

*République Algérienne Démocratique et Populaire*

*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*

*Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzo*

*Faculté de génie de la construction*

*Département du génie civil*



# *Mémoire de master*

*Spécialité: génie civil*

*Option : structure et matériaux*

*Présenté par:*

*Melle Haniche Leila*

**Thème:**

**Evaluation de la vulnérabilité sismique  
d'une structure stratégique**

*Devant le jury composé de :*

**Md. KHELOUI Fatma (M.C.B)**

**Président**

**Md. CHERIFI Fatiha (M.A.A)**

**Rapporteur**

**Mr. DEHMOUS Hocine (M.C.B)**

**Examineur**

*Promotion 2014/2105*

# Remerciements

*Je remercie en premier lieu Dieu, tout puissant de m'avoir accordé la puissance et la volonté pour terminer ce travail.*

*Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à ma promotrice Madame ChERIFI Fatiha, pour le sujet qu'elle m'a proposé et dirigé avec rigueur ainsi que pour sa disponibilité et pour tous les moyens mise à ma disposition pour l'élaboration de ce mémoire.*

*Je tiens à remercier chaleureusement les membres du jury, pour l'honneur qu'ils me font en acceptant d'examiner et de juger mon travail.*

*Je tiens à remercier tous ceux qui ont contribué de loin ou de près pour que ce travail puisse être sous sa forme actuelle, HANICHE Djouher, AIMEUR Samira.*

*Merci à ma famille, mes parents, mes frères et sœurs*

*Enfin, à tous mes amis (es), pour leur soutien et leurs encouragements.*

A decorative border with a repeating floral motif surrounds the page. The border consists of small, stylized flowers and leaves arranged in a continuous line.

# *Dédicaces*

*Je dédie ce travail à*

*Mes chers parents, ma mère que j'aime beaucoup, et mon père que*

*j'adore, que Dieu vous garde pour nous.*

*Mes frères et sœurs.*

*Spécialement pour ma sœur Djouher et son mari.*

*Ma chère amie : Samira.*

*Et mon meilleur ami : Ali.*

## Sommaire

---

Liste des figures .....	
Liste des tableaux .....	
Introduction générale.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

### **Chapitre I : Généralité sur le séisme et la vulnérabilité sismique**

<b>Partie A : Généralités sur le séisme .....</b>	<b>3</b>
I.1.Définition .....	3
I.2.Les caractéristiques générales d'un séisme.....	3
I.2.1.L'hypocentre ou foyer .....	3
I.2.2.L'épicentre.....	3
I.2.3.La magnitude (M) .....	4
I.2.4.L'intensité (I).....	5
I.3.Les ondes sismiques.....	7
I.3.1.Les ondes P .....	7
I.3.2.Les ondes S .....	8
I.3.3. Les ondes de surface.....	9
I.4.L'Algérie et le séisme .....	10
I.4.1.Historique des séismes en Algérie.....	11
I.5.Effet des tremblements de terre .....	12
I.5.1. Effets directs et induits par le séisme .....	12
I.5.1.1.Effets directs.....	12
I.5.1.2.Effets induits .....	13
I.5.2.Effets sur les constructions .....	15
II.5.2.1.Effets des oscillations horizontales.....	15
I.5.2.2.Effets des oscillations verticales .....	15
I.5.2.3.Effets des oscillations de torsion.....	16
<b>Partie B : La vulnérabilité sismique .....</b>	<b>16</b>

## Sommaire

---

I.6.Définition .....	16
I.7.Notion de risque sismique.....	17
I.7.1. Aléa sismique .....	17
I.7.2. Les enjeux.....	18
I.8.Vulnérabilité sismique des constructions.....	18
I.8.1.Vulnérabilité des bâtiments existants .....	18
I.8.2.Evaluation de la vulnérabilité sismique.....	18
I.8.2.1.Description générale du bâtiment.....	18
I.8.2.2.Niveau d'agression sismique .....	19
I.8.2.3.Niveaux de performance .....	20

## Chapitre II : Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique

II.1.Introduction .....	21
II.2.Méthodes empiriques.....	21
II.3.Méthodes déterministes basées sur la performance.....	22
II.4.L'analyse Pushover : .....	22
II.4.1.Introduction .....	22
II.4.2. Niveau d'endommagement décrit par une courbe de capacité.....	23
II.4.3.Description de l'analyse Pushover .....	24
II.4.4.But de l'analyse Pushover .....	25
II.5.Evaluation du déplacement maximal .....	26
II.5.1.Approche en ductilité (Eurocode8) .....	26
II.5.2.Approche en amortissement (méthode de capacité spectrale).....	26
II.5.2.1.Introduction .....	26
II.5.2.2. la courbe de capacité .....	27
II.5.2.3. la demande sismique .....	28
II.5.2.4.L'amortissement effectif.....	29

## Sommaire

---

II.6.Détermination de point de performance : .....	30
II.6.1.Introduction : .....	31
II.6.2.Développement des diagrammes ( $\beta_{\text{eff}} - S_d$ ) .....	31
II.6.3.Superposition des diagrammes ( $\beta_{\text{eff}} - S_d$ ) <sub>D</sub> et ( $\beta_{\text{eff}} - S_d$ ) <sub>C</sub> .....	33
II.7.Comportement non linéaire des poteaux et des poutres .....	33
II.7.1.Définition .....	33
II.7.2. Critères d'acceptation et niveau de performance de la rotule plastique (Niveaux de dommages) .....	35
II.7.3. Ductilité de la structure .....	35
II.7.3.1. Définition .....	35
II.7.3.2. Ductilité de déplacement .....	36
II.7.3.3. Mécanisme de ruine .....	36
II.8. Estimation des degrés des dommages .....	37
 <b>Chapitre III : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux</b>	
III.1.Introduction .....	40
III.2.Caractéristiques géométriques.....	40
III.3.Eléments de l'ouvrage .....	40
III.3.1.Ossature du bâtiment.....	40
III.3.2.Planchers .....	41
III.3.3.Escaliers .....	41
III.3.4.Remplissages.....	41
III.3.5.Revêtements .....	41
III.3.6.Balcons.....	41
III.3.7.fondations.....	41
III.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	41
III.4.1.Le béton .....	41
III.4.2.Les aciers.....	43

## Sommaire

---

III.5.Description de l'ouvrage et état des lieux .....	43
III.5.1.Situation et topographie .....	43
III.5.2.Architecture de l'ouvrage.....	44
III.6.Le rapport de sol.....	<b>4Erreur ! Signet non défini.</b>
III.6.1.Le site et le sol d'implantation.....	<b>4Erreur ! Signet non défini.</b>
III.6.2.Contexte géologique .....	<b>4Erreur ! Signet non défini.</b>
III.7.Investigations .....	46
III.8.Stabilité d'ensemble .....	47
III.9.Fondation de l'immeuble et capacité portant des sols.....	47

### **Chapitre IV : Modélisation de la structure par élément finis**

IV.1.Introduction .....	48
IV.2.Caractéristiques principales du logiciel .....	48
IV.3.Les étapes de calcul .....	48
IV.4. Etape01 : Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure.....	48
V.4.1.Définition de l'analyse dynamique(E) .....	50
V.4.1.1. Analyse modale .....	50
V.4.1.2. Analyse spectrale .....	51
IV.5. Etape 02 : Vérification de la structure vis-à-vis du RPA99/V2003 .....	54
IV.5.1.Vérification Art 4.3.4 RPA2003 .....	54
V.5.2.Vérification Art 4.3.6. RPA 2003 .....	54
IV.5.3.Vérification Art 5.10 RPA 2003 .....	56
IV.5.4.Vérification de la période fondamentale .....	56
IV.6. Etape 03 : Définition du comportement non linéaire de la structure .....	57
IV.6.1.Définition de comportement non linéaire des poutres et des poteaux .....	57
IV.6.2.Définition de comportement non linéaire des voiles .....	58
IV.7. Etape04 : Définition du chargement de l'analyse Pushover .....	60

## Sommaire

---

IV.7.1.Définition de L'analyse sous charges gravitaires .....	60
IV.7.2Définition de l'analyse Pushover sous charge horizontale .....	61
IV.8.Etape 05: Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité .....	63

### Chapitre V : Présentation et discussion des résultats

V.1.Introduction : .....	65
V.2. La courbe de capacité .....	65
V.3. Développement des diagrammes .....	67
V.3.1. Représentation bilinéaire de la courbe de capacité .....	67
V.3.2. Diagramme ( $\beta_{\text{eff}}-S_d$ ) de la capacité spectrale .....	68
V.3.3.Diagramme ( $\beta_{\text{eff}} - S_d$ ) de la demande sismique .....	69
V.3.4.Point de performance du système équivalent.....	70
V.3.4.1.Variation du point de performance en fonction de différents sites de sol .....	71
V.4.Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments.....	72
V.4.1.Mécanisme plastique global .....	72
V.4.2.Mécanisme d'étage .....	72
V.4.3.Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments au point de performance ...	73
V.5. Déplacements inter-étages au point de performance.....	75
V.6.Demande en ductilité.....	<b>7Erreur ! Signet non défini.</b>
V.7.Raideur de la structure au point de performance( $K_p$ ) et indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ ) .....	79
V.8.Conclusion .....	79
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>80</b>
<b>Références bibliographiques .....</b>	<b>82</b>
<b>Annexe A .....</b>	<b>86</b>
<b>Annexe B.....</b>	<b>87</b>

## Sommaire

---

## Liste des figures

---

<b>Figure I.1</b> : Caractéristiques d'un séisme.....	4
<b>Figure I.2</b> : Propagation des ondes P .....	8
<b>Figure I.3</b> : Propagation des ondes S .....	9
<b>Figure I.4</b> : Propagation des Ondes de Love.....	10
<b>Figure I.5</b> : Propagation des Ondes de Rayleigh.....	10
<b>Figure I.6</b> : Carte de zonage sismique du territoire national .....	11
<b>Figure I.7</b> : Types de configuration des effets directs de site d'un séisme .....	13
<b>Figure I.8</b> : Effet de liquéfaction des sols .....	14
<b>Figure I.9</b> : Représentation schématique de mouvements de terrain déclenchés par la vibration sismique.....	14
<b>Figure I.10</b> : Oscillation horizontales .....	15
<b>Figure I.11</b> : Oscillations verticales .....	16
<b>Figure I.12</b> : Oscillations de torsion .....	16
<b>Figure II. 1</b> : Signification physique de la courbe de capacité. ....	23
<b>Figure II.2</b> : Niveaux d'endommagement décrits par courbe de capacité (ATC 40).....	24
<b>Figure II.3</b> : Point de performance correspondant au point d'intersection de la demande $(\beta_{eff}-S_d)_D$ et de la capacité $(\beta_{eff})_C$ à dissiper de l'énergie. ....	27
<b>Figure II.4</b> : Courbe de capacité dans le format $(V_{base}- D_{sommets})$ .....	28
<b>Figure II.5</b> : Courbe de capacité dans le format $(S_a-S_d)$ .....	28
<b>Figure II.6</b> : Spectre de réponse dans le format $(S_a/g-T)$ . ....	29
<b>Figure II.7</b> : Spectre de réponse dans le format $(S_a-S_d)$ . ....	29
<b>Figure II.8</b> : Diagramme $(\beta_{eff}-S_d)_D$ de la demande sismique. ....	31
<b>Figure II.9</b> : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.....	32
<b>Figure II.10</b> : Diagramme $(\beta_{eff}-S_d)_C$ de la capacité sismique.....	33
<b>Figure II.11</b> : superposition des diagrammes $(\beta_{eff}-S_d)_D$ et $(\beta_{eff}-S_d)_C$ . ....	33
<b>Figure II.12</b> : Loi de comportement des rotules plastiques .....	34

## Liste des figures

---

<b>Figure II.13</b> : Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages.....	35
<b>Figure III.1</b> : Vue en plan du sous sol. ....	44
<b>Figure III.2</b> : Vue en Plan du rez -de- chaussée. ....	44
<b>Figure III.3</b> : Vue en plan des étages courants. ....	45
<b>Figure IV.1</b> : Spectre de réponse.....	52
<b>Figure IV.2</b> : Apparition de diaphragme. ....	53
<b>Figure IV.3</b> : La géométrie en plan et en élévation de la structure. ....	54
<b>Figure IV.4</b> : Introduction des rotules plastique des poutres. ....	57
<b>Figure IV.5</b> : Introduction des rotules plastiques des poteaux.....	58
<b>Figure IV.6</b> : Modélisation de voile par élément Poteau poutre équivalent. ....	59
<b>Figure IV.7</b> : Introduction des rotules plastiques des voiles. ....	60
<b>Figure IV.8</b> : Définition du chargement de l'analyse Pushover sous charges gravitaires. ....	61
<b>Figure IV.9</b> : Définition du chargement de l'analyse Pushover (sens XX) .....	63
<b>Figure IV.10</b> : Courbe de capacité donnée par Push Over ( $V-S_d$ ). ....	64
<b>Figure IV.11</b> : La courbe de capacité donnée par La courbe de Push Over ( $S_a-S_d$ ).....	64
<b>Figure V.1</b> : Courbe de capacité de la structure ( $V_{base} - D_{sommets}$ ). ....	66
<b>Figure V.2</b> : Courbe de capacité du système équivalent à un seul DDL ( $S_a-S_d$ ).....	67
<b>Figure V.3</b> : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.....	68
<b>Figure V.4</b> : Diagramme ( $\beta_{eff}-S_d$ ) de la capacité sismique de la structure. ....	68
<b>Figure V.5</b> : Représentation d'une famille de spectres réduits. ....	69
<b>Figure V.6</b> : Diagramme ( $\beta_{eff}-S_d$ ) de la demande sismique de la structure. ....	70
<b>Figure V.7</b> : Point de performance de la structure. ....	70
<b>Figure V.8</b> : Apparition des rotules de type (B-IO) dans les poutres et les poteaux.....	73
<b>Figure V.9</b> : Les rotules plastiques du voile $V_1$ . ....	74
<b>Figure V.10</b> : Les rotules plastiques du voile $V_2$ .....	74
<b>Figure V.11</b> : Les rotules plastiques du voile $V_4$ .....	75
<b>Figure V.12</b> : Déplacement inter-étage. ....	76

## Liste des figures

---

## Liste des tableaux

---

<b>Tableau I.1</b> : Echelle des magnitudes Richter. ....	5
<b>Tableau 1.2</b> : Echelle des intensités EMS 98. ....	7
<b>Tableau 1.3</b> : Les séismes majeurs en Algérie de 1365 à 2003. ....	12
<b>Tableau II.1</b> : Classification de dégâts aux structures. ....	38
<b>Tableau III.1</b> : Les différentes caractéristiques des aciers. ....	42
<b>Tableau III.2</b> : Profondeurs et épaisseurs des différents gisements. ....	45
<b>Tableau III.3</b> : Les résistances moyennes. ....	45
<b>Tableau IV.1</b> : Les charges permanentes du plancher terrasse. ....	48
<b>Tableau IV.2</b> : Les charges permanentes de plancher de l'étage courant. ....	49
<b>Tableau IV.3</b> : Les charges d'exploitations ....	49
<b>Tableau IV.4</b> : Valeurs des pénalités $P_q$ . ....	51
<b>Tableau IV.5</b> : Modes propres de la structure. ....	53
<b>Tableau IV.6</b> : Vérification des déplacements. ....	55
<b>Tableau V.1</b> : Résultats de l'analyse Pushover ( $V_{base} - D_{sommet}$ ). ....	64
<b>Tableau V.2</b> : Résultats d'analyse Pushover ( $S_a - S_d$ ). ....	65
<b>Tableau V.3</b> : Les valeurs de ( $S_{ay}, S_{dy}$ ) et ( $S_{au}, S_{du}$ ) en fonction de $\zeta(\%)$ . ....	68
<b>Tableau V.4</b> : Les différents sites selon RPA 99/ version 2003. ....	70
<b>Tableau V.5</b> : Les différents types de sols selon ATC40. ....	70
<b>Tableau V.6</b> : Variation du déplacement en fonction des différents sites. ....	71
<b>Tableau V.7</b> : Déplacement inter-étage au point de performance. ....	75
<b>Tableau V.8</b> : Description et classification des structures. ....	76
<b>Tableau V.9</b> : Typologies des structures. ....	77

# *Introduction générale*

## Introduction générale

---

Les séismes constituent l'un des aléas les plus destructifs. L'Algérie dont le nord se trouve dans une zone de forte sismicité, est sujette à ce phénomène. Le dernier séisme mortel en Algérie s'est produit à Boumerdès le 21 mai 2003. Celui-ci, de magnitude 6.8, a provoqué des dégâts matériels et de nombreuses victimes: 2278 morts, 11450 blessés, 200 000 sans abris.

Depuis de nombreuses années, les méthodes de calcul élastique simplifiées ont été quasi systématiquement utilisées dans le dimensionnement des structures en béton armé. Elles sont faciles à mettre en œuvre et sont bien assimilées par l'ingénieur. Cependant, l'approche élastique ne peut fournir qu'une compréhension limitée du comportement sismique réel. La réponse non linéaire d'une structure en termes de déplacements, de ductilité, de distribution des dommages, du mode de ruine, sont largement inexplorés.

Une évaluation fiable du comportement d'une structure face à un tremblement de terre, en termes de dommages, requiert un outil permettant une analyse des structures au-delà du domaine élastique. Certaines règles, comme celles de l'ATC 40 et celles de FEMA 273 recommandent l'utilisation des méthodes simplifiées non linéaires.

L'analyse statique non linéaire, ou la méthode d'analyse Pushover, est l'une de ces méthodes. Elle a été développée au cours des vingt cinq dernières années et devenue la méthode d'analyse privilégié pour la conception et l'évaluation des performances sismiques puisque cette procédure est relativement simple prend en considération le comportement post-élastique de la structure. L'analyse consiste essentiellement à comparer un paramètre de demande de déplacement avec un paramètre de capacité.

Notre travail consiste en l'étude du comportement d'une clinique Médico-chirurgicale. L'ouvrage, compose de sept niveaux, est implanté à la ville de Tizi-Ouzou, classée comme zone de moyenne sismicité (zone II<sub>a</sub>) selon le RPA99 version 2003.

Les objectifs visés dans le cadre de ce mémoire est d'étudier le comportement de la structure sur sa résistances ultime à l'action sismique, sa ductilités et sa raideurs et les déplacements latéraux inter-étages et les modes de ruines.

Nous avons structuré notre travail comme suit :

Le **premier chapitre** contient des généralités sur le séisme et la vulnérabilité sismique.

**Au deuxième chapitre**, Nous exposant les différentes méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique, où on s'intéresse à la méthode d'analyse non linéaire Pushover et la méthode de capacité spectrale recommandée par l'ATC40.

Au **chapitre trois**, on présente l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés. Nous présentons également les différents éléments qui le constituent.

Le **chapitre quatre** présente la modélisation de la structure par éléments finis, et expose la procédure qui permet d'effectuer l'analyse Pushover en utilisant le logiciel de calcul non linéaire "Etabs" ainsi que les étapes de détermination de la courbe de capacité.

Le **chapitre cinq** est consacré pour la présentation et la discussion des résultats obtenus, à savoir la ductilité et la raideur latérale élastique, les déplacements latéraux inter-étage et les modes de ruine.

Enfin, notre travail s'achèvera par une conclusion générale où on a résumé les conclusions principales des résultats obtenus dans le cadre de cette étude.

*Chapitre I*

*Généralités sur le séisme et la  
vulnérabilité sismique*

## Partie A : Généralités sur le séisme

### I.1.Définition

Un tremblement de terre ou un séisme est la libération brusque d'énergie dans la croûte terrestre, lorsque le seuil de rupture mécanique des roches en profondeur est atteint. Le séisme génère à la surface du sol des vibrations pouvant atteindre des amplitudes centimétriques à décimétriques et des accélérations de quelques centièmes à plusieurs dixièmes de l'accélération de la pesanteur (g), sur des durées qui varient de quelques secondes à plusieurs minutes.

Le choc principal représente la secousse sismique dont la magnitude est la plus élevée sur une série d'enregistrement et les répliques sont de faibles secousses qui suivent généralement un choc principal. Elles peuvent durer quelques jours à quelques mois.

On peut définir le séisme par une série de secousses du sol, plus ou moins violentes, soudaines, imprévisibles et localisées. Les séismes mettent en évidence l'activité interne de la terre. Le mot séisme vient du grec «*seismos*» qui signifie secousse.

### I.2.Les caractéristiques générales d'un séisme

Le séisme est caractérisé par :

#### I.2.1.L'hypocentre ou foyer

C'est le point d'origine d'un séisme, il peut se trouver entre la surface et jusqu'à sept cent kilomètres de profondeur (limite du manteau supérieur) pour les événements les plus profonds.

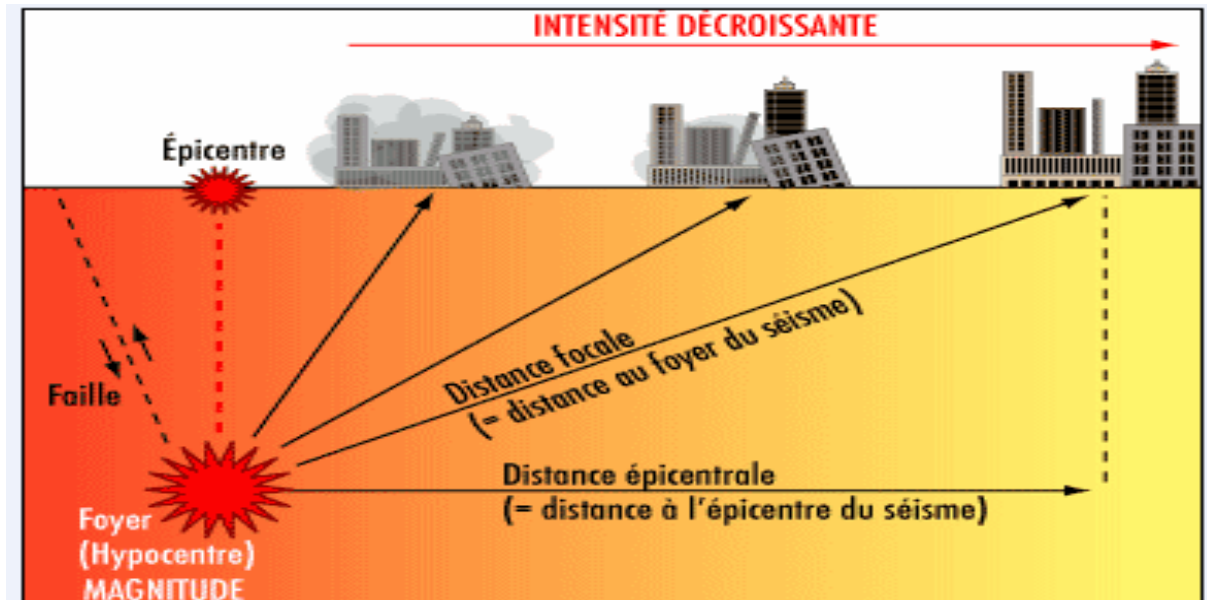
#### I.2.2.L'épicentre

C'est le point situé, en surface, à la verticale du foyer. On distingue trois classes de séismes, en fonction de la profondeur du foyer :

a) **Les séismes superficiels** : qui se produisent à une faible profondeur.

b) **Les séismes intermédiaires** : qui se produisent entre quelques dizaines de kilomètres de profondeur (60 à 300km), et se concentrent uniquement au voisinage des limites convergentes.

c) **Les séismes profonds** : qui se produisent à des profondeurs pouvant atteindre 700 km, soit en pratique la base de l'asthénosphère, ce sont des séismes de grande intensité, ils surviennent au niveau des zones de subduction et se sont les plus destructeurs.



**Figure I.1** : Caractéristiques d'un séisme [1].

### I.2.3. La magnitude (M)

Afin d'estimer la puissance des séismes, le sismologue *Charles F. Richter* a introduit la notion de magnitude, correspondant à l'énergie libérée au foyer du séisme et dépendant de la longueur de la faille activée et de l'importance du déplacement. La quantification de Richter [RICH\_58], exprimée en degrés (Tableau II.1), est dite ouverte car elle n'a pas de valeur maximale. Le plus fort séisme enregistré à ce jour est de 9,5 degrés (Chili, 1960).

Magnitude	Effets du tremblement de terre
< 3,5	Le séisme est non ressenti, mais enregistré par les sismographes.
3,5 - 5,4	Il est souvent ressenti, mais sans dommages.
5,4 - 6	Légers dommages aux bâtiments bien construits, mais peut causer des dommages majeurs à d'autres bâtisses.
6,1 - 6,9	Peut être destructeur dans une zone de 100 km à la ronde.
7 - 7,9	Tremblement de terre majeur. Il peut causer de sérieux dommages sur une large surface.

> 8	C'est un très fort séisme pouvant causer de très grands dommages dans des zones de plusieurs centaines de kilomètres.
-----	---

**Tableau I.1 :** Echelle des magnitudes Richter.

#### I.2.4.L'intensité (I)

Exprimée en chiffres romains (avec une limite supérieure de XII), l'intensité traduit les effets produits en surface par un séisme à un endroit donné. L'échelle d'intensité MSK (Medvedev-Sponheuer-Kamik), créée en 1964, est remplacée depuis le 1<sup>er</sup> janvier 2000 par l'Echelle Macrosismique Européenne EMS 98 [GRUN\_98], présentée dans le Tableau II.2. Ces échelles sismiques permettent d'évaluer les conséquences d'un séisme par l'observation des dégâts aux constructions et le témoignage des personnes.

Intensité EMS	Définition	Description des effets typiques observés
I	Non ressenti	Non ressenti.
II	Rarement ressenti	Ressenti uniquement par quelques personnes au repos dans les maisons.
III	Faible	Ressenti à l'intérieur des habitations par quelques personnes. Les personnes au repos ressentent une vibration ou un léger tremblement.
IV	Largement observé	Ressenti à l'intérieur des habitations par de nombreuses personnes, à l'extérieur par très peu. Quelques personnes sont réveillées. Les fenêtres, les portes et la vaisselle vibrent.
V	Fort	Ressenti à l'intérieur des habitations par la plupart, à l'extérieur par quelques personnes. De nombreux dormeurs se réveillent. Quelques personnes sont effrayées. Les bâtiments tremblent dans leur ensemble. Les objets suspendus se balancent fortement. Les petits objets sont déplacés. Les portes et les fenêtres s'ouvrent ou se ferment.

VI	Dégâts légers	<p>De nombreuses personnes sont effrayées et se précipitent dehors. Chute d'objets.</p> <p>De nombreuses maisons subissent des dégâts non structuraux comme de très fines fissures et des chutes de petits morceaux de plâtre.</p>
VII	Dégâts	<p>La plupart des personnes sont effrayées et se précipitent dehors. Les meubles se déplacent et beaucoup d'objets tombent des étages.</p> <p>De nombreuses maisons ordinaires bien construites subissent des dégâts modérés : petites fissures dans les murs, chutes de plâtres, chute de parties de cheminées ; des bâtiments plus anciens peuvent présenter de larges fissures dans les murs et la défaillance des cloisons de remplissage.</p>
VIII	Dégâts importants	<p>De nombreuses personnes éprouvent des difficultés à rester debout. Beaucoup de maisons ont de larges fissures dans les murs. Quelques bâtiments ordinaires bien construits présentent des défaillances sérieuses des murs, tandis que des structures anciennes peu solides peuvent s'écrouler.</p>
IX	Destructions	<p>Panique générale. De nombreuses constructions peu solides s'écroulent. Même des bâtiments bien construits présentent des dégâts très importants : défaillances sérieuses des murs et effondrement structural partiel.</p>
X	Destructions importantes	<p>De nombreux bâtiments bien construits s'effondrent.</p>
XI	Catastrophe	<p>La plupart des bâtiments bien construits s'effondrent, même ceux ayant une bonne conception parasismique sont détruits.</p>

XII	Catastrophe généralisée	Pratiquement tous les bâtiments sont détruits.
-----	-------------------------	--

**Tableau 1.2 :** Echelle des intensités EMS 98.

### I.3. Les ondes sismiques

Les ondes sismiques sont des ondes élastiques qui traversent un milieu sans pour autant modifier durablement ce milieu. L'impulsion de départ va pousser des particules élémentaires, qui vont pousser d'autres particules et reprendre leur place. Ces nouvelles particules vont pousser les particules suivantes et reprendre leur place et ainsi de suite. Les vibrations engendrées par un séisme se propagent dans toutes les directions.

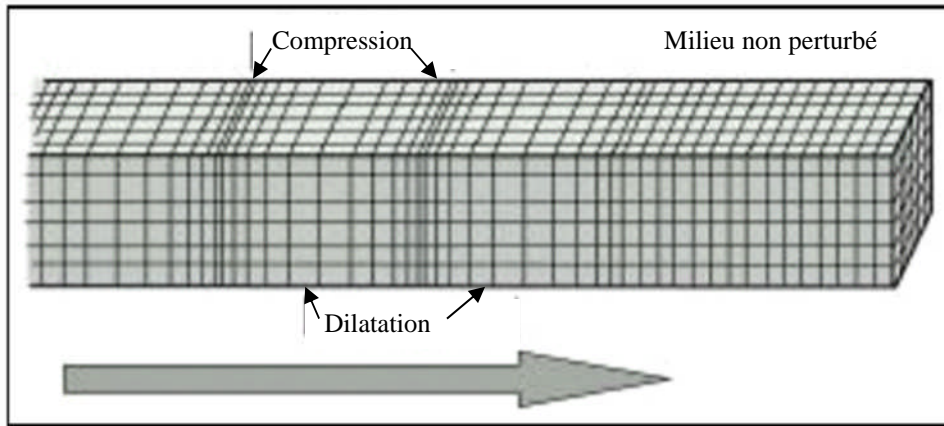
Selon leur nature, on distingue deux grands types d'ondes émises par un tremblement de terre:

- Les ondes de fond 'S' et 'P'. Elles se propagent à l'intérieur de la terre
- Les ondes de surface, qui comprennent les ondes de Love et de Rayleigh.

#### I.3.1. Les ondes P

Les ondes "P" ou ondes primaires appelées aussi ondes de compression ou ondes longitudinales. Elles se matérialisent par un mouvement préférentiel d'une particule parallèlement à la direction de propagation. Le déplacement du sol qui accompagne leur passage se fait par dilatation et compression successives, parallèlement à la direction de propagation de l'onde.

Ce sont les plus rapides ( $6 \text{ km.s}^{-1}$  près de la surface) et sont enregistrées en premier sur un sismogramme. Elles sont responsables du grondement sourd que l'on peut entendre au début d'un tremblement de terre.



**Figure I.2.** Propagation des ondes P [1].

La vitesse de propagation des ondes P est donnée par l'équation suivante

$$V_p = \sqrt{\frac{K + \frac{4}{3}\mu}{\rho}}$$

Où :

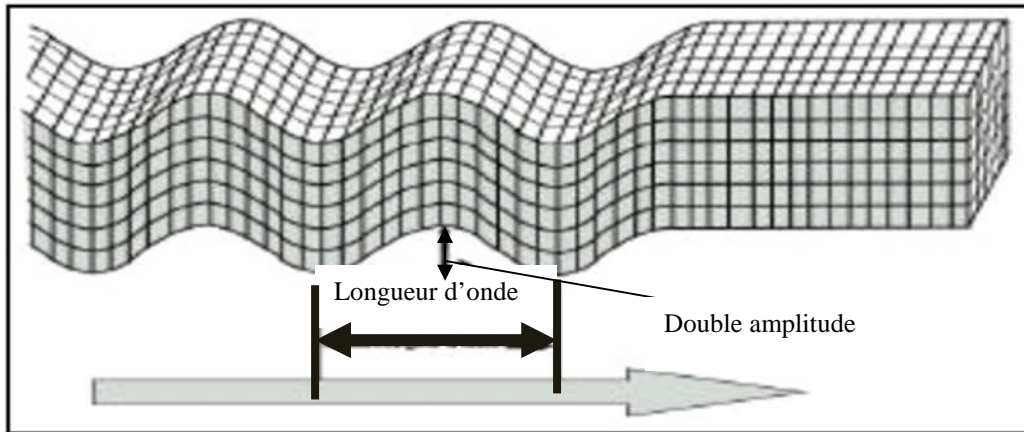
$K$  = module d'incompressibilité, exprimé en (Pa).

$\rho$  = masse volumique, exprimée en ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ).

$\mu$  = module de cisaillement, exprimé en (Pa).

### I.3.2. Les ondes S

Les ondes S ou ondes secondaires appelées aussi ondes de cisaillement ou ondes transversales, ne peuvent se propager que dans les solides. Les particules oscillent dans un plan vertical, à angle droit par rapport à la direction de propagation de l'onde. A leur passage, les mouvements du sol s'effectuent perpendiculairement au sens de propagation de l'onde. Ces ondes ne se propagent pas dans les milieux liquides, elles sont en particulier arrêtées par le noyau de la Terre. Leur vitesse est plus lente que celle des ondes P, elles apparaissent en second sur les sismogrammes.



**Figure I.3.** Propagation des ondes S [1].

La vitesse de propagation des ondes S est donnée par l'équation : suivante :

$$V_p = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad (\text{II.2})$$

$\rho$  = masse volumique, exprimée en ( $\text{kg/m}^3$ ).

$\mu$  = module de cisaillement, exprimé en (Pa).

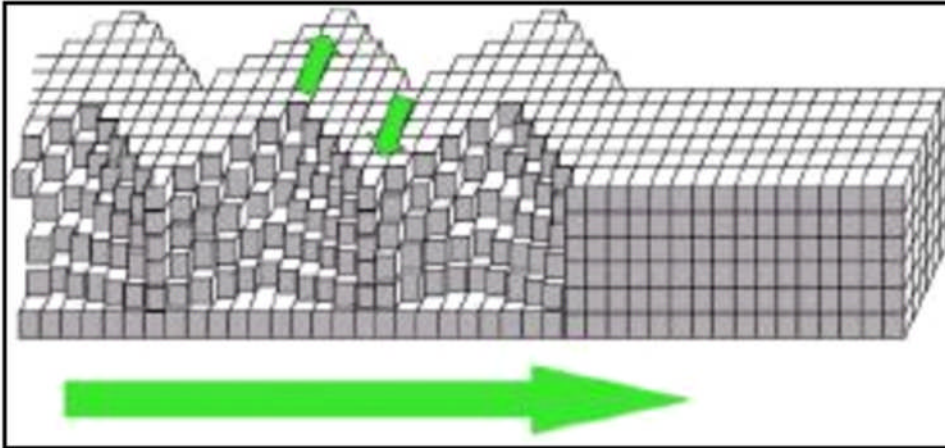
### I.3.3. Les ondes de surface

Ce sont des ondes guidées par la surface de la Terre. Leur effet est comparable à celui des rides qui se forment à la surface d'un plan d'eau. Leur vitesse de propagation est inférieure à celle des ondes de volume, mais leur amplitude est généralement plus forte.

Deux types d'ondes de surfaces sont à définir : Les ondes dites de Love et les ondes de Rayleigh.

#### a) Les ondes de Love (L ou LQ)

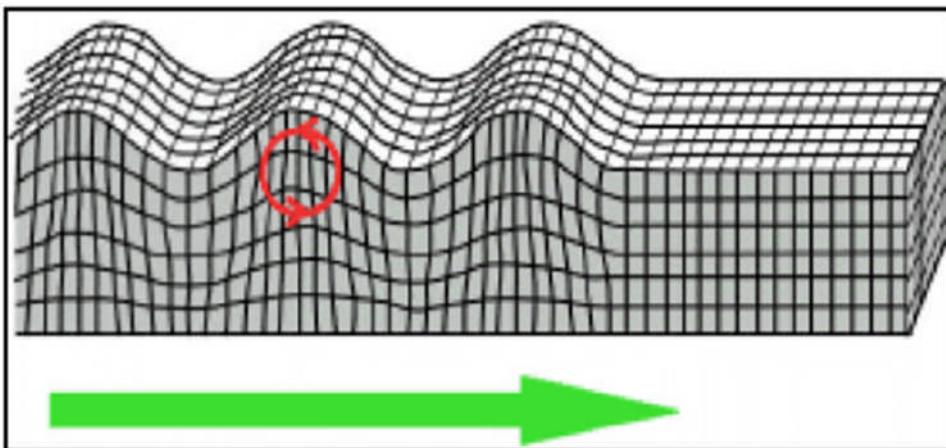
Résultant d'interférences constructives entre les ondes P et S horizontales, les ondes de Love ont un déplacement similaire à celui des ondes S sans mouvement vertical. Les particules du sol sont déplacées d'un côté à l'autre dans un plan horizontal perpendiculairement à sa direction de propagation engendrant ainsi un ébranlement horizontal qui est la cause de nombreux dégâts aux fondations des édifices. La vitesse moyenne de propagation des ondes de Love  $V_L \approx 4\text{km/s}$ .



**Figure I.4.** Propagation des Ondes de Love [1].

### b) Les ondes de Rayleigh (LR)

Résultant d'interférences constructives entre les ondes P et S verticales, les ondes de Rayleigh ont un déplacement complexe, assez semblable à celui d'une poussière portée par une vague, un mouvement elliptique à la fois horizontal et vertical, rétrograde à faible profondeur R et prograde pour une profondeur supérieure au cinquième de la longueur d'onde ( $\lambda$ ). Les vibrations engendrées par cette onde durent plusieurs minutes.



**Figure I.5.** Propagation des Ondes de Rayleigh [1].

### I.4.L'Algérie et le séisme

L'Algérie est située dans une zone critique qui est l'intersection entre deux plaques, à savoir la plaque africaine et la plaque eurasiatique. Le nord de l'Algérie est susceptible d'être soumis à d'importantes secousses sismiques. Sur la carte de la Figure II.6 on peut observer les différentes zones de sismicité définies par la réglementation parasismique RPA99/2003 au

niveau national [1].

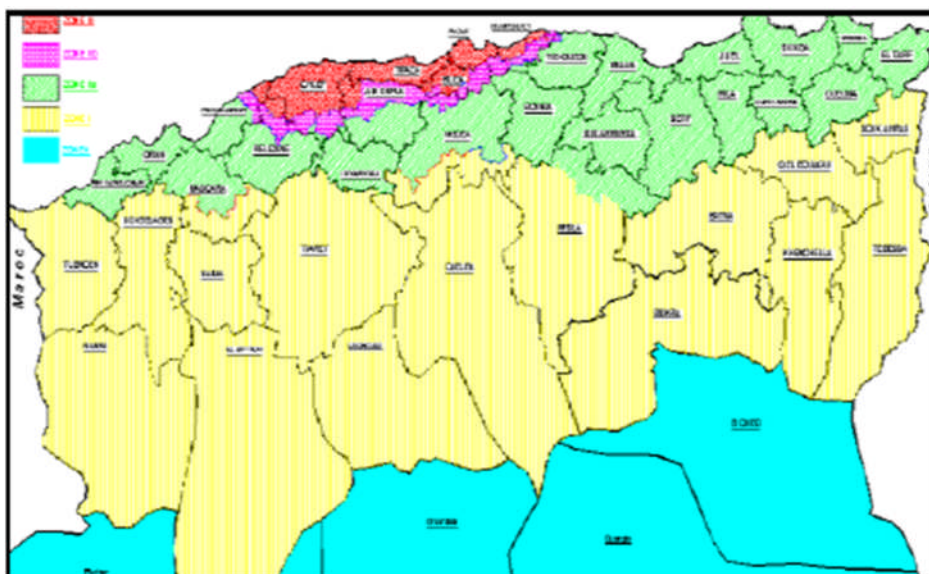


Figure I.6 : Carte de zonage sismique du territoire national [1].

#### I.4.1. Historique des séismes en Algérie

La sismicité de l’Algérie du nord, est maintenant connue depuis 1365, date du séisme qui a agité la ville d’Alger. Les nombreux travaux qui se sont intéressés à l’historique de la sismicité ont donné lieu à une série de catalogues. Ces catalogues montrent que la sismicité est concentrée dans la région nord du pays.

Plusieurs séismes importants se sont produits, touchant parfois sévèrement des villes comme Alger (1716), Oran (1790), Blida (1825), Ténès (1891), (Tableau II.3). La connaissance de la sismicité s’est nettement améliorée avec la mise en place depuis le début du vingtième siècle des stations sismologiques autonomes (Alger, Tlemcen, Sétif,...), puis du réseau télémetré installé à partir de 1990.

Lieu	Date	Intensité maximale	Magnitude	Victimes
Alger	03 janvier 1365	X	/	Plusieurs
Alger	10 mars 1673	/	/	/
Alger	03 février 1716	X	/	20000
Oran	09 octobre 1790	X	/	2000
Blida	02 mars 1825	X	/	7000
Dj idjel li	22 aout 1856	X	/	/
Mitidja	02 janvier 1867	X – XI	7.5	100

Aures	16 novembre 1869	IX	6.5	30
El- kalaa	29 novembre 1887	IX – X	/	20
Gouraya	15 janvier 1891	X	4.5	38
S-El-Ghozlane	24 juin 1910	X – VIII	6.6	81
M’sila	12 février 1946	VII – VIII	5.6	264
El Asnam	09 septembre 1954	X-XI	6.7	1234
M’sila	21 février 1960	VIII-IX	5.6	47
El Asnam	10 octobre 1980	IX	7.3	2633
Constantine	27 octobre 1985	VIII	6.0	5
Tipaza	29 octobre 1989	VIII	6.0	22
Mascara	18 aout 1994	VII	5.6	172
Ain benian	04 septembre 1996	VII	5.7	172
Ain Témouchent	22 décembre 1999	VII	5.8	
Beni -ouartilane	10 novembre 2000	VI	5.4	02
Boumerdés	21 mai 2003	X-XI	6.8	2278

**Tableau 1.3 :** Les séismes majeurs en Algérie de 1365 à 2003.

### I.5.Effet des tremblements de terre :

L’essentiel des effets d’un séisme provient des vibrations associées aux ondes émises par la rupture soudaine des deux lèvres de la faille. Ces vibrations peuvent être caractérisées par leur fréquence (pouvant aller de 0,01 Hz à 50 Hz) et par leur amplitude ; les ondes qui les propagent sont caractérisées par leur type et leur vitesse de propagation. Cette dernière, relativement stable en profondeur dans la croûte terrestre, devient très fortement variable à proximité immédiate de la surface, car elle est en relation directe avec la nature des sols et indirecte avec les constructions. Cette variabilité est liée à la géologie de surface.

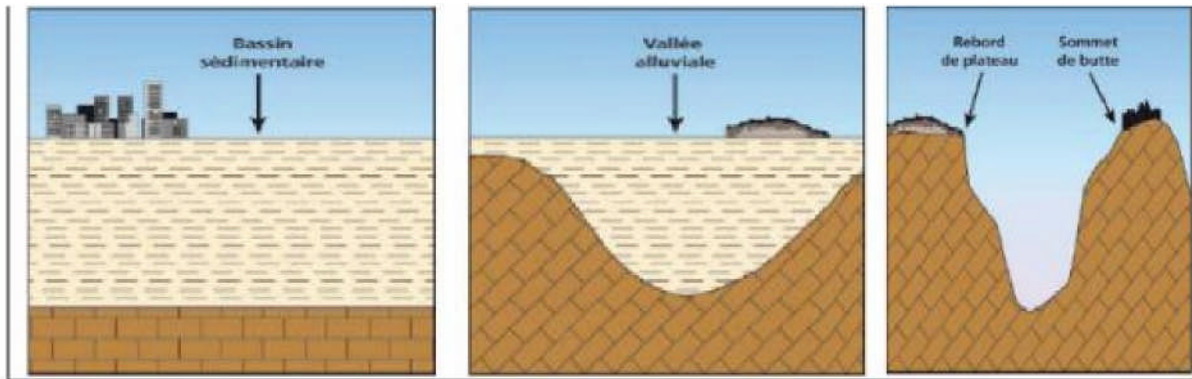
Par ailleurs, la rupture sismique peut entraîner l’apparition d’autres phénomènes naturels dangereux, tels que les mouvements de terrain ou la liquéfaction du sol, et plus rarement, les avalanches ou les tsunamis.

#### I.5.1. Effets directs et induits par le séisme

##### I.5.1.1.Effets directs

Il s’agit d’une amplification des ondes sismiques liée directement à la configuration

topographique ou géologique du site (déformation du terrain naturel) ; les ondes sismiques se trouvent piégées dans la structure. On en distingue deux types (Figure II.7) :



**Figure I.7:** Types de configuration des effets directs de site d'un séisme [2].

- **Les effets de site topographiques** : les sommets de butte, crêtes allongées, rebords de plateaux et de falaises sont le siège d'amplification importante du mouvement sismique.
- **Les effets de site liés à la structure et à la nature du sol** : les caractéristiques mécaniques (densité, rigidité, compressibilité), la géométrie des formations (empilement, remplissage de fond de vallée) peuvent aggraver les effets du mouvement sismique.

### I.5.1.2.Effets induits

Les effets induits par les séismes sont de grands mouvements de sols ou de l'eau pouvant résulter d'une conjonction de plusieurs causes. La liquéfaction des sols et les mouvements de terrains sont les deux principaux effets induits.

#### a) Les problèmes de liquéfaction

Il concerne les milieux granulaires (horizons sableux ou limoneux) gorgés d'eau. La liquéfaction des terrains (Figure II.8), résultant d'un tremblement de terre, entraîne des désordres au niveau de la composition du sol où reposent les fondations. Ceci provoque l'affaissement de la couche non liquéfiée sur la couche liquéfiée, et a pour conséquence le mouvement ou la giration de la structure. Les constructions reposant sur des sols soumis au phénomène, seront particulièrement instables.

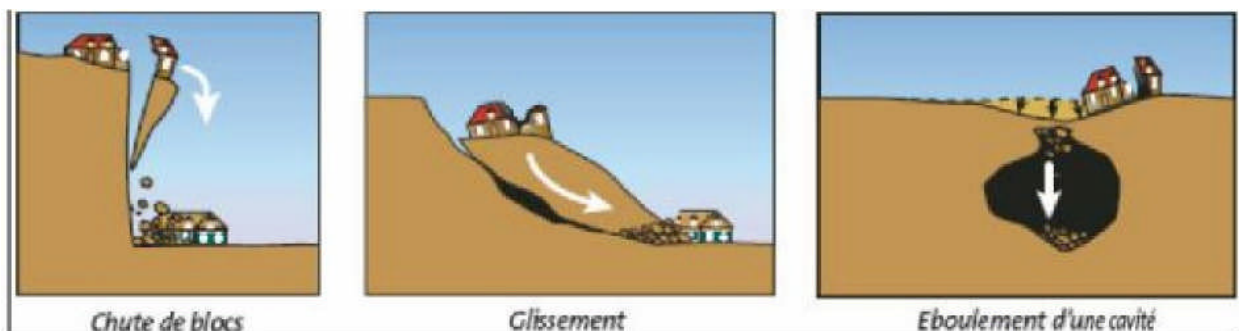


**Figure I.8:** Effet de liquéfaction des sols [2].

Le rez-de-chaussée de cette structure est devenu quasiment souterrain, la liquéfaction du sol a entraîné son enfoncement.

#### b) Les mouvements de terrains

Les séismes peuvent provoquer des instabilités de terrain par modification des conditions de l'équilibre géotechnique. Le plus souvent, la vibration sismique agit en tant que facteur déclenchant pour des terrains dont l'instabilité était le plus souvent latente. Les mouvements de terrain concernés peuvent être : des éboulements de cavités souterraines, des effondrements de falaises, des chutes de blocs, des glissements de terrain (Figure II.9).



**Figure I.9 :** Représentation schématique de mouvements de terrain

déclenchés par la vibration sismique [2].

#### c) Les tsunamis

Les séismes se produisant en mer à plus ou moins grande distance de la côte, peuvent parfois être à l'origine de raz-de-marée ou tsunamis. La plus importante caractéristique

d'un tsunami est sa capacité à se propager à travers tout un océan. Des côtes situées à des milliers de kilomètres de l'épicentre peuvent être frappées, et cela de manière très meurtrière et dévastatrice

### I.5.2.Effets sur les constructions

Les vibrations du sol engendrées par le séisme entraînent les constructions dans leurs mouvements. Ces dernières subissent des oscillations horizontales, verticales et de torsion dues à des déplacements du sol et à la dissymétrie de la rigidité des structures.

#### II.5.2.1.Effets des oscillations horizontales

La rigidité latérale du bâtiment est plus faible que la rigidité verticale, leurs oscillations horizontales sont en général les plus dangereuses. Ils subissent des translations, des balancements et des déformations d'ensembles, qui se répercutent sur les divers éléments constructifs. (Figure II.10)

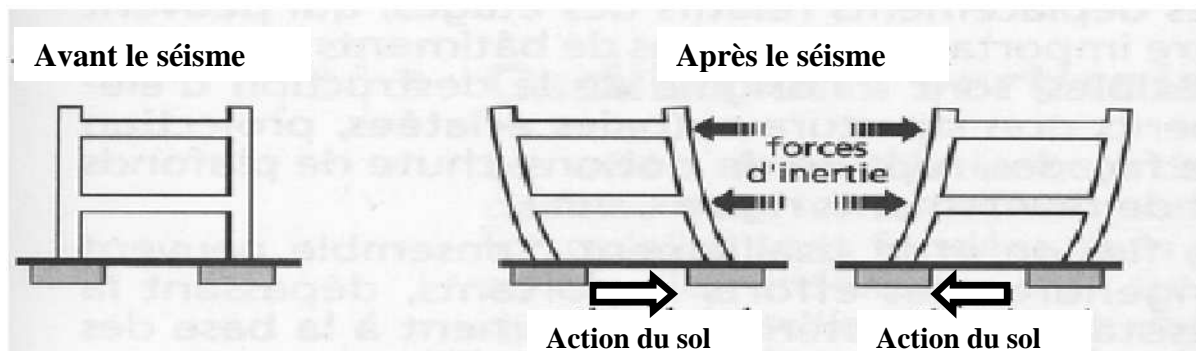


Figure I.10 : Oscillation horizontales [2].

#### I.5.2.2.Effets des oscillations verticales

Ces oscillations sont très riches en hautes fréquences, donc proches des fréquences d'oscillations libres des constructions, ce qui entraîne une amplification notable des efforts que ces dernières subissent. En effet, les bâtiments ont en général une grande rigidité verticale et vibrent donc dans cette direction à des fréquences élevées (Figure II.11).

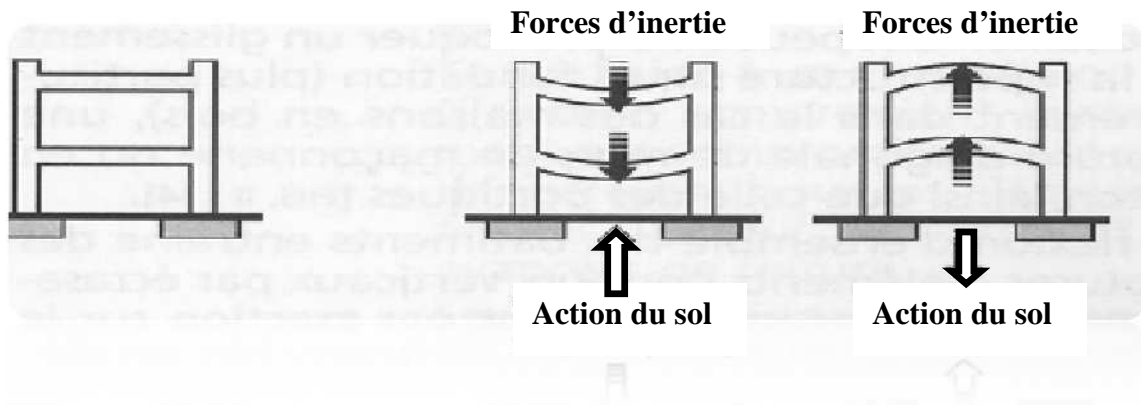


Figure I.11: Oscillations verticales [2].

### I.5.2.3. Effets des oscillations de torsion

Ces effets de torsion sont importants dans le cas des bâtiments de forme irrégulière ou possédant un contreventement excentré, c'est-à-dire le centre de gravité des bâtiments ne coïncide pas avec leur centre de rigidité représentant le centre de résistance aux charges latérales (Figure II.12). On distingue deux types de torsion :

- Torsion structurelle
- Torsion accidentelle

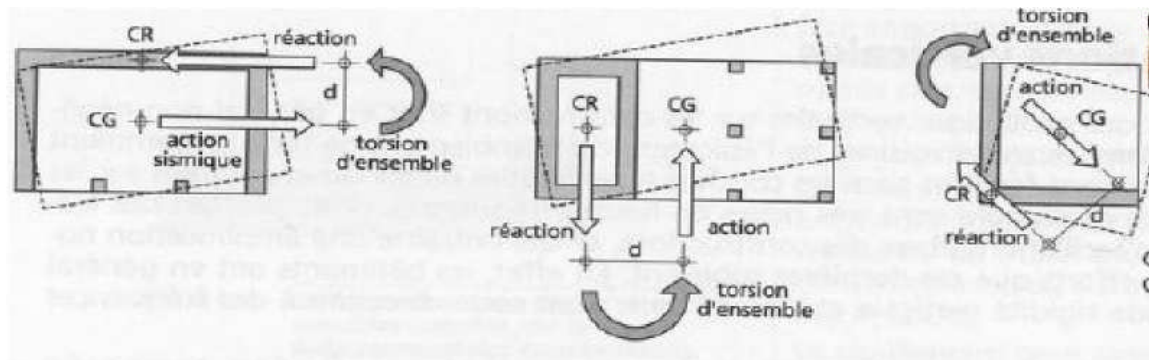


Figure I.12 : Oscillations de torsion [2].

## Partie B : La vulnérabilité sismique :

### I.6. Définition

La vulnérabilité caractérise la fragilité d'un élément exposé au phénomène naturel. On l'exprime par une relation entre les niveaux de dommages et les niveaux d'agression sismique (courbe de vulnérabilité). On peut distinguer une vulnérabilité physique (ou structurelle), humaine, fonctionnelle, économique, sociale, ...

On assimile le plus souvent la vulnérabilité à la résistance ou à l'endommagement

d'un type d'enjeux (population, bâtiments...) par rapport à la manifestation d'un phénomène naturel d'une intensité donnée.

La définition de la vulnérabilité sismique d'une structure diffère d'un auteur à un autre. En effet, Ambraseys (Belhouane, 2006), définit la vulnérabilité sismique comme étant le degré d'endommagement qu'infligerait un séisme de paramètre X (magnitude, intensité, amplitude... etc.), à une construction donnée. Autrement dit, c'est la mesure du taux d'endommagement relatif à chaque élément structural exprimé dans une échelle allant de zéro (pas d'endommagement) à l'unité (ruine de l'élément).

D'après Madelaigue, Nocevski, Petroveski et Millutinovic, pour exprimer la vulnérabilité sismique d'une structure, on doit tenir compte de ses caractéristiques intrinsèques (capacité, déformation, caractéristiques des matériaux...etc.), d'un ou plusieurs paramètres relatifs au séisme (intensité, magnitude...etc.), et faire appel à une échelle d'endommagement (Belheouane, 2006).

Enfin, la vulnérabilité sismique peut être définie comme étant le taux d'endommagement que puisse subir une structure lors d'un séisme.

### I.7. Notion de risque sismique

Le risque sismique est défini par la probabilité de perte en biens, en activités productives et en vies humaines au cours d'une période de référence. Il peut être évalué pour une construction, pour une ville ou pour une région spécifique.

Le risque est caractérisé par :

- l'aléa sismique.
- Les enjeux et leur vulnérabilité par rapport au phénomène sismique.

$$\text{Risque sismique} = \text{Aléa sismique} * \text{Vulnérabilité sismique}$$

#### I.7.1. Aléa sismique

Si l'on se réfère à la terminologie proposée en 1980 par l'UNDRO (*Office of the United Nations Disasters Relief Coordinatoor*), on entend par Aléa sismique un site donné, qui est défini par la probabilité qu'au cours d'une période de référence, un séisme atteigne ou dépasse en ce site une certaine intensité (intensité macroscopique, accélération

maximale du sol...)[3].

### **I.7.2. Les enjeux**

Sont les personnes, les biens et l'environnement menacés par un ou plusieurs aléas et susceptibles de subir des préjudices ou des dommages.

### **I.8. Vulnérabilité sismique des constructions**

La vulnérabilité d'une construction est définie comme le rapport du coût des dommages attendus pour un séisme d'une intensité donnée au coût de la construction, exprimé en pourcentage. Elle est pratiquement nulle pour les séismes d'intensité inférieure à VI, qui n'entraînent pas de dommages aux bâtiments. Pour les séismes d'intensité XI et XII, la vulnérabilité des constructions non parasismique est égale à 100% [4].

#### **I.8.1. Vulnérabilité des bâtiments existants**

Le bâti existant pose des problèmes importants de sécurité en cas de tremblement de terre. Il est omniprésent et les opérations visant à lui conférer une certaine résistance aux séismes sont de plus en plus fréquentes, en accord avec l'évolution sociétale. Par conséquent, les quartiers ou bâtiments anciens présentent un risque sismique considérable. Ils abritent, en plus de logements, de nombreux équipements, services, commerces et administrations dont certains stratégiques, indispensables à la gestion d'une crise (mairie, casernes de pompiers, etc.).

#### **I.8.2. Evaluation de la vulnérabilité sismique**

Une évaluation exacte de la vulnérabilité d'un ouvrage aux séismes est une opération longue et laborieuse. Les étapes et les interventions nécessaires doivent être préparées minutieusement. Elles concernent la typologie, Les renseignements généraux concernant la structure et les facteurs pathologiques.

##### **I.8.2.1. Description générale du bâtiment**

###### **➤ Données générales sur le bâtiment**

Ces données décrivent la construction et concernent :

- Caractéristiques générales (Propriétaire, destination...Ect), classe d'importance socio-économique (1A, 1B, 2, 3), descriptif sommaire (nombre et hauteur des niveaux,

nombre et hauteur de sous-sols, terrasse...Ect) et information sur la construction (année de construction, construction calculée au séisme, construction vérifiée par le C.T.C).

➤ **Données sur l'implantation :**

Ces données concernent le site et l'environnement du bâtiment.

➤ **Caractéristiques géométriques du bâtiment**

Ces données concernent les dimensions en plan, la régularité en plan et en élévation, le nombre de files porteuses ainsi que la redondance des files.

➤ **La typologie du bâtiment**

Ces typologies sont définies en fonction du système porteur vertical par exemple :

- Constructions en portiques auto - stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie dense,
- Constructions en voiles en béton armé,
- Constructions en portiques en charpentes métalliques avec remplissage en maçonnerie,
- Constructions mixtes (voiles + portiques),

➤ **Système de contreventement**

Le système de contreventement est l'élément clé dans l'analyse de la vulnérabilité d'un bâtiment. Sa nature, sa présence dans les deux sens, les éléments de remplissage, les ouvertures sont des facteurs très importants.

➤ **Le sol**

Une classification des sols en quatre catégories (rocheux, ferme, meuble et très meuble) est donnée par le Règlement parasismique Algérien 99 version 2003.

### **I.8.2.2.Niveau d'agression sismique**

La vulnérabilité croît avec l'intensité du séisme. On peut ne l'évaluer que pour le séisme maximal retenu ou par rapport à plusieurs niveaux d'agression sismique, généralement trois

- **séismes faibles :**

Intensité modérée mais significatif, elle correspond au degré VII sur l'échelle d'intensité macrosismique MSK et à une accélération maximale du sol  $a_s = 1 \text{ m/s}^2$ .

- **Séismes moyens:**

Intensité élevée, elle correspond à l'intensité VIII sur l'échelle MSK et à une accélération du sol  $a_s = 2 \text{ m/s}^2$ .

- **Séismes forts:**

Intensité très élevées, elle correspond à l'intensité IX sur l'échelle MSK et une accélération du sol  $a_s = 4 \text{ m/s}^2$ .

### I.8.2.3. Niveaux de performance

Divers niveaux de comportement peuvent être recherchés pour un niveau d'agression sismique donné. Il paraît pertinent d'apprécier la capacité de la structure au moins par rapport à deux degrés de " performances : non effondrement et fonctionnalité.

- ❖ **Non-effondrement** : cette exigence, visant à assurer la sauvegarde des vies humaines, est suffisante pour la plupart des bâtiments courants. L'ouvrage peut nécessiter la démolition après un séisme fort.
- ❖ **Fonctionnalité** : l'ouvrage et son exploitation doivent pouvoir " fonctionner " après un tremblement de terre. Les dommages structuraux et les dommages non structuraux ne compromettant pas le fonctionnement ou ne rendant pas la construction impropre à sa destination sont donc admis. Cette exigence est requise pour les ouvrages stratégiques, abritant des activités nécessaires à la gestion de la crise et pour tout bâtiment dont le maître d'ouvrage exige la poursuite d'exploitation immédiate.

***Chapitre II***  
***Méthodes d'évaluation de la***  
***vulnérabilité sismique***

## II.1.Introduction

Les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique diffèrent par leur complexité, leurs précisions, et leur objectif. Les différentes approches d'évaluation de la vulnérabilité reposent généralement sur l'utilisation de fonction de vulnérabilité qui exprime le pourcentage de dommages subis par un type de structures pour différentes intensités sismiques. Ces fonctions de vulnérabilité sont élaborées en général à partir de l'observation des dommages causés par les séismes passés (Matrice de probabilité de dommages, jugement d'experts, etc.) [15].

En l'absence de données suffisantes, le recours à des modèles analytiques permettant de construire les courbes de fragilité des bâtiments est une alternative intéressante.

Nous pouvons considérer qu'il ya deux approches principales pour évaluer la vulnérabilité sismique des structures : Une *approche probabiliste* basée sur des méthodes empiriques (statistique), et une *approche déterministe* fondé sur des modèles numériques ou analytiques [14].

## II.2.Méthodes empiriques

Les premières méthodes d'analyse de la vulnérabilité à grande échelle, basées sur les inspections visuelles, se sont développées aux états unis (ATC 21,1988 ; FEMA, 1997 ; HAZUS, 1999).

La méthodologie HAZUS(1999) est une approche développée par l'institut nationale des sciences de la construction (*National institut of building sciences, NIBS*), le rapport ATC-13 à servi de fondement pour l'élaboration du logiciel HAZUS. Ce logiciel interactif permet d'évaluer le risque sismique à partir du jugement d'experts pour 36 modèles de bâtiment correspondant à la classification typologique du FEMA 1997. (*Federal Emergency Management Agency*) [15].

A l'échelle européenne, plusieurs groupes travaillent en collaboration sur la vulnérabilité sismique des structures, parmi lesquels on peut citer le groupe national de défense contre les tremblements de terre en Italie GNDT (GNDT 1993), les groupes AFPS et CETE en France...etc [14].

Récemment un projet européen (RISK-UE, 2003) s'est focalisé sur la vulnérabilité de sept villes européenne ; Nice(France), Barcelone (Espagne), Catane (Italie), Sofia (Bulgarie), Bucarest (Roumanie), Thessalonique (Grèce) Et Bitola (Macédoine), piloté par des institutions

universitaires et organismes de recherches, un consensus à été atteint pour la définition d'une méthodologie d'évaluation du risque sismique appliqué à l'échelle européenne [14].

Par la suite, une étude bibliographique à été menée par le groupe de travail de l'association française de génie parasismique (AFPS) «vulnérabilité sismique de bâti existant-Approche d'ensemble» (Combescure et al, 2005) en vue d'une application, en France [14].

Ces méthodes ont été établies sur la base d'observation post-sismique des niveaux de dommages observés en fonction du type de construction. Ces niveaux de dommages constatés ne peuvent être reliés à un mouvement du sol en l'absence d'enregistrement, mais seulement à une intensité macrosismique, estimés elle-même à partir des dégâts [13].

Cette incohérence est une limitation de ces méthodes. Par ailleurs, les relations entre paramètres structuraux et dommages sont estimées de manière statique [13].

Ces approches basées sur le retour d'expérience statique exigent la prise en compte d'un échantillon élevé des structures et ne sont valides que pour la région étudiée, par conséquent, une approche déterministe fondée sur des méthodes numériques ou analytiques peut être plus intéressante pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique d'une structure dans une zone donnée [15].

### **II.3.Méthodes déterministes basées sur la performance :**

L'avènement du «*Performance Based Design*» en ingénierie sismique a mené au développement récent de diverses méthodes, tant pour la conception parasismique de nouveaux bâtiments que pour l'évaluation de risque des bâtiments existants [13].

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 [13].

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 complexité des modèles et le nombre de calculs à réaliser [13].

### **II.4.L'analyse Pushover :**

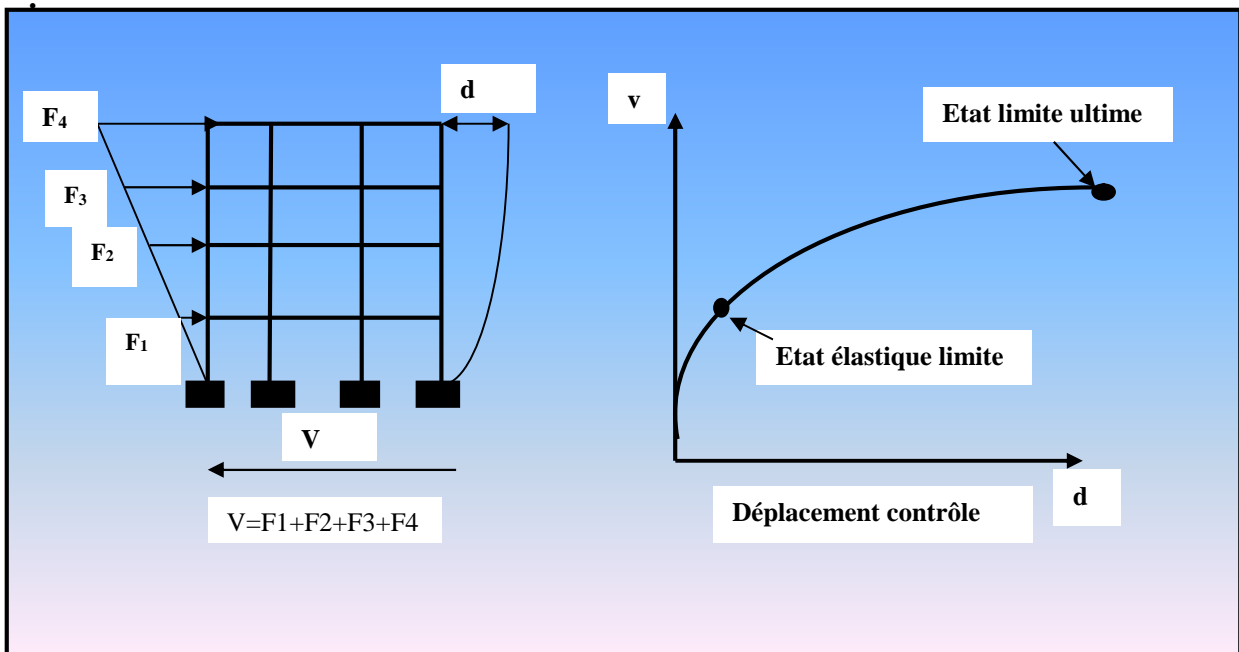
#### **II.4.1.Introduction**

L'analyse en poussée progressive (*Pushover* en anglais) est une analyse statique non linéaire. Elle est exécutée en imposant des charges horizontales distribuées sur la hauteur de la structure, croissant de façon monotone de zéro jusqu'à l'état limite ultime correspondant à l'initiation de l'effondrement de la structure. Les charges gravitaires demeurent constantes durant l'analyse.

L'analyse *Pushover* est appliquée pour vérifier la performance sismique des structures, en particulier pour :

- Évaluer les mécanismes plastiques attendus et les dommages en déterminant la formation et la distribution des rotules plastiques successives conduisant à un mécanisme de ruine.
- évaluer les forces et les déplacements post-élastiques de la structure.
- évaluer la performance sismique des structures existantes ou renforcées.

Le résultat de l'analyse *Pushover* est une courbe de " capacité " de la structure (appelée aussi courbe *Pushover*), qui donne une relation graphique entre l'effort tranchant à la base de cette dernière et le déplacement de contrôle ( $d$ ), qui, en général, pour un bâtiment, est choisi comme étant le déplacement en tête de ce dernier (Figure II.1).



**Figure II. 1** : Signification physique de la courbe de capacité.

#### II.4.2. Niveau d'endommagement décrit par une courbe de capacité

La courbe de capacité indique le niveau d'endommagement de la structure. En effet,

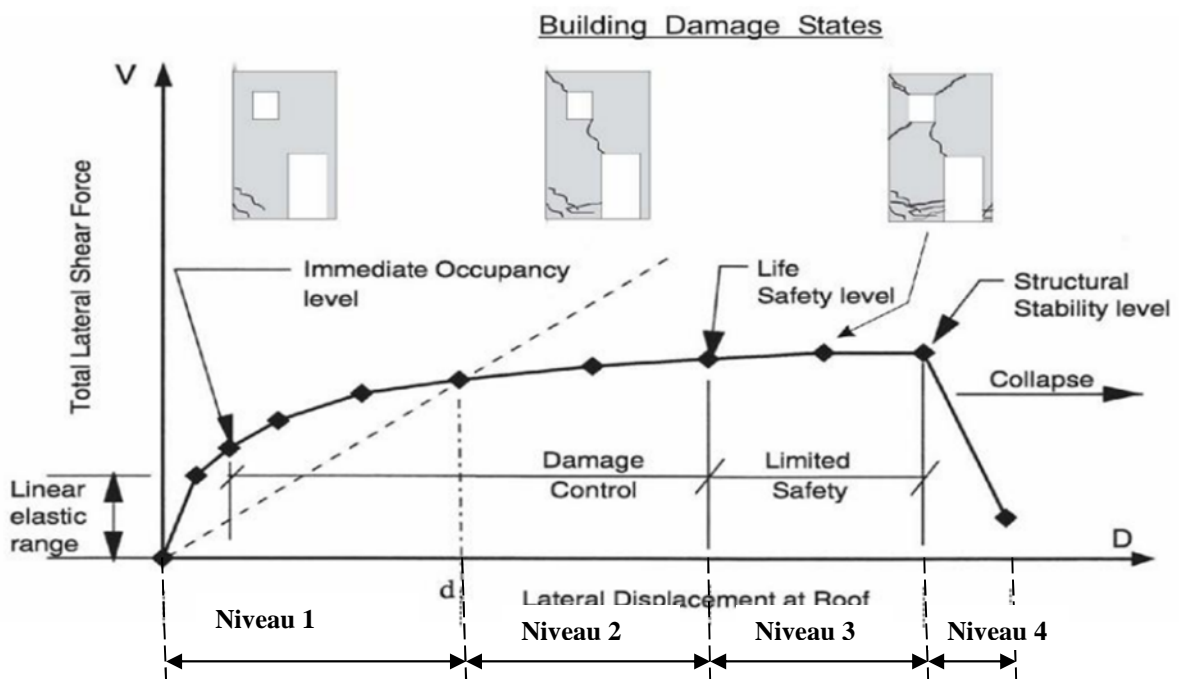
d'après la Figure(II.2), nous remarquons que la courbe est composée de quatre segments, chaque segment correspond à une étape d'endommagement de la structure.

a) Le premier niveau correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement).

b) Le deuxième niveau d'endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer.

c) Le troisième niveau représente un état d'endommagement avancé, la stabilité de la structure est en danger.

d) Le quatrième niveau, la structure est susceptible de connaître l'effondrement, et ne présentant aucune capacité de résistance.



**Figure II.2 :** Niveaux d'endommagement décrits par courbe de capacité (ATC 40).

### II.4.3. Description de l'analyse Pushover

L'analyse statique Pushover est basée sur l'hypothèse que la réponse d'une structure peut être assimilée à celle d'une structure à un seul degré de liberté équivalent. Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximal) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé par un

système linéaire équivalent.

La méthode Pushover est basée sur le principe que la capacité d'atteindre un niveau de performance est évaluée en termes de déplacements, la structure est soumise à un chargement incrémental distribué le long de la hauteur, la courbe de capacité est obtenue en contrôlant le déplacement en tête de structure [7].

La distribution de charges et le déplacement cible sont basés sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant le séisme [18].

Le principe de la méthode push-over consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse non linéaire en poussée progressive (push over) avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme (spectre de réponse) [4].

L'intersection de ces deux courbes représente le point de performance permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et subséquentement son degré de pénétration dans le domaine plastique [4,20].

#### **II.4.4. But de l'analyse Pushover**

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

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

des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.

- L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement.

### II.5.Evaluation du déplacement maximal :

Deux approches principales sont proposées, l'une l'utilise l'amortissement, comme dans L'ATC40, l'autre utilise la ductilité, comme dans L'Eurocode8 [8].

L'Eurocode permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux. Le spectre inélastique est obtenu en réduisant le spectre élastique par un facteur (R) qui dépend de la ductilité de la structure ( $\mu$ ), tandis que les normes américaines prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficient d'amortissement visqueux [8].

Dans les deux cas, le point de performance obtenu devrait correspondre avec le déplacement maximal qu'on obtiendrait par la méthode non linéaire dynamique temporelle.

#### II.5.1.Approche en ductilité (Eurocode8) :

Elle a été proposée par *Fajfar* en 1998. Elle utilise des spectres inélastiques, avec un coefficient réducteur **Ru**, pour passer du spectre élastique ( $\beta = 5\%$ ,  $\mu = 1$ ), aux spectres inélastiques ( $\mu > 1$ ).

#### II.5.2.Approche en amortissement (méthode de capacité spectrale)

##### II.5.2.1.Introduction

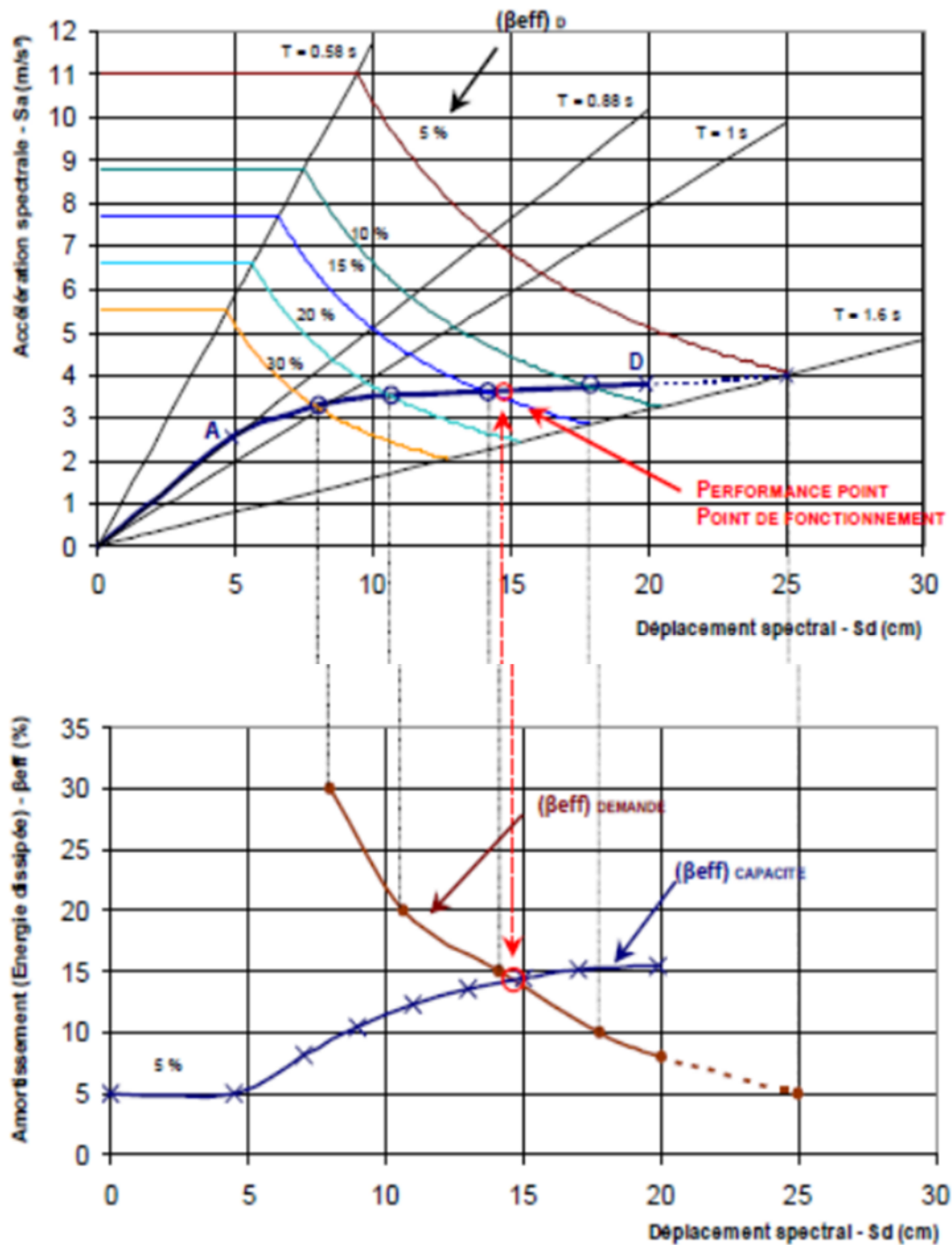
La méthode de capacité spectrale est l'une des méthodes les plus utilisées pour l'estimation de la performance sismique des structures. Développée par Freeman, cette méthode a connu par la suite plusieurs modifications, les versions les plus récentes (Procédure A, B, C) sont exposées dans l'ATC40 [9].

La méthode consiste à superposer dans un graphe de type ( $\beta_{\text{eff}}-S_d$ ) la courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse non linéaire en poussé progressive (courbe de capacité) et celle représentative de la sollicitation apportée par le séisme (Demande) [12].

La courbe de capacité est obtenue en appliquant à la structure un chargement incrémental distribué sur la hauteur du bâtiment [12].

La demande sismique inélastique est obtenue par la réduction du spectre de réponse élastique amorti à 5% par des facteurs qui dépendent de l'amortissement effectif de la structure ( $\xi=5\%$ ) [12].

L'intersection de ces deux courbes représente le point de performance, qui permet d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira.



**Figure II.3 :** Point de performance correspondant au point d'intersection de la demande  $(\beta_{eff}-S_d)_D$  et de la capacité  $(\beta_{eff})_C$  à dissiper de l'énergie.

### II.5.2.2 la courbe de capacité

La courbe traduisant le comportement de la structure est tracée en portant en

abscisse le déplacement du sommet (d) et en ordonnée l'effort tranchant à la base (V) (Figure II.4).

Cette courbe est ensuite transformée dans la représentation (S<sub>a</sub>-S<sub>d</sub>) par l'intermédiaire des paramètres propres au premier mode de vibration (Figure II.5) [27, 28]. On a donc :

$$S_a = V \alpha_1 / W \dots\dots\dots (II.2)$$

$$S_d = \Delta_s / (P_{f1} \times \phi_{1s}) \dots\dots\dots (II.3)$$

Avec :

$$\alpha_1 = \text{coefficient de la masse modale [3,9] ; } \alpha_1 = \frac{(\sum_{i=1}^{i=n} m_i \phi_i)^2}{(\sum_{i=1}^{i=n} m_i)(\sum_{i=1}^{i=n} m_i \phi_i^2)} \dots\dots\dots (II.4)$$

$$P_{f1} = \text{facteur de participation du premier mode [3,9] ; } P_{f1} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^{i=n} m_i \phi_i^2} \dots\dots\dots (II.5)$$

$\phi_1$  = amplitude au sommet, du premier mode qui est normalisé à 1.

W = poids total de la structure.

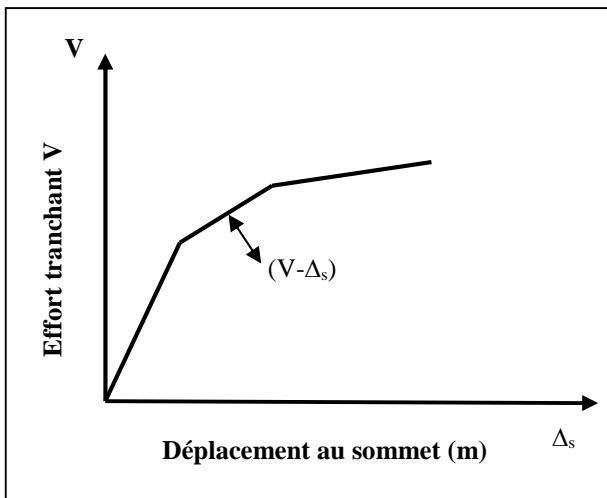


Figure II.4 : Courbe de capacité dans le format (V<sub>base</sub>- D<sub>sommet</sub>)

Transformation  
→

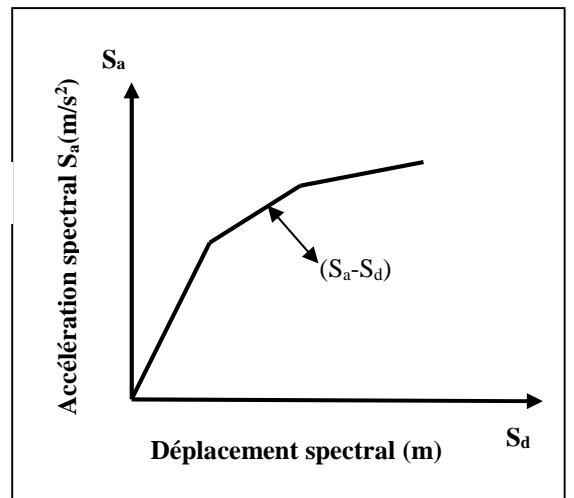


Figure II.5 : Courbe de capacité dans le format (S<sub>a</sub>-S<sub>d</sub>)

**II.5.2.3. la demande sismique**

La notion la plus répandue pour représenter un séisme est le spectre de réponse qui nous fournit la réponse maximale d'oscillateurs linéaire soumis à un séisme.

**a) La courbe de demande sismique en format (S<sub>a</sub>-S<sub>d</sub>)**

Dans la représentation classique des codes parasismiques, chaque point du spectre de

réponse élastique est représenté dans un diagramme  $S_a = f(T)$ , pour un amortissement de type visqueux ( $\xi$ ) (Figure II.6) [6].

Avec :  $S_a$  : accélération spectrale.

$T$  : période d'oscillation.

Chacun des points précédents  $S_{ai} = f(T_i)$  est transformé dans un diagramme  $S_a = f(S_d)$  (Figure II.7) ou ( $S_d$ ) est le déplacement spectral donné par la relation(II.5) [6].

$$S_{de} = \frac{T}{4\pi^2} S_{ae} \dots\dots\dots (II.6)$$

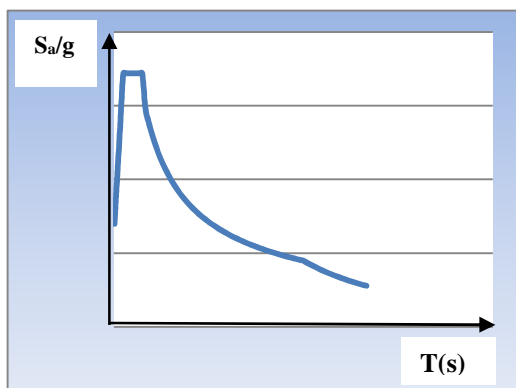


Figure II.6 : Spectre de réponse dans le format ( $S_a/g-T$ ).

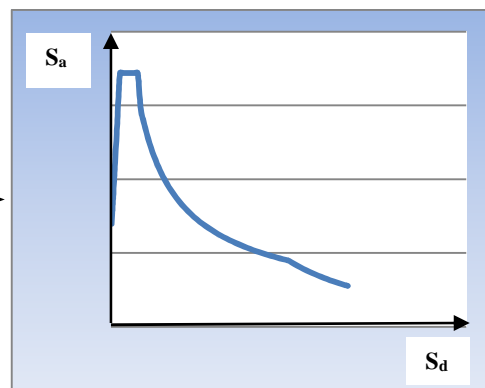


Figure II.7 : Spectre de réponse dans le format ( $S_a-S_d$ ).

**II.5.2.4.L'amortissement effectif**

L'amortissement qui intervient lorsque la structure est dans le domaine inélastique peut être considéré comme une combinaison d'amortissement visqueux inhérente à la structure et l'amortissement d'hystérésis [12].

L'amortissement visqueux inhérent à la structure est supposée constant, égal à 0,05(5%).

L'amortissement d'hystérésis peut être représenté par un facteur d'amortissement visqueux équivalent noté ( $\beta_0$ ) en utilisant des équations disponibles dans la littérature. Le règlement ATC40 propose de déterminer le terme ( $\beta_0$ ) en utilisant l'équation suivant :

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \dots\dots\dots (II.7)$$

Avec :

$\beta_0$  = Amortissement visqueux équivalent associé à l'aire complète de la boucle hystérétique.

$E_D$  : Energie dissipée par comportement visqueux équivalent.

$E_{S0}$  : Energie de déformation maximale.

Ainsi chaque point de la courbe de capacité porte en lui une possibilité de dissiper de l'énergie, sous la forme d'un amortissement effectif  $\beta_{eff}$ , donné par la formule suivante :

$$\beta_{eff} = \beta_E + \kappa \beta_0 \dots\dots\dots (II.8)$$

Avec :

$\beta_E$  : amortissement visqueux du domaine élastique ( $\beta_E = 5\%$ ).

$\kappa$  : coefficient de capacité de dissipation d'énergie, lié en particulier à la typologie et à l'âge de la structure, ainsi qu'à la durée du séisme.

Le développement de l'équation donne une autre écriture du terme ( $\beta_0$ ) qui est fonction des points ( $a_{pi}$  ;  $d_{pi}$ ) et ( $a_y$  ;  $d_y$ ) :

$$\beta_0 = \frac{63,7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \dots\dots\dots (II.9)$$

Ainsi, l'amortissement effectif ( $\beta_{eff}$ ) associé à un déplacement maximal ( $d_{pi}$ ) peut être exprimé par l'équation suivante

$$\beta_{eff} = \beta_0 + 5 \dots\dots\dots (II.10)$$

$$\beta_{eff} = \frac{63,7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \dots\dots\dots (II.11)$$

Un facteur correcteur noté ( $\kappa$ ) est introduit dans (II.11) l'équation pour tenir compte de la justesse de représentation de l'hystérésis de la structure par un parallélogramme.

$$\beta_{eff} = \kappa \beta_0 + 5 = \kappa \left( \frac{63,7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \right) + 5 \dots\dots\dots (II.12)$$

Le facteur  $\kappa$  dépend du comportement structural du bâtiment. Le règlement ATC40 considère trois types de comportement (Type A, B et C) (Annexe A-1).

Le choix de type du comportement (Type A, B et C) dépend de la qualité des éléments structuraux mais aussi de la durée de l'onde sismique (Annexe A-2).

**II.6. Détermination de point de performance :**

**II.6.1.Introduction :**

Dans L'ATC40, trois procédés (A, B et C) sont proposée pour la détermination du point de performance, les procédures A, B sont des méthodes analytiques, basée sur des formules mathématiques, tandis que la procédure C est graphique [11].

La procédure A est itérative, la convergence vers un point de performance peut nécessiter plusieurs itérations, tandis que la procédure B est basée sur une hypothèse simplificatrice qui conduit à une solution directe [9].

Dans cette étude, le point de performance est évalué en utilisant la méthode de capacité spectrale, recommandée par le code américain ATC40.

**II.6.2.Développement des diagrammes ( $\beta_{eff} - S_d$ )**

**a) La demande spectrale ( $\beta_{eff} - S_d$ )<sub>D</sub>**

Le diagramme ( $\beta_{eff} - S_d$ )<sub>D</sub> pour la demande sismique [6] est défini par :

- $S_d$  : le déplacement spectral qui correspond à l'intersection du spectre de capacité et les branches de spectre de la demande sismique pour  $\beta_{eff} \geq 5\%$ . (Figure II.8).
- $\beta_{eff}$  : l'amortissement des branches de la demande pour  $\beta_{eff} \geq 5\%$ . Les coefficients de réduction spectraux pour les branches de spectre dont l'amortissement  $\beta_{eff} \neq 5\%$ .

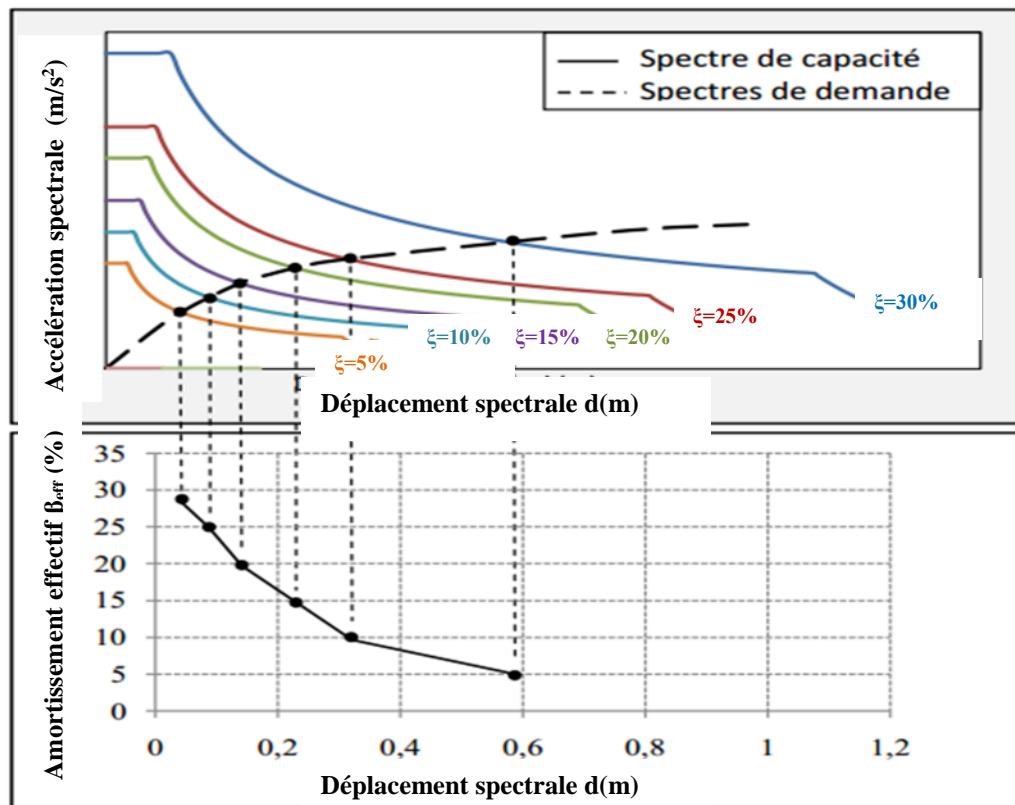


Figure II.8 : Diagramme  $(\beta_{eff}-S_d)_D$  de la demande sismique.

b) *La capacité sismique*

La courbe de capacité est représentée par un point (A) de coordonnées  $(d_y, a_y)$  qui définit les limites élastiques, et un point (B) de coordonnées  $(d_u, a_u)$  qui définit les limites ultimes (Figure II.9).

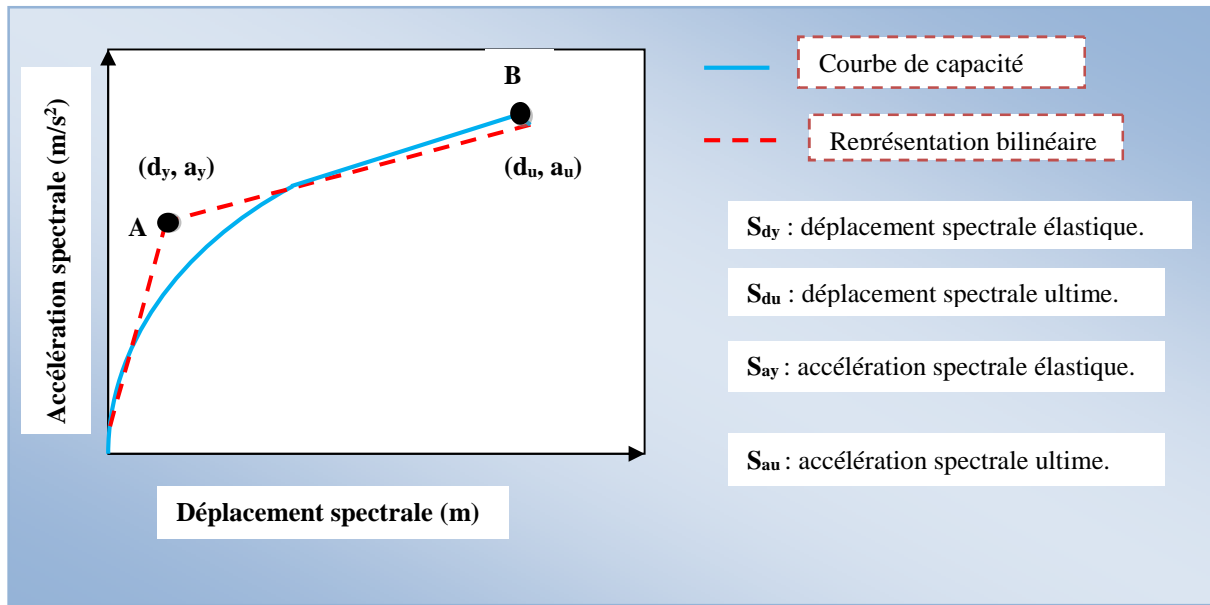


Figure II.9 : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.

L'énergie dissipée en chaque point de coordonnées  $(d_{pi}, a_{pi})$  sous forme d'amortissement effectif est donnée par la formule suivante [30].

$$\beta_{eff} = \kappa \beta_0 + 5 = \kappa \left( \frac{63,7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \right) + 5 \quad \dots\dots\dots (II.13)$$

$\kappa$  : coefficient de capacité de dissipation d'énergie.

$(d_y, a_y)$  : limites élastiques en déplacement et en accélération respectivement.

$(d_{pi}, a_{pi})$  : coordonnées du point (i) de la courbe de capacité.

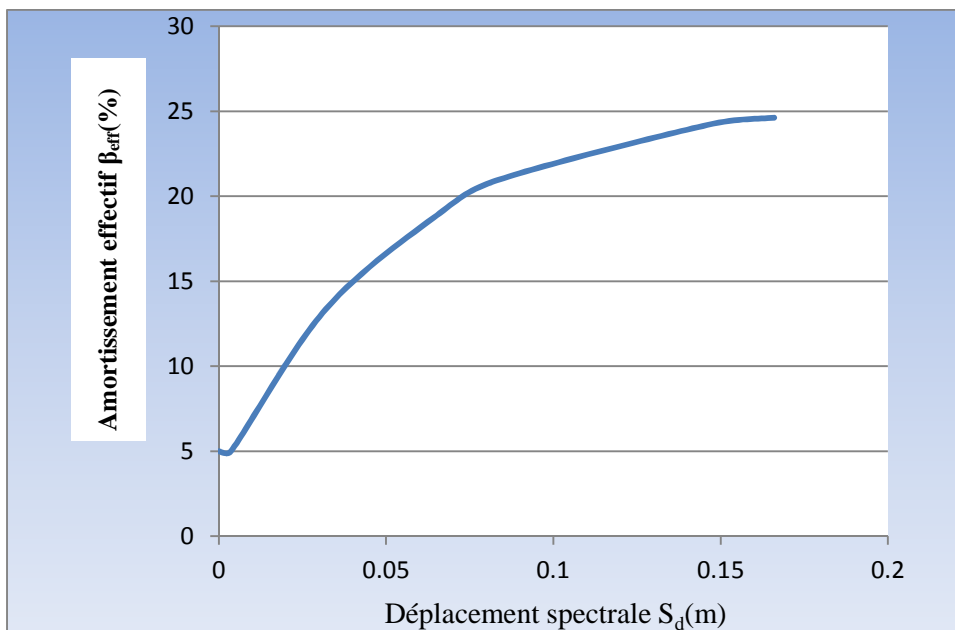


Figure II.10 : Diagramme  $(\beta_{eff}-S_d)_C$  de la capacité sismique.

### II.6.3. Superposition des diagrammes $(\beta_{eff}-S_d)_D$ et $(\beta_{eff}-S_d)_C$

Les courbes de la demande et de la capacité ainsi obtenues sont superposées, leur intersection donne directement le point de performance sans itération (Figure II.11).

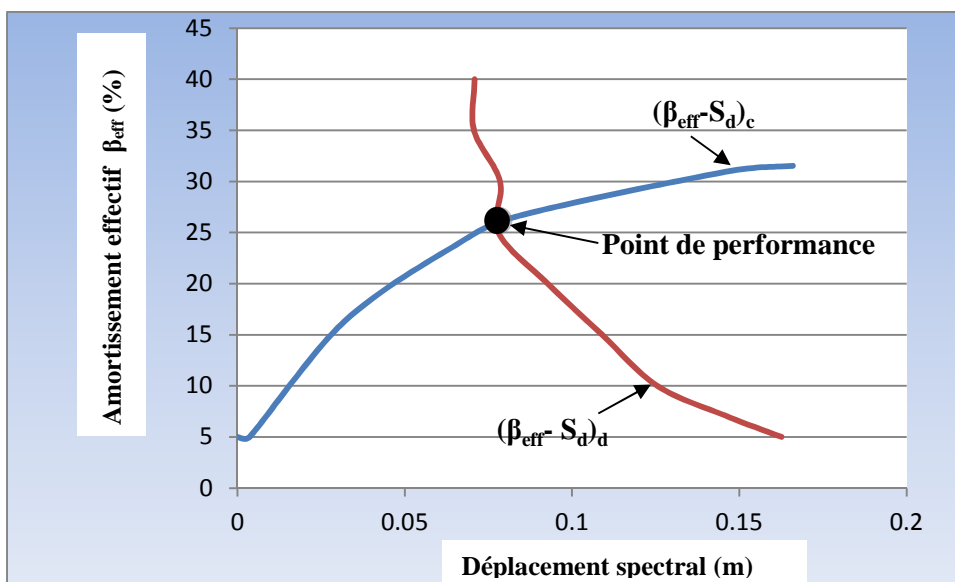


Figure II.11 : superposition des diagrammes  $(\beta_{eff}-S_d)_D$  et  $(\beta_{eff}-S_d)_C$ .

## II.7. Comportement non linéaire des poteaux et des poutres

### II.7.1. Définition

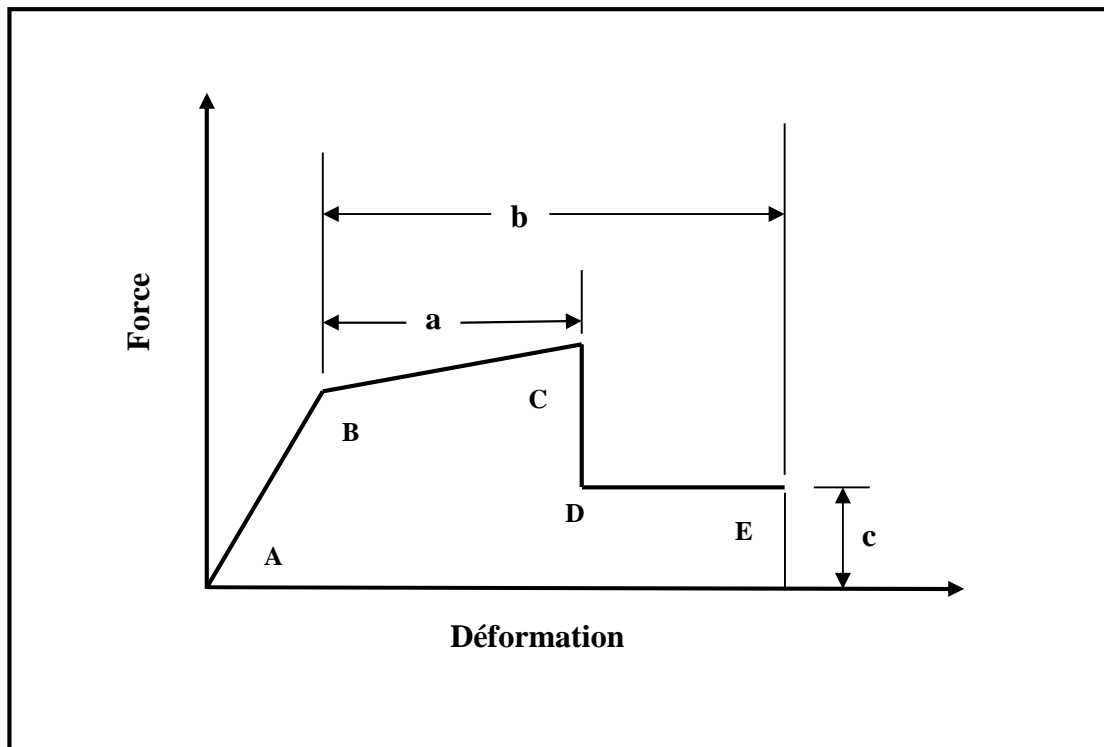
Le comportement global non linéaire d'une structure de type poteaux -poutres est

décrit par la formation des rotules plastiques en un ou plusieurs de ses éléments.

Les rotules plastiques sont des zones qui, sous une sollicitation sismique, perdent leur capacité de résistance et deviennent une sorte d'articulation, permettant la rotation de l'élément. La rotule plastique définit le comportement post-élastique de l'élément considéré, permettant la dissipation d'une quantité importante d'énergie avant sa rupture. Cette propriété est connue sous le nom de la ductilité des matériaux.

Ces rotules plastiques sont caractérisées par certains paramètres qui définissent la capacité de déplacement, ou de rotation de la rotule, avant sa rupture.

Pour chaque type de rotule, le comportement non linéaire est défini par un modèle idéalisé, représenté par une courbe (force – déformation) (Figure II.12) [31].



**Figure II.12 :** Loi de comportement des rotules plastiques.

La courbe est composée d'une réponse linéaire (réponse élastique) entre les points **A** et **B**.

Au point **B**, l'élément atteint la limite élastique et à nouveau une réponse linéaire est observé avec une rigidité réduite entre les points **B** et **C**.

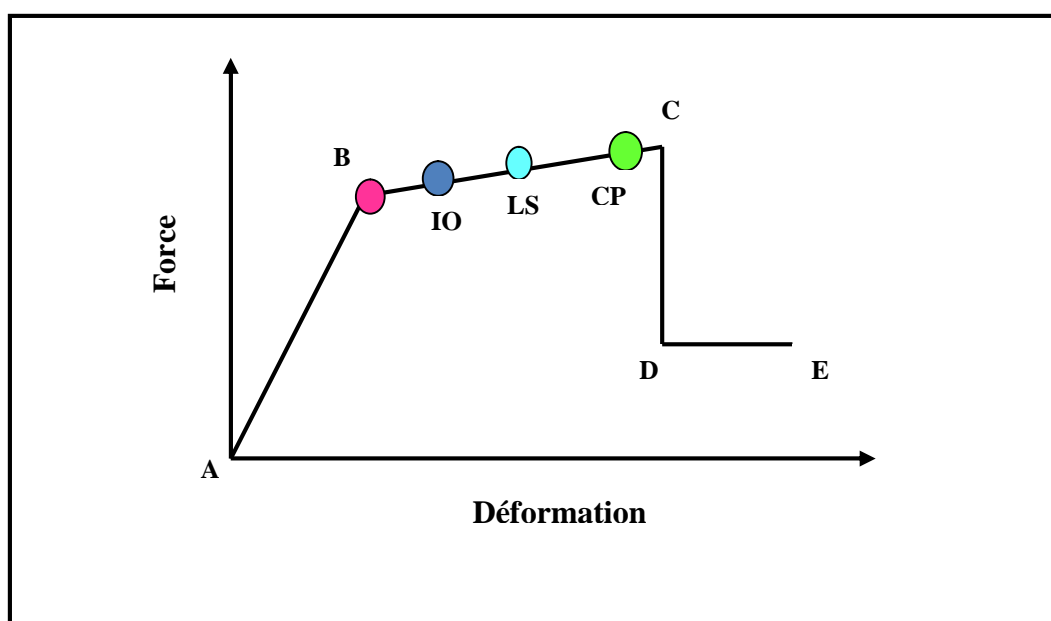
Au point **C**, une réduction soudaine de la résistance de l'élément se produit et le graphique tombe au point **D**.

Au-delà du point **D**, l'élément répond avec une résistance réduite jusqu'au point **E**, où la perte définitive de la résistance de l'élément a lieu.

Les paramètres **a**, **b** et **c** désignent les déformations qui se produisent après dépassement de la limite élastique de l'élément, c'est-à-dire, la déformation plastique. Ces paramètres sont déterminés par le logiciel de calcul en se référant aux tableaux donnés dans le code FEMA 273 [31].

### II.7.2. Critères d'acceptation et niveau de performance de la rotule plastique (Niveaux de dommages)

Le règlement **FEMA 273** [31] utilise trois points pour définir l'état de dégradation de chaque section (Figure II.13).



**Figure II.13** : Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages.

- Niveau **IO** (Immediate Occupancy) : les dommages sont relativement limités, la section garde une grande partie de sa raideur initiale.
- Niveau **LS** (Life Safety) : la section a subi des dommages importants, pouvant entraîner une perte significative de sa raideur.
- Niveau **CP** (Collapse Prévention) : la section a subi de grandes déformations post élastiques, au delà de ce niveau la section est susceptible de se rompre.

### II.7.3. Ductilité de la structure

#### II.7.3.1. Définition

La ductilité est la capacité d'une structure à supporter de larges déformations dans le domaine post-élastique sans jamais enregistrer une réduction substantielle de sa résistance. En d'autres



## II.8. Estimation des degrés des dommages

L'échelle de dommages utilisée est l'échelle macrosismique européenne EMS98.

Ordre d'accélération	Description et attribution des dommages probables	
	Description	Attribution de degré de dommage
<b>0,15g-0,20g</b>	<p><b>Dommages structuraux modérés, dommages non structuraux importants</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Fissures dans les structures de types portiques (poteaux et poutres) et dans les structures avec murs.</li> <li>-Fissures dans les cloisons et les murs de remplissage et les revêtements friables et du plâtre.</li> <li>-Chute du mortier aux jonctions entre les panneaux des murs</li> </ul>	<b>2</b>
<b>0,20g-0,30g</b>	<p><b>Dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très important</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures.</li> <li>-Ecaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armatures longitudinales.</li> <li>-Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage.</li> </ul>	<b>3</b>
<b>0,30g-0,40g</b>	<p><b>Dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très important</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures.</li> <li>-Ecaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armatures longitudinales.</li> <li>-Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage.</li> </ul>	<b>4</b>

<b>Au de la de 0,40g</b>	<b>Dégâts très importants (Dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants)</b> -Fissures importantes dans les éléments structuraux avec défaillance en compression du béton et rupture des barres à haute adhérence ; Perte de l'adhérence acier béton; basculement des poteaux. -Ecoulement de quelques poteaux ou d'un étage supérieur.	<b>5</b>
------------------------------	--	----------

**Tableau II.1:** Classification de dégâts aux structures.

## *Chapitre III*

### *Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux*

### III.1.Introduction

Le but de ce chapitre est de représenter l'ouvrage à étudier. Il s'agit d'une clinique Médico-chirurgicale composée de sept niveaux, implanté à la ville de Tizi-Ouzou, classée comme zone de moyenne sismicité (zone II<sub>a</sub>) selon le RPA99 version 2003.

### III.2.Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont :

- Longueur totale du bâtiment.....L = 21,79 m.
- Largeur totale du bâtiment .....B = 13,5 m.
- Hauteur du RDC..... Hr = 4,08 m.
- Hauteur de l'étage courant ..... He =3,06 m.
- Hauteur du sous sol .....H<sub>s</sub>=4,08 m.
- Hauteur de la charpente ..... Ha = 3,23 m.
- Hauteur totale du bâtiment .....H = 23,46 m.
- ❖ L'accès aux étages supérieurs est assuré par une seule cage d'escalier.

### III.3.Eléments de l'ouvrage

#### III.3.1.Ossature du bâtiment

Le bâtiment est en ossature mixte, composé de :

- a) Portiques auto stables (poteaux- poutres) dans les deux directions (transversale et longitudinale), capables de reprendre les sollicitations dues aux charges verticales et éventuellement les charges horizontales.

#### ❖ Les poutres

##### Niveau 01 :

- a) Poutres principales : (30x40 cm<sup>2</sup>).
- b) Poutres secondaires : (30x30 cm<sup>2</sup>).

##### Niveau 02 :

- a) Poutres principales : (30x40 cm<sup>2</sup>).
- b) Poutres secondaires : (30x 30 cm<sup>2</sup>), (30x40 cm<sup>2</sup>).

##### Niveau 03, 04, 05, 06, 07 :

- a) Poutres principales : (30x40 cm<sup>2</sup>).
- b) Poutres secondaires : (30x30 cm<sup>2</sup>), (30x40 cm<sup>2</sup>), (30x50 cm<sup>2</sup>).

#### ❖ Les poteaux :

La section des poteaux est de : (30x 30 cm<sup>2</sup>).

- b) Un ensemble de voiles en béton armé, disposés dans les deux directions (transversale et longitudinale), assurent la stabilité du bâtiment sous l'action des charges horizontales et reprennent une partie des charges verticales.

❖ **Les voiles**

L'épaisseur des voiles est de 20 cm.

### **III.3.2.Planchers**

Les planchers sont de 20 cm d'épaisseur, composés de corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

### **III.3.3.Escaliers**

La structure est munie d'une seule cage d'escaliers composée de paillasse adjacentes et de paliers de repos en béton armé. Les escaliers sont constitués, à chaque étage, de deux volées et un seul palier.

### **III.3.4.Remplissages**

Les façades extérieures sont réalisées en briques creuses de 10cm d'épaisseur en doubles cloisons, séparées par une lame d'air de 05 cm. Les murs intérieurs sont réalisés en briques creuses en simples cloisons de 10cm.

### **III.3.5.Revêtements**

Les revêtements utilisés sont :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les faces extérieures des murs de façades.

### **III.3.6.Balcons**

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

### **III.3.7.fondations**

Les fondations de la structure sont constituées de semelles isolées, superficielles, ancrées à 1.50 mètre de profondeur à partir du niveau fini des plate-formes.

Les fondations transmettent les charges et les surcharges de la superstructure au sol. Le choix est basé sur l'importance de l'ouvrage, la qualité du sol (contrainte admissible) et les chargements.

## **III.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux**

### **III.4.1.Le béton**

a) **Dosage de ciment**

Le béton utilisé dans la construction de cet ouvrage est dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment portland artificiel (CPA325).

**b) La résistance caractéristique du béton à la compression**

Notée par  $f_{c28}$ , elle est déterminée par un essai axial (compression simple) sur une éprouvette normalisée.

🏗️ à 28 jours de durcissement :

La résistance caractéristique du béton à la compression à l'âge de 28 jours, est prise égale à  $f_{c28} = 25$  MPa, car la valeur moyenne donnée par le rapport de béton est de 24,8 MPa.

**c) La résistance caractéristique du béton à la traction**

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée  $f_{tj}$  est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{Art. A.2.1, 12/B.A.E.L.91})$$

$$\begin{aligned} \text{à } 28 \text{ j} : f_{t28} &= 0,6 + 0.06 f_{c28} & \Rightarrow f_{t28} &= 0,6 + 0.06 \times 25 \\ & & \Rightarrow f_{t28} &= 2,1 \text{ MPa.} \end{aligned}$$

**d) Module de déformation longitudinale du béton**

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est pris égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art.A.2.1,21/B.A.E.L.91})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$$

Le module de déformation différée du béton  $E_{vj}$  est pris égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art.A.2.1,22/B.A.E.L.91})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

**e) Module de déformation transversale de béton**

$$G = E \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec:

E : module de Young.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

**f) Masse volumique du béton**

La masse volumique du béton est prise égale à :  $\rho = 2500$  Kg /m<sup>3</sup>

**g) Contraintes limites du béton**

❖ **A l'état limite ultime (ELU)**

La contrainte limite de béton à 28 jours vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

Avec :

$\theta$ : Coefficient relatif à la durée d'application de la charge.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

❖ **A l'état limite de service (ELS)**

$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj}$  pour  $j = 28$  jours (Art.4.5,2/ B .A.E.L.91)

$\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$

**III.4.2.Les aciers**

Les aciers utilisés dans la structure analysée sont résumés dans le tableau suivant :

Type d'acier s	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité $f_e$ [MPa]	Résistance à la rupture [MPa]	Allongement relatif à la rupture (%)	Coefficient de fissuration $\eta$	Coefficient de scellement $\Psi$
Acier en barres	Haute Adhérence Fe E400	HA	400	480	14%	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis Soudé TL 520 ( $\Phi < 6$ )	TS TL	550	550	8%	1,3	1

**Tableau III.1** : Les différentes caractéristiques des aciers.

**a) Module d'élasticité longitudinal de l'acier**

$E_s = 200000\text{MPa}$  (Art2.2, 1/B.A.E.L.91)

**b) Contraintes limites d'élasticité de l'acier**

❖ **Contrainte limite ultime à l'ELU**

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$  avec:

$\gamma_s$ : coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1.15$  pour les situations durables.

$\gamma_s = 1.00$  pour les situations accidentelles

$f_e$ : limite d'élasticité.

$\sigma_s = \frac{400}{1,15} = 347,82\text{MPa}$

**III.5.Description de l'ouvrage et état des lieux**

Il s'agit d'une clinique Médico-chirurgicale composée de sept niveaux, construite en 2001, située à la ville de Tizi-Ouzou.

**III.5.1.Situation et topographie**

Le terrain occupe une parcelle en forme de talus de pente assez accentuée de l'ordre de 25%, délimité entre deux voies carrossables d'une cité. La dénivelée entre les deux voies est de l'ordre de 11 mètres.

### III.5.2. Architecture de l'ouvrage

Elle comprend les informations suivantes :

#### a) Dimensions en plan et en élévation

Le bloc est de 21,79 m de longueur et de largeur 13,50 m, et une hauteur de 23,46m.

#### b) Nombre de niveaux

Le bloc est composé d'un sous sol, d'un rez-de-chaussée et de 05 étage courantes.

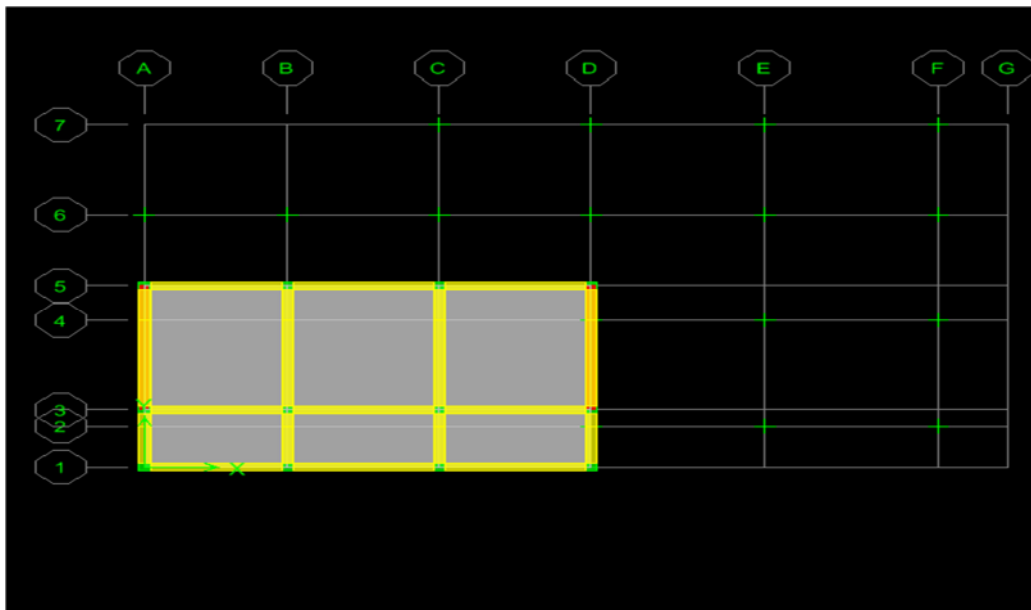


Figure III.1 : Vue en plan du sous sol.

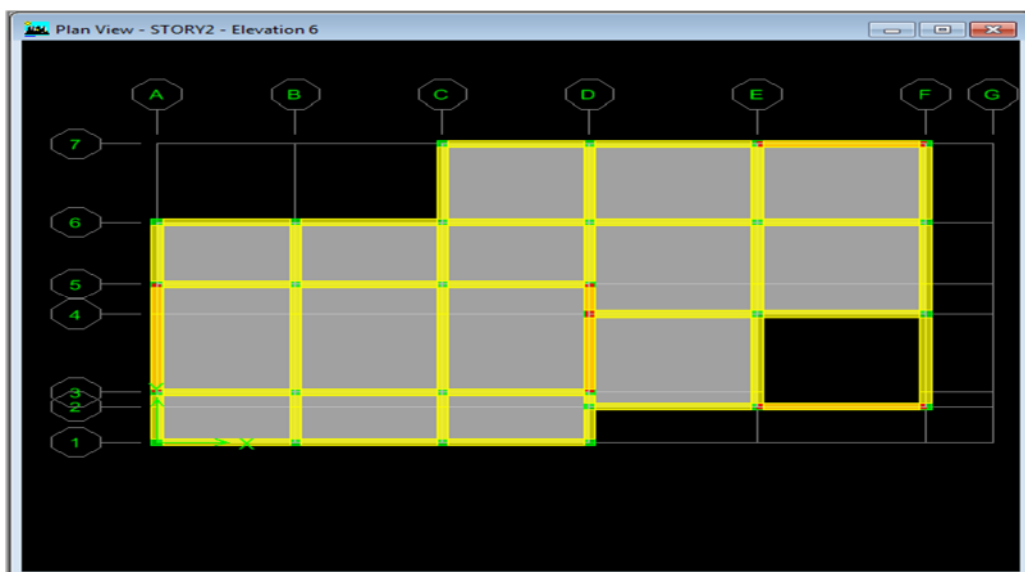


Figure III.2 : Vue en Plan du rez -de- chaussée.

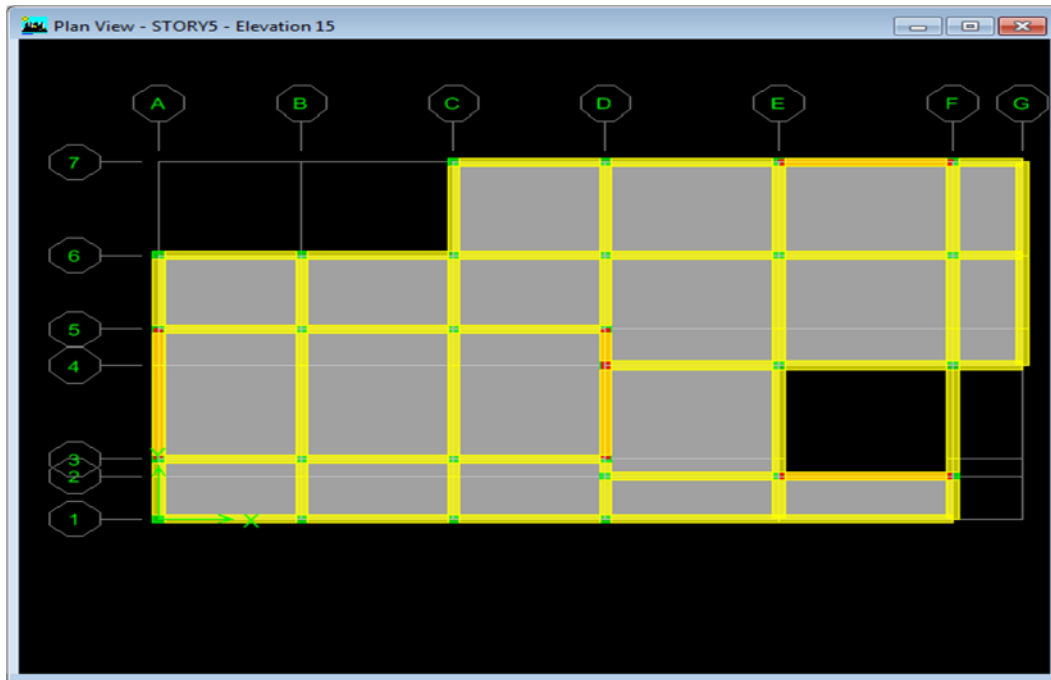


Figure III.3 : Vue en plan des étages courants.

### III.6. Le rapport de sol

#### III.6.1. Le site et le sol d'implantation

Les résultats de l'étude géotechnique établie par le laboratoire LCTP de Tizi Ouzou, montre que la géologie du site est composée d'un substratum marneux relativement sain, gisant à faible profondeur (-5.00 m). Cette formation très dure est altérée dans sa partie sommitale sur une épaisseur de 2.5m. Cette altération est caractérisée par une argilisation de la marne, puis suivie d'une fracturation et oxydation.

#### III.6.2. Contexte géologique

La carte au 1/50.000 consultée (feuille N°8-23 de Dellys-Tizi-Ouzou) décrit les terrains de la zone comme étant constitués en surface par les argiles marneuses brunes à jaunâtres, reposant sur une puissante assise marneuse très dure.

En effet, Les terrassements réalisés sur les sites de même talus, déjà étudiés, ont mis en évidence la superposition des faciès suivant :

- Une couverture formée d'argiles jaunes plastique d'origine détritique.
- Les marnes très altérées de teinte jaunâtre et grise sur une épaisseur de 2 à 3 m.
- Plus profondément, se trouve une assise de marne bleue massive et compacte à cassures conchoïdales. La partie sommitale de ce substratum est fracturée et oxydée sur une tranche de 1.50m.

**III.7. Investigations**

L'étude à été menée essentiellement sur la base d'un essai de pénétration dynamique en tête de talus (partie chute) et de la consultation des documents et archives existants (étude géotechnique réalisées sur les sites voisins).

Les terrassements réalisés sur les terrains voisins, ont mis en évidence la succession des formations suivantes :

Prof.m	Epaisseur moy.	Nature des sols
0/1,50	1.50m	TV : argile Limoneuse brune
1,50/4.00	2.50m	Argile marneuse jaunâtre
4.00/6,5	2.50m	Marne altérée
Au delà 6,50	.....	Marne relativement fracturée

**Tableau III.2 :** Profondeurs et épaisseurs des différents gisements.

L'essai au pénétromètre réalisé en tête de talus, a permis d'apprécier la résistance de chaque couche de sol traversée. L'essai nous renseigne sur la profondeur du gisement du substratum marneux. Celle ci est appréciée à la profondeur du refus à la pénétration.

L'essai consiste en l'enfoncement dans le sol par battage, d'un train de tige précédé d'une pointe. Cet enfoncement se fait par l'intermédiaire d'un mouton de masse donnée, tombant répétitivement d'une hauteur fixe.

Le tableau ci-après regroupe la résistance moyenne obtenue en profondeur, par faciès identifié.

Profondeur	R <sub>p</sub> Moy (Kg /cm <sup>2</sup> )	Nature Des Sols
0-1 ,50	40	Argile limoneuse brune
1,50-4,00	70	Marne argileuse jaunâtre
4,00-6,5	120	Marne fracturée
6,5-7,5	180	Marne très fracturée
7,5-8,5	250	Marne très dure fracturée
Prof.du refus	8,50	Marne très dure
R <sub>p</sub> au refus	700	///////

**Tableau III.3 :** Les résistances moyennes.

Le diagramme pénétrométrique déduit de l'essai, montre que la résistance croît en profondeur. Les fluctuations en dents de scie observées témoignent de l'altération de la formation marneuse dans sa partie sommitale.

L'ancrage des fondations sera le milieu marneux à 1.50 mètre de profondeur à partir du niveau fini des terrassements des plate-formes

### **III.8.Stabilité d'ensemble**

Le terrain ne présente aucun signe apparent d'instabilité. Et les paramètres d'ordre géomorphologique et stratigraphique jouent en faveur d'une bonne stabilité d'ensemble.

### **III.9.Fondation de l'immeuble et capacité portant des sols**

Le choix de fondation est porté pour des semelles isolées, superficielles ancrées dans à 1.50 mètre de profondeur à partir du niveau fini des plate-formes.

La contrainte admissible des sols dans cet horizon est évaluée à partir de l'essai de résistance à la pénétration dynamique, par la relation empirique suivante :

$$Q_{adm}=R_p/\alpha \text{ Avec ;}$$

$\alpha$  : Facteur de portance fonction de la nature du sol, du type de fondation et de la profondeur d'ancrage.

Dans ce cas,  $R_p=120\text{Kg/cm}^2$  et  $\alpha=30$ , On aura donc  $Q_{adm}=4.00\text{Kg/cm}^2$

***Chapitre IV***  
***Modélisation de la structure***  
***par élément finis***

### IV.1.Introduction

L'analyse Pushover est effectuée en appliquant à la structure une distribution des forces latérales incrémentées jusqu'à ce que le déplacement au sommet atteigne un déplacement cible définie [16 ,17].

Pour pouvoir modéliser la structure et faire l'analyse non linéaire, il devient nécessaire de faire appel à un code de calcul se basant sur la méthode d'élément finis, c'est de ce fait que nous avons opté pour le logiciel ETABS.

### IV.2.Caractéristiques principales du logiciel

Il offre la possibilité de :

- définir la structure en mode graphique.
- visualiser la déformée, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration.
- effectuer plusieurs types d'analyse (statique, dynamique, linéaire, non linéaire).
- copier des objets vers d'autres logiciels (Excel...Ect).
- composer librement des impressions (notes de calcul, capture écran).

### IV.3.Les étapes de calcul

La modélisation de la structure se fait selon les étapes énumérée ci-dessous :

- Etape 01: Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure.
- Etape 02: Vérification de la structure vis-à-vis du RPA99/V2003.
- Etape 03: Définition du comportement non linéaire des éléments.
- Etape 04: Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire « Pushover ».
- Etape 05: Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité.

### IV.4. Etape01 : Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure

La structure est dimensionnée sur la base d'une analyse élastique linéaire qui est elle aussi, basée sur la méthode des forces. Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

#### *a) Spécification des propriétés des matériaux*

- Masse per unit volume (Masse volumique du béton):  $2,5\text{kg/m}^3$
- Weight per unit volume (Poids volumique du béton) :  $25\text{ KN/m}^2$
- Modulus of Elasticity (module de Young) :  $32164200\text{ KN/m}^2$

- Specified concrete comp strenght (contrainte max du béton à la compression) : 25000 KN/m<sup>2</sup>
- Bending Reinf, Yield Stress (contrainte max des aciers longitudinaux) : 400000 KN/m<sup>2</sup>
- Shear Reint, Tield Stress (contrainte max des aciers transversaux) : 400000 KN/m<sup>2</sup>

**b) Modélisation géométrique de la structure**

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments linéaires « Frame », les voiles par des éléments coques « Shell » et les plancher comme des éléments « Deck »

**c) Chargement statique de la structure (G et Q)**

En modélisant le plancher en corps creux comme un élément « Deck », le logiciel prend en considération les charges dues aux poids propre des poutrelles et de la dalle de compression. On introduit ainsi une charge additionnelle qui correspond aux poids propre des corps creux, revêtement, sable, mortier, cloisons intérieures...etc.

❖ **Les charges permanentes**

✓ **Plancher terrasse**

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>2</sup> /cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravier	6	0,17	1,2
2	Etanchéité multicouche	2	0,095	0,19
3	Forme en pente de béton	7	0,22	1,54
4	Isolation thermique (liège)	5	0,4	0,20
5	Feuille de polyane	/	/	0,01
6	Plancher en corps creux (16+4)	20	/	2,85
7	Enduit plâtre	2	0,1	0,2
<b>G Totale</b>				<b>6,01</b>

**Tableau IV.1** : Les charges permanentes du plancher terrasse.

✓ **Plancher étage courant**

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>2</sup> /cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Cloison en brique creuse	10	/	0,99

2	Revêtement carrelage	2	0,22	0,44
3	Couche de sable	2	0,18	0,36
4	Mortier de pose	3	0,22	0,66
5	Plancher en corps creux	20	/	2,85
6	Enduit plâtre	2	0,1	0,22
	Enduit sur les deux cotes de la cloison	2	0,1	0,20
<b>G Total</b>				<b>5,61</b>

**Tableau IV.2 :** Les charges permanentes de plancher de l étage courant.

❖ **Les surcharges d’exploitation :** Les charges d’exploitation sont données par le DTR (article 7.2.2) comme suit :

Désignation	Surcharge d’exploitation
Plancher terrasse	1.00
Plancher étage courante : à usage d’habitation.	1.50
Plancher étage courante : à usage administratif.	2.50
Plancher de RDC : à usage commerciale.	2.50
Plancher de sous sol : à usage commerciale	2.50
Balcon	3.50
Escalier desservant les différents étages	2.50
Acrotère	1.00

**Tableau IV.3:** Les charges d’exploitations.

**V.4.1.Définition de l’analyse dynamique(E)**

L’analyse dynamique comporte l’analyse modale et l’analyse spectrale

**V.4.1.1. Analyse modale**

L’analyse des vecteurs propres détermine les modes non amorti de vibration et les fréquences du système. Ces modes fournissent un aperçu du comportement de la structure. Les fréquences naturelles et les modes de vibration sont directement fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure.

L’analyse modale implique la résolution de l’équation généralisée :

$$[K-\omega^2M]\{\Phi\}= 0.....(V.1)$$

Avec :

$K$  : Matrice de rigidité généralisée.

$M$  : Matrice de Masse généralisée.

$\omega$  : Matrice diagonale des valeurs propres.

$\{\Phi\}$ : Matrice des vecteurs propres correspondants aux modes de vibration.

#### V.4.1.2. Analyse spectrale

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant le spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération ( $S_a/g$ ) pour un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre  $T$ .

Après détermination des modes propres de la structure, l'analyse spectrale permet d'avoir :

- Pour chaque mode :

Le coefficient de participation modale, les masses modales participantes.

- Pour chaque direction :

Les efforts spectraux, déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

L'équation d'équilibre dynamique associée à la réponse d'une structure à un mouvement de sol sont donnée par :

$$K u(t) + C \dot{u}(t) + M \ddot{u}(t) = m_x \ddot{u}_{gx}(t) + m_y \ddot{u}_{gy}(t) + m_z \ddot{u}_{gz}(t) \dots \dots \dots (V.2)$$

#### ❖ Les paramètres de spectre de réponse

##### ✓ Selon RPA 99 v 2003

- $A$  : coefficient d'accélération de la zone, donnée par le tableau 4.1 (RPA99) suivant la zone sismique et le groupe d'usage.

$A = 0,20$  -Zone sismique : IIa (zone de moyenne sismicité).

-Groupe d'usage : 1B (Bâtiments des établissements sanitaires).

- $\eta$  = Facteur de correction d'amortissement  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$
- $\xi$  = Pourcentage d'amortissement critique fonction de matériau constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissage (Tableau 4.2/RPA99)

$\xi = 10$  (Portique : voile ou murs, Remplissage : béton armé/maçonnerie)

$$\xi (\%) = 10 \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 \geq 0,7$$

- $R$  : coefficient d'amortissement critique (Tableau 4.3/RPA99)

$R = 5$  (Mixte portique/ voiles avec interaction).

- $T_1$  et  $T_2$ : Période caractéristique associé à la catégorie de site (Tableau 4.7/RPA99).

On suppose que le site est un site ferme (S2) alors :  $T_1 = 0,15(s)$  ;  $T_2 = 0,4(s)$

- $Q$  = Facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

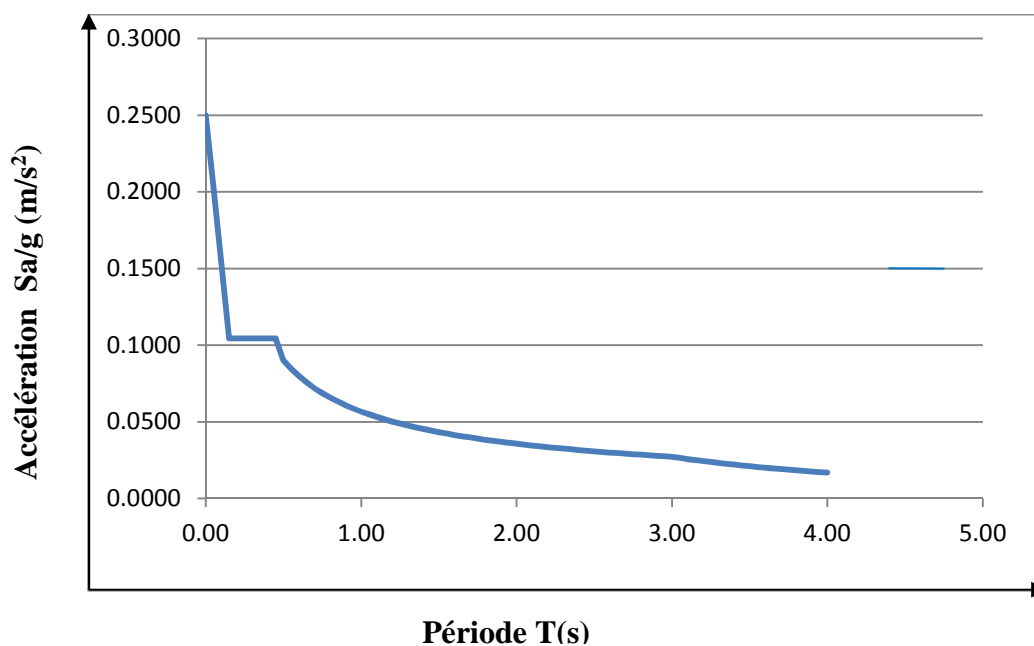
Avec :  $P_q$  = Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4.4/RPA99).

Critère "q"	$P_q$	
	Observé	N/observé
1-conditions minimales sur les files de contreventement	0	/
2-Redondance en plan	0	/
3-Régularité en plan	/	0,05
4-Régularité en élévation	/	0,05
5-Contrôle de la qualité des matériaux	0	/
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	0	/

**Tableau IV.4** : Valeurs des pénalités  $P_q$ .

$$Q = 1 + (0,05+0,05)=1,1.$$

Après introduction de tous ces paramètres dans le fichier (RPA99), on obtient la courbe suivante :



**Figure IV.1** : Spectre de réponse.

### ❖ La masse sismique

La masse sismique du plancher considérée dans l'analyse dynamique est égale à :

$$M_i = \frac{W_{Gi} + W_{Qi}}{10} \dots\dots\dots$$

Avec :

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : Poids dû aux charges d'exploitations.

### ❖ Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'action à considérées pour la détermination des sollicitations sont :

- Combinaison aux états limites ELU [13] = 1.35G+1.5Q.
- Combinaisons accidentelles du RPA99/V2003 [69] : G+Q±E, G+Q±1.2E, 0.8G±E.

### ❖ Les diaphragmes

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on relie les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme.

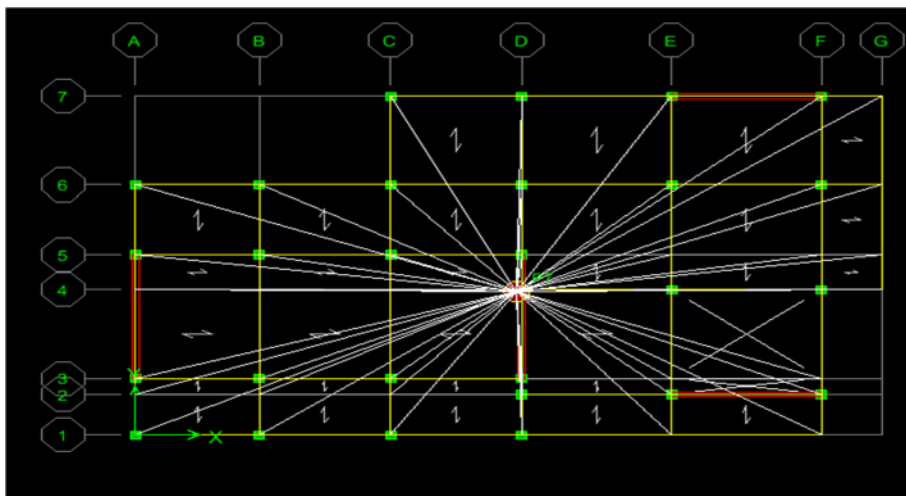


Figure IV.2 : Apparition de diaphragme.

### ❖ Les appuis

Les poteaux sont supposés parfaitement encastrés dans les fondations.

- 🔧 La phase de la modélisation de la structure est terminée, l'analyse linéaire élastique de la structure peut être effectuée en cliquant sur Analyze → Run Analysis.

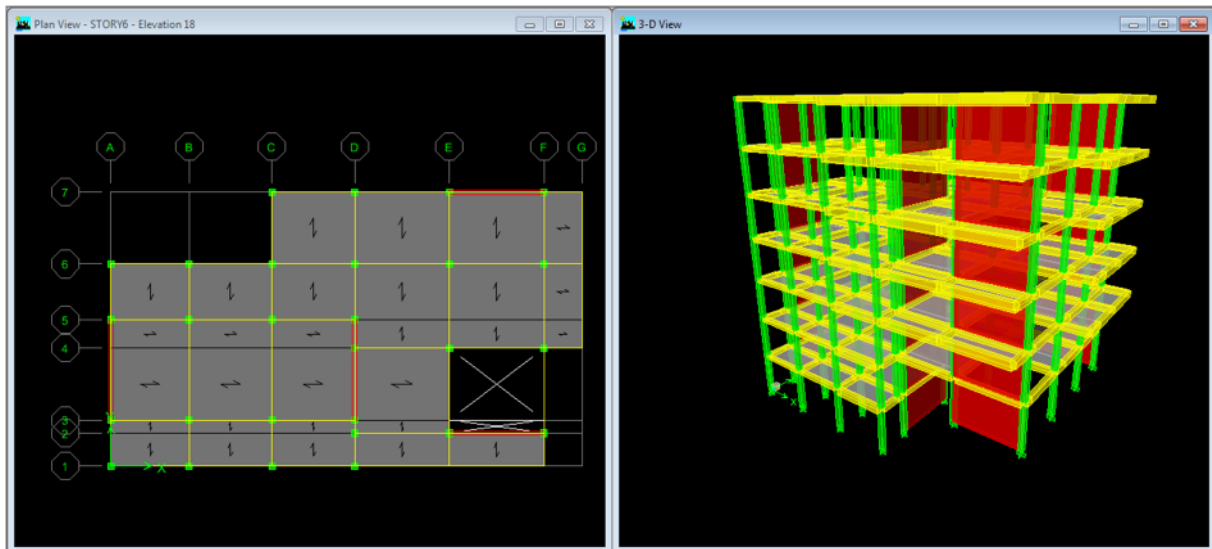


Figure IV.3 : La géométrie en plan et en élévation de la structure.

### IV.5. Etape 02 : Vérification de la structure vis-à-vis du RPA99/V2003

#### IV.5.1. Vérification Art 4.3.4 RPA2003

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale au moins à 90% de la masse totale de la structure.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,356204	4,1713	39,2166	0	4,1713	39,2166	0
2	0,303792	61,6903	4,5169	0	65,8616	43,7335	0
3	0,232508	0,5557	27,1792	0	66,4174	70,9127	0
4	0,092224	1,7716	8,5397	0	68,1889	79,4525	0
5	0,071889	16,516	2,1921	0	84,7049	81,6445	0
6	0,058312	1,0239	1,0628	0	85,7288	82,7073	0
7	0,052494	0,4499	8,0461	0	86,1787	90,7534	0
8	0,049728	0,6455	0,1141	0	86,8242	90,8675	0
9	0,044833	2,6071	0,0026	0	89,4313	90,8701	0
10	0,043475	2,4021	0,6923	0	91,8335	91,5623	0
11	0,041398	0,0976	0,4548	0	91,9311	92,0171	0
12	0,037372	0,003	0,0001	0	91,9341	92,0172	0

Tableau IV.5 : Modes propres de la structure.

- ✓ Direction xx : 12 modes (91,93 % de la masse sismique de la structure).
- ✓ Direction yy : 12 modes (90,01 % de la masse sismique de la structure).

#### V.5.2. Vérification Art 4.3.6. RPA 2003

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

✓ **Efforts tranchants (Analyse modale spectrale)**

$$V_x = 2751,05 \text{ KN.}$$

$$V_y = 2746,7 \text{ KN.}$$

✓ **Efforts tranchants Méthode statique équivalente RPA 2003**

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \dots\dots\dots (IV.4)$$

- A = 0,20 (zone II<sub>a</sub>).
- R = 5 (structure mixte).
- W = 10809,63 (Poids totale de la structure sous combinaison G+0,2Q)
- D : Facteur d'amplification dynamique moyenne, donné par la formule (4.2) de RPA99, fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \times \eta \times (T_2/3)^{2/3} \times (3/T)^{5/3} & \dots\dots\dots 3s \geq T \end{cases}$$

- T : La période fondamentale.  $T = C_T h_N^{3/4}$ 
  - $C_T$  = Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage.
  - $C_T = 0,05$  ; pour un système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé.
  - $h_N^{3/4}$  = Hauteur totale de la structure.
  - $h_N^{3/4} = 23,46 \text{ m.}$
  - $T = 0,05 \times (23,46)^{3/4} = 0,5329 \text{ s.}$

- Site (2) :  $T_1 = 0,15$  ;  $T_2 = 0,4$

Alors :  $T_2 \leq T = 0,53 \text{ s} \leq 3s \quad D = 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3}$

$$D = 2,5 \times (0,76) \times (0,4/0,53)^{2/3}$$

$$D = 1,5749$$

- Q = 1,1 (facteur de qualité).

$$V_{MSE} = \frac{0.2 \times 1.5749 \times 1.1}{5} \times 10809.63 = 749,059 \text{ KN}$$

$$V_{x\ dyn} = 2751,05 > 80\% V_{MSE} = 749,059 \text{ KN.}$$

$$V_{y\ dyn} = 2746,7 > 80\% V_{MSE} = 749,059 \text{ KN.}$$

**IV.5.3. Vérification Art 5.10 RPA 2003**

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépassé 1.0% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau «k» de la structure est calculé comme suite :

$$\delta_{eK} = R \delta_{eK}$$

$\delta_{eK}$  : déplacement du aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement (R=5).

Le déplacement relatif au niveau«K»par rapport au niveau«K-1» est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Story	$\delta_{eK} (x)$	$\delta_{eK} (y)$	$\delta_{K(x)}$	$\delta_{K(y)}$	$\Delta_K (x)$	$\Delta_K (y)$	1% he	Vérification
Story 07	0,0181	0,0054	0,0905	0,027	0,0125	0,0045	0,0306	C.V
Story 06	0,0156	0,0045	0,078	0,0225	0,0135	0,005	0,0306	C.V
Story 05	0,0129	0,0035	0,0645	0,0175	0,014	0,005	0,0306	C.V
Story 04	0,0101	0,0025	0,0505	0,0125	0,0145	0,0045	0,0306	C.V
Story 03	0,0072	0,0016	0,036	0,008	0,0145	0,0045	0,0306	C.V
Story 02	0,0043	0,0007	0,0215	0,0035	0,0215	0,0035	0,0408	C.V
Story 01	0,0014	0,0002	0,007	0,001	0,007	0,001	0,0408	C.V


**Tableau IV.6:** Vérification des déplacements

**IV.5.4. Vérification de la période fondamentale**

L'article [4.2.4 du RPA v 2003] exige que Les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthode numériques ne doivent dépassées celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% c-à -dire que  $T + 0,3T > T_{etabs}$

$$T_{etabs} = 0,303792 \text{ s}$$

$$T + 0,3T = 0,53 + 0,3(0,53) = 0,689 \text{ s} > T_{etabs} = 0,303 \text{ s}$$

 **Conclusion** : La structure satisfait les critères de règlement parasismique algérien (RPA 2003).

## IV.6. Etape 03 : Définition du comportement non linéaire de la structure

### IV.6.1. Définition de comportement non linéaire des poutres et des 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 rotule plastique "Plastic Hinge" aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier [11,18].

Des rotules de type moment ( $M_2$  et  $M_3$ ), cisaillement ( $V_2$  et  $V_3$ ), effort normale ( $P$ ), 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 normale-moment [79].

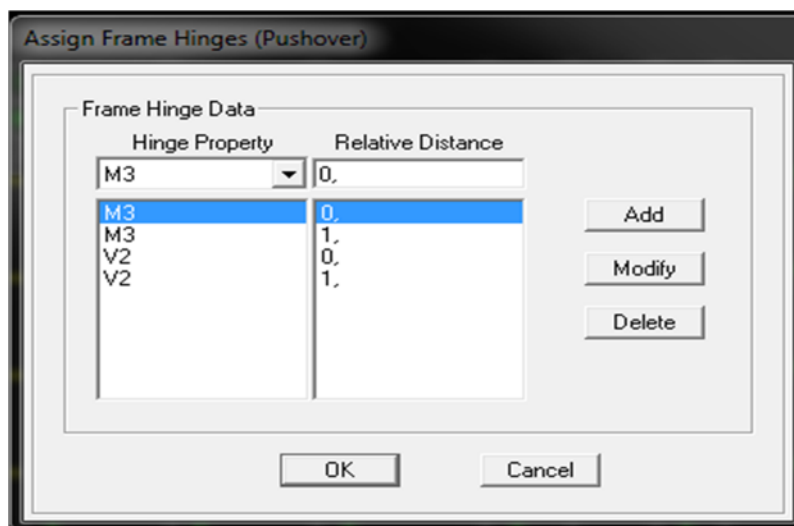
Pour nous modèle de calcul, nous allons introduire dans les poutres et les poteaux des rotules plastiques comme suit :

- Poutres : Rotule de flexion « $M_3$ », cisaillement « $V_2$ ».
- Poteaux : Rotule de flexion « $PPM$ », cisaillement suivant axe 2-2 « $V_2$ », cisaillement suivant axe 3-3 « $V_3$ ».

Les rotules de flexion « $M_3$ » et de cisaillement « $V_2$ » sont introduites aux niveaux des zones nodales des poutres comme suite :

Sélection des poutres → Assign → Frame/Line → Frame Non Linéaire Hinges.

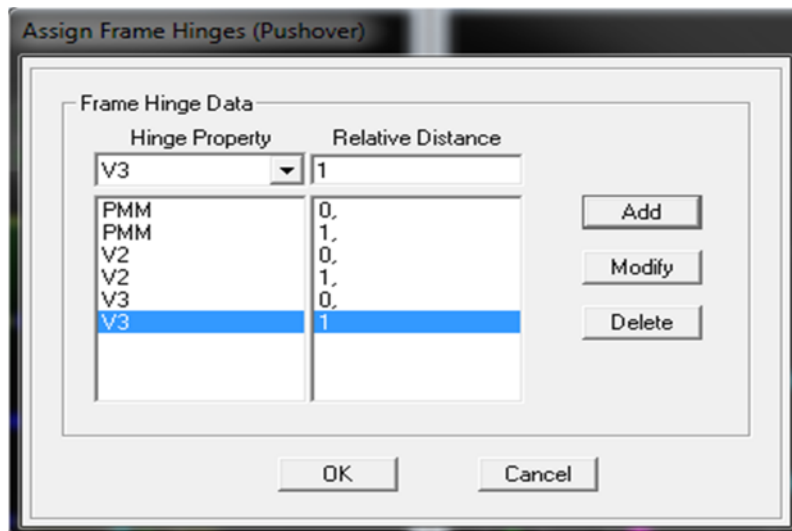
Dans la fenêtre qui apparait (Figure IV.4), pour chaque type de rotule choisie «Hinge property», on introduit dans la case «Relative Distance» les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poutres (Nœud).



**Figure IV.4** : Introduction des rotules plastique des poutres.

Pour ce qui des poteaux, on introduit des rotules de cisaillement « $V_3$ » et « $V_2$ », et des rotules de type « $PMM$ » qui teint compte de l'interaction (effort normal-moment). [11].

Dans la fenêtre qui apparaît (Figure IV.5) pour chaque type de rotule choisie «Hinge property», on introduit dans la case «Relative Distance» les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poteaux.



**Figure IV.5 :** Introduction des rotules plastiques des poteaux.

#### IV.6.2. Définition de comportement non linéaire des voiles

En résumé, le comportement non linéaire des éléments (poutres, poteaux) est traduit par la définition des rotules plastique aux niveaux des nœuds, en dehors de ces zones nodales, le comportement de l'élément est supposé linéaire élastique [19].

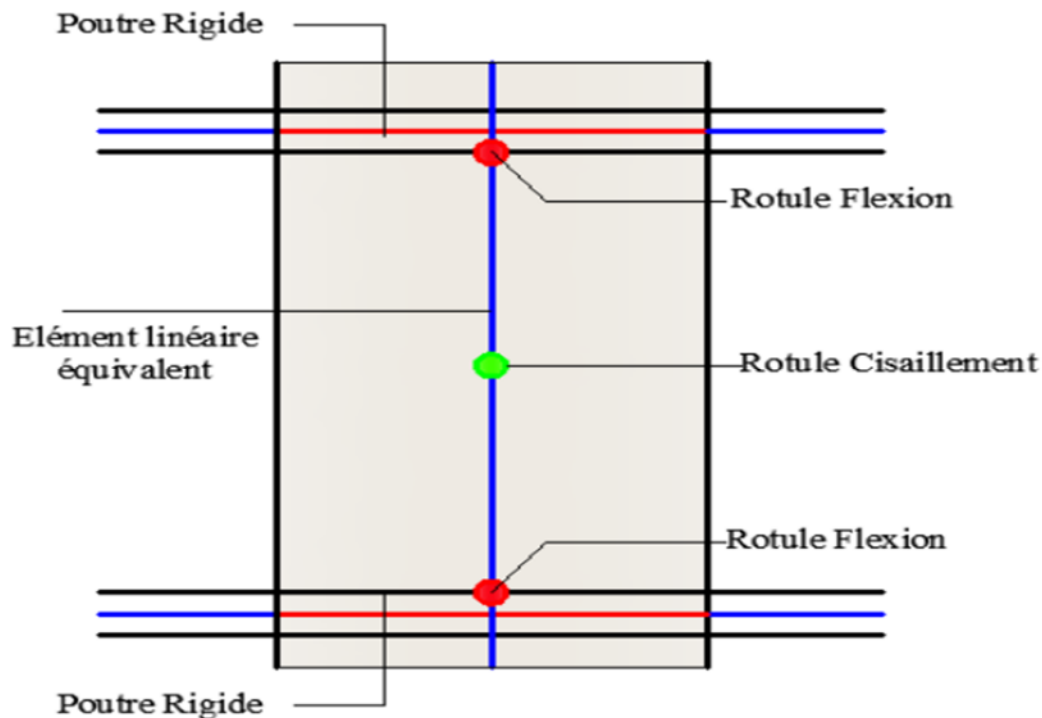
Le problème se pose pour la modélisation des voiles, plusieurs recherches ont été menées dans l'optique de déterminer la meilleure approche pour modéliser le comportement non linéaire d'un voile.

Deux grandes familles de modélisation par élément finis existent : la modélisation "raffinée" qui peut être effectuée en utilisant des modèles d'éléments finis basés sur une interprétation détaillée du comportement local (ILE2000, Belmouden and Lestuzzi 2007, Dazio et al. 1999, Kotronis et Al 2005..Etc.), et la modélisation "simplifiée" en utilisant des modèles macroscopique (Laborderie(1991,2003), Vulcano 1988, Orackal et Wallace 2006,...etc.) [15].

Une approche de modélisation "simplifiée" n'est en aucun cas une méthode simpliste, comme discuté par Vulcano (Vulcano et Al, 1987), la modélisation non linéaire des voiles peut être efficacement effectuée en utilisant des modèles analytiques et numériques basés sur une approche macroscopique [20,21].

Dans les approches habituelles de modélisation non linéaire, le voile est modélisé par un élément "Poteau-poutre" équivalent situé sur l'axe central de voile [22,12].

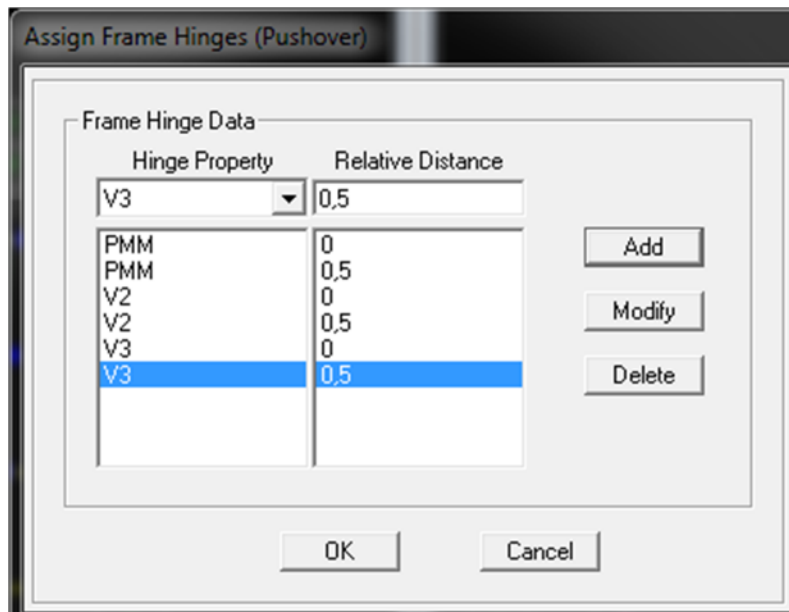
Ce modèle se compose d'un seul élément flexionnel élastique avec des rotules plastiques placées aux extrémités pour définir le comportement non linéaire des zones critiques. Les poutres supérieures et inférieures sont considérées infiniment rigides (Figure V.6).



**Figure IV.6** : Modélisation de voile par élément Poteau poutre équivalent. [33]

En résumé, le voile est modélisé par un élément "Poteau équivalent" situé sur l'axe central de voile relié à des poutres infiniment rigides [23,24].

Des rotules plastiques de flexion sont introduites aux extrémités, et une rotule plastique de type « $V_2$ » et « $V_3$ » au milieu de voile traduit le comportement en cisaillement de voile. (Figure IV.7)



**Figure IV.7 :** Introduction des rotules plastiques des voiles.

#### IV.7. Etape04 : Définition du chargement de l'analyse Pushover

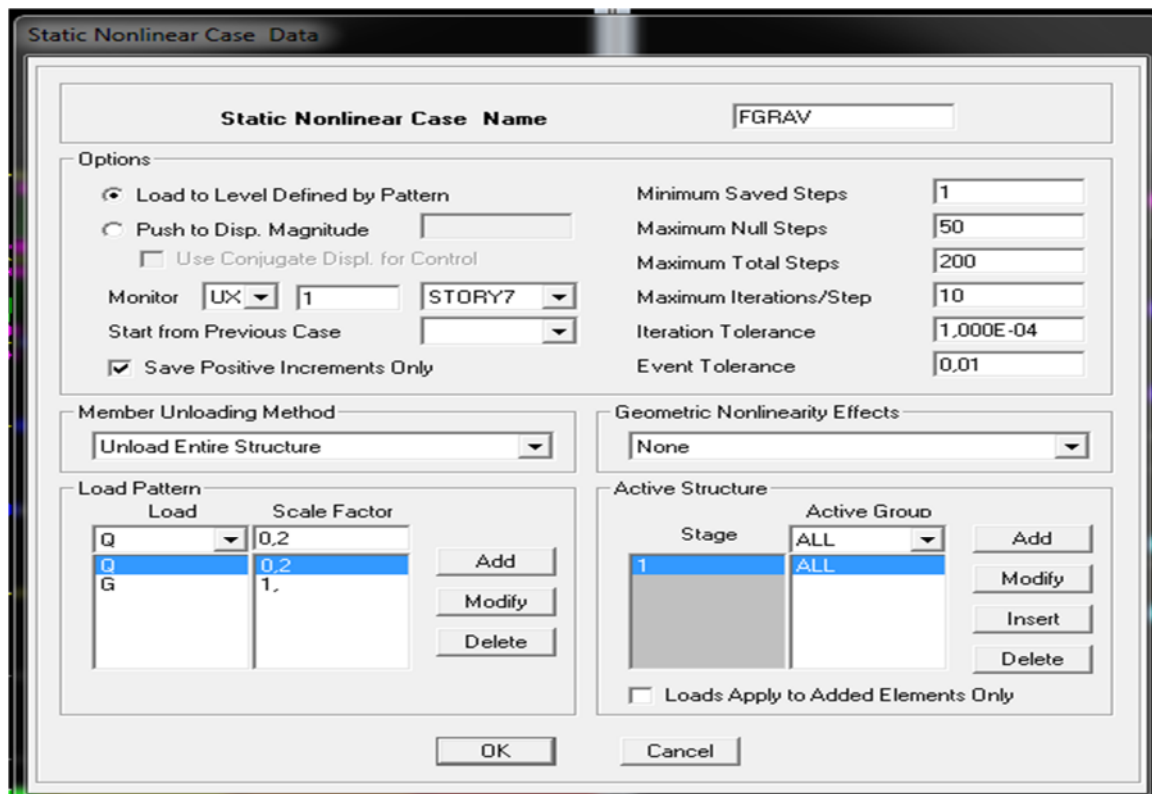
Après avoir défini le comportement non linéaire des éléments de la structure, on peut à présent passer à la prochaine étape qui consiste à définir le chargement de l'analyse Pushover. Ce type d'analyse est mené lorsque les charges ne sont pas connues, ou lorsque l'augmentation des charges pendant l'analyse est susceptible de provoquer l'instabilité de la structure [19,11].

En plus de l'analyse en mode «Déplacement contrôlé», le programme offre la possibilité d'effectuer des analyse en mode «Force contrôlé», ce type d'analyse est choisie lorsque les charges appliquées à la structure sont connus et ne risque pas de provoquer l'instabilité de la structure (ex : les charges gravitaires).

Le programme permet aussi qu'une analyse sous un chargement «B» soit mené en tannant compte des résultats finaux d'une analyse sous chargement «A» définie précédemment, cette option est généralement utilisée pour que l'analyse push over sous charge horizontale tiennent compte des résultats de l'analyse sous charge gravitaires.

##### IV.7.1.Définition de L'analyse sous charges gravitaires

Pour cela en clique sur : Define —> Static Non Linear / Push Over Cases.



**Figure IV.8** : Définition du chargement de l'analyse Pushover sous charges gravitaires.

Dans la fenêtre qui apparaît (Figure IV.8), on introduit le nom du chargement "Gravitaires" dans la case «Static Non Linear Case Name».

En cochant la case «Load to level defined by pattern», l'analyse sera effectuée en modes «Force contrôlée» et le chargement push over introduit sera déterminé à partir des charges définis dans la boîte de dialogue «Load Pattern».

Le chargement introduit correspond à la combinaison proposé par le RPA 2003 [69] pour la détermination des charges sismiques :  $(G+0,2Q)$ .

#### IV.7.2 Définition de l'analyse Pushover sous charge horizontale

A présent que l'analyse sous charges gravitaire est définie, la prochaine étape consiste à définir l'analyse push over sous charges horizontale.

La distribution des charges horizontale est un des aspects les plus critiques de la méthode push over, car elle est basée sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constant durant tout la durée de l'excitation sismique [25].

Il est évident que cette hypothèse peut être par fois insuffisante, notamment après plastification de la structure et redistribution des efforts [25].

Des investigations faites par (Saiidi et Sozen 1981 ; Miranda 1991 ; Qi et Mohele 1991 ; Lawson et Al 1994 ; Fajfar et Fishinger 1988 ; Krawinkler et Seneviratna 1998 ; Maison et Bonowitz 1999 ; Gupta et Krawinkler 2000), ont montrée que cette hypothèse peut conduire à de bonnes prédictions de la réponse sismique globale d'un système à plusieurs degrés de liberté si ce dernier oscille dans sont première mode de vibration [15].

Il est recommandé (Fajfar 2000, Chopra 2002 et Al ; Kunnath 2004) d'effectuer les analyse en appliquant au mois deux distribution des charges latérales [26] :

Une **distribution uniforme** avec des forces latérales proportionnelles à la masse sismique de chaque niveau ( $S_j = m_j$ ).

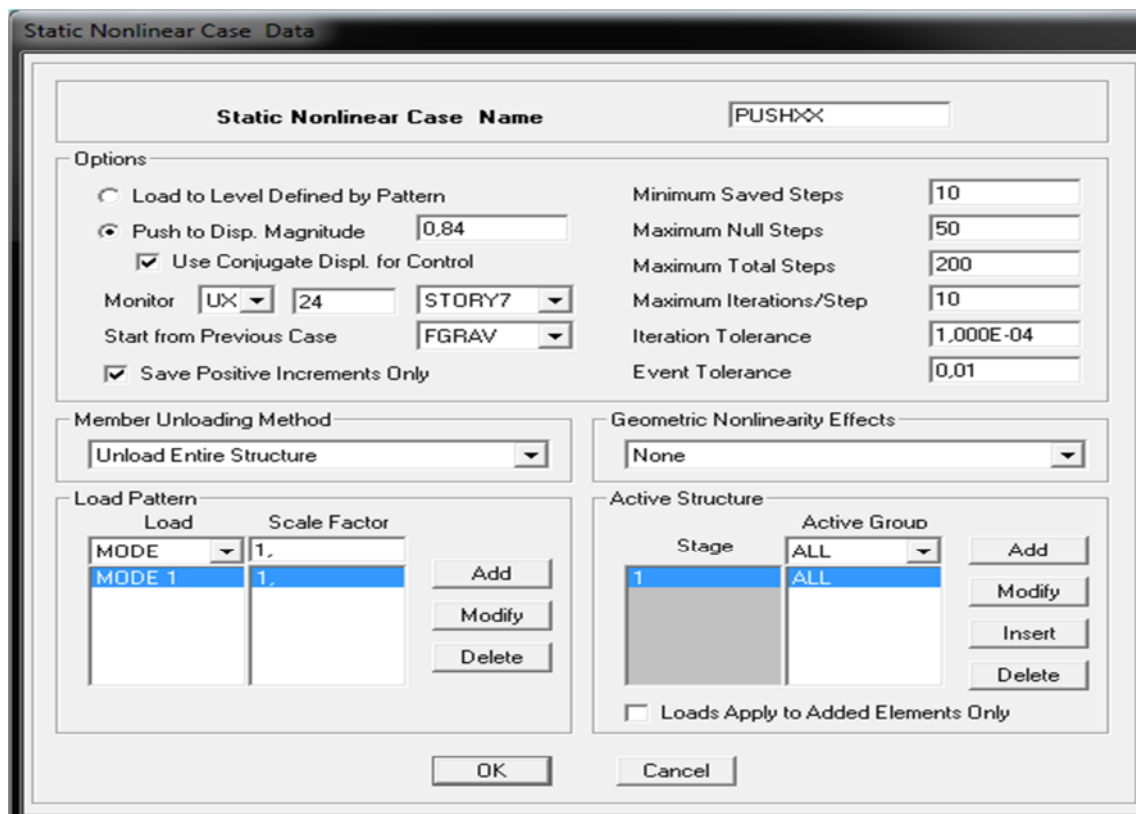
Une **distribution modale** avec des forces proportionnelles aux forces latérales déterminées en utilisant une analyse élastique, elle doit être une des distributions suivantes

- **Distribution triangulaire** :  $S_j = m_j h_j$ , ou  $h_j$  est la hauteur de l'étage  $j$  par rapport à la base.
- **Distribution mode fondamentale** :  $S_j = m_j \Phi_j$  ou  $m_j$  est la masse et  $\Phi_{j1}$  est la valeur du mode propre au niveau  $j$ .
- **Distribution proportionnelles aux forces d'inertie des étages** et compatible avec la distribution des efforts tranchants dans ces étages, elle est déterminée par une analyse spectrale de la structure basée sur la combinaison modale (SRSS) (Racine carrée des réponses des réponses de chaque mode) avec un nombre de modes considéré pour atteindre 90% de la masse totale de la structure.

Par conséquent, nous avons choisie d'utilisé la distribution de charge suivant l'allure de mode fondamentale.

L'analyse sous charges horizontales se fait alors en cliquant sur :

Define → Static Non Linear / Push over Cases (Figure IV.9).



**Figure IV.9 :** Définition du chargement de l'analyse Pushover (sens XX).

En cochant la case «Push To Displacement Magnitude», l'analyse est effectuée en mode «Déplacement contrôlé», le nœud de contrôle est définie dans les cases Monitor, le déplacement cible est définie par le logiciel en fonction de la hauteur de l'ouvrage.

$$D_{\text{cible}} = h/25$$

Quand au chargement Pushover, il sera déterminé à partir des charges définies dans la boîte de dialogue «Load Pattern» en choisissant le mode de vibration qui mobilise la plus grand masse sismique dans la direction XX. [26,15]

#### **IV.8.Etape 05: Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité**

L'analyse statique non linéaire (push over) est exécutée en cliquant sur :

Analyse → Run Static Non Linear Analysis.

Pour visualiser la courbe de capacité ; Display → Show Static Pushover Curve.

Dans la fenêtre qui apparait (Figure IV.12), on choisit le type de chargement push over définie précédemment dans la case «Static Non Linear case».

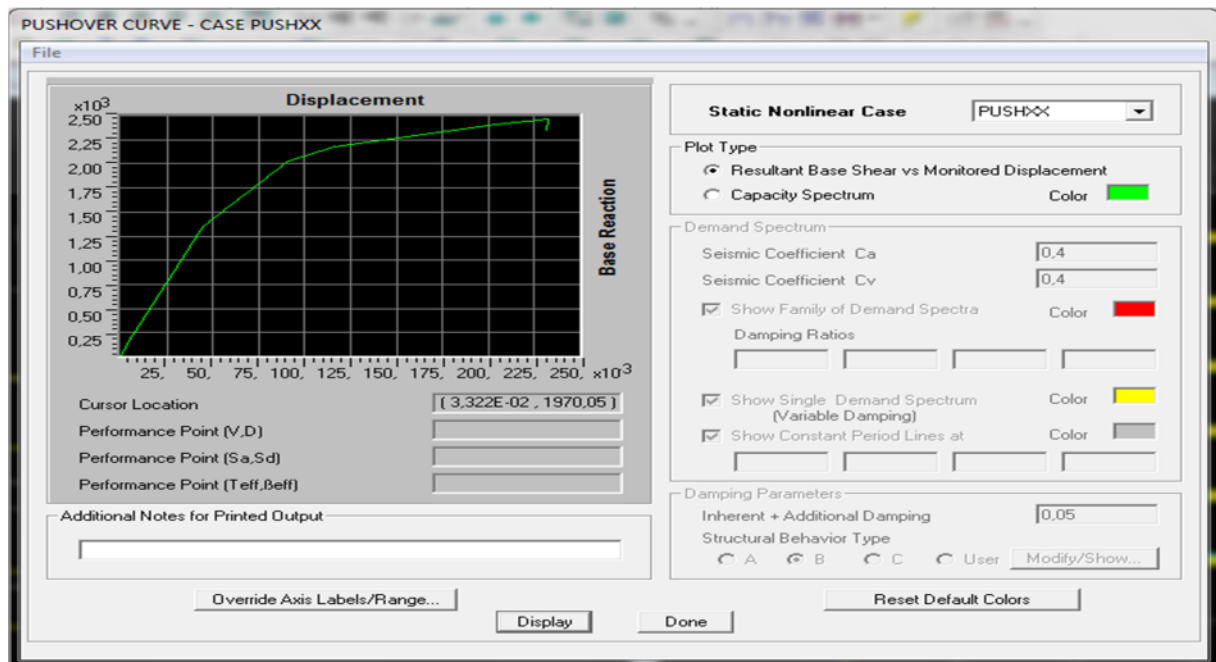


Figure IV.10 : Courbe de capacité donnée par Push Over (V-S<sub>d</sub>).

En cliquant sur la «Capacity Spectrum», la courbe de capacité est donnée dans le format (S<sub>a</sub>/g- S<sub>d</sub>), tel que la (Figure V.11).

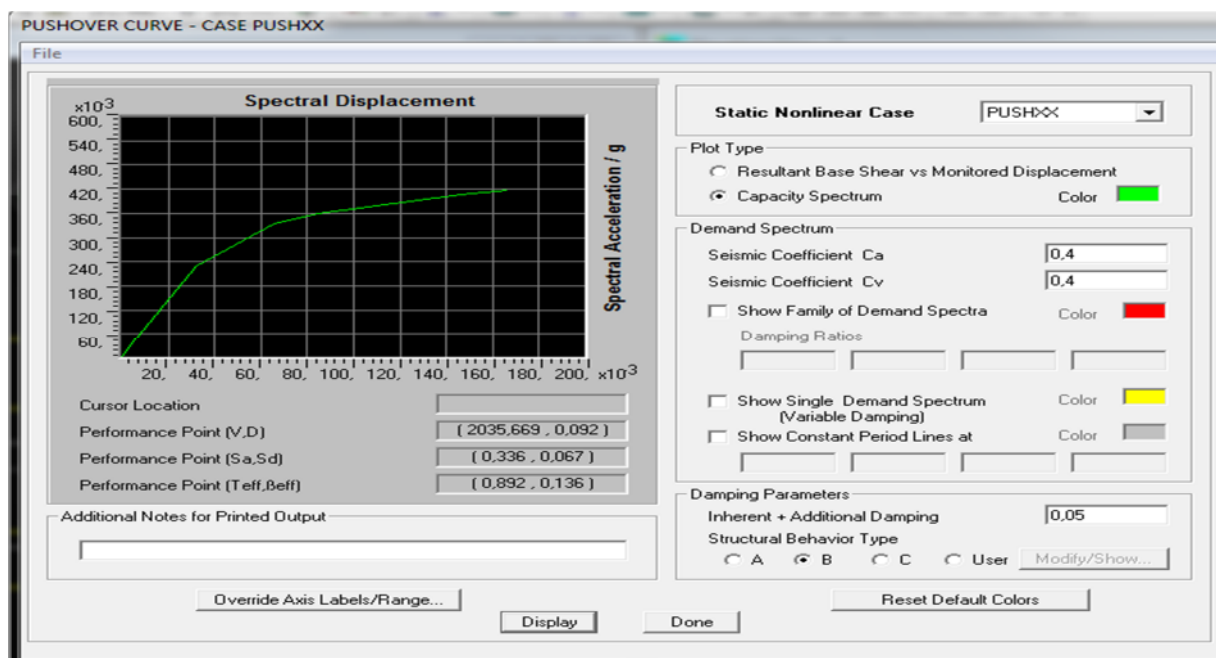


Figure IV.11 : La courbe de capacité donnée par La courbe de Push Over (S<sub>a</sub> –S<sub>d</sub>).

✚ L'analyse non linéaire est donc effectués, et les résultats obtenus seront présentés et interprétés au Chapitre VI.

*Chapitre V*

*Présentation et discussion des  
résultats*

### V.1.Introduction :

La méthode statique non linéaire (Pushover), permet d'analyser le comportement de la structure dans le domaine non linéaire et d'évaluer sa performance sismique.

Au terme de cette analyse, nous procéderons au tracé de la courbe de capacité de la structure, nous présenterons également le point de performance, les déplacements inter étages ainsi que le mécanisme de ruine de la structure.

Nous déterminerons également la distribution des rotules plastiques dans les différents éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles), et les niveaux de dommages correspondant au point de performance.

### V.2. La courbe de capacité

#### a) Courbe de capacité de la structure ( $V_{\text{base}}- D_{\text{sommet}}$ )

Les points qui définissent la courbe de capacité ( $V_{\text{base}}- D_{\text{sommet}}$ ) (Figure V.1), sont donnés par le Tableau(VI.1)

Déplacement (m)	Force à la base(KN)
0	0
0,0049	188,3466
0,0445	1348,6818
0,0907	2030,5319
0,1167	2174,7554
0,2038	2412,8779
0,2322	2469,7319
0,2313	2339,3896

**Tableau V.1:** Résultats de l'analyse Pushover ( $V_{\text{base}} - D_{\text{sommet}}$ ).

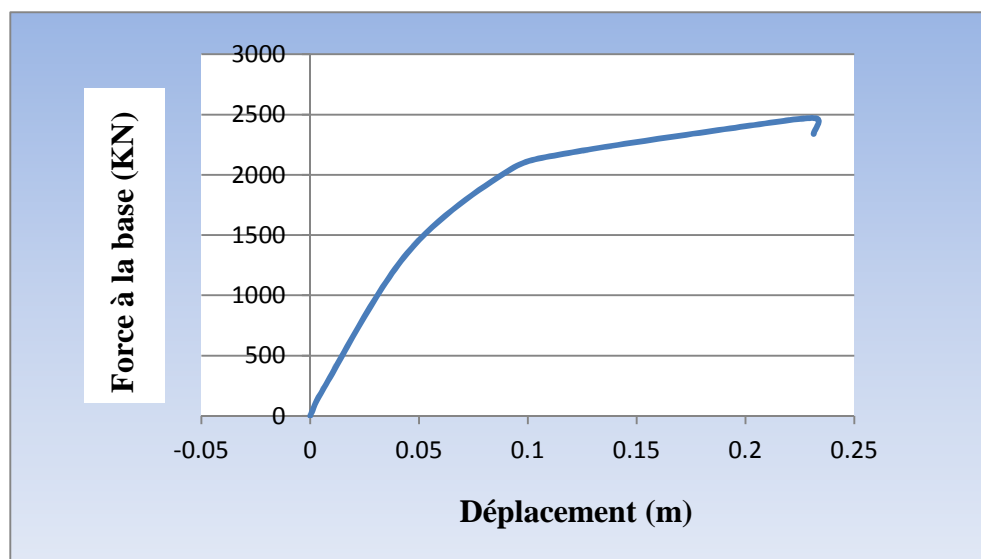


Figure V.1 : Courbe de capacité de la structure ( $V_{\text{base}} - D_{\text{sommet}}$ ).

b) Courbe de capacité du système équivalent ( $S_a - S_d$ ) :

$S_a$ (m)	$S_a$ ( $\text{m/s}^2$ )
0	0
3,62E-03	0,031
0,032	0,229
0,066	0,336
0,084	0,361
0,146	0,407
0,166	0,417

Tableau V.2 : Résultats d'analyse Pushover ( $S_a - S_d$ ).

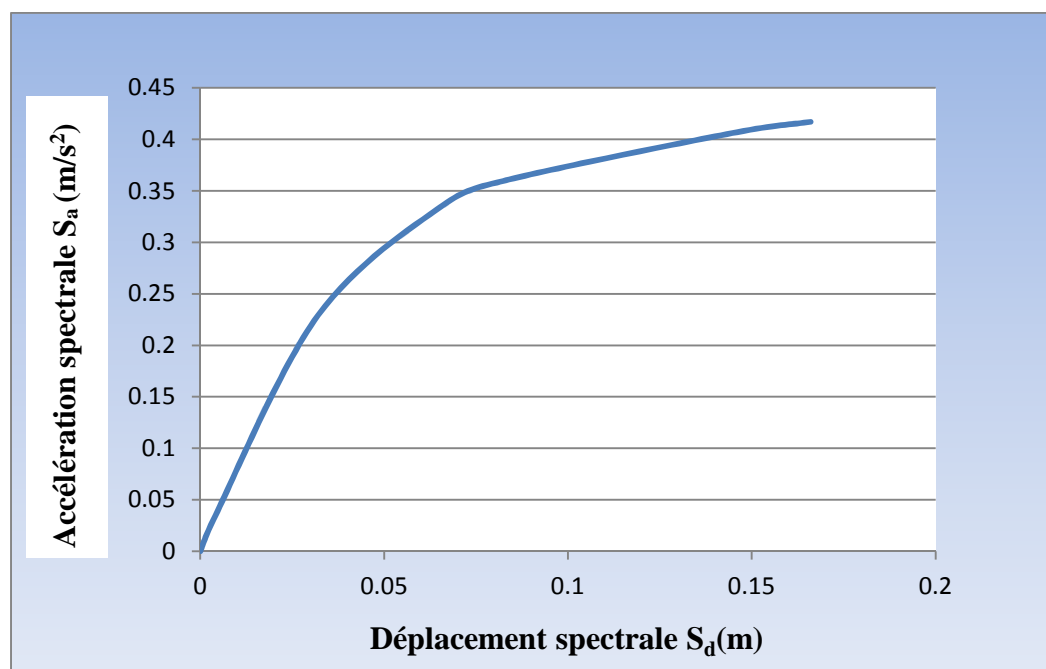


Figure V.2 : Courbe de capacité du système équivalent à un seul DDL ( $S_a$ - $S_d$ ).

### V.3. Développement des diagrammes

#### V.3.1. Représentation bilinéaire de la courbe de capacité

La représentation bilinéaire de la courbe de capacité sera développée dans le programme EXCEL.

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

Le deuxième segment est tracé en reliant le point A à un point B qui est défini de tel façon à avoir l'égalité des surfaces  $A_1$  et  $A_2$ .

La courbe de capacité (Figure V.3) est caractérisé par :

- Un état limite élastique correspondant à un point A ( $S_{dy}= 0,0339$  ;  $S_{ay}= 0,2907$ ) ;
- Un état limite ultime correspondant à un point B ( $S_{du}=0,166$  ;  $S_{au}= 0,417$ ).

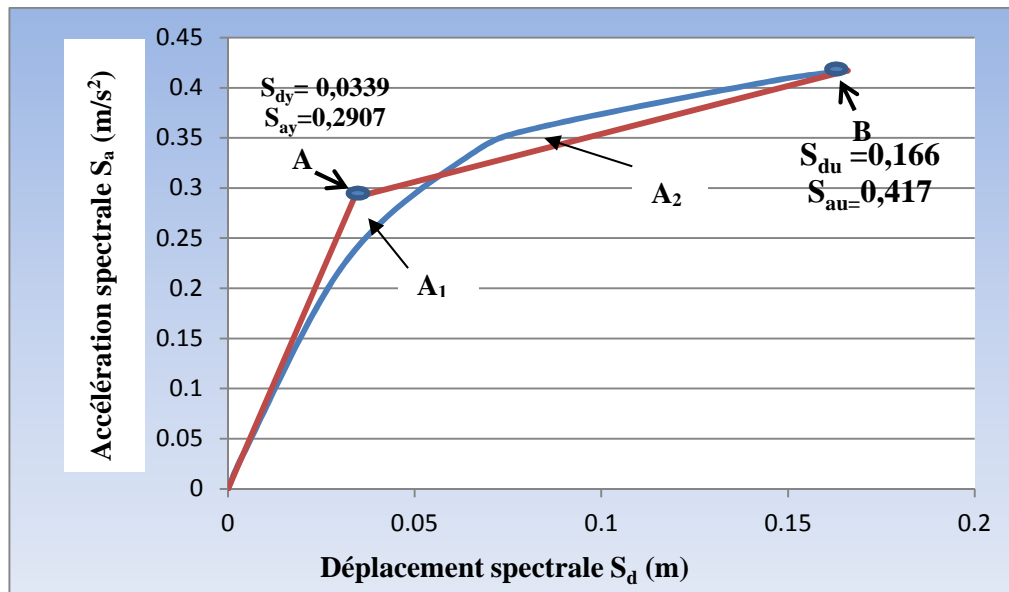


Figure V.3 : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.

**V.3.2. Diagramme ( $\beta_{eff}$ - $S_d$ ) de la capacité spectrale**

Le diagramme de la capacité spectrale en format ( $S_a$ - $S_d$ ) sera transformé en format ( $\beta_{eff}$ - $S_d$ ) (Figure V.4), à l'aide du programme EXCEL.

L'amortissement effectif ( $\beta_{eff}$ ) est calculé par la formule citée dans le Chapitre (II.12)

$$\beta_{eff} = \kappa \beta_0 + 5 = \kappa \left( \frac{63,7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \right) + 5$$

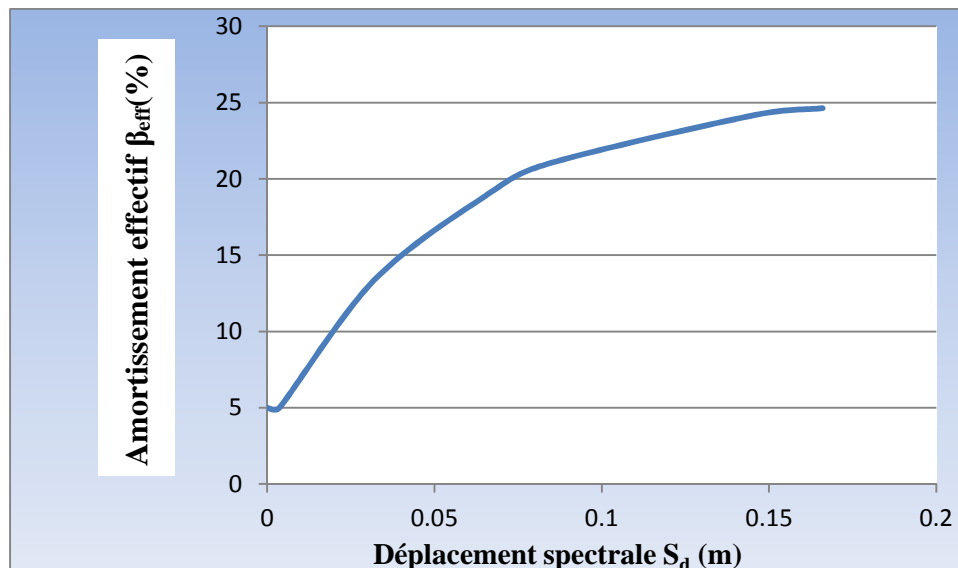


Figure V.4 : Diagramme ( $\beta_{eff}$ - $S_d$ ) de la capacité sismique de la structure.

V.3.3.Diagramme ( $\beta_{eff} - S_d$ ) de la demande sismique

Le diagramme de la demande sismique en format ( $\beta_{eff} - S_d$ ) est représenté par la Figure V.6.

Les valeurs des déplacements spectraux ( $S_d$ ) correspondant aux différentes valeurs de l'amortissement effectif sont définis par l'intersection de la courbe de capacité et la famille de spectres de réponse inélastiques amortis à 5%, 7%, 10%, 15% et 20%,25%,30%,35% et 40%.(Figure V.5 )

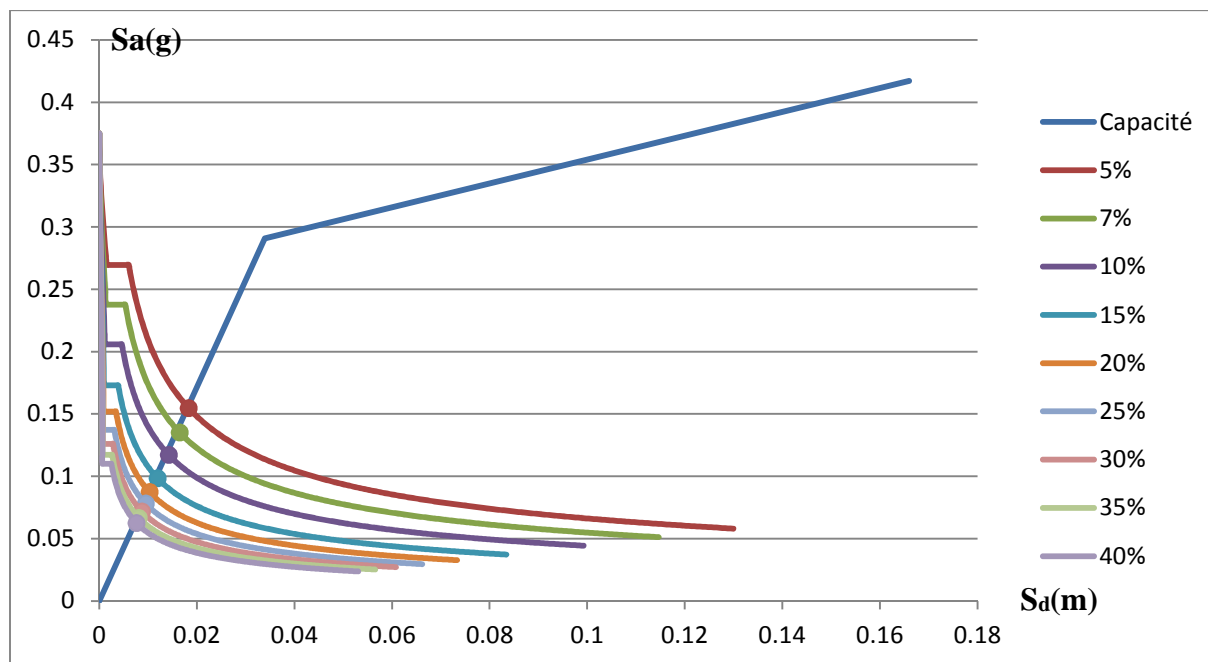


Figure V.5: Représentation d'une famille de spectres réduits.

Les points d'intersection entre la courbe de capacité et les courbes des spectres réduits qui sont tirés du graphe de la Figure V.5 sont donnés dans le Tableau V.3.

Amortissement $\zeta$ (%)	$S_d$ (m)	$S_a$ (m/s <sup>2</sup> )
5	0,0166	0,1626
7	0,014	0,1465
10	0,0124	0,1255
15	0,00976	0,109
20	0,00951	0,0927
25	0,00915	0,078
30	0,00727	0,0785
35	0,00721	0,0707
40	0,00593	0,0709

Tableau V.3 : Les valeurs de ( $S_{ay}, S_{dy}$ ) et ( $S_{au}, S_{du}$ ) en fonction de  $\zeta$ (%).

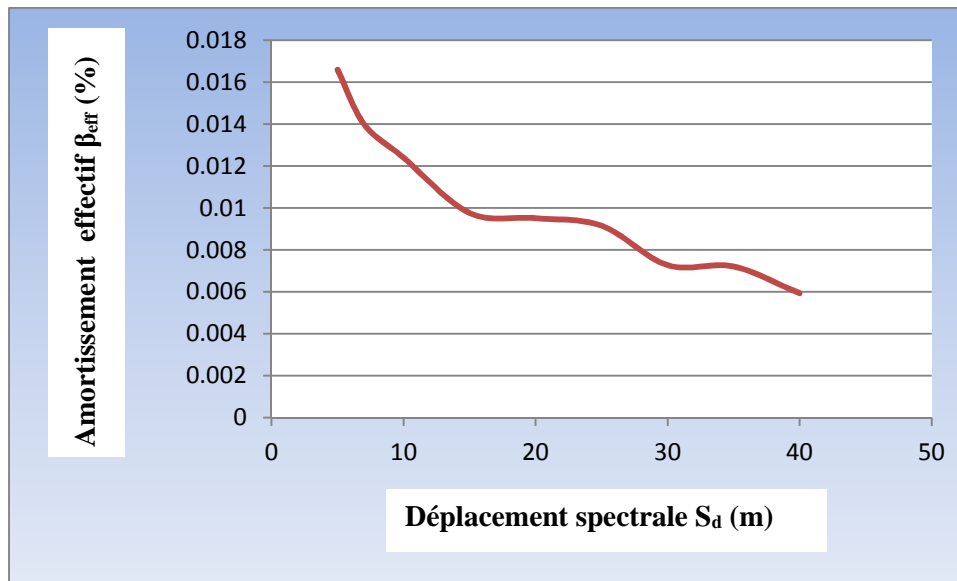


Figure V.6 : Diagramme ( $\beta_{eff}-S_d$ ) de la demande sismique de la structure.

### V.3.4. Point de performance du système équivalent

Le point de performance de la structure du système équivalent à 1 seul DDL est donné directement par l'intersection de la courbe de capacité et celle de la demande sismique en format ( $\beta_{eff}-S_d$ ) (Figure V.7).

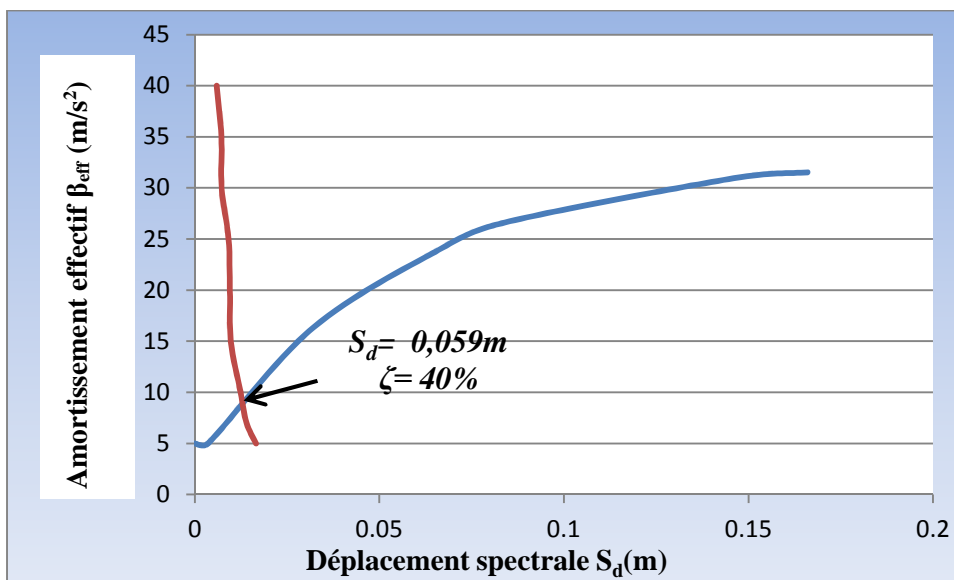


Figure V.7 : Point de performance de la structure.

- Alors le point de performance est de coordonnées :
  - $(S_d-\zeta) = (0,059\ m - 40\%)$ .
  - $(S_d-S_a) = (0,059m-0,3m/s^2)$ .

## V.3.4.1. Variation du point de performance en fonction de différents sites de sol :

a) *Les différents sites de sols selon RPA99/version 2003 :*

Catégorie	Description
S <sub>1</sub>	<b>Site rocheux :</b> Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement $V_s \geq 800$ m/s.
S <sub>2</sub>	<b>Site ferme :</b> Dépôts de sable et de gravier très denses et/ou d'argile surconsolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $V_s \geq 400$ m/s à partir de 10 m de profondeur.
S <sub>3</sub>	<b>Site meuble :</b> Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200$ m/s à partir de 10 m de profondeur.
S <sub>4</sub>	<b>Site très meuble :</b> Dépôt des sables lâches avec ou sans présence de couche d'argile molle avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.  Dépôt d'argile molle à moyennement raide avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

**Tableau V.4:** Les différents sites selon RPA 99/ version 2003.

b) *Les différents types de sols selon ATC40 :*

Type de sol	Description	V <sub>s</sub> (pied/second)
S <sub>A</sub>	<i>Hard rock</i> (Roche dure)	$V_s > 5,000$
S <sub>B</sub>	<i>Rock</i> (Roche)	$2,500 < V_s \leq 5,000$
S <sub>C</sub>	<i>Very dens soil and soft rock</i> (Sol dense et Roche moelleuse )	$1,200 < V_s \leq 2,500$
S <sub>D</sub>	<i>Stiff soil profile</i> (Sol rigide)	$600 < V_s \leq 1,200$
S <sub>E</sub>	<i>Soft soil profile</i> (Sol moelleux)	$V_s < 600$

**Tableau V.5:** Les différents types de sols selon ATC40.

Site	Coefficient $C_a$	Coefficient $C_v$	Effort tranchant $V_p(KN)$	Déplacement $D_p (cm)$
Site rocheux	0,20	0,20	1412,384	<b>4,9</b>
Site ferme	0,24	0,32	1800,381	<b>7,5</b>
Site meuble	0,28	0,40	20385,669	<b>9,2</b>
Site très meuble	0,34	0,64	2276,897	<b>15,4</b>

**Tableau V.6 :** Variation du déplacement en fonction des différents sites.

- Les coefficients  $C_a$  et  $C_v$  sont des coefficients sismiques donnés en fonction du coefficient d'accélération de zone ( $A=0,20$ ), et le groupe d'usage (ATC40) (Annexe B)
- ✚ Plus le sol devient médiocre, plus le déplacement augmente. Pour notre structure (Site ferme), on constat un déplacement de 7,5cm.

#### V.4.Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments

Plusieurs mécanismes peuvent se manifester dans une structure:

##### V.4.1.Mécanisme plastique global :

Ce type de mécanisme est souhaitable par tous les codes parasismiques, les rotules plastiques se forment en pieds des poteaux du R.D.C et dans les poutres des différents niveaux. Ce mode de ruine conduit à un mécanisme de ruine global et ductile.

##### V.4.2.Mécanisme d'étage :

Lorsque les rotules plastiques se forment en pied et en tête des poteaux d'un niveau, les déformations plastiques conduisent à un mécanisme plastique d'étage.

Une autre rupture fréquente se produit par la présence des poteaux courts, à cause de leur rigidité, ces poteaux ont une faible capacité de se déformer dans le domaine plastique, ce qui conduit à l'apparition d'un mode de ruine par cisaillement.

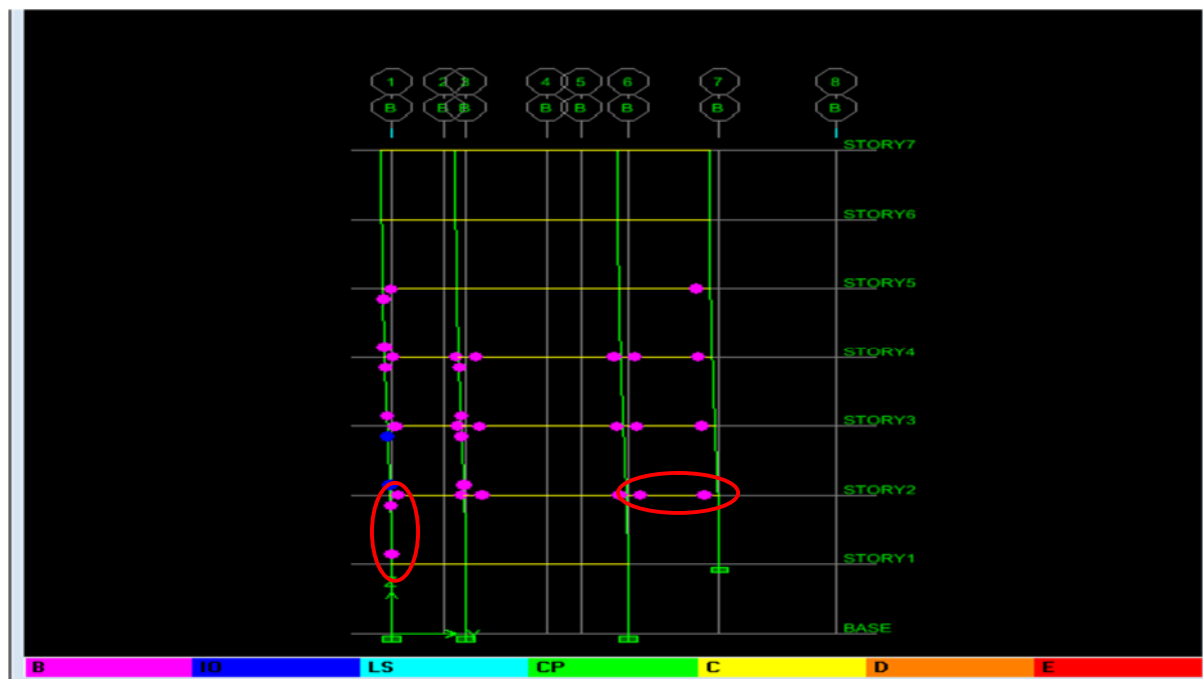
- L'irrégularité en élévation de la maçonnerie demeure aussi un paramètre qui peut causer la ruine de la structure qui, c'est notamment le cas de structures présentant des

étages transparents (étages souples).

- La présence de poutres fortes et de poteaux faibles engendre dans certains cas la formation d'un mécanisme de ruine dans les poteaux précipitant ainsi l'effondrement de ces ouvrages avant même que la structure n'ait atteint son état limite.

#### V.4.3. Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments au point de performance

##### a) Dans les portiques :



**Figure V.8 :** Apparition des rotules de type (B-IO) dans les poutres et les poteaux.

Après visualisation de la distribution des rotules plastiques dans la structure, on constate que (Figure.V.8):

- Les premières sont de type (B), et apparaissent en premier lieu dans les poutres et dans un poteau du RDC. Ces rotules correspondent à l'atteinte de la limite élastique.
- En augmentant la charge, une rotule de type (IO) apparaît au niveau de premier étage.

##### a) Les voiles

###### ➤ Voil V<sub>1</sub>

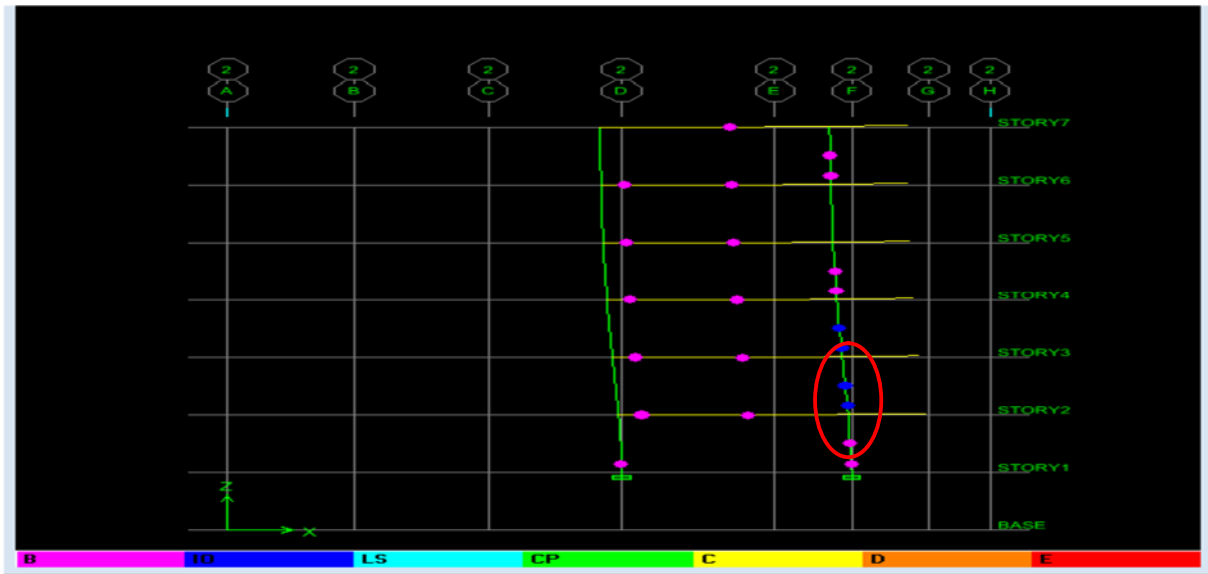


Figure V.9 : Les rotules plastiques du voile V<sub>1</sub>.

Des rotules de cisaillement et de flexion apparaissent simultanément dans le voile V<sub>1</sub>. Les rotules apparues sont de type (B) au niveau du RDC, 3<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages ; et de type (IO) au niveau du 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étages.

**Voil V<sub>2</sub>**

Les rotules qui apparaissent dans le voile V<sub>2</sub> sont de types (B). Il s'agit de rotules de flexion pour le RDC, et de rotules de flexion et de cisaillement pour les autres niveaux (Figure V.10).

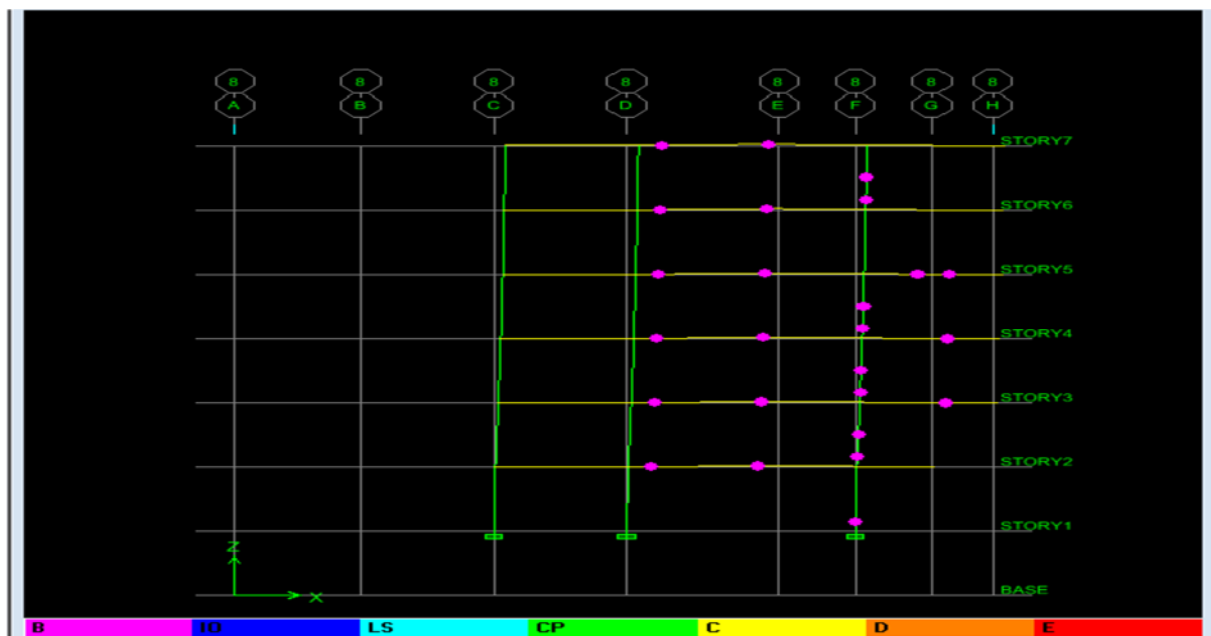
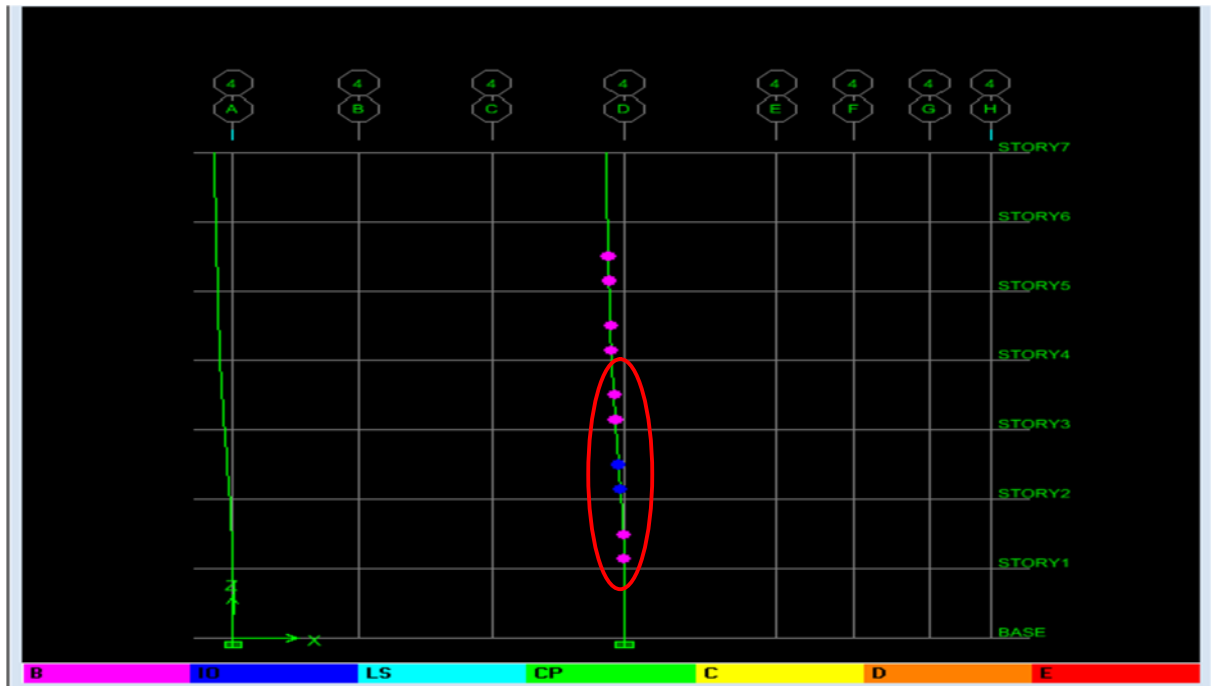


Figure V.10 : Les rotules plastiques du voile V<sub>2</sub>.

➤ **Voil V<sub>4</sub>**

On remarque l'apparition des rotules de type (B) pour le RDC, le 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> niveaux ; et de type (IO) pour le 2<sup>ème</sup> niveau (Figure V.11).



**Figure V.11** : Les rotules plastiques du voile V<sub>4</sub>.

**Commentaire :**

- Le mécanisme de ruine est un mécanisme plastique global, puisque les rotules se forment à la base de voile du R.D.C et aux extrémités des poutres. Il s'agit de rotule de flexion pour le voile V<sub>2</sub> et de rotules de flexion et de cisaillement pour les voiles V<sub>1</sub> et V<sub>4</sub>.
- Les éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles) subissent des dommages limités (B-IO) :
  - La rotule (B) : correspond à l'atteinte de la limite élastique.
  - La rotule(IO) : (Immediate Occupancy) : les dommages sont relativement limités, la section garde une grande partie de sa raideur initiale.

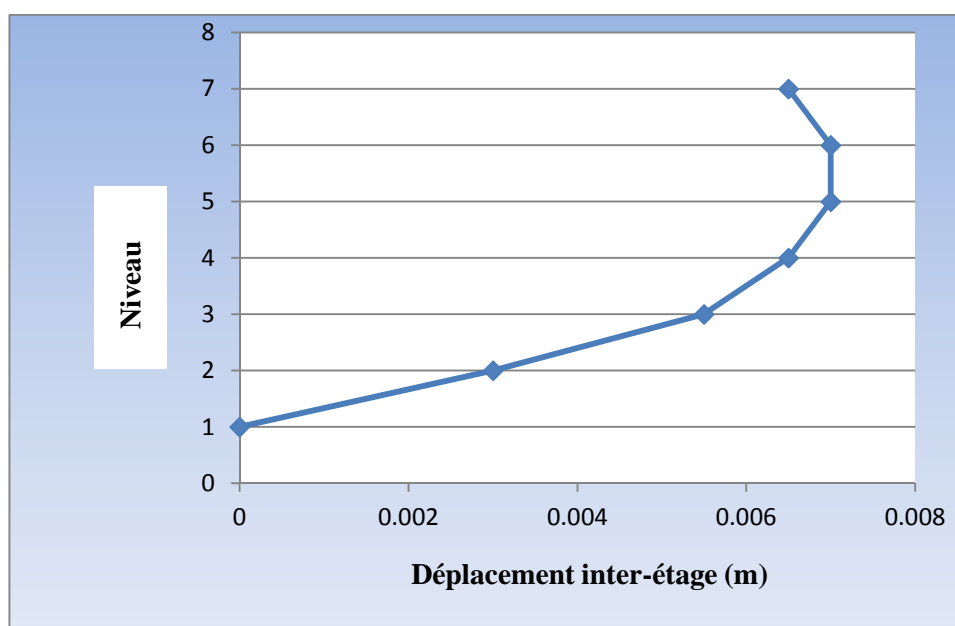
**V.5. Déplacements inter-étages au point de performance**

Les déplacements inter -étage au point de performance sont représentés par la Figure (VI.17).

Story	$\Delta_{Kx}$ (m)
Story07	0,0065

Story06	0,007
Story05	0,007
Story04	0,0065
Story03	0,0055
Story02	0,0003
Story01	0,000

**Tableau V.7 :** Déplacement inter-étage au point de performance.



**Figure V.12 :** Déplacement inter-étage.

Le déplacement inter-étages maximale est évalué au niveau «02» de la structure.

### V.6.Demande en ductilité

Dans le cas des structures en béton renforcées ou non, il faut distinguer entre la ductilité locale (ductilité en courbure, ductilité en rotation) et la ductilité globale du système étudié (ductilité en déplacement) qui sera utilisé dans notre travail.

La ductilité (en déplacement) est définie par le rapport de la déformation élasto-plastique à la déformation élastique.

$$\mu_{\Delta} = \frac{S_{du}}{S_{dy}} \dots\dots\dots (V.I)$$

Avec  $S_{du}$  : déplacement spectral ultime.

$S_{dy}$  : déplacement spectral à la limite élastique.

La ductilité est une mesure de la capacité d'un bâtiment de résister à des charges latérales dans le domaine post-élastique, en dissipant l'énergie du séisme et en créant des dégâts contrôlés, largement répartis ou concentrés selon le type de construction et de système structural.

En fonction de la ductilité, les structures en génie civil sont classées en trois classes (Tableau V.8 et V.9) (EMS).

Typologies	Description des structures
Classe A $\mu_{\Delta} > 6.5$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Bâtiments contreventés par des portiques en acier avec remplissage en maçonnerie</li> </ul>
Classe B $0.4 < \mu_{\Delta} < 6.5$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Bâtiments contreventés par des portiques en acier avec remplissage en maçonnerie</li> <li>• Bâtiments contreventé par des voiles en béton.</li> <li>• Bâtiments contreventés par des portiques et des voiles.</li> </ul>
Classe C $1.0 < \mu_{\Delta} < 4.0$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Maçonnerie ancienne en pierres non taillées.</li> <li>• Maçonnerie chaînée en éléments préfabriqués en béton ou terre cuite, avec planchers en béton armé.</li> </ul>

**Tableau V.8 :** Description et classification des structures.

<b>Typologies</b>	<b>Comportement et courbe de capacité</b>
-------------------	---

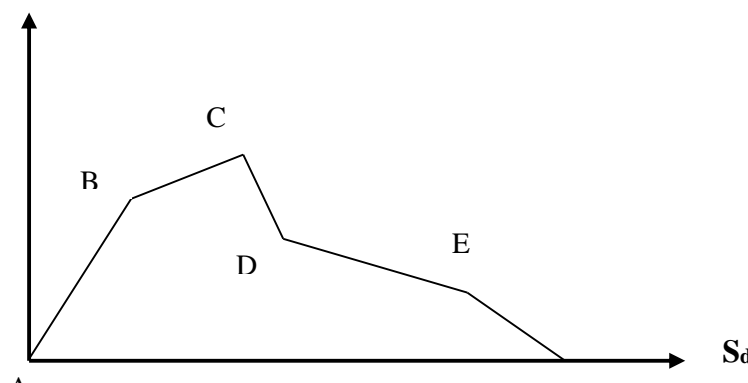
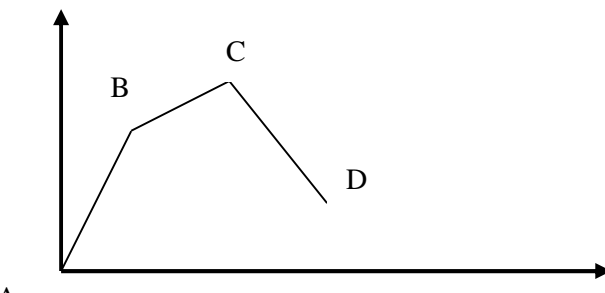
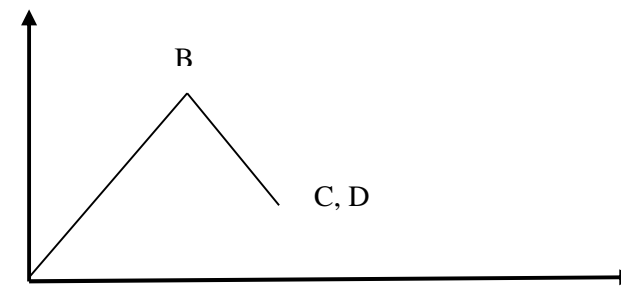
<p><b>Classe A</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>Comportement ductile <math>\mu_{\Delta} &gt; 6,5</math></b></p> <p>Le comportement ductile est caractérisé par une gamme élastique (entre le point A et B), et une gamme plastique (point B à C), suivi par perte lente de la résistance.</p> 
<p><b>Classe B</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>Comportement semi-ductile <math>0.4 &lt; \mu_{\Delta} &lt; 6.5</math></b></p> <p>Le comportement semi-ductile est caractérisé par une gamme élastique et une gamme plastique, suivi par une perte rapide et complète de la résistance</p> 
<p><b>Classe C</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>Comportement fragile <math>1.0 &lt; \mu_{\Delta} &lt; 4.0</math></b></p> <p>Le comportement fragile est caractérisé par une gamme élastique, suivi par une perte rapide et complète de la résistance.</p> 

Tableau V.9 : Typologies des structures.

$$\mu_{\Delta} = \frac{S_{du}}{S_{dy}} = \frac{0,166}{0,0339} = 4,89$$

🚧  $0.4 < \mu_{\Delta}=4,89 < 6.5 \longrightarrow$  la structure est de classe B avec un comportement semi-ductile.

### V.7. Raideur de la structure au point de performance ( $K_p$ ) et indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ )

A mesure que les éléments de la structure se plastifient, la structure subit des dommages qui se traduisent par une diminution de sa rigidité initiale ( $K_e$ ).

L'état élastique de la structure correspond à un déplacement élastique limite  $D_y=3,39$  cm et un effort tranchant élastique limite  $V_y=1027,4227$  KN.

La raideur élastique initiale :  $K_e = \frac{V_y}{D_y} = \frac{1027,4227}{0,0339} = 30307,37 \text{ KN/m}$ .

Au point de performance, la raideur de la structure est de :

$$K_p = \frac{V_p}{D_p} = \frac{1800,38}{0,075} = 24005,08 \text{ KN/m}$$

$$(V_p - D_p) = (1800,381 \text{ KN} - 0,075 \text{ m}).$$

D'après la courbe de capacité.

L'indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ ) [28]

$$I_d = 1 - \frac{K_p}{K_e} = 1 - \frac{24005,38}{30307,37} = 1 - 0,79 = 0,207$$

$$I_d = 21\%$$

🚧 Au point de performance, la plastification de la structure engendre une diminution de la raideur initiale de **21%**.

### V.8. Conclusion :

L'analyse des résultats montre que les degrés de dommages au point de performance sont limités. Les rotules plastiques qui apparaissent dans les éléments de la structure sont de type (IO), et la structure garde une grande partie de sa raideur initiale (79 %), ceci est justifié par la valeur de l'indicateur de dégradation global ( $I_d=21\%$ ).

Le comportement de la structure est un comportement semi-ductile, qui est caractérisé par une gamme élastique et une gamme plastique, ce qui justifier les rotules (B) qu'on a constaté au par avant, ou la structure atteinte la limite élastique (début de la plastification de la structure).

# *Conclusion générale*

## Conclusion générale

---

Afin de réduire les pertes et les dommages des structures, sous l'effet d'un séisme, plusieurs approches d'évaluation de leur vulnérabilité sismique ont été développées. Ces approches diffèrent les unes des autres en coût, en moyens utilisés et en précision. Le choix du type d'approche dépend de l'objectif d'évaluation, de la disponibilité des données et de la technologie utilisée.

L'objectif de cette étude est d'approfondir les connaissances sur le comportement sismique non-linéaire et d'évaluer la vulnérabilité sismique d'un immeuble R+5 d'une clinique Médico-chirurgicale. Le choix de ce type d'ouvrage a été fait par ce que elles forment une grande importance puisque il s'agit d'un bâtiment des établissements sanitaires.

Pour évaluer la performance sismique de la structure, nous avons utilisé la méthode de capacité spectrale, recommandée par le code américain ATC40.

La méthode consiste à superposer dans un graphe de type ( $\beta_{eff}$ - $S_d$ ) la courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse non linéaire en poussé progressive (Courbe de capacité) et celle représentative de la sollicitation apportée par le séisme.

L'intersection de ces deux courbes représente le point de performance, qui permet d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira, ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique.

Après avoir exposé les bases théoriques nécessaires pour la détermination des spectres de demande et de capacité, notre choix s'est porté sur le logiciel de calcul linéaire ETBS 9.7.1 qui offre la possibilité d'extraire la courbe de capacité de la structure à l'issue d'une modalisation tridimensionnelle par éléments finis.

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments linéaires ayant des propriétés élastiques, le comportement non linéaire est traduit par l'introduction de rotules plastiques de flexion et de cisaillement au niveau des zones nodales.

Le voile est modélisé par un élément linéaire équivalent situé sur l'axe central, relié à des poutres infiniment rigides. Des rotules plastiques de flexion sont introduites aux extrémités, et une rotule plastique de cisaillement est définie au milieu du voile afin de traduire son comportement en cisaillement.

Après l'analyse des résultats, il ressort ce qui suit:

## Conclusion générale

---

- ✓ *L'analyse effectuée montre clairement, que l'action sismique engendre des déplacements inter-étages, une demande en ductilité et des mécanismes de ruine au point de performance pas assez importants.*
- ✓ *Le mode de ruine observé est un mécanisme global : Apparition des rotules plastiques à la base des poteaux du RDC et aux extrémités des poutres. Ce mode de ruine conduit à une meilleure dissipation d'énergie.*
- ✓ *Les degrés de dommages observés au point de performance sont limités par le type de rotule (IO) où la structure garde une grande partie de sa raideur initiale.*

En effet, cette analyse a permis de mieux appréhender le comportement post-élastique et d'estimer les dommages et les niveaux de performance de la structure.

En fin, nous proposons qu'un chapitre relatif à la méthode Pushover soit introduit dans le prochain règlement parasismique algérien.

*Références  
bibliographiques*

## Références bibliographiques

---

[1] Cours de master 02 académique.

[2] Menguellat Chahira, 2011, Evaluation de la vulnérabilité sismique d'un bat-existant : Application à la caserne de la protection civile de la wilaya de Tizi-Ouzou, Mémoire de master, Université de mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Alger.

[3] « Construire parasismique » par Milan Zacek Editions parenthèses.

[4] « La construction en zone sismique » par Victor Davidovici Editions LE MONITEUR.

[5] Extrait du Classeur « Le risque sismique en PACA », coédition BRGM, DIREN PACA, Région PACA, décembre 2006.

[6] « vulnérabilité aux séismes et renforcement des bâtiments existants » par Milan Zacek publiée par les Grands Ateliers de l'Isle d'Abeau.

[7] REVET 2008 « La vulnérabilité, une notion problématique. Un regard d'anthologue », Acte de colloque international : Vulnérabilité sociétale, risque et environnement, Toulouse, 14-16 mai 2008, IRIS, p.99-120.

[8] Pierre Mouroux, Caterina Negulescu, 2007, Comparaison pratique entre les méthodes en déplacement de l'ATC 40 (en amortissement) et de l'Eurocode 8 (en ductilité) ,7ème Colloque National AFPS 2007-Ecole Centrale Paris.

[9] FEMA, 2005, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Prepared by Applied Technology Council (ATC-55 Project), Redwood City, California.

[10] Règles Parasismiques Algériennes, Rpa 99 / Version 2003, Centre National De Recherche Appliquée En Génie Parasismique. Algérie.

[11] Sermin Oguz, 2005, Evaluation of Pushover Analysis Procedures For Frame Structures Phd Thesis, Natural And Applied Sciences of The Middle East Technical University, Turkey.

[12] Applied technology council, 2011, Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings, ATC 72-1, Redwood City, California.

[13] 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

## Références bibliographiques

---

Constantine, Algérie.

[14] Belmouden Y, Lestuzzi P, 2006, Evaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existents en suisse, Rapport de recherche école polytechnique fédérale de Lausanne.

[15] Hemsas Miloud, 2010, Modélisation par macro élément du comportement non linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique, thèse de doctorat, Université de Bordeaux 1, France.

[16] Hamou Kada, Rammdane Kheir eddine, 2007, Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode Pushover, 7<sup>ème</sup> Colloque National AFPS 2007, Ecole centrale Paris.

[17] Y, Menasri, M.S, Nouaouria, M. Guenfoud, 2010, Evaluation de la vulnérabilité sismique à l'échelle d'une structure en béton armé par l'analyse statique non linéaire, Symposium Internationale sur la construction on zone sismique, Université de Hassiba Ben Bouali de Chlef(Algérie).

[18] Mohamed Nour El-Din Abd-Alla , 2007, Application of Recent technique of Pushover for Evaluating seismic performance of multistory building, Master of science in structural engineering, Cairo University.

[69] Règle parasismiques Algérienne, Rpa 99/ 2003, centre nationale de recherche appliqué en génie parasismique, Algérie.

[19] Ashraf Habibulla, and Stephen Pyle, 1998, Practical three dimensional nonlinear static Pushover analysis, Published in structure magazine, 1998.

[20] Kutay Orakcal, John W. Wallace, and Joel P. Conte, 2004, Flexural modeling of reinforced concrete walls model attributes, ACI structural journal/ September -October 2004, Title no. 101-S68.

[21] Volcano, A, V.V. Bertero, and V. Colotti, 1988, Analytical modeling of RC structural walls, proceeding, 9th world conference on earthquake engineering 6, Tokyo- Kyoto.

[22] FEMA, 2000, Prestandard and commentary for this seismic rehabilitation of buildings, FEMA 356, reported by the American society of civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

## Références bibliographiques

---

- [23] K. Galal and H. El-Sokkary, 2008, Advancement in modeling of RC Shear Walls, The 14<sup>th</sup> World conference on earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China.
- [24] Matej Fishinger and Tatjana Isakovic, 2000, Benchmark analysis of a structural walls, 12<sup>th</sup> world conference on earthquake engineering, Auckland, Nouvelle Zélande , Paper No.416.
- [25] Anile K. Chopra, Rakesh K. Goel, 2001, a model Pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: theory and preliminary evaluation, Pacific Earthquake engineering Research center, university of California, Los Angeles.
- [26] Aknouche Hassan, 2008, Analyse statique et dynamique non linéaire d'un bâtiment en béton armé, séminaire CTC centre. Algérie.
- [27] Institut national des sciences appliquées de Lyon - PIERRE ALAIN-, Proposition d'amélioration pour l'évaluation de la nocivité d'un signal et du dommage pour les structures à ossatures. Introduction à l'analyse fiabiliste de l'endommagement en fonction de la nocivité d'un signal sismique. Contribution à la prédiction du dommage des structures en béton armé sous sollicitations sismiques.
- [28] Méthode d'évaluation de la vulnérabilité du bâtiment existant vis-à-vis du risque sismique, Mémoire de magister, Université de Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, Algérie.
- [29] Contribution à l'étude de la performance parasismique des éléments linéaires en béton. Djebbar Nabil (Faculté des Sciences Ingénieur, Département de Génie Civil).
- [30] Eurocode 8, Calcul des structures en béton armé.
- [31] FEMA, 1997, NEHRP Commentary on the Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 273 Report, prepared by the Building Seismic Safety Council and the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [32] Contribution à l'étude de la performance parasismique des éléments linéaires en béton. DJEBBA R NABIL (Faculté des Sciences Ingénieur, Département de Génie Civil).
- [33] Belkheir Mohammed Aghiles« influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments» Mémoire de magister, Université de Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou, Algérie.

## Références bibliographiques

---

[34] Youssef Belmouden, 2004, Analyse spectrale non itérative des oscillateurs simples sous l'action des tremblements des terres, Bulletin de l'institut scientifique, Rabat, section sciences de la terre, 2004, n°26,1-10.

# *Annexes*

**Annexe A : Type de structures, valeurs de l'amortissement visqueux et le coefficient k**

❖ **Annexe A-1 : Valeurs de l'amortissement visqueux et le coefficient k**

**Type A :** La boucle d'hystérésis est sensible similaire à celle de la figure, le facteur  $\kappa$  est affecté d'une valeur égale lorsque  $\beta_0 \leq 16,25$ .

**Type B :** La boucle d'hystérésis est relativement réduite par rapport à celle de la figure, le facteur  $\kappa$  est affecté d'une valeur égale à 2/3 lorsque  $\beta_0 \leq 25$ .

**Types C :** La boucle d'hystérésis est très réduite par rapport à celle de la figure, le facteur  $\kappa$  est affecté d'une valeur égale à 1/3.

Les valeurs de tableau  $\kappa$  est données dans le tableau

Type de comportement structurel	$\beta_0$ (en pourcents)	$\kappa$
Type A	$\leq 16,25$	1,0
	$\geq 16,25$	$1,13 - \frac{0,51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type B	$\leq 25$	0,67
	$\geq 25$	$0,845 - \frac{0,446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type C	Toutes les valeurs	0,33

❖ **Annexe A-2 : Type de structure (A, B et C)**

Durée de séisme	Structure neuves	Structures existantes	Structures dégradées
Court	Type A	Types B	Type C
Long	Type B	Type C	Type C

## Annexe B

### ❖ Annexe B-1 : Seismic coefficient, $C_v$

	Shaking Intensity, $ZEN^{1,2}$					
Soil profile type	= 0.075	= 0.15	= 0.20	= 0.30	= 0.40	> 0.40
$S_B$	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40	1.0(ZEN)
$S_C$	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56	1.4(ZEN)
$S_D$	0.18	0.32	0.40	0.54	0.64	1.6(ZEN)
$S_E$	0.26	0.50	0.64	0.84	0.96	2.4(ZEN)
$S_F$	Site –Specific geotechnical investigation required to determine $C_v$					

### ❖ Annexe B-2 : Seismic coefficient, $C_A$

	Shaking Intensity, $ZEN^{1,2}$					
Soil profile type	= 0.075	= 0.15	= 0.20	= 0.30	= 0.40	>0.40
$S_B$	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40	1.0(ZEN)
$S_C$	0.09	0.18	0.24	0.33	0.40	1.0(ZEN)
$S_D$	0.12	0.22	0.28	0.36	0.44	1.1(ZEN)
$S_E$	0.19	0.30	0.34	0.36	0.36	0.9(ZEN)
$S_F$	Site –Specific geotechnical investigation required to determine $C_A$					