet de démontrer que les vitesses de propagation des ondes primaires et secondaires sont données par :

$$\Gamma = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} = \text{constante de Lamé} \dots\dots\dots(4)$$

G = module de cisaillement

E = module d'élasticité

ν = coefficient de Poisson

ρ = densité du roc (masse/volume)

[11]

8. Mesure des séismes :

Deux catégories de mesures sont utilisées pour caractériser la violence des tremblements de terre. L'une la magnitude exprimant la puissance des séismes, indépendamment des dégâts aux constructions qu'ils peuvent entraîner. Elle est fonction de l'énergie libérée à la source du séisme, est calculée à partir des ondes sismiques enregistrées. La magnitude de Richter est la plus connue. L'autre catégorie est représentée par l'échelle d'intensité qui caractérise les effets macrosismiques (observables par l'homme) des tremblements de terre sur un site donné. L'échelle d'intensité est sans rapport direct avec la quantité d'énergie effectivement libérée par le séisme au foyer. Elle décroît, sauf anomalie, avec l'augmentation de la distance de l'épicentre. Toutefois, on peut rencontrer le cas contraire suite à la présence de conditions géologiques et/ou topographiques particulières (effets de site) [13].

8.1. Intensité

L'intensité mesure l'importance d'un séisme en un lieu donné d'après les manifestations ressenties par la population et les dégâts qu'il a pu provoquer. Pour un séisme donné, l'intensité dépend de la distance à l'épicentre, elle décroît quand cette distance augmente, mais des anomalies peuvent apparaître, dues à des conditions géologiques particulières et topographiques.

Tableau I.1.Degrés D'intensité De L'échelle De Marcelli [13]

Intensité	Dégâts Matériels
Degré I	Secousse imperceptible par l'homme, inscrite seulement par les sismographes.
Degré II	Secousse ressentie par un petit nombre de personne, surtout par ceux situées aux étages supérieurs des maisons
Degré II	Secousse faible ressentie par un certain nombre d'habitants, la direction et la durée de la secousse peuvent parfois être appréciées.
Degré IV	Ébranlement constaté par quelques personnes en plein air, mais beaucoup à l'intérieur des maisons ; vibration de vaisselle, craquement des planchers et des plafonds.
Degré V	Ébranlement constaté par toute la population, réveil des dormeurs, ébranlement de meubles et de lits.
Degré VI	Des personnes effrayées sortent des habitations, tintement général des sonnettes, arrêt des pendules, vaisselle brisée, chute de plâtras.
Degré VII	Maisons légèrement endommagées. Lézardes dans les murs, chute de cheminées isolées en mauvais états, écroulement de minarets, de mosquées ou d'églises mal construites.
Degré VIII	Sérieux dommages. Fentes béantes dans les murs, chute de la plupart des cheminées, renversement ou rotation des statues, des monuments funéraires, fissures dans les pentes raides ou dans les terrains humides, Chute de rochers en montagne.
Degré IX	De solides maisons en construction Européenne sont sérieusement endommagées. Un grand nombre rendu inhabitables, d'autres s'écroulent plus ou moins complètement.
Degré X	La plupart des bâtiments en pierre et en charpente sont détruits. Fentes dans les murs en brique, rails de chemin de fer légèrement en courbés, dommages aux ponts, tuyaux de conduites brisés, fentes et plis ondulés dans les rues, éboulement ; l'eau des rivières et des lacs est projetée sur le rivage.
Degré XI	Destruction totale des bâtiments en pierre, des ponts des digues ; larges déchirures et crevasses dans le sol ; grand éboulement de terrain.
Degré XII	Rien ne demeure plus des œuvres humaines ; changement dans la topographie ; formation de grandes failles ; dislocation horizontale et cisaillement du sol ; rivières détournées de leurs cours.

9. Magnitude :

Magnitude M (échelle de Richter), c'est une évaluation de la quantité d'énergie libérée au niveau du foyer du tremblement de terre. Cette échelle, définie en 1935, est basée sur le principe d'enregistrement des mouvements du sol effectué en un certain nombre de points d'observations situés à des distances quelconques de l'épicentre. A partir d'une étude statistique, on a pu établir une corrélation entre l'énergie libérée par un séisme et la magnitude [13].

Tableau I. 2.Échelle de magnitude de Richter [13]

Magnitude	Énergie J
0	
1	
2	$\sim 10^3$
3	$\sim 10^6$
4	$\sim 10^9$
5	$\sim 10^{10}$
6	$\sim 10^{13}$
7	$\sim 10^{15}$
8	$\sim 10^{17}$
9	Sup à $\sim 10^{18}$

10. Historique de la sismicité en Algérie :

Selon le Centre de Recherche en Astronomie, Astrophysique et Géophysique (CRAAG) plusieurs tremblements de terre ont frappé l'Algérie. Le tableau I regroupe les principaux séismes enregistrés en fonction de leur intensité.

Tableau I. 3. Historique de la sismicité en Algérie [14]

Localité	Date	Io
Alger	03.01.1365	Forte
Gouraya	15.01.1891	X
Ekalaa	29.11.1887	IX-X (VIII)
Sour. El Ghoulzène (Aumale)	24.06.1910	X (VIII)
A. El Hassan (Cavaignac)	25.08.1922	IX-X
El Attaf (Carnot)	07.09.1934	IX (VII)
Bejaia	12.02.1960	VIII-IX
Chlef (Orléansville-elasnam)	09.09.1954	X-XI
M'sila	21.02.1960	VIII
M'sila	01.01.1965	VIII
Mansourah	24.11.1973	VII
Chlef	10.10.1980	IX
Constantine	27.10.1985	VIII
El affront	31.10.1988	VIII
Dj. Chenoua	29.10.1989	VII
Mascara	18.08.1994	VIII
Alger	04.09.1996	VII
Ain-Temouchent	22.12.1999	VII
Béni-ouartilane	10.11.2000	VII
Zemmouri	10.11.2000	X
Lâalam (Kherrata)	20.03.2006	VI

Médéa	22.08.2007	VI
Mostaganem	08.08.2007	VI
Touggourt	08.07.2007	VI
Béni ilmane(Sétif)	14.05.2010	VI
Damous (Tipaza)	10.06.2012	VI



Figure I.10. RC buildings damaged by recent earthquakes Ain Temouchenet 1999 and Boumerdes 2003. [15]

11. Classification des zones sismiques en Algérie :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- Zone O : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone IIa et IIb : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

La figure 3.1 représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas. L'annexe 1 donne la classification sismique par wilaya et par commune lorsque la wilaya est partagée entre deux zones sismiques différentes [16].

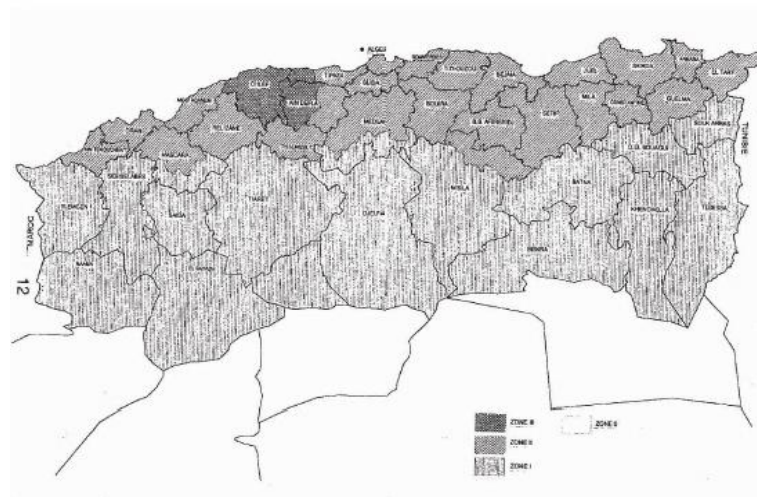


Figure I.11.1. Le zonage global des différentes wilayas [16].

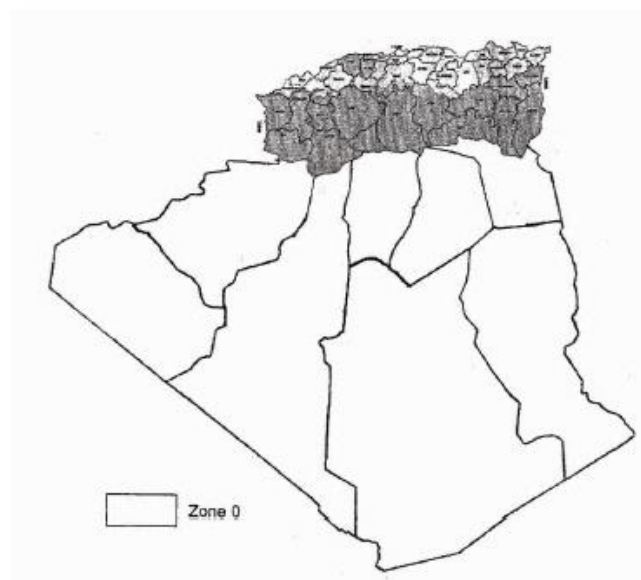


Figure I.11.2. Le zonage global des différentes wilayas [16].

12. Risque et l'aléa sismique en Algérie :

L'Algérie, comme les autres pays méditerranéens, est sujette à une activité sismique importante. Situé sur la bordure de la plaque africaine laquelle est en mouvement continue de collision avec la plaque eurasienne. Ce mouvement est responsable des séismes destructeurs qui se sont produits en Algérie et ont causé d'énormes pertes en vies humaines

et en matériel. L'aléa sismique est la probabilité en un lieu donné qu'au cours d'une période de référence, une secousse sismique atteigne ou dépasse une certaine valeur [17].

12.1. Aléa sismique régional

Définition du mouvement sismique correspondant à des probabilités d'occurrence et détermination de l'intensité sismique pouvant être atteinte ou dépassée dans une période de temps donnée [17].

12.2. Aléa sismique local

Détermination de l'aléa à partir d'une étude de micro zonage visant à identifier les zones affectées par la manifestation d'un effet de site ou de phénomènes induits (liquéfaction, glissement de terrain) [17].

12.3. Les règlements parasismiques définissent suivant la zone de sismicité

- Dispositions et principes de conception.
- Règles de calcul.
- Dimensionnement des éléments structuraux [3].

13. Les règles parasismiques algériennes :

Le document technique « DTR BC 2-48 » portant sur les « REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99, version 2003 » qui a été approuvé par la commission technique permanente pour le contrôle technique de la construction (CTC) lors de sa réunion du 4 Décembre 1999 se situe dans la continuité des documents précédents « RPA 81, version 1983 » et « RPA 88 » dont il garde la philosophie originelle. Il constitue en fait une actualisation qui s'avère nécessaire après près de deux décennies de pratique riche et diversifiée de la part des scientifiques et techniciens nationaux des bureaux d'études et de contrôle, des entreprises et des institutions de formation supérieure.

14. Recommandations :

La gestion des risques naturels consiste en fait à réduire les effets dommageables des phénomènes naturels dangereux. Plusieurs moyens sont en général mis en œuvre, souvent conjointement, pour arriver à cette fin. Il s'agit :

- De la planification adaptée de l'aménagement du territoire.
- Des règles de construction.
- De l'élaboration de plans de secours et de gestion de crise.

15. Conclusion :

L'effet des tremblements de terre dans la construction et les entreprises peut causer des dommages matériels coûteux et matériels. C'est un phénomène naturel qui ne peut pas être évité. Cependant, l'évaluation de la vulnérabilité sismique des éléments exposés au risque sismique, servirait à les préparer à mieux résister à un éventuel séisme et donc à minimiser. Nous avons donc donné des définitions de base et des concepts de base des termes pertinents avant de commencer à étudier la vulnérabilité sismique aux bâtiments.

CHAPTER II
VULNERABILITE SISMIQUE

1. Introduction :

Depuis plusieurs années, les régions du monde qui ont connu de forts séismes ayant causé de gros dégâts ont mis en place de nombreuses méthodes d'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages aux séismes, notamment dans les pays à fort séisme (Italie, États-Unis, Yougoslavie,) [19]. En conséquence, le scientifique a développé et étudié des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique. L'évaluation de la vulnérabilité sismique nécessite une évaluation des dommages potentiels à différents types de structures et selon différentes intensités sismiques. Pour estimer les dommages potentiels, nous utilisons des méthodes qui peuvent être classées soit selon que nous évaluons la vulnérabilité d'un bâtiment ou d'un groupe de bâtiments (échelle d'analyse) ou selon des méthodes d'analyse probabilistes ou déterministes, ces classifications sont plus détaillées dans ce chapitre [20].

2. Définition de vulnérabilité sismique :

Dans la littérature, la définition de la vulnérabilité sismique des bâtiments varie d'un auteur à un autre. En effet, Ambrasses la définit comme étant le degré d'endommagement qu'infligerait un séisme de paramètre X (magnitude, intensité, amplitude,) à une construction donnée. En d'autres termes c'est la mesure du pourcentage d'endommagement relatif à chaque élément structural exprimée dans une échelle allant de zéro (pas d'endommagement) à l'unité (perte totale de l'élément) [21] et [22]. La vulnérabilité au sens commun, concerne le milieu construit (vulnérabilité structurale). La vulnérabilité d'une construction ou d'une catégorie de construction représente la perte proportionnelle (en%) exprimant le rapport du coût des dommages subis à la valeur de la construction. Elle dépend de l'intensité locale de la secousse : - sensiblement nulle pour une intensité inférieure ou égale à VI. - proche de 100% pour une intensité supérieure ou égale à XI [23]. Le terme « vulnérabilité sismique » est utilisé pour exprimer les différences de réaction des bâtiments, voir des ouvrages de génie civil, aux secousses sismiques. Si deux groupes d'ouvrages sont soumis exactement à la même secousse sismique et que l'un d'entre eux se comporte mieux que l'autre, alors on dira que les ouvrages qui ont été le moins endommagés avaient une vulnérabilité plus faible au tremblement de terre que ceux qui ont été plus endommagés [24].

3. Facteurs de vulnérabilité :

L'observation des dégâts subis par les structures lors des séismes a permis d'identifier les principaux paramètres influençant la vulnérabilité des structures. Ces facteurs déjà mis en évidence dans les paragraphes précédents sont énumérés ci-dessous :

- Dimensionnement parasismique, respect des prescriptions des normes en vigueur.
- Type de construction, en premier lieu le matériau de construction, mais également le type de contreventement (cadre ou refend, par exemple)
- Hauteur, nombre d'étages généralement critique entre 3 et 7-8 étages.
- Irrégularité en élévation de la stabilisation, étage souple, surtout au rez-de-chaussée
- Irrégularité en plan, problème de torsion.
- Mode de rupture défavorable, effort tranchant, colonnes captives.
- Sol et fondations, amplification dans les sols mous et liquéfaction.
- Exécution, qualité des détails constructifs et des matériaux mis en œuvre.
- État, dégradation éventuelle.

Les facteurs de vulnérabilité sont d'un usage plus qualitatif que quantitatif. Lors de la conception de nouveau bâtiment, la considération de ces facteurs permet d'assurer un comportement sismique adéquat de l'ouvrage. En ce qui concerne les bâtiments existants, les facteurs correspondent aux paramètres à prendre en compte pour leur évaluation sismique. Il faut relever que tous ces facteurs n'ont pas la même importance. Certains, comme l'étage souple ou les défauts des détails d'armature par exemple, sont rédhibitoires et ne peuvent pas être compensés car ils conduisent irrémédiablement à un comportement sismique catastrophique. Alors que d'autres, comme le nombre d'étages ou les problèmes de torsion par exemple, ne sont véritablement défavorables que s'ils sont accompagnés d'une stabilisation déficiente [25].

4. Expérience Algérienne dans l'évaluation de la vulnérabilité Sismique des constructions :

Au cours des 250 dernières années, des tremblements de terre modérés à forts se sont produits dans le nord de l'Algérie au moins une douzaine de fois. Alors qu'en Algérie, l'activité sismique se concentre principalement sur une bande côtière jusqu'à 400 km de large, la réglementation relative à la conception des bâtiments parasismiques est relativement récente. Le récent événement sismique qui a touché les états d'Alger et de

Boumerdès en 2003, dont les effets ont été les plus violents, a montré le non-respect de ces réglementations pour les constructions neuves [26]. Cela a incité l'État algérien à prendre des décisions et des mesures contre les tremblements de terre, ce qui a conduit au développement de l'étude de la vulnérabilité sismique en Algérie

5. Courbe de vulnérabilité :

Les courbes de vulnérabilité présentées permettent de définir un niveau donné de dommage moyen (et ses bornes) pour chaque niveau d'intensité EMS-98. Cette relation est déterministe et peut nécessiter d'introduire un caractère probabiliste notamment lié aux variabilités des caractéristiques matériaux. Cet aspect correspond à la probabilité pour un (IV) de rencontrer un certain niveau de dommage (D1, D2,) en fonction d'une intensité sismique donnée (Figure 1) [27].

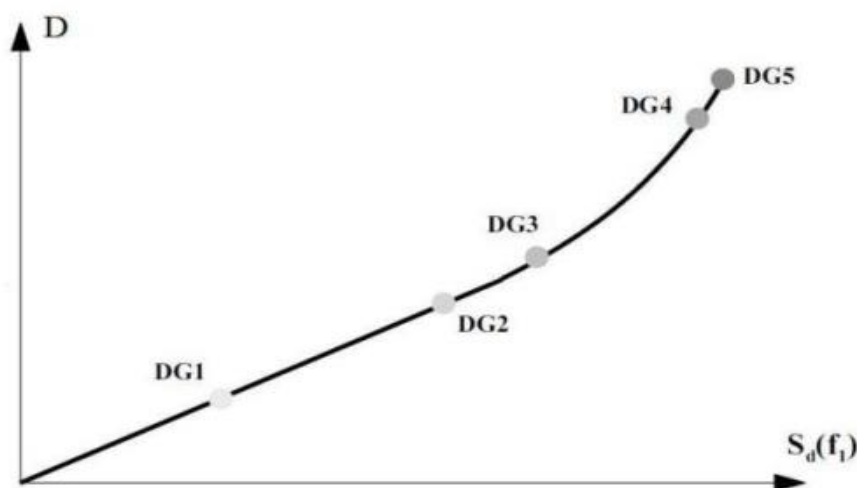


Figure II.1. Courbe de vulnérabilité [28]

- Degré DG 1 : dégâts négligeables à légers avec $0 \leq D < 0,2$.
- Degré DG 2 : dégâts modérés avec $0,2 \leq D < 0,4$.
- Degré DG 3 : dégâts sensibles à importants avec $0,4 \leq D < 0,6$.
- Degré DG 4 : dégâts très importants avec $0,6 \leq D < 0,8$.
- Degré DG 5 : effondrement partiel ou total (destruction) avec $0,8 \leq D \leq 1$ [27].

6. Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique :

L'évolution de l'étude de la vulnérabilité dans le monde a donné naissance à plusieurs Méthodes d'évaluation des dommages. Dans la littérature, Il existe plusieurs méthodes pour L'évaluation de la vulnérabilité des centres urbains et des constructions

individuelles. Elles Diffèrent les unes des autres en coût, en moyens utilisés et en précision. Le type de la Méthode choisie dépend de l'objectif de l'évaluation, mais également de la disponibilité des données, du matériel et de la technologie utilisés [29].

7. Méthodes statistiques probabilistes :

Les méthodes d'analyse de la vulnérabilité à grande échelle fondées sur les inspections visuelles ont été développées dans des pays à forte sismicité. Dans la plupart des méthodes, les bâtiments sont préalablement classés selon une typologie. Ces méthodes se fondent sur l'observation des caractéristiques structurales des bâtiments pour leur attribuer un indice de vulnérabilité (IV). Différents niveaux de précision d'analyse sont généralement prévus, selon les informations disponibles, qui conduisent à une qualité variable de l'estimation de la vulnérabilité. Ces méthodes proposent une relation reliant l'indice de vulnérabilité à une échelle de dommage pour un mouvement sismique donné, un scénario probable ou un séisme historique, par exemple. Les paramètres pertinents, les coefficients qui leurs sont attribués dans le calcul de l'indice de vulnérabilité (IV) et le lien entre IV et dommage sont déterminés à partir du retour d'expérience réalisé par des experts lors de missions post-sismique. Malheureusement, le mouvement du sol qui a généré les dégâts observés n'est généralement pas connu car il n'a pas été enregistré. Il est donc généralement représenté par l'intensité macrosismique estimée elle-même à partir des dégâts. Cette incohérence est une des limitations de ces méthodes. Par ailleurs, les relations entre paramètres structuraux et dommages sont estimées de manière statistique. Ces méthodes permettent donc d'avoir une vision statistique, à l'échelle d'une ville par exemple, et n'ont pas d'intérêt pour un bâtiment isolé [30].

a. Méthodes déterministes :

Les méthodes d'approche déterministes, bien qu'elles reposent en partie sur des destructions observées lors des séismes passés, définissent un indice global de vulnérabilité qui résulte de plusieurs indices partiels. Dans les méthodes récentes, développées dans le cadre des projets HAZUS, RSK UE, différents niveaux d'étude sont définis. Dans la méthode proposée par la FEMA, trois niveaux d'évaluation de la vulnérabilité sont définis à savoir [31] :

Niveau 1 : Basé sur les relevés qualitatifs des éléments structuraux, comparables aux approches statistiques et probabilistes. Le diagnostic est établi par rapport à deux niveaux de performance qui sont la sauvegarde des vies humaines et la réutilisation immédiate des

bâtiments.

Niveau 2 : Où une analyse élastique simplifiée basée sur les données du niveau 1 est proposée.

Niveau 3 : l'analyse à ce niveau consiste à utiliser des méthodes de calcul très élaborées telles que la méthode Pushover, ou celle de la capacité de dissipation d'énergie [27].

b. Méthodes déterministes basées sur la performance :

L'avènement du « Performance Base Design » en ingénierie sismique a mené au développement récent de diverses méthodes, tant pour la conception parasismique de nouveaux bâtiments que pour l'évaluation de risque des bâtiments existants [32]. Ces nouvelles méthodes qui se fondent sur le comportement des structures obtenu par modélisation numérique et échelle réduite, tendent à substituer aux méthodes conventionnelles basées sur le retour d'expérience des séismes passés [32]. La méthode de calcul la plus rigoureuse et plus la 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 ces états de performance à différents instants de 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 le nombre de calculs à réaliser [32].

8. Conclusions

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 à grande échelle, jusqu'à l'analyse d'un bâtiment particulier [20]. Les méthodes empiriques ne sont seulement pas utilisées pour l'évaluation des bâtis existants mais également représentent le premier pas d'une évaluation de dommages qui sera une base de données pour l'élaboration d'un programme de gestion de risque sur une grande échelle. Tandis que les méthodes analytiques sont fondées sur une évaluation approfondie à l'échelle d'une structure afin de déterminer le degré de dommage et de prendre décision d'une éventuelle réhabilitation ou élimination, selon l'ampleur des dégâts. Elles nous permettent en outre de déterminer les points critiques d'un bâti pour remédier dans l'avenir [33].

CHAPITRE III

STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ

1. Introduction :

Un séisme est un événement violent et imprévisible qui sollicite les structures d'une manière très différente de celle des actions usuelles. Si les structures n'ont pas été conçues pour cette éventualité et construites correctement, des sollicitations sismiques importantes peuvent les endommager fortement jusqu'à entraîner leur ruine. Les conséquences sont souvent catastrophiques [53]. On distingue deux types de structures : structure portique auto stable et structure mixte. Les constructions en général sont soumises à trois types d'actions qui sont les actions permanentes, les actions variables et accidentelles, Parmi les actions accidentelles « le séisme ». L'endommagement aux structures et occasionnant des pertes de vies humaines, des dégâts irrémédiables au patrimoine bâti et arrêt ou ralentissement de l'activité économique [34].

2. Différents types de structures en béton arme :

2.1. Structure en portique auto stable (poteau + poutre) :

Les structures en portique sont des structures pour lesquelles les charges dynamiques horizontales passent par les mêmes éléments de la structure que les charges statiques verticales [35]. Généralement, dans les zones de moyen à faible sismicité, les bâtiments en béton armé se composent en portiques auto stables tridimensionnelles, qui sont liés rigidement et capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales [36]. Dans la pratique, on trouve deux types de contreventement auto stable :

2.1.1. Contreventement par portique auto stable sans remplissage en maçonnerie rigide :

L'ossature est constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques. D'après le règlement parasismique RPA99/v2003 les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 5 niveaux ou 17 m en zone I, 4 niveaux ou 14 m en zone IIa et 3 niveaux ou 11 m en zone IIb et III [37].

2.1.2. Contreventement par portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide :

L'ossature est constituée de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. D'après le règlement parasismique RPA99/v2003 les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 5 niveaux ou 17 m en zone I et 4 niveaux ou 14 m en zone IIa et 3 niveaux ou 11m en zone IIb et 2 niveaux ou 8 m en zone III [37].

2.2. Structure mixte (portique +voile) :

La meilleure façon de rendre les bâtiments en poteaux-poutres parasismiques est de les contreventer par des voiles en béton armé. Les voiles deviennent ainsi la structure principale, dont le rôle est de résister aux forces horizontales [38]. Les voiles sont couramment utilisés dans les édifices élancés en béton armé compte tenu de leur comportement, considéré satisfaisant vis-à-vis des forces latérales (le séisme). Leur grande résistance et leur rigidité contribuent à contrôler les déplacements globaux et à minimiser les déplacements inter-étages excessifs. Reprenant la plus grande partie des efforts latéraux, ils améliorent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité [39].

3. Conséquences de séisme sur les structures en béton arme :

3.1. Dommages subis par les portiques :

Les structures contreventées par portiques auto-stables sont les plus touchées par le séisme et du fait que le moment et le cisaillement soient essentiellement les efforts principaux que le portique doit supporter lors d'un chargement horizontal, on s'intéresse en premier lieu aux portiques, plus précisément à la zone nodale qui est l'essence même du portique [39].

3.1.1. Rotule plastique aux nœuds poteau-poutre :



Figure III.1: Ruine d'un poteau court (Séisme de Boumerdes, Algérie, 2003). [54]



Figure III.2 : Flambement des barres et rupture par cisaillement d'un poteau en béton Armé Séisme de Boumerdes, Algérie 2003). [54]

3.1.2. Cisaillement des poteaux :



Figure III.3 Poteaux courts dus au vide Sanitaire [40].



Figure III.4 : cisaillement d'un poteau Court [41]



Figure III.5 : L'effet de poteau court dû à l'effet de poteau D'un palier d'escalier et la solution. [53]



Figure III.6 : Dommages dus à court en vide sanitaire et dû à la présence d'allèges en maçonnerie [53]

3.1.3. Ruptures par écrasement :



Figure III.7 : Écrasement de béton et flambement des aciers dans les deux poteaux de la cage d'escaliers [40]

3.1.4. Flambement des poteaux et décollement du béton d'enrobage :



Figure III.8 : la formation des poteaux Courts [55]



Figure III.9 : disposition incorrecte des cadres [55]

3.1.5. Rupture par flexion :



Figure III.10 : Rupture par flexion des poutres [42]

3.1.6. Dislocation des remplissages de maçonnerie :



Figure III.12 : maçonnerie non chaînée
[55]



Figure III.11 : maçonnerie non chaînée
[55]

3.2. Dommages subis par les structure mixte :(portique + voile) :



Figure III.13 : éléments élancés [43]



Figure II.14 : Rupture de section à la base des voiles [43]

4. Contreventements

4.1. Contreventement décalé :

Les contreventements sont décalés lorsque leur position diffère d'un étage à l'autre. Les moments de flexion et les efforts tranchants induits par cette disposition ne peuvent généralement pas être reportés de manière satisfaisante. Les décalages perturbent la transmission des efforts, réduisent la capacité portante et diminuent la ductilité (aptitude à se déformer plastiquement) des contreventements. Ils sont en outre responsables d'importante sollicitation et déformations affectant d'autres éléments porteurs. En comparaison avec des contreventements continus sur toute la hauteur du bâtiment et construits dans les règles de l'art, les décalages de contreventement augmentent la vulnérabilité de l'ouvrage et réduisent notablement sa tenue au séisme dans la plupart des cas. C'est pourquoi il faut absolument éviter de décaler les contreventements [44].

4.2. Distance entre les éléments de contreventement :

Disposés en façade ou près des façades pour conférer un grand bras de levier au couple résistant à la torsion (Figure III.15). La solution la plus efficace consiste à utiliser la totalité des façades en tant qu'élément de contreventement [45].

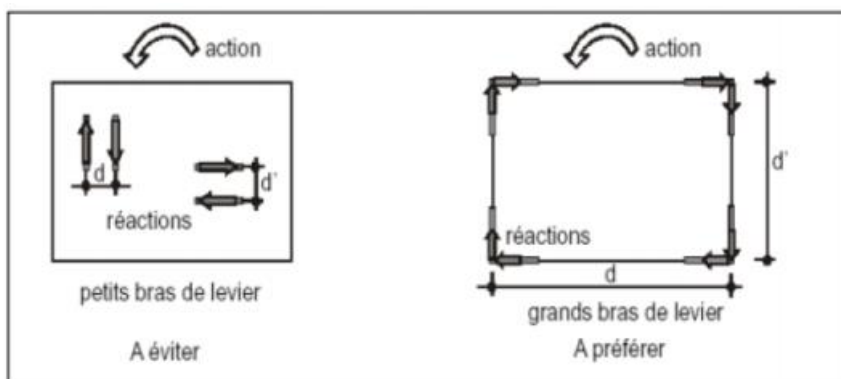


Figure III.15 : distance entre les contreventements [46]

4.3. Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul.
- Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.
- Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines, d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les règles b3 et b4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires.
- D'une manière générale, un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation (b1 à b4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait [47].

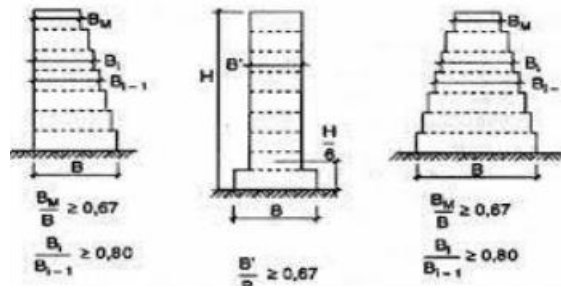


Figure III.16 Limites des décrochements en élévation selon RPA [47].

4.4. Régularité en plan :

Le bâtiment doit présenter une configuration symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée
- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 (Figure III.16). La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction (Figure III.16).
- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier. Les dispositions concernant la régularité en plan données par le RPA sont représentées dans le schéma ci-dessous [16].

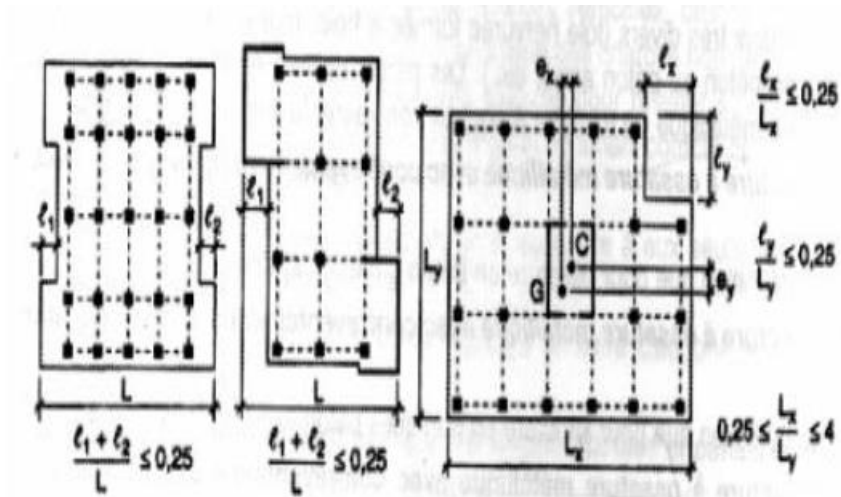


Figure III.17 Limites des décrochements en plan selon RPA. [50]

4.5. Étages flexibles :

Un étage peut également être plus flexible que les autres s'il est équipé de contreventements moins résistants ou que ces dispositifs font totalement défaut. Il arrive aussi que la résistance ultime dans le plan horizontal soit fortement réduite à partir d'une certaine hauteur dans toute la partie supérieure du bâtiment. Un tel ouvrage est également exposé au redouté mécanisme de colonnes (ou d'étage) [51].



Figure III.18: Étages flexibles [52]

5. Joints parasismiques :

On a donc vu dans la partie précédente que les formes complexes étaient divisées en formes simples. Cependant, il ne faudrait pas que ces parties autrefois reliées entre elles et maintenant séparées ne s'entrechoquent. Les joints parasismiques ont donc été créés à cet effet.

6. Conclusion :

La défaillance des bâtiments à ossature en béton armé conduit souvent à des cas de dégâts spectaculaires. Les dégâts observés lors des derniers tremblements de terre offrent une expérience sur les défauts de conception typiques et sur les raisons des dégâts présentés à maintes reprises.[55] Tous les cas d'endommagement cités précédemment, deux aspects peuvent être soulignés : le premier concerne le caractère très violent des séismes, le second aspect est, naturellement lié aux insuffisances des performances parasismiques des systèmes de contreventement et surtout aux mal façons de conception ou de réalisation[45].

CHAPITRE IV
MÉTHODE DE CAPACITÉ
SPECTRALE "ATC 40"

1. Introduction :

La méthode de capacité spectrale "ATC 40" est une méthode, conçue pour les constructions en béton armé. Dans cette méthode la capacité d'atteindre un niveau de performance est évaluée en termes de déplacements et non en termes de forces car lors des déformations post-élastiques, l'importance des dommages est davantage fonction des déplacements que des forces. Elle est recommandée avant tout pour les constructions existantes, pour lesquelles une évaluation plus favorable de la sécurité parasismique peut éviter des mesures de renforcement coûteuses. [56] A partir d'une corrélation entre la courbe de capacité de déplacement du bâtiment et le déplacement maximal provoqué par un mouvement sismique de sol donné, on obtient un point appelé point de performance. Sa position par rapport au niveau de performance recherché indique si ce niveau est atteint ou non. L'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtis existants par la méthode statique linéaire, conduit souvent à l'éloignement de la réalité physique dans un sens défavorable. Pour approcher de plus près le comportement réel, il faut prendre en compte de manière plus fine le comportement des structures au-delà domaine élastique linéaire. Ce chapitre, a pour temps met en évidence l'importance de la méthode de capacité spectrale "ATC40" dans la vérification des structures vis-à-vis un tremblement de terre.

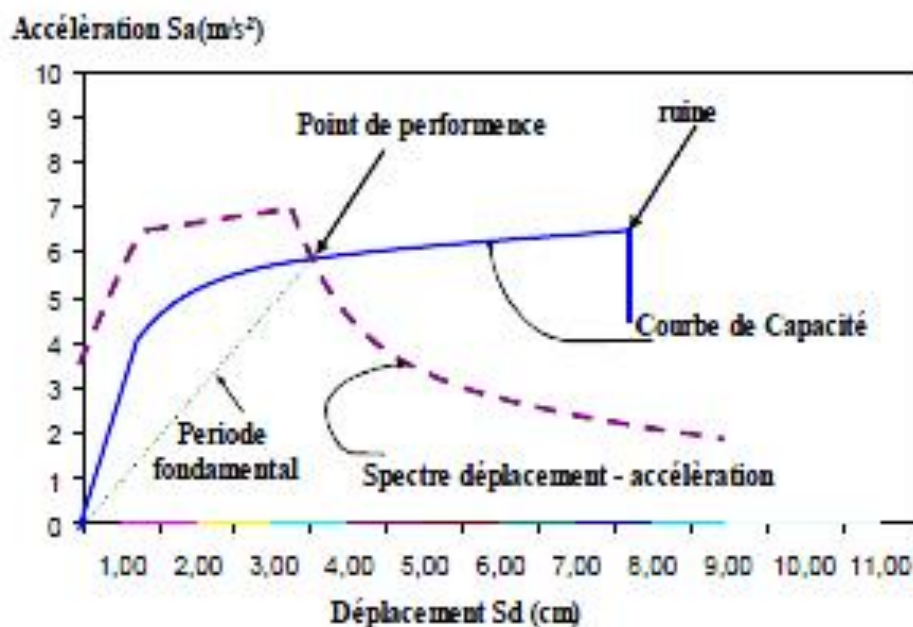


Figure IV.1. Différents éléments de la méthode ATC40 [57].

2. Trace conceptuelle de la courbe pushover :

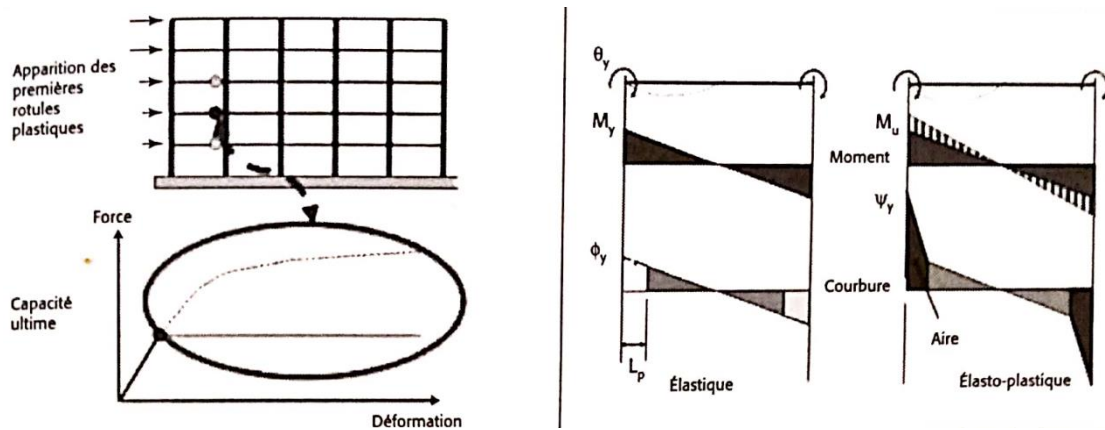


Figure IV.2. Comportement des rotules plastiques[58].

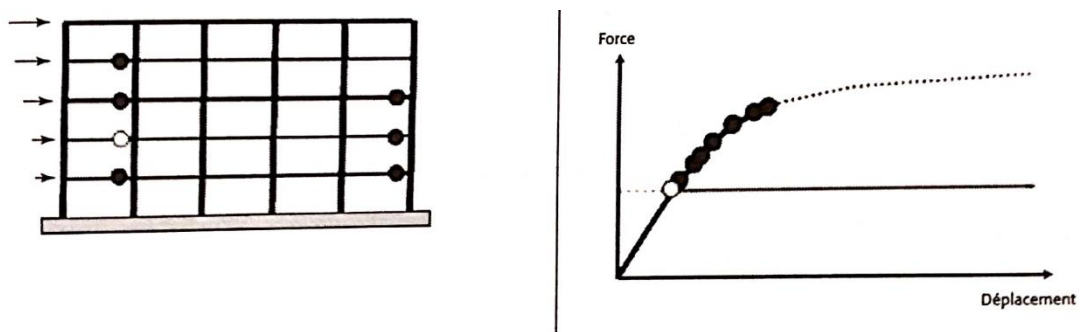


Figure IV.3. Apparition progressive de rotules plastiques dans les poutres. [58]

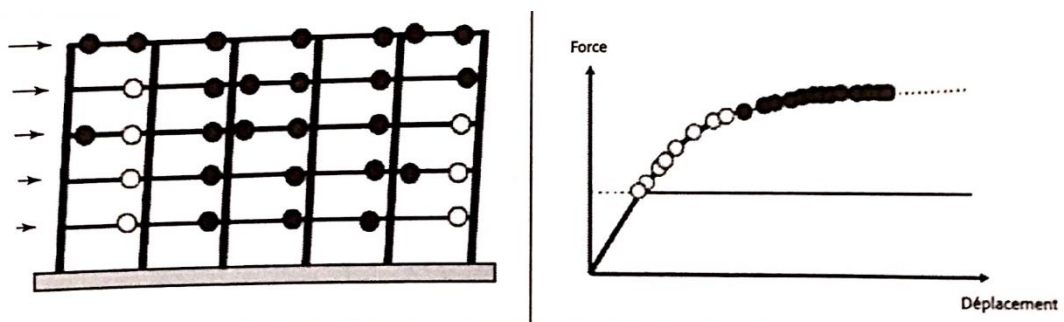


Figure IV.4. Poursuite du développement de rotules plastiques dans les poutres[58].

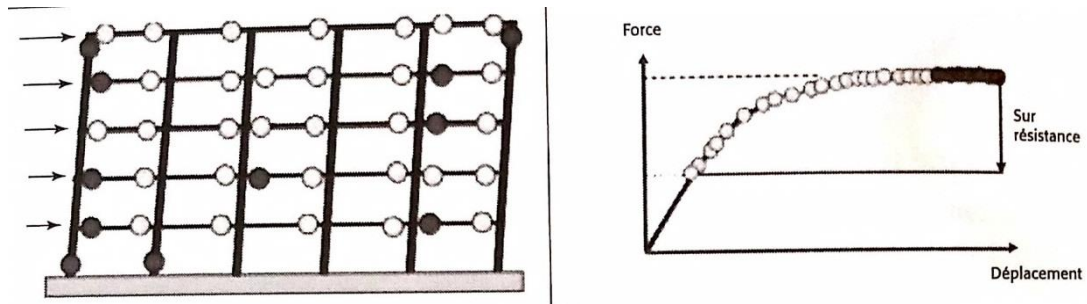


Figure IV.5. Apparition de rotules plastiques dans les poteaux [58].

3. Terminologie et notations spécifiques (méthode ATC 40) :

La méthode pushover telle que décrite ci-dessous renvoie à la méthode ATC 40 volume 1 « Seismic Évaluation and Retrofit of Concrete Building » et au FEMA273 « NEHRP Guidelines for retrofit of buildings ». La méthode pushover offre l'avantage d'être une méthode statique non linéaire donc beaucoup moins consommatrice en temps calculs machine que la méthode d'analyse temporelle. Convient de clarifier certains termes et notations employés dans l'ATC40 :

Spectre de demande / spectre de capacité / spectre de réponse Accélération-Déplacement : il est important de noter que ces éléments décrivent suivant l'ATC 40 des diagrammes pseudo accélération en fonction de la déformation ; facteur de participation modale : usuellement, le terme Γ_n mesure le degré pour lequel le mode n participe à la réponse totale. Ici, l'emploi de cette notation reprise de l'ATC 40 est indépendant de la normalisation du mode et elle ne constitue pas non plus une mesure de la contribution modale dans la réponse structurelle [58].

4. Détermination de la courbe pushover d'une structure donnée :

Méthodologie générale peut être résumée comme suit:

- Passe par la détermination des déplacements horizontaux de la stuc-fur et mesure que l'effort tranchant en pied est incrémenté de manière régulière en intensité.
- La distribution des efforts latéraux chaque niveau est maintenue constant pendant l'analyse. La répartition entre les éléments d'un niveau varie mesure que les éléments plastic- fient.
- La distribution des efforts latéraux suit en principe la déformée du mode fondamental.

- Alors que l'effort tranchant est incrémenté au cours du processus, le comportement de chaque élément est analysé tant en termes de variation de raideur que de résistance;
- En intégrant dans le modèle des lois matériaux et des lois de dégradation des nœuds de structure sollicitée au-delà de leur limite élastique, une courbe reliant l'effort tranchant sismique appliqué la structure au déplacement de la structure peut être générée[58].

5. Application des forces horizontales sur la hauteur du bâtiment en vue d'une analyse pushover :

On comprend l'importance de cette étape au sens où celle-ci est tenue de considérer la variation en plan et en élévation des efforts dans la structure pour une sollicitation incrémentale assimilable celle du séisme. Pour une structure un niveau, la courbe de capacité (courbe donnant l'effort appliqué en fonction du déplacement au sommet) est déterminée par l'application d'une charge concentrée au sommet. Pour un bâtiment multi étages, les forces latérales sont appliquées comme ci-dessous: Proportionnellement au produit des masses et des hauteurs comme suivant la méthode standard: [58]

$$F_x = \left(W_x \times h_x / \sum W_x \times \phi_x \right) \times V$$

Dans l'expression ci-dessus, W_x désigne les masses des différents niveaux et h_x la hauteur de ces différents niveaux ; V désigne l'effort tranchant total en pied du bâtiment.

Proportionnellement au produit des masses et des facteurs du mode fondamental :

$$F_x = \left(W_x \times h_x / \sum W_x \times \phi_x \right) \times V$$

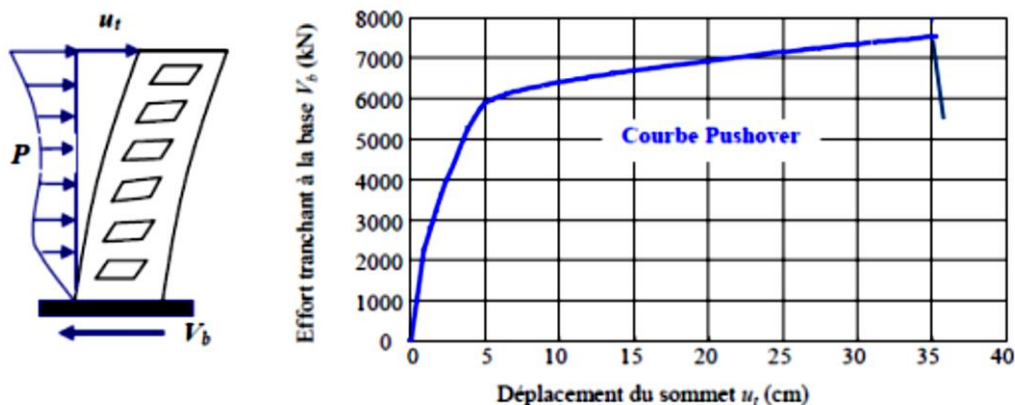


Figure IV.6. Courbe de capacité d'une structure (V base- D sommet) [59]

6. Formulation de l'analyse pushover :

L'hypothèse de base de cette méthode et le fait de rapporter les structures 3D ou 2D à un système à un degré de liberté (DDL), basée sur des recherches antérieures (Saidi et Sozen 1981), qui ont démontrés que le déplacement d'un système à plusieurs degrés de liberté peut être approximativement égal à celui d'un système à un seul degré de liberté quand la réponse domina t'est celle du premier mode [60].

7. Mise en équation :

Le vecteur de déplacement relatif X peut se mettre sous la forme :

$$X = \{\phi\} x_i \dots\dots\dots(1)$$

L'équation différentielle du mouvement du système sera donc écrite comme suit :

$$[M] \{\phi\} \ddot{x}_i + [C] \{\phi\} \dot{x}_i + Q = -[M] \{I\} \ddot{x}_g \dots\dots\dots(2)$$

Le déplacement du système à un DDL équivalent, sera donné sous la forme :

$$X^* = \frac{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{I\}} X_i \dots\dots\dots(3)$$

En multipliant l'équation (2) par $\{I\}^T$, et en utilisant l'équation (3), on obtient

l'équation différentielle du système équivalent :

$$M^* \ddot{X} + C^* \dot{X} + Q^* = -M^* \ddot{x}_g \dots\dots\dots(4)$$

Représentent les propriétés du système à 1DDL équivalent, elles sont données par [61] :

$$M^* = \{\phi\}^T [M] \{\phi\} \tag{5}$$

$$c^* = \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \frac{\{\phi\}^T [M] \{I\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \tag{6}$$

$$Q^* = \{\phi\}^T Q \tag{7}$$

8. Spectre de capacité :

Dans la méthode du spectre de capacité, le programme Sap2000 travaille sur les principes des normes américaines pour l'obtention du point de performance, ponce la, il

devient obligatoire l'application des coefficients de calibrage C_a et C_V , pour se conformer à l'allure des spectres américains. Pour cela, dans notre étude, nous procéderons à la détermination du point de performance d'un bâtiment en béton armé de cinq étages, en soumettant la structure réelle. Suite à cela, nous déterminons le point de performance du modèle par l'utilisation du spectre de réponse du RPA 2003. Cette méthode peut être résumée comme suit :

- Analyse pushover du bâtiment
- Tracer la courbe de capacité du bâtiment qui représenté par la relation entre l'effort tranchant à la base (V_b) et le déplacement au sommet (Δ).
- Transformation la relation (V_b) d'un système à plusieurs degrés de liberté à la relation (S_a - S_d) qui considèrent les caractéristiques dynamiques d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ou S_a et S_d sont la pseudoaccélération spectral et le déplacement spectral, respectivement.
- Tracer la courbe de demande de l'excitation de séisme désiré représentée par son spectre de réponse dans le format (ADRS) de l'étape (3) Et finalement
- L'intersection de la capacité et de la demande dans le format (ADRS) définit la demande de déplacement maximale d'un système à un seul degré de liberté qui est ensuite transformé pour évaluer la réponse prévue du bâtiment. Les caractéristiques globales force-accélération de la structure sont définies par la courbe de capacité obtenue en traçant la relation entre l'effort tranchant (V_b) et le déplacement au sommet (Δ) de la structure au cours de l'analyse pushover.

Les valeurs de l'effort tranchant à la base et les valeurs de déplacement au sommet sont converties à des valeurs de pseudo-accélération spectrale (S_a) et des valeurs de déplacement spectrale (S_d), respectivement par l'utilisation de certains facteurs déterminés à partir des caractéristiques dynamiques de la structure, dont les réponses sont supposées être dominées par un seul mode propre (Φ) La courbe de demande est représentée par le spectre de réponse du séisme de conception. Généralement, le spectre de réponse de 5% de pourcentage d'amortissement est utilisé pour représenter la courbe de demande lorsque la structure a une réponse élastique. Les spectres de réponse pour un pourcentage d'amortissement de 10% et 20% sont utilisés pour représenter la demande réduite dans le domaine inélastique pour expliquer l'amortissement hystérétique et les effets non linéaires. Le spectre de réponse est un diagramme montrant la variation de la pseudoaccélération spectral (S_a) avec la période naturelle (T) de la structure dans la méthode du spectre de

capacité, le spectre de réponse est transformé au format (ADRS) dans lequel (S_a) est tracé en fonction des valeurs de déplacement spectral (S_d). Dans le format (ADRS), les périodes de vibration naturelles sont représentées par des lignes radiales comme indiqué dans la **Figure IV.7** : [62]

$$F = \left(\frac{m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i} \right) \cdot \ddot{v}_b \quad , \quad D = \left(\frac{m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i} \right) D_i \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$S_a = \frac{F}{M_1} \quad , \quad S_d = \frac{D}{\Gamma_1 \phi_{t,1}} \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$M_1 = \frac{\left(\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1} \right)^2}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1}^2} \quad , \quad \Gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1}^2} \quad \dots\dots\dots(3)$$

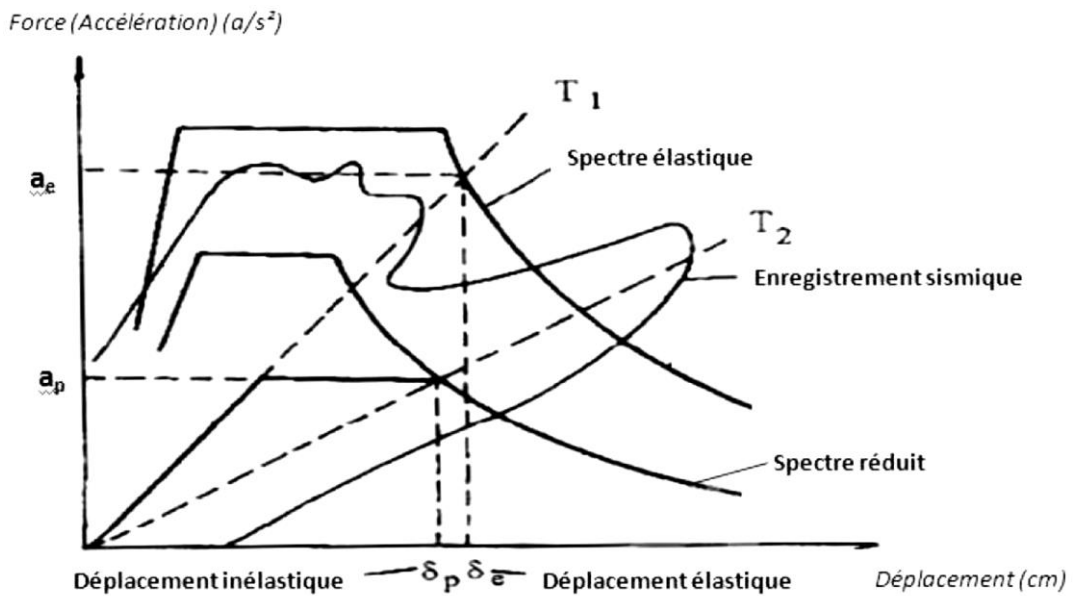


Figure IV.7. Spectres de capacité [63]

9. Spectre de demande :

Les spectres de demande sismiques sont des spectres de réponse élastiques présentés au format spectre d'accélération en fonction de spectre de déplacement (A-D),

(voir Figure IV.8). Ces spectres de demande sismique élastiques sont obtenus en utilisant la formule [64].

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

Où :

Sd est le Pseudo spectre de déplacement élastique, Sa est le Pseudo spectre d'accélération élastiques et T : Période propre.

Les spectres de demande inélastiques sont obtenus par à l'aide des expressions suivantes :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_u} \quad , \quad S_d = \frac{u}{R_u} S_{de} = \frac{u T^2}{R_u \cdot 4\pi^2} S_{ae} = \mu \cdot \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \dots\dots\dots(2)$$

Avec : R_u le facteur de réduction, u le facteur de ductilité, S_a le spectre d'accélération inélastique et S_d le spectre de déplacement inélastique. [65]

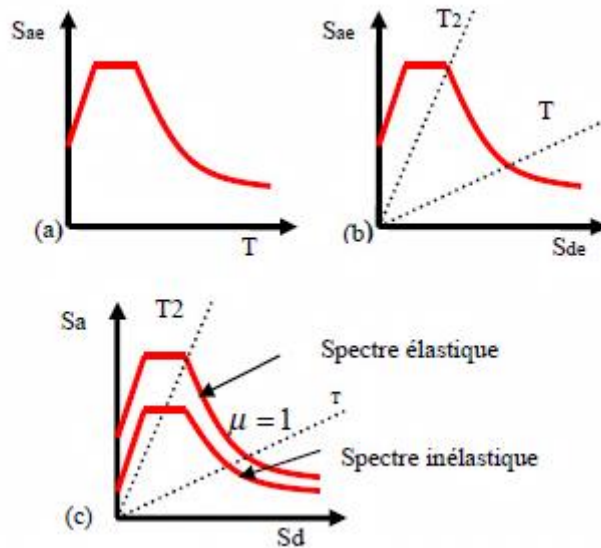


Figure IV.8. (a) Spectre de demande élastique (Sa et T), (b) spectre élastique (Sa et Sd) et (c) spectre inélastique (Sa - Sd).

10.Point de performance :

Une fois dans le plan, la courbe de comportement de la structure (Sd - Sa), peut être superposée sur la courbe de demande (Figure IV.9). Si la structure réagit de manière

élastique au séisme, les deux courbes se coupent dans la partie linéaire de la courbe de capacité en un point appelé point de performance. Si l'endommagement a commencé, le point de performance est obtenu différemment selon la méthode utilisée (méthode en ductilité ou en amortissement) [17]. Deux approches principales sont proposées, l'une utilisant l'amortissement, comme dans l'ATC 40 (Comartin et al, 2000), l'autre la ductilité, comme dans l'EC8 (Fajfar, 2000) [23]. AFPS 2007 – École Centrale Paris : L'Euro code 8 permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux. Les normes américaines, par contre, prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux. Dans les deux cas on trouve le point de performance qui permet de faire plusieurs considérations sur le comportement de la structure face au séisme) [66].

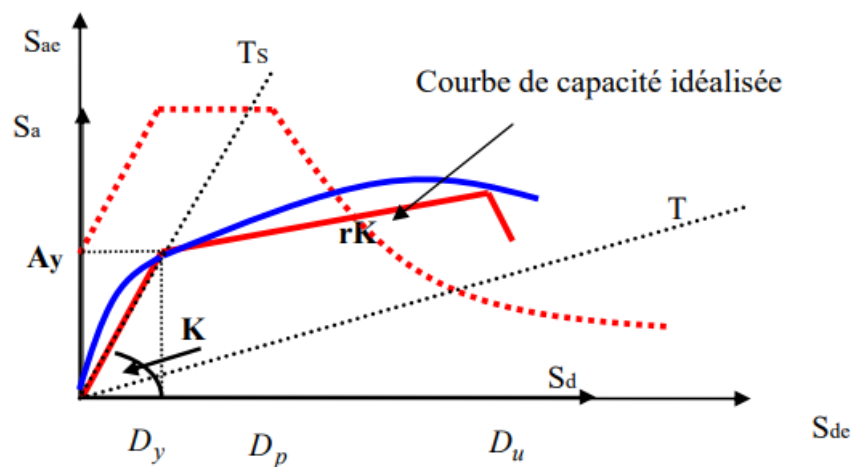


Figure IV.9. Superposition de la courbe de capacité sur la courbe de demande [66].

1. Obtention du point de performance selon l'ATC 40 :

Les normes Américaines, ATC 40 et FEMA prévoient de croiser la courbe de capacité avec plusieurs spectres. Le comportement inélastique est approché par l'accroissement du coefficient d'amortissement visqueux. L'itération consiste en principe à trouver le point d'équilibre entre ductilité demandée et amortissement requis. Le point de croisement de la courbe avec le spectre de demande permet de définir la ductilité nécessaire (ductilité de demande) à la structure (Figure IV.8) [67].

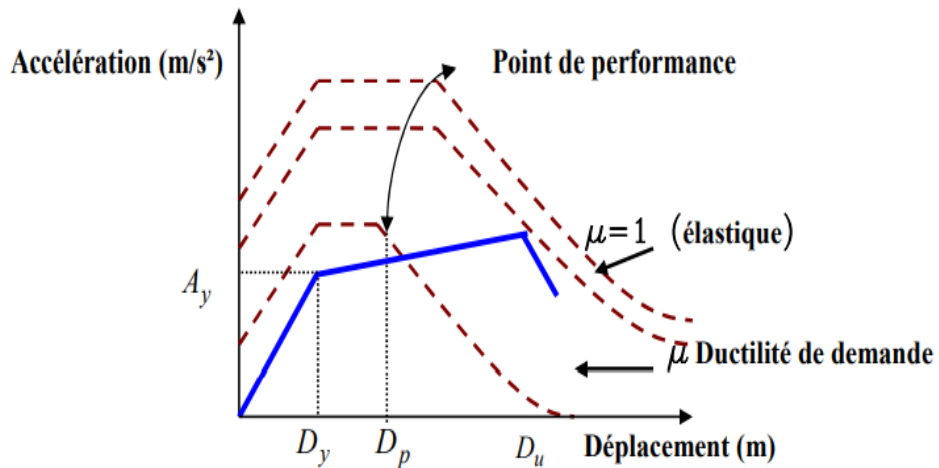


Figure IV.10. Point de performance en amortissement selon l'ATC 40) [66]

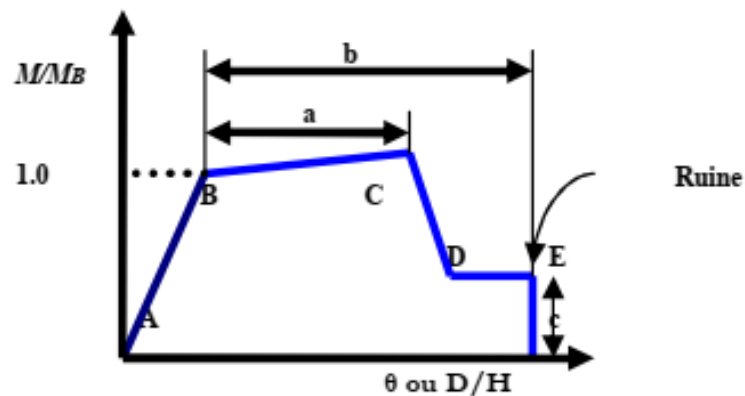


Figure. 8 Loi de comportement bilinéaire en déformation d'après [60] et [61]

11. Conclusion :

De nombreux pays ont adopté la méthode du spectre de capacité dans les codes de construction parasismique et dans les programmes des risques. En fin, le calcul statique non linéaire est capable d'évaluer la vulnérabilité sismique des bâtis existants, d'étudier l'état de la structure sous l'action d'un séisme et de fournir ainsi des informations nécessaires comme la ductilité globale, limites élastiques et limites plastiques.

CHAPITRE V
MODÉLISATION ET ANALYSE
NUMÉRIQUE

1. Introduction :

L'objectif principal est l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments multi étagés en portiques en béton armé comme système de résistance aux charges latérales, en utilisant l'analyse statique non-linéaire "push over" (pour déterminer les courbes de capacité de la structure) et la méthode de capacité spectrale ATC40 (spectre capacité - spectre demande) pour évaluer la vulnérabilité [56]. L'analyse push over est effectuée en appliquant à la structure une distribution de forces latérales incrémentées jusqu'à ce que le déplacement au sommet atteigne un déplacement cible défini. Pour ce faire, nous utilisons le logiciel "SAP2000", La modélisation et l'analyse. Cette étude consiste à effectuer une analyse non-linéaire en 3D d'un bâtiment de 5 étages à l'aide du logiciel SAP 2000. Cette analyse en 3D permettra principalement d'évaluer la vulnérabilité sismique dans les deux principaux sens, ensuite on compare les deux courbes de la vulnérabilité pour connaître le sens le plus vulnérable [57].

2. Modélisation d'un bâtiment en béton armé en 3D :

2.1. Description du bâtiment étudié :

Ce bâtiment en béton armé a été construit dans la wilaya de Bordj Bou Arreridj. Il se compose de cinq étages dont la hauteur de chaque étage est de 3.23 m et d'une superficie égale à (22,60 x 7.95)

Le système de contreventement est composé des portiques, 06 dans le sens transversal et 03 dans le sens longitudinal, Les planchers de 20 cm d'épaisseur (corps creux + table de compression), les dimensions des poutres principales et secondaires sont (30x40) cm², et les poteaux ont des sections (40x40) cm². Ce bâtiment a été construit selon les normes règlements (RPA99version 2003, CBA93)

Tableau V.1 : Les Dimensions de bâtiment.

	Dimensions(m)
Largeur	7.95
Longueur	22.60
Hauteur du R.D.C	3.23
Hauteur d'étage courant	3.23
Hauteur totale	19.38

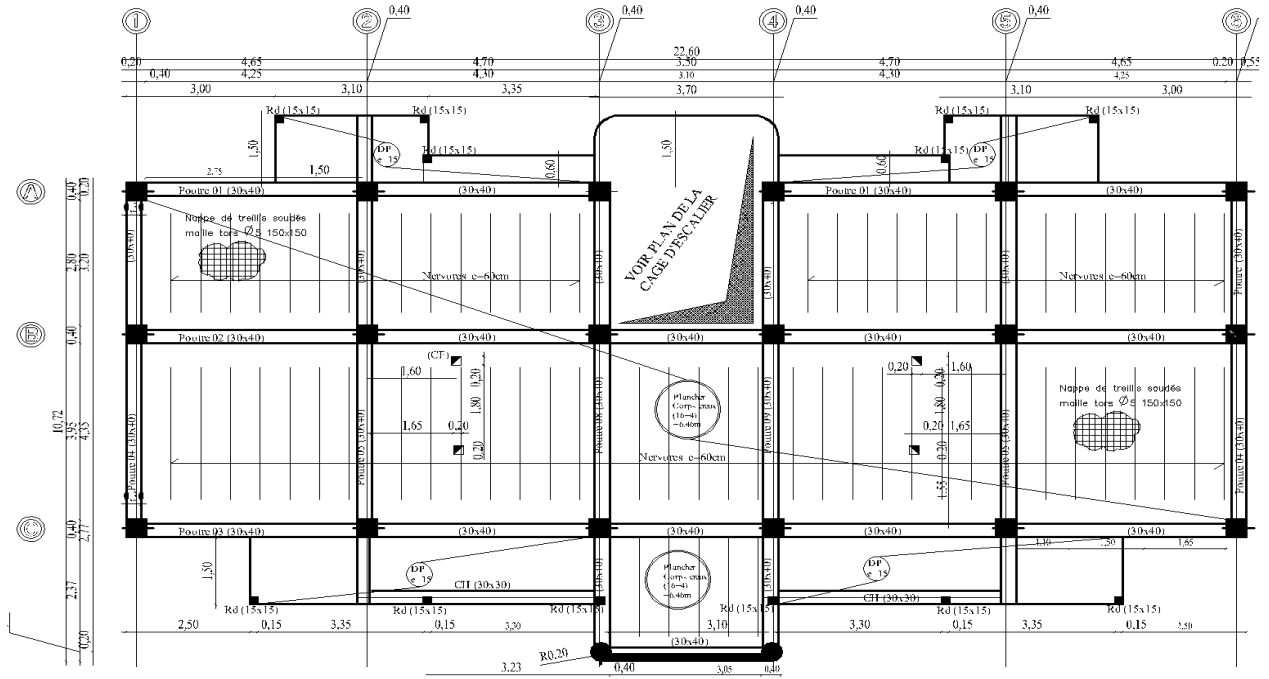


Figure V.1. Vue en plan d'un étage courant



Figure V.3. Vue de face du bâtiment.



Figure V.3. Vue arrière du bâtiment.

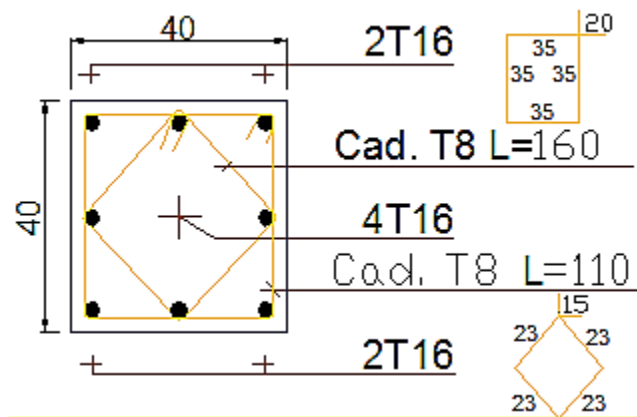


Figure V.4. Sections et ferrailage des poteaux

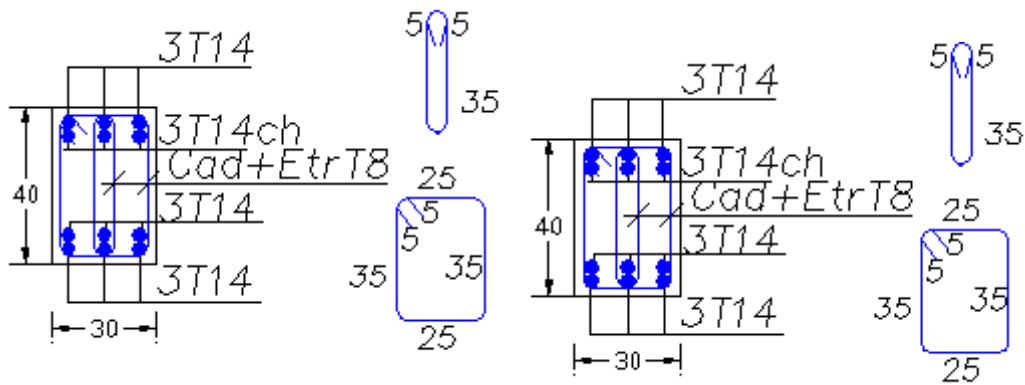


Figure V.5. Sections et ferrailage des poutres principales et secondaires.

2.2. CONCEPTION STRUCTURALE :

L'ouvrage est contreventé par un système des portiques longitudinaux et transversaux (poteaux et poutres) de type auto stable en béton armé avec un remplissage en maçonnerie rigide dans les deux directions.

Les planchers sont de type de (16+4) cm d'épaisseur considérée comme rigide et indéformable dans leurs plans. Les planchers terrasses seront considérées comme inaccessibles. Les fondations sont de type des semelles isolées rigidifiées par des longrines inférieures, avec une contrainte de service du sol de 2 bars et ancrer à 1.50 mètres.

2.2.1. CARACTÉRISTIQUE DES MATERIAUX

Béton :

- Résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Contrainte limite du béton en compression $f_{bu} = 14.1 \text{ MPa}$
- Coefficient de poisson $\nu = 0.2$
- Résistance limite en traction du béton $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
- Masse volumique du béton $\gamma_b = 2.5 \text{ t / m}^3$
- Déformation limite élastique $\epsilon_{be} = 2$
- Déformation ultime $\epsilon_{bu} = 3,5$
- Module d'élasticité (Young instantané) : $E_b = 32164 \text{ MPa}$

Acier :

- Rond lisse de nuance FeE235 pour les armatures transversales.
- Haute adhérence de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales.
- Module d'élasticité de l'acier : $E_s = 2,1.10^5$ MPa
- Résistance limite élastique de l'acier Haute adhérence $f_e = 400$ MPa
- Résistance limite élastique de l'acier Rond lisse $f_{es} = 235$ MPa
- Déformation limite élastique $\epsilon_{be} = 2$
- Déformation ultime $\epsilon_{su} = 10$

2.2.2. Hypothèses de calcul :

- Le présent projet est classé dans la zone sismique (IIA) selon la classification du RPA99 (modificatifs et compléments ; version 2003).
- Groupe d'usage '2'.
- La fissuration est considérée comme très préjudiciable pour tous les éléments de l'infrastructure.
- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable pour tous les éléments de la superstructure.

2.2.3. Règles utilisées :

- RPA 99 version 2003
- CBA93
- DTR B.C 2.2 charges permanentes et charge d'exploitation.

2.3. Évaluation des charges et surcharges Plancher terrasse :

Plancher terrasse :

Tableau V. 2. Le calcul des charges et surcharges est effectué selon DTRB.C.22

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Gravillons roulé (5 cm)	0.8	
Forme de pente (1.5%)	2.38	
Couche d'isolation (4 cm)	1.6	
Plancher (16+4)	1.8	

Enduit en plâtre (2 cm)	2.6	
TOTAL	6.4	1

Plancher étage courant :

Tableau V. 3. Le calcul des charges et surcharges est effectué selon DTRB.C.22

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)
Revêtement	1.04	
Cloisons légères	1	
Enduit	2.6	
Plancher (16+4)	2.5	
TOTAL	5.1	1.5

3. Définition du spectre de réponse :

Le spectre de réponse est une courbe de réponses maximales en termes de déplacements, de vitesses et d'accélération pour un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation, donnée par des valeurs successives de fréquences propres. Les données du spectre pour notre bloc sont les suivantes :

- **La zone sismique :**

Suivant le tableau de l'annexe 1 des règles RPA99v2003 la Wilaya de M'sila et classée dans la zone sismique IIa.

- **La Catégorie du site :**

Le sol des fondations du bloc est classé par le laboratoire de sol comme sol meuble, donc il appartient à la catégorie **S3** selon le tableau 3.2 des règles RPA.

- **Le coefficient de comportement(R) :**

On a : **R= 3.5**

Le facteur de qualité Q :

Sa valeur est fonction de :

- La redondance et de géométrie des éléments qui constituent la structure.

- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est donnée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Avec : $Q=1.20$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q soit satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 des règles RPA99v2003.

- Définition des charges

Les charges que nous allons définir dans cette analyse sont de deux types : les charges gravitaires et les charges latérales. Les charges gravitaires sont les charges permanentes (G), ainsi que les charges d'exploitation (Q) multipliées par leur coefficient de pondération ' β ', bâtiment d'habitation $\beta=0,2$

$G=6.4$ KN/m²

$Q=1$ KN/m²

$G=5.1$ KN/m²

$Q=1.5$ KN/m²

- Charges gravitaires $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$
- Poids total de la structure : $W = \sum_{i=1}^6 W_i$

Tableau V.3 : Les valeurs des charges gravitaires.

Structure	W_G (KN)	W_Q (KN)	β	W (KN)
Auto stable	5731.48	323.46	0.2	6054.94

Les charges latérales dans une direction horizontale définies dans cette étude sont présentées dans le tableau 6.11. Noter que nous avons utilisé une charge horizontale la distribution de lâchage appliquée en chaque étage on utilise l'équation (6-2)

$$F_j = \frac{w_i h_i}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \cdot V_b \dots\dots\dots (6-2)$$

Avec :

V_b : Pseudo force sismique.

F_j : Force appliquée en chaque niveau.

W : Poids total de la structure.

$$- V_b = \frac{A.D.Q.W}{R}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) [58].

- $D = 2.5\eta_0 \leq T \leq T_2$
- $D = 2.5 \left(\frac{\eta T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3.0s$
- $D = 2.5 \left(\frac{\eta T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} T \geq 3.0s$

4. Le Résultats par SAP 2000

T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau pour un amortissement $E = 5\%$

- η **facteur** de correction d'amortissement donné par la formule

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

Tableau V.4 : Valeurs de ξ (%) [58]

Remplissage	Portiques	
	Béton armé	Acier
Léger	6	4
Dense	7	5

Tableau V.5 : Les données sismiques

Structure	Portique
Coefficient d'accélération de zone	A= 0.15
Facture d'amplification dynamique moyenne	D= 1.96
Facture de qualités	Q= 1.2
Coefficient de comportement global de la structure	R= 3.5
Poids totaux de la structure	W=6054.94 KN
Force sismique totale appliquée à la base	Vb =610.06 KN

Tableau V. 6 : Distribution des charges latérale

Niveau	Wi (KN)	hj (m)	Wj .hj (KN.m)	$\frac{Wj .hj}{\sum Wj .hj}$	Fix (KN)	Fix (KN)
1	970.23	3,23	3133.84	0.052	31.72	31.72
2	970.23	6,46	6267.69	0.14	63.44	63.44
3	970.23	9,69	9401.53	0.15	94.55	94.55
4	970.23	12,92	12535.37	0.207	126.27	126.27
5	970.23	16,15	15669.21	0.259	157.99	157.99
6	1203.79	19,38	23329.45	0.385	234.85	234.85

$$W = \sum W_i = 6054.94 \text{ kN}$$

5. Loi de comportement non linéaire de la structure des poutres et poteaux :

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires, le comportement non linéaire des éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques "Plastic Hinges" aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier. Des rotules de type moment (M2 et M3), cisaillement (V2 et V3), effort normal (P), Torsion (T), peuvent être définies le long des éléments linéaires, par ailleurs le logiciel offre aussi la possibilité de définir des rotules qui prennent en compte le couplage effort normal-moment (PMM). Pour nos modèles de calculs, nous allons introduire dans les poutres et les poteaux des rotules plastiques avec des lois de comportements définies par défaut par le logiciel comme suit [57] :

 Poteaux : Rotules de couplage effort normal-moment (Auto P M2-M3).

✚ Poutres : Rotules de flexion (Auto M3).

Les rotules de flexion « Auto P-M2-M3 » sont introduites aux niveaux des zones nodales des poteaux comme suit : Sélection des poteaux, ensuite passer par le chemin :

Assign> Frame >Hinges. On introduit dans la case "Relative Distance" les Valeurs 0 et 1 qui correspondent aux extrémités de chaque poteau (figure V7.). Concernant les poutres, les rotules de flexion « Auto M3 » sont introduites aux niveaux des zones nodales des poutres. Il faut sélectionner les poutres et choisir le même chemin que les poteaux : Assign> Frame >Hinges. Egalement, on introduit dans la case "Relative Distance" les valeurs 0 et 1 qui correspondent aux extrémités de chaque poutre (figure V.8).

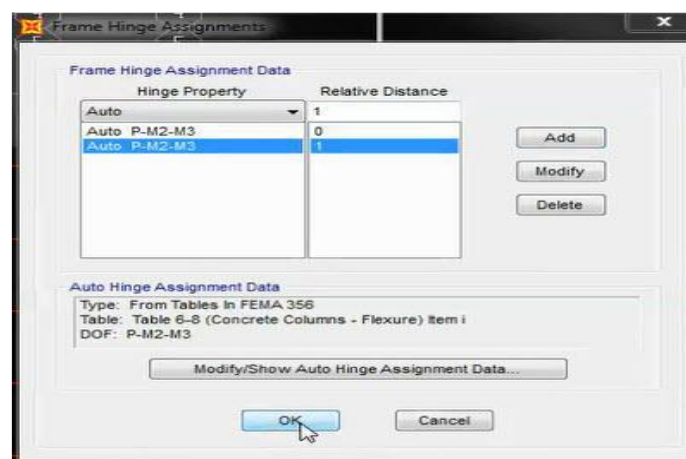
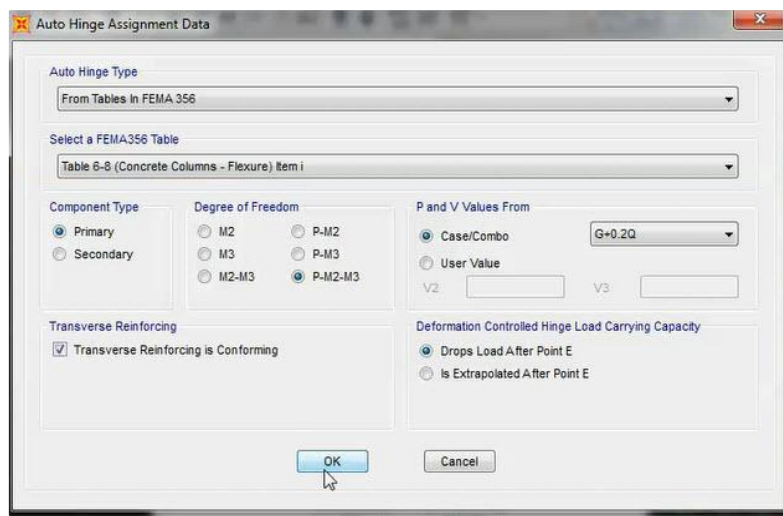


Figure V.6.: Introduction des rotules plastiques des poteaux

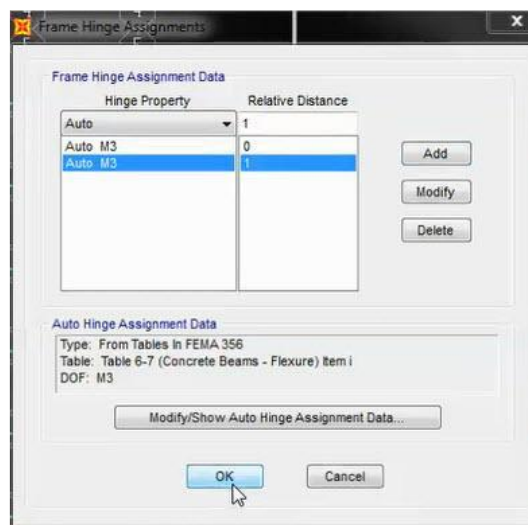
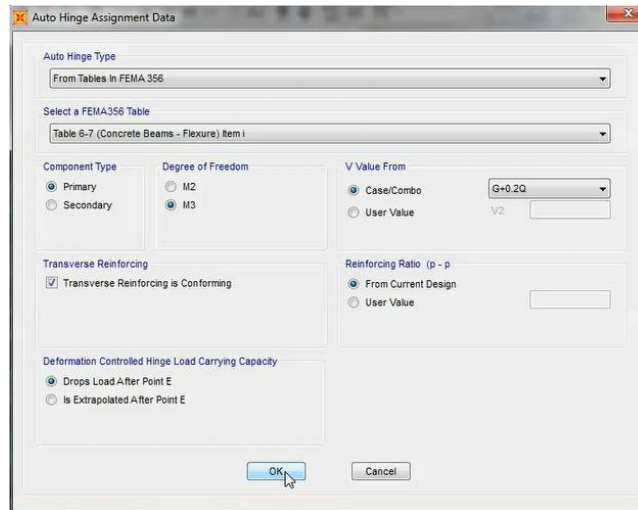


Figure V.7. Introduction des rotules plastiques des poutres

6. Modélisation des éléments structurels :

Nous modélisons les éléments (poutres, poteaux) de la structure sous à l'aide d'éléments poutres. Nous considérons les planchers comme des membranes rigides. Face, La (figure V.9) représente la géométrie générale du modèle 3D dans le programme sap2000 v20. Pour déterminer les courbes d'amplitude de la structure, deux méthodes d'analyse doivent être utilisées :

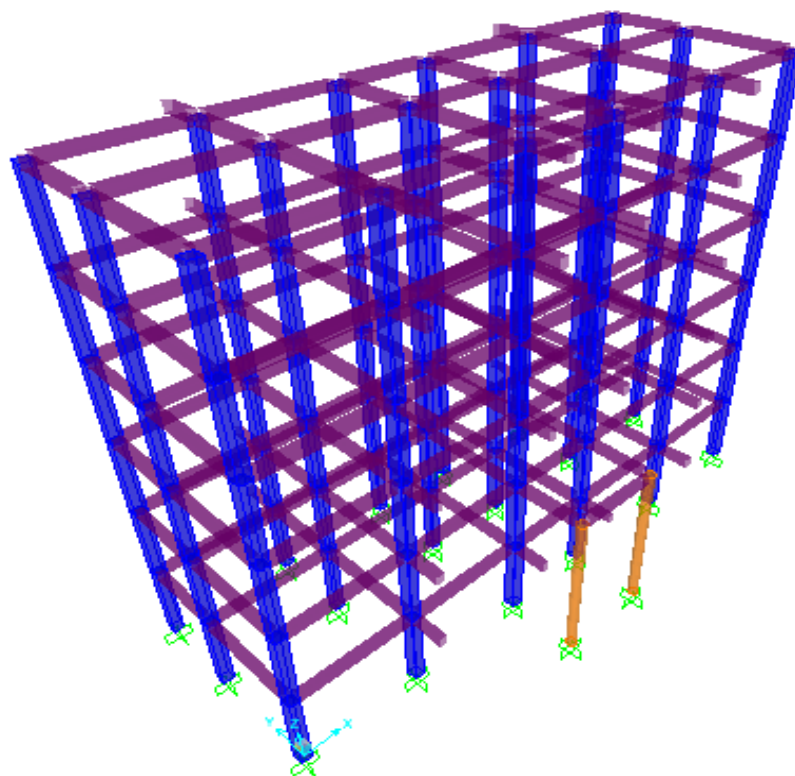


Figure V.8. Vue générale du modèle en 3D.

6.1. Analyse modale :

Pour les charges gravitaires est indispensable, elle est réalisée dans le cas élastique linéaire. Cette analyse permet d'en déduire les éléments nécessaires à la conversion des courbes de capacité en spectres de capacité. Ces éléments sont : la déformée modale au sommet du bâtiment, la masse de l'oscillateur simple de translation équivalent, le facteur de participation modale ainsi que les facteurs de charges [59]

Tableau V.6.Analyse modale

Mode	période	déplacement sons	déplacement sons	déplacement sons
		x	y	z
Mode 1	0,553871	0,001687	0,838	0,00001202
Mode 2	0,54493	0,84	0,002291	3,253E-08
Mode 3	0,492265	0,007508	0,005034	6,628E-08
Mode 4	0,1602	0,0005489	0,107	0,00009971
Mode 5	0,158799	0,097	0,0005883	6,741E-07
Mode 6	0,141996	0,004256	3,991E-09	1,179E-07
Mode 7	0,082076	0,03	0,0004521	2,046E-07
Mode 8	0,081868	0,0005154	0,03	0,00001451
Mode 9	0,073616	0,001384	0,00004825	5,154E-08
Mode 10	0,056789	1,777E-11	8,755E-06	0,445
Mode 11	0,056641	9,008E-07	0,00000002	1,589E-08
Mode 12	0,053146	0,013	0,00001148	5,964E-08

6.2. Analyse statique non linéaire :

Est réalisée sur le même modèle 3D de la structure, le modèle est d'abord soumis aux forces verticales, ensuite à un système de forces horizontales similaire aux forces sismiques, qui sont augmentées jusqu'à la ruine de la structure, ou bien jusqu'à ce que le déplacement maximum soit atteint. Pour effectuer cette analyse, nous avons utilisé la loi globale de comportement bilinéaire en déformation qui est définie dans le FEMA 356 et ATC40 [60] Les éléments de structure (les poteaux et les poutres) sont étudiés par divisant l'élément en trois régions et nous l'étudions sous forme de trois éléments finis.

- La première région est située au milieu de l'élément de structure et suit une loi élastique caractérisée par une raideur en flexion constante EI
- Et les deux autres situés aux extrémités se comportent en suivant une loi rigide plastique caractérisée par une rigidité de flexion αEI

Donc c'est le résultat de la multiplication de la rigidité EI en état non fissuré par un coefficient α qui tient compte de la diminution de la rigidité due à la fissuration. Les valeurs de rigidité conseillées par l'ATC 40 et le FEMA 356 [56]

Tableau V.7 Rigidité de flexion utilisée pour modéliser les éléments structurels [60]

Rigidité de flexion	Élément fini élastique (kN.m ²)	Fini plastique (kN.m ²)
Poutre	EI_b	$0.5EI_b$
Poteau	EI_c	$0.7EI_c$

Enfin, le comportement non-linéaire des rotules plastiques des éléments structure est déterminés par les formules on table suivante :

Tableau V.8 Les formules le comportement non-linéaire des rotules plastiques des éléments structure.

	M_B	M_C	M_D
Poteau	$0.7.E.I_c.\theta_y$	$1.25. M_B$	$0.6. M_B$
Pouter	$0.5.E.I_b.\theta_y$	$1.25. M_B$	$0.2. M_B$

Avec :

M_B : Moment de plastification

M_B : Moment ultime, soit la déformation spécifique du béton $\varepsilon_{ub} = 10 \text{ ‰}$, soit un allongement de l'acier $\varepsilon_{us} = 10 \text{ ‰}$ est atteint

θ_y : Rotation de plastification vaut :

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_y}{3} \quad (6.4)$$

ϕ_y : courbure nominale de plastification (section rectangulaire) estimée comme suit :

$$\theta_y = 2.1 \frac{\varepsilon_{es}}{l_s} \quad (6.5)$$

L_v : Portée de cisaillement ;

ε_{ub} : Valeur caractéristique de l'allongement de plastification de l'acier;

l_s : Longueur de la section de poteau ou poutre ;

Un exemple de calcul des moments M_B , M_C , M_D et M_E est détaillé dans l'annexe B.1.

Tableau V.9. Résultats des moments caractérisant la loi de comportement des éléments Structuraux.

Elément	M_B (KN.m)	M_C (KN.m)	M_D (KN.m)	M_E (KN.m)
Poteau	212.76	266.0	42.6	42.6
Poutre	411.7	514.6	82.3	82.3

6.2.1. Conditions aux limites

Nous supposons La structure est parfaitement encastree à la base. La superstructure les conditions aux limites sont :

- Déplacement bloqué selon z, et libre selon x et y.
- Rotation bloquée autour de z, et libre autour x et y.

6.2.2. Modélisation de l'action sismique :

Pour la méthode de spectrométrie d'amplitude 'ATC40', qui dépend des déplacements, l'action sismique est représentée par les spectres dimensionnels élastiques de l'accélération on fonction déplacement, au format (A-D) [57]. Puisqu'il n'y a pas ces types de spectres propres aux différents types de sol n'existent pas dans les Règles Parasismiques algériennes RPA. La méthode d'établissement du spectre format (A-D), nous introduisons les coefficients C_a (coefficient sismique d'accélération) et C_v (coefficient sismique de vitesse) qui permettent de caractériser le type de sol et l'action sismique. Dans notre cas, la structure est située dans la zone IIa et sur un sol de classe S3, donc $C_a = 0.22$ et $C_v = 0.32$.

7. Résultats :

7.1. Résultats d'analyse statique non linéaire (push over) :

Les courbes force -déplacement (effort tranchant à la base et déplacement au sommet de la structure) déduites du calcul numérique pour la structure auto stable sont présentées dans les figures V.10 et V.11 pour le sens transversal (x) et le sens longitudinal (y) respectivement :

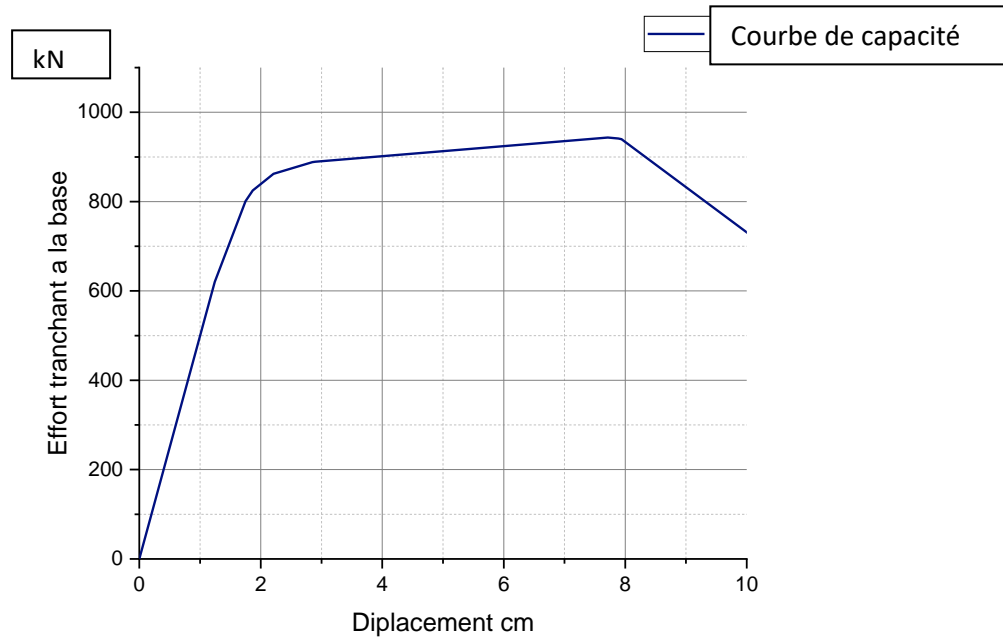


Figure IV. 9. Courbe de capacité de la structure portique (auto stable) : effort tranchant à la base - déplacement au sommet selon le sens longitudinal (x)

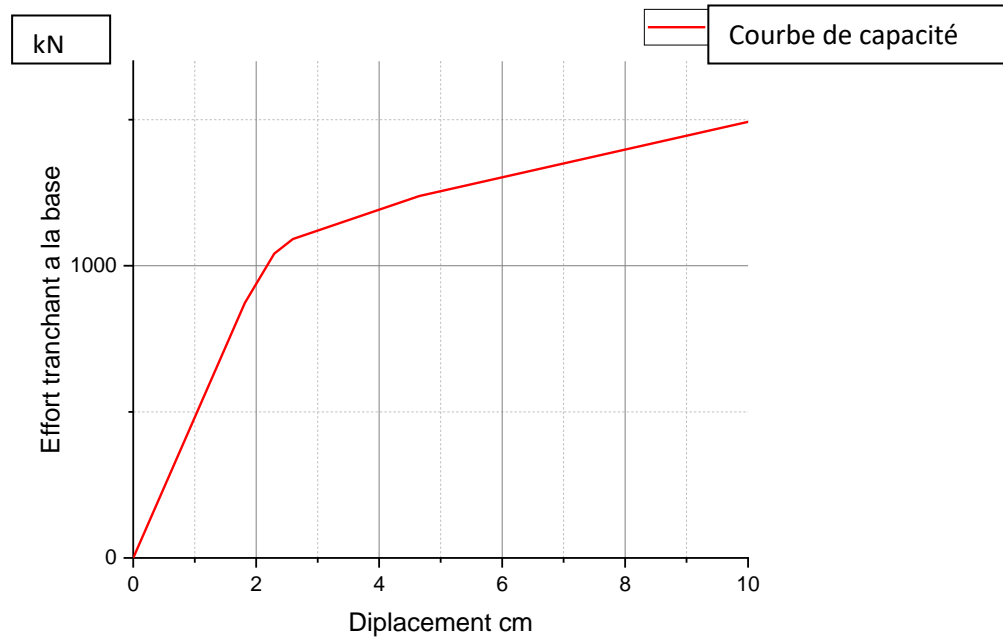


Figure IV.10. Courbe de capacité de la structure portique (auto stable) : effort tranchant à la base - déplacement au sommet selon le sens transversal (y).

Les principaux résultats des efforts tranchants, des déplacements et des ductilités globales de la structure selon les deux sens sont présentés dans le tableau IV.6.

Tableau V.10: Résultats d'efforts tranchants, déplacements et ductilités.

Caractéristiques	Fy (KN)	Dy (cm)	Fu (KN)	Du (cm)	Ductilité $\mu(-)$
Sens (x)	756.60	4.38	850.18	31.0	7.07
Sens (y)	678.53	3.92	731.15	30.95	7.89

D'après les courbes de capacité précédentes nous pouvons remarquer que :

- La ductilité selon le sens (x) ($\mu = 7.07$) est inférieure à celle du sens (y) ($\mu = 7.89$).
- La résistance selon le sens(x) ($F_u = 850.18$) est supérieure à celle du sens (y) ($F_u = 705.77$).

La raison de cette différence est de l'axe nombre des travées selon le sens (x) supérieure à celle du sens (y).

7.2. Résultats de performance sismique de la structure étudiée :

En fin d'évaluer la vulnérabilité sismique de la structure (détermination de point de performance). On a converti les courbes de capacité à des spectres de capacité par utilise les résultats obtenus par l'analyse modale. Puis on fait correspondre courbes sur la courbe de demande Comme représenté sur le chapitre V déduites du calcul numérique sont présentées dans les figures suivantes :

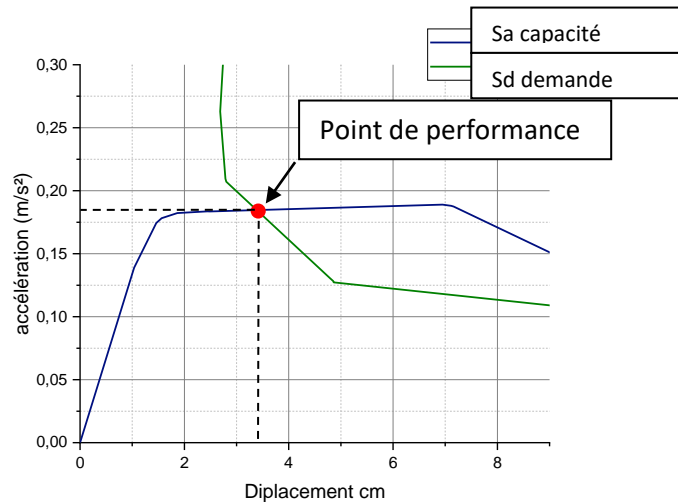


Figure. IV.11. Courbe de capacité et de demande format (A-D) de la structure portique (auto stable) sens(x)

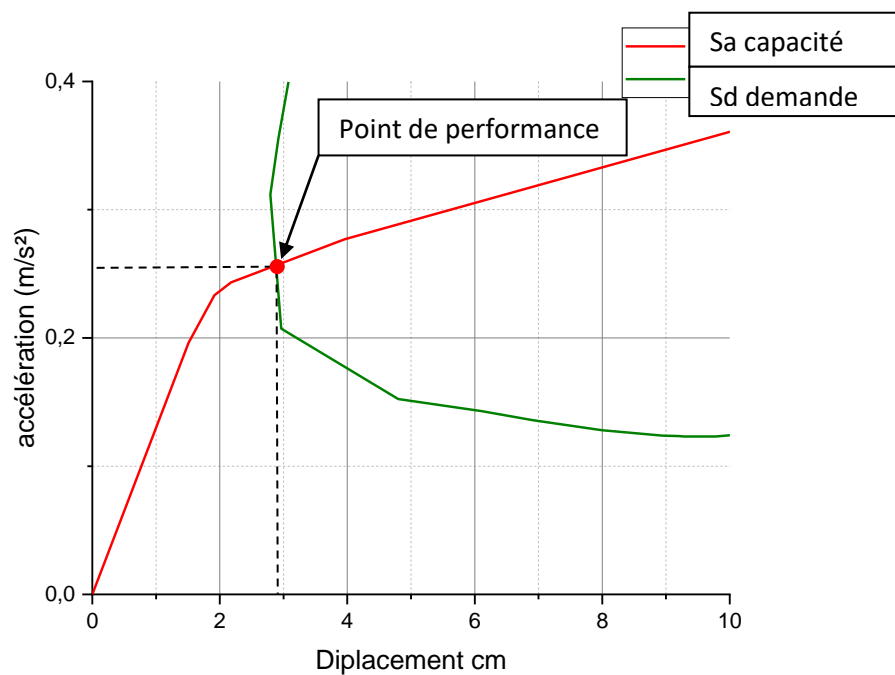


Figure. IV.12. Courbe de capacité et de demande format (A-D) de la structure portique (auto stable) sens (y).

Point de performance	Effort tranchant Fp (KN)	Déplacement Dp (cm)
Sens (x)	896.29	3.51
Sens (y)	1147.67	3.38

Basé sur les résultats précédents

- Le point de performance selon le sens (x), correspondant à un déplacement de demande d'une valeur de 3.51cm et à un effort tranchant à la base d'une valeur de 896.29 KN est situé au niveau de performance LS (Life Safety).
- Et le point de performance selon le sens (y), a un déplacement de demande de 3.38cm et un effort tranchant à la base d'une valeur de 1147.67 KN. Ce point est situé dans le niveau de performance IO (Immediate Occupancy).
- D'après l'ATC 40, la stabilité de la structure n'est pas en danger.

7.3. Développement des rotules plastiques :

Le programme SAP 2000 permet visualiser le développement des rotules plastiques on tout le pont de la structure .la figure V.14. Illustre l'évolution des rotules plastiques de portique transversal (y). Dans ce portique on observe la formation des rotules plastiques de type IQ au pied du poteau du la base cependant les autres éléments subis une formation de rotules plastiques de type B. Et on le sens (x) nous observe la formation des rotules plastiques de type B au tous les éléments

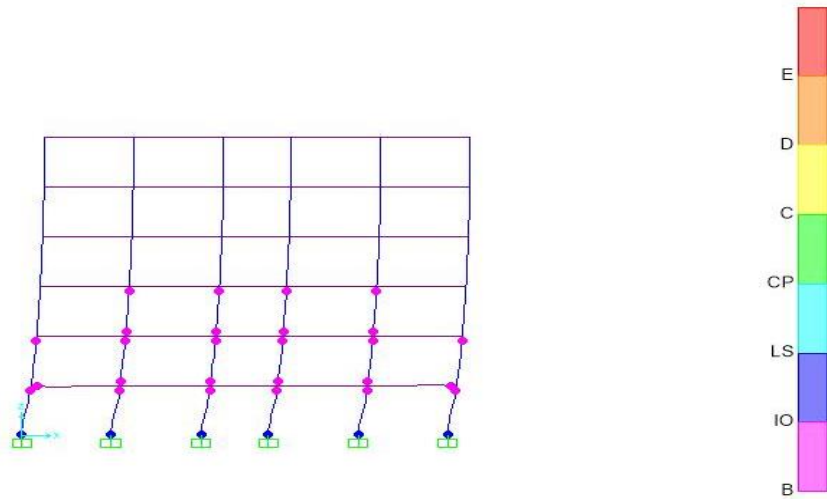


Figure. V.13. Formation des rotules plastiques portique sens (y)

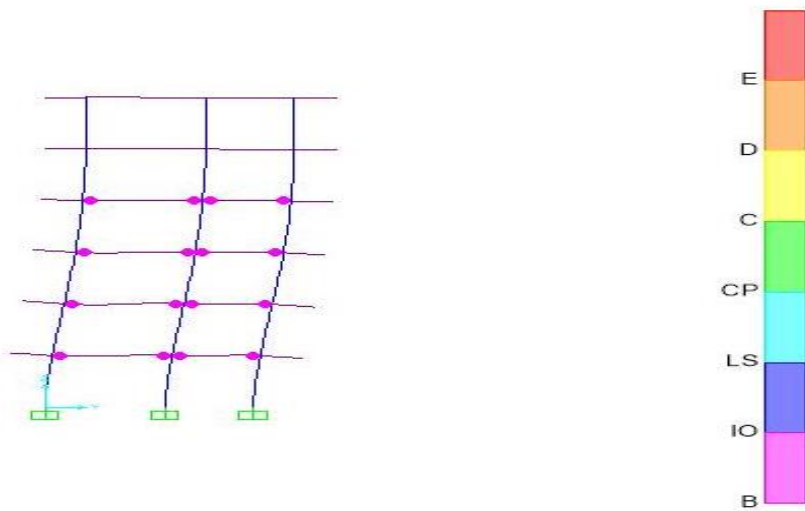


Figure. V.14. Formation des rotules plastiques portique sens (x)

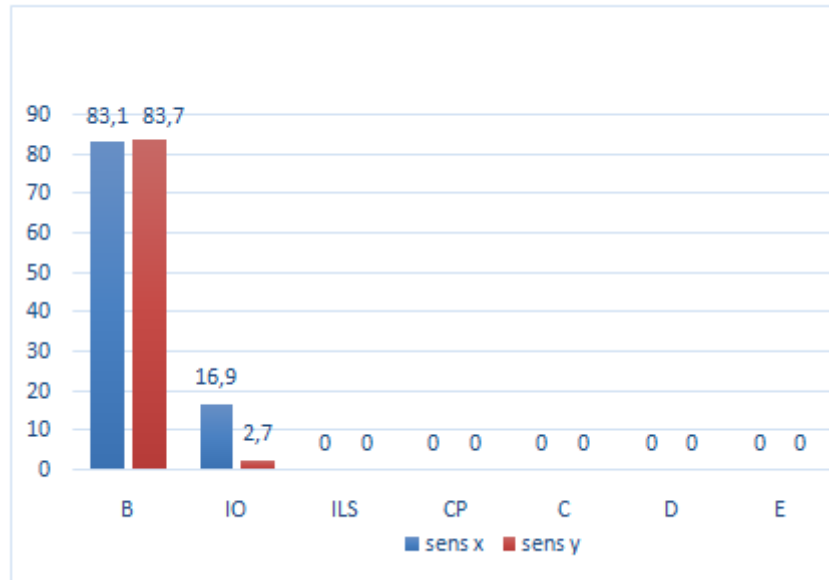


Figure.15. Pourcentages participants des rotules plastiques par type.

8. Conclusion :

D'après les résultats précédents, nous avons conclu que dans cette structure (pour la zone IIa, S3) dans les deux sens est dans le domaine poste -élastique et elle est plus vulnérable dans le sens transversal (x) que le sens longitudinal (y). Malgré que la structure soit stable, il est préférable de prévoir un renforcement, selon la direction (x).

- On constate qu'il y a une relation inverse entre la résistance et la ductilité.
- D'après l'ATC 40, la stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois, il y a un endommagement mineur et acceptable.
- Presque tous les points de performance de structures situent dans le domaine élastique [57].

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION

Les séismes ont un impact important sur la vie de la population ainsi que sur l'économie des régions touchées, or la planification des interventions de mitigation, afin d'assurer la sécurité post-sismique des établissements, passe par l'évaluation du risque sismique. Dans les applications où l'objectif est de prioriser les interventions de mitigation ou identifier les bâtiments les plus vulnérables parmi un groupe d'immeubles à un site spécifique, le risque sismique est défini de façon qualitative. Ces méthodes d'évaluation, dites rapides, permettent, de façon sommaire, l'identification des bâtiments présentant une vulnérabilité sismique plus élevée relativement aux groupes de bâtiments considérés. Cette approche permet à la fois d'identifier les bâtiments qui ne représentent pas de risque en termes de sécurité des usagers ou en termes de dégâts et identifier les bâtiments devant faire l'objet d'évaluations détaillées dans un deuxième temps. L'aménagement intérieur des bâtis dépend grandement de la diversité de champs d'intérêts qui a pour conséquence d'affecter la conception et la disposition de l'espace vivable au sein des bâtis. Suite à cet agencement disparate, le bâtiment est irrégulier en forme, en plan et en élévation à la fois. Cette irrégularité géométrique s'accompagne de façon systématique d'une irrégularité structurelle, une caractéristique contribuant à la vulnérabilité sismique. La différence de hauteur entre les étages, s'ils font partie de l'ensemble structural, a pour effet d'augmenter la flexibilité de la structure et donc la torsion en augmentant les déplacements. Ce qui constitue un risque d'effondrement du remplissage de maçonnerie non-armée. Enfin, une méthode d'évaluation sommaire permettant de tracer les courbes de capacité de bâtiments a été illustrée au dernier chapitre, permettant d'apprécier la vulnérabilité du bâti d'Algérie. À l'instar d'études de vulnérabilité sismique réalisées dans de grandes villes où la sismicité est modérée, il a été prouvé dans cette recherche « exploratoire » qu'il est possible d'évaluer les structures de la Wilaya de Bordj Bou Arreridj à l'aide de modèles analytiques adaptés.

Références bibliographiques :

- [1] Abbassa Souleymane - Ahssen Larbi, Évaluation de la Vulnérabilité des bâtis Existants De la Ville de Mostaganem Par Méthode RISK-U, université Abdelhamid ibn badais Mostaganem
- [2] USGS - Earthquake Hazards Program.
- [3]Tire de Lago Rio, 1990
- [4][Http://www.seismo.ethz.ch/fr](http://www.seismo.ethz.ch/fr)
- [5]Göran Ekström, Meredith Nettles ET Victor C. Tsai, Seasonality and Increasing Frequency of Groenl and Glacial Earthquakes; Science 2006-03-24; pp 1756-1758.
- [6] Les Séismes. Planète Terre, Université Laval, Québec.
- [7]Göran Ekström, Meredith Nettles et Victor C. Tsai, Seasonality and Increasing Frequency of Greenland Glacial Earthquakes ; Science 2006-03-24 ; pp 1756-1758
- [8]Bombast may have caused quake [archive], 6 mars 2002]
- [9] Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Algérie [\[http://www.cgs.dz\]](http://www.cgs.dz)
- [10] Patricia Balandier, cours de construction parasismique, volume 1 sismologie appliquée, Juillet 2001, 9-10
- [11] Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures ; André Filiatrault préface de shel cherry éditions de l'école polytechnique de Montréal ; 1996 pages 18.
- [12]Boutera Zohra, Thème Évaluation De La Vulnérabilité Sismique Des Ponts De La Wilaya De Chlef, Université Hassiba Ben-Bouali de Chlef ; 2012.
- [13] GARCIA Jean-François, Rapport final de PFE Élaboration d'une méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments, STRASBOURG ; Mars-Juillet 2007
- [14] CRAAG, www.craag.dz/surveillance.html, www.craag.dz, 2012
- [15] Évaluation des courbes de vulnérabilité des bâtiments en BA dans le contexte algérien.
- [16] REGLES PARASISMIQUESALGERIENNESRPA 99/VERSION 2003 page11.
- [17] [Brahim CHAIB, « vulnérabilité du bâti existant et aménagement en zone sismique »].
- [18] DTR BC 2-48 : Les règles parasismiques algériennes RPA 99 (version 2003)].
- [19]Thèse Al-Manasiri – 2018 [9] AFPS., Vulnérabilité Sismique Du Bâti Existant : Approche D'ensemble, document de travail, version 2.2, mai 2005.
- [20] Sellaoui Nezha Meguellatni Meryem, Risque et vulnérabilité sismique d'un bâtiment stratégique à la ville de Guelma, Mémoire de fin d'études Master, Université de 8 Mai 1945 - Guelma - juin 2013.
- [21] F. Djaalali, Étude de la Vulnérabilité Sismique des Structures en Maçonnerie, Thèse de magistère, École nationale Polytechnique, Algérie, 1997.
- [22] M. Boukri, Détermination de l'Indice de Vulnérabilité des Constructions en Maçonnerie, Thèse de magistère, Université Saad Dahleb de Blida, Algérie, 2003.
- [23] A. Plumier, T. Camelbeeck, A. M. Barszez. Le Risque Sismique Et Sa Prévention En Région Wallone. Université De Liège, Belgique.
- [24] V. Pellissier, M. Badoux. Estimation Du Risque Sismique De La Ville D'aigle, Mandat Eca, Pully, Switzerland.

- [25] Pierino Lestuzzi et Marc Badaux, Génie parasismique conception et dimensionnement des bâtiments, page 54—77.
- [26] Y. A. Méziane, D. Benouar, N. Guessoum. Identification Du Taux De Dommages Sur Les Bâtiments Suite Au Séisme De Zemmouri-Boumerdes. (2003). 7ème Colloque National Afps 2007.École Centrale Paris.
- [27] RAMLI ALI, Évaluation de la vulnérabilité sismique d'un mur de soutènement avec prise en compte de l'interaction Sol – structure (ISS), diplôme de MASTER, Université Mohamed Boudiaf - M'sila, 2017.
- [28] MANSOURI SALIM, Thème ANALYSE NON LINEAIRE D'UNE STRUCTURE EN VOILE, Université. Mohamed Boudiaf - M'sila ; 2015/2016.
- [29] Fatma Imène benoud née belheouane, détermination de l'indice de vulnérabilité pour les bâtiments en béton armé, mémoire de magister, université Saad dahleb de Blida, juin 2006.
- [30] Clotaire Michel, Vulnérabilité Sismique de l'échelle du bâtiment à celle de la ville - Apport des techniques expérimentales in situ - Application à Grenoble Clotaire Michel, Sciences de la Terre, de l'Univers et de l'Environnement, 2007.
- [31] Bouteraa Zohra, Thème Évaluation De La Vulnérabilité Sismique Des Ponts De La Wilaya.
- [32] Djebbar Nabile, 2006, Contribution à l'étude de la performance parasismique des éléments linéaire en béton, thèse de doctorat en mécanique des structures, Université de Constantine, Algérie.
- [33] Menasri Yousef, Évaluation de Vulnérabilité Sismique des Bâtis Existants« Structure portique en béton armé », Mémoire de Magister, l'Université de Guelm , 2009.
- [34].MAHDJOUBA Youssouf et Bouatia Boudjema comparaison de la performance sismique d'une structure auto-stable en béton armée avec une structure mixte (portiques avec voiles) université de m'sila 2017
- [35] Melle. KACIMI Nacera, Analyse numérique d'une structure auto stable et d'une structure mixte (portiques + voiles), Mémoire de Magister, UNIVERSITE MOULOUDMAMMERI TIZI-OUZOU, 2013
- [36] SEBAI Khalifa, quantification de la ductilité des constructions autos-tables en béton arme dimensionnés selon le règlement parasismique algérien RPA 99/v-2003, magister en génie civil, université Hassiba ben Bouali de Chlef, 2012.
- [37] RPA-99/v2003. Règles parasismiques Algériennes 1999 - Version 2003. DTR-BC 248 - CGS, Alger, 2003.
- [38] Milan Z, Conception parasismique des bâtiments, Tome 4, Septembre 2010
- [39] Hemas M, Modélisation par macro éléments du comportement non linéaire des ouvrages
- [40] Abdelghani SEGHIR Enseignant Chercheur, Chargé de Cours Département de Génie Civil, Université A. Mira de Bejaia. Séminaire organisé par SAVOIR PLUS, 26-27 juin 2007 à Bejaia Les journées techniques et scientifiques du bâtiment et de la construction Séisme de Boumerdes du 21 Mai 2003 Pathologie de construction et dommages sismiques
- [41] Davidovici, V. 2003. "Séisme de BOUMERDES, 21 mai 2003, Rapport préliminaire". Dynamique concept, Code APE 741 G]
- [42] FILALI Assia étude comparative du comportement de Structures en portiques en béton arme après la rupture d'un poteau de base diplôme de Magister en génie civil 07/2014
- [43] BOUSSÂ Leila, EFFET DE CONFORTÉMENT SUR LES STRUCTURES EN BETONARME, Mémoire de Magister, UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA-BOUMERDES, 2012
- [44] Mahdjouba youssouf bouatia boudjema comparaison de la performance sismique d'une structure auto-stable en béton armée avec une structure mixte (portiques avec voiles), mémoire de master académique, université mohamed boudiaf - m'sila, 2016
- [45] Djellouli Selma, ETUDE COMPARATIVE DE L'ÉVALUATION DES DOMMAGES SISMIQUE POUR UNE STRUCTURE PORTIQUE EN B.A ET UNE STRUCTURE MIXTE (PORTIQUES+ VOILES), Mémoire de Master Académique, UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA, 2018

- [46] MAHDJOUBA Youssouf et Bouatia Boudjema comparaison de la performance sismique d'une structure auto-stable en béton armée avec une structure mixte (portiques avec voiles) université de m'sila 2017
- [47] ABBAS Ahmed FALI Soufyane, ETUDE DE COMPORTEMENT SISMIQUE DES STRUCTURES EN BETON ARME IRREGULIERES EN PLAN EN UTILISANT LA METHODE N2 ETENDUE, Master Académique, UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA, 2020
- [48] SELMA, Djellouli. ETUDE COMPARATIVE DE L'ÉVALUATION DES DOMMAGES SISMIQUE POUR UNE STRUCTURE PORTIQUE EN BA ET UNE STRUCTURE MIXTE (PORTIQUES+ VOILES). 2019. Thèse de master. UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF-M'SILA
- [49] Neche Meriem & Ahmed Azi Djilali, Étude de l'effet des murs de remplissage sur le comportement sismique des structures en béton armé, Mémoire de Master Académique, UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA, 2020
- [50] Merzoud Mouloud, thèse de Maitre en ingénierie (avril 1987) université de Montréal «Évaluation de la résistance et des propriétés structurales de la maçonnerie»
- [52]. Melle. KACIMI Nacera, Analyse numérique d'une structure auto stable et d'une structure mixte (portiques + voiles), Mémoire de Magister, UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU, 2013.
- [53] Nedjai Alameddine Rouane Zakaria, L'influence de l'interaction sol structure sur la réponse sismique des bâtiments (cas des bâtiments portiques en béton armé), Mémoire de Master Académique, UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA, 2017
- [54] ABDELGHANI SEGHIR Enseignant Chercheur, Chargé de Cours Département de Génie Civil, Université A. Mira de Bejaia. Séminaire organisé par SAVOIR PLUS, 26-27 juin 2007 à Bejaia Les journées techniques et scientifiques du bâtiment et de la construction Séisme de Boumerdes du 21 Mai 2003 Pathologie de construction et dommages sismiques
- [55] ghaleb maher wagdi & almwald Ahmed mohamed, évaluation de performance parasismique d'une structure portique en BA renforcé par CHEMISAGE EN BETON ARME, Mémoire de Master Académique, UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA, 2019.
- [56]. [thème : évaluation de vulnérabilité sismique des bâtis existants]. « structure portique en béton arme »
- [57]. [atc-40, seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, vol. 1, applied technology council, Redwood City, California, 1996.].
- [58]. Conception et analyse sismiques du bâtiment ; wolfgang jalil – Alan jalil ; préface d'André plumier ; présentions par Charles bloche ; page 293 juin 2014].
- [59]. Y. Menasri, ms. Nouaouria, m. Guenfoud, 2010, évaluation de la vulnérabilité sismique a l'échelle d'une structure en béton arme par l'analyse statique non linéaire, symposium international sur la construction en zone sismique, université hassiba benbouali de chlef (Algérie), 26 – 27 octobre 2010.
- [60]. ATC-40, seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, vol. 1, applied technology council, Redwood City, California, 1996.
- [61]. Mouroux p., negulescu c. comparaison pratique entre les méthodes en déplacement de l'ATC40(en amortissement) et de l'euro code 8 (en ductilité), 7ème colloque national afps 2007 – école centrale paris
- [62]. Conception Analyse sismique du bâtiment, page 17/18.