



**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**Université A. MIRA-Bejaia**  
**Faculté de Technologie**  
**Département de Génie Civil**

## **Mémoire**

**Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil**  
**Option : Matériaux et Structures**

### **Thème**

# **La performance des structures auto-stables en béton armé**

### **Présenté par :**

Benkhellat Sonia

Kassous Lilia

### **Soutenu le 19 juin 2017 devant le jury :**

Mr. OURABAH Adnan

Président

Mme. SEGHIR Ouassila

Encadreuse

Mme. BOUAYAD Djamila

Examinatrice

Année universitaire 2016/2017

# **Remerciements**

*Nous commençons tout d'abord par remercier le bon dieu pour nous avoir donné la force et le courage et de nous avoir doté de toute la bonne volonté nécessaire et de nous avoir gardé en bonne santé jusqu'à avoir mené à terme ce travail.*

*Nous tenons à présenter nos remerciements les plus chaleureux à notre chère promotrice **Mme Seghir**, en premier lieu pour avoir proposé un thème aussi intéressant et original puis d'avoir accepté de nous encadrer et enfin d'avoir contribué à sa réalisation avec autant de zèle que de ferveur. Veuillez retrouver ici l'expression de notre profonde gratitude et immense reconnaissance. Nous ne vous remercierons jamais assez pour nous avoir accompagnées tout au long de ce travail, pour votre patience, pour vos prodigieux conseils et surtout d'avoir répondu présente à tout moment. C'était un honneur d'avoir eu à travailler à vos cotés.*

*Nos immenses remerciements vont aussi à **Mr Guechari** qui nous a apporté une aide précieuse et nous a été d'un grand appui pour bien mener à terme ce travail avec ses encouragements et ses précieux conseils.*

*Un grand merci à **Mr Seghir** pour son aide.*

*Nous remercions aussi les membres de jury **Mr Ourabah** et **Mme Bouayad** qui ont accepté de juger notre travail.*

*Nous adressons aussi nos remerciements les plus profonds à tous les enseignants et professeurs qui nous ont tout appris depuis notre premier jour à l'école jusqu'à ce jour.*

*Sans oublier nos deux grandes familles car un bon entourage comme celui qu'elles nous ont apporté est la clef de tout succès. Merci infiniment.*

*Un grand merci à toute personne qui a contribué d'une façon ou d'une autre à la réalisation de ce travail en particulier les amis et les cousins. Merci d'être là.*

## ***Dédicaces***

*A celle qui a toujours été là pour moi, à celle qui a toujours veillé sur moi, à ma meilleure amie, à ma confidente, ma très chère maman, j'espère que tu trouveras en ce modeste travail le fruit des longues années que tu as sacrifié pour mon bien être durant les quelles tu ne t'es jamais lassée de m'encourager et de me soutenir.*

*A la mémoire de mon très cher père au quel je rends aujourd'hui hommage et avec qui j'aurais aimé partager ma réussite.*

*A tous mes frères, à mes sœurs Fatima et Aicha qui ont toujours été là pour moi quand j'ai eu le plus besoin.*

*A toute ma famille, mes oncles, mes tentes en particulier NANA et ZIZI. Ainsi qu'à tous mes cousins et cousines surtout Ghania.*

*A tous mes amis Rahma, Zahia, Fadila, Nanou, Thamazgha, Ferrodja, Dihia, Hiba Sid ali, Yanis et Nabil avec qui j'ai passé des moments inoubliables.*

*A mon amie et binôme Sonia aux cotés de la quelle j'ai trouvé un plaisir fou à travailler et avec la quelle j'ai partagé de très bonnes choses.*

*A toute personne chère à mon cœur que je n'ai pas pu citer.*

***Lilia***

## ***Dédicaces***

*Je dédie ce modeste travail à .....*

*La mémoire de ma chère grand-maman cette femme extraordinaire qui est l'exemple même de la sagesse qui m'a entouré de sa chaleureuse affection que je ressens encore. J'aurai aimé qu'elle soit encore là pour que je puisse partager ma joie avec elle.*

*Mes très chers parents, je ne saurais trouver les mots pour vous dire merci, car aucune parole ni expression ne serait suffisamment puissante pour vous exprimer mon immense gratitude et ma reconnaissance éternelle. Merci pour votre soutien, vos encouragements, merci d'avoir cru en moi et de m'avoir accompagné durant toutes mes études, merci de m'avoir enseigné la vie, merci d'être les personnes que vous êtes, merci d'être mes parents. Je suis fier d'être votre fille. Je vous adresse le plus respectueux et le plus émotionnel « je vous aime ».*

*Mes sœurs Chahrazad, Manal, Zahra et mon unique petit frère Salas qui sont chers à mon cœur car ils m'ont toujours soutenus et ont toujours été là pour moi.*

*Toute ma grande famille ma grand-mère, mon grand-père, mes oncles, mes tantes, tous mes cousins et toutes mes cousines sans exception. Merci pour les gens extraordinaires que vous êtes tous.*

*Mes copines de chambre qui sont plus que des meilleures amies mais plutôt des sœurs.*

*Tous mes amis et toutes mes amies.*

*Mon amie et binôme Lilia aux côtés de la quelle j'ai aimé travailler.*

*Toute personne qui m'a aidé de près ou de loin.*

*Toute personne qui m'est chère mais que je n'ai pas pu citer.*

***Sonia***

---

## Table des matières

<b>Introduction générale.....</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre I : comportement non linéaire des structures</b>	
I.1. Introduction.....	3
I.2.Source des non linéarités.....	3
I.2.1.Les non linéarités matérielles.....	3
I.2.2. Les non linéarités géométriques.....	3
I.2.3.Les non linéarités de contact.....	4
I.3. Comportement des structures.....	4
I.3.1.Comportement élastique linéaire.....	4
I.3.2. Comportement non linéaire.....	5
I.3.2.1.Modèle Elasto-Plastique.....	5
I.3.2.2.Modèle de Clough.....	6
I.3.2.3.Modèle de Takeda.....	6
I.3.2.4. Modèle de Q.....	7
I.3.2.5.Modèle $\gamma$ .....	8
I.4. lois de comportement du béton et de l'acier.....	8
I.4.1.Les modèles de comportement du béton.....	8
I.4.1.1.Modèle de Mander et al (1988).....	9
I.4.1.1.1. Modèle de béton confiné.....	9
I.4.1.1.2. Modèle de béton non confiné.....	10
I.4.1.2.Modèle constitutif de Kent et Park.....	10
I.4.1.3.Comportement du béton sous contraintes uni-axiales.....	12
I.4.1.3.1. Comportement du béton en compression simple.....	12
I.4.1.3.2. Comportement du béton en traction.....	12
I.4.2. Comportement de l'acier.....	13

---

I.4.2.1. Modèle Elasto-Plastique.....	13
I.4.2.2. Modèle de l'acier (King et al, 1986).....	14
I.4.2.3. Modèle de Menegotto et Pinto (1973).....	15
I.5. Méthodes de résolution pour estimer la réponse non linéaire.....	16
I.5.1. Méthode d'intégration pas à pas.....	16
I.5.2. Méthodes de l'analyse pushover.....	18
I.6. Conclusion.....	18

## **Chapitre II : Modélisation des portiques**

II.1. Introduction.....	20
II.2. Modélisation des poutres et poteaux du portique.....	20
II.2.1. Loi moment–courbure associée aux poutres .....	20
II.2.2. Loi moment–courbure associée aux poteaux.....	23
II.3. Méthodes d'analyse non linéaire.....	25
II.4. Estimation de la longueur de la rotule plastique.....	25
II.5. Conclusion.....	26

## **Chapitre III : analyse pushover**

III.1. Introduction.....	27
III.2. But de l'analyse pushover.....	27
III.3. Hypothèses d'élaboration de la méthode Pushover.....	27
III.3.1. Mise en équation.....	28
III.4. Choix de la forme du chargement latéral.....	29
III.4.1. Répartition de la forme du chargement basée sur le mode fondamental.....	29
III.4.2. la répartition de la charge selon FEMA.....	29
III.4.3. Une répartition uniforme de la charge.....	30
III.4.4. Une distribution triangulaire inverse.....	30
III.5. les étapes d'analyse pushover.....	30
III.6. détermination de la courbe de capacité.....	30

---

III.7. estimation de la performance.....	31
III.7.1. Méthode de la détermination du point de performance selon (FEMA 273).....	32
III.7.2. Méthode du spectre de capacité (ATC 40).....	34
III.7.2.1. Les étapes de la méthode du spectre de capacité.....	34
III.7.3. La méthode N2.....	34
III.7.3.1. Principe de la méthode.....	35
III.7.3.2. Description de la méthode.....	35
III.8. Notion du mode de ruine selon le code FEMA.....	38
III.9. Notion d'endommagement.....	39
III.10. Conclusion.....	40
 <b>Chapitre IV : Application de l'analyse pushover</b>	
IV.1. Introduction.....	41
IV.2. Lois de comportement du béton et de l'acier.....	41
IV.3. Application 1.....	42
IV.3.1. Présentation du portique étudié.....	42
IV.3.2. Détermination des lois moment-courbure.....	43
IV.3.2.1. Loi moment courbure associée à la poutre.....	43
IV.3.2.2. Loi moment courbure associée aux poteaux.....	44
IV.3.3. Application de la méthode d'analyse pushover.....	44
IV.3.3.1. Courbe de capacité.....	44
IV.3.3.2. Détermination du point de performance.....	45
IV.3.3.3. Mécanisme de ruine et distribution des rotules plastiques.....	46
IV.3.3.4. Détermination du point de performance par plusieurs méthodes.....	49
IV.4. Application 2.....	49
IV.4.1. présentation du portique étudié.....	49
IV.4.2. Les lois moment-courbure des portiques étudiés.....	50
IV.4.2.1. Les lois moment-courbure associée à la poutre.....	50

---

---

IV.4.2.2. les lois moment-courbure associées aux poteaux.....	51
IV.4.3. Application de la méthode d'analyse pushover.....	52
IV.4.3.1. Analyse comparative de l'effet de ferrailage sur les courbes de capacité.....	52
IV.4.3.2. Détermination du point de performance.....	53
IV.4.3.3. Analyse comparative de l'effet de ferrailage sur le mécanisme de ruine.....	54
IV.5. Application 3.....	56
IV.5.1. Description du portique étudié.....	56
IV.5.1.1. les charges appliquées sur le portique étudié.....	57
IV.5.2. Application de la méthode d'analyse pushover.....	58
IV.5.2.1. Effet du mode de chargement sur la courbe de capacité.....	58
IV.5.2.2. Détermination du point de performance.....	59
IV.5.2.2.1. Détermination du point de performance par la méthode N2.....	59
IV.5.2.2.2. Le mécanisme de ruine et l'ordre d'apparition des rotules.....	62
IV.5.2.2.3. Détermination du point de performance par plusieurs méthodes.....	63
IV.6. Application 4.....	63
IV.6.1. Description du portique étudié.....	63
IV.6.1.1. les charges appliquées sur portique étudié.....	64
IV.6.2. Application de la méthode d'analyse pushover.....	65
IV.6.2.1. Détermination du point de performance par la méthode N2.....	65
IV.6.2.2. Analyse du mécanisme de ruine avec l'ordre d'apparition des rotules élastiques.....	67
IV.6.2.3. Détermination du point de performance par plusieurs méthodes.....	68
IV.7. Conclusion.....	69
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>70</b>

## Liste des figures

<b>Figure I.1</b> : Modèle élastique linéaire.....	5
<b>Figure I.2</b> : Modèle Elasto-Plastique.....	6
<b>Figure I.3</b> : Modèle de Clough.....	6
<b>Figure I.4</b> : Modèle de Takeda.....	7
<b>Figure I.5</b> : Modèle de Q.....	7
<b>Figure I.6</b> : Modèle $\gamma$ .....	8
<b>Figure I.7</b> : Modèle Mander pour le béton confine et non confiné.....	10
<b>Figure I.8</b> : Modèle modifié du béton en compression de kent et park.....	11
<b>Figure I.9</b> : Courbe typique contraintes - déformations sous compression uni-axiale.....	12
<b>Figure I.10</b> : Essai de traction directe Terrin (1980).....	13
<b>Figure I.11</b> : Courbe typiques contraintes-déformations pour les aciers.....	13
<b>Figure I.12</b> : Modèle Elasto-Plastique avec écrouissage(EPE).....	14
<b>Figure I.13</b> : Modèle king et al de l'acier.....	15
<b>Figure I.14</b> : Modèle de Menegotto-Pinto de l'acier.....	16
<b>Figure I.15</b> : Signification physique de la courbe de capacité.....	17
<b>Figure II.1</b> : Courbure, contrainte et déformation de la section d'une poutre.....	20
<b>Figure II.2</b> : Diagramme moment-courbure.....	22
<b>Figure II.3</b> : Calcul du moment-courbure pour une section arbitrairement formée.....	22
<b>Figure II.4</b> : Courbure d'une section rectangulaire soumise à un moment et effort axial.....	24
<b>Figure II.5</b> : Définition de la longueur de la rotule plastique.....	26
<b>Figure III.1</b> : Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés.....	28
<b>Figure III.2</b> : Signification physique de la courbe Pushover.....	31
<b>Figure III.3</b> : Détermination du point de performance.....	32
<b>Figure III.4</b> : Détermination de la rigidité effective.....	32
<b>Figure III.5</b> : détermination du point de performance selon ATC.....	34
<b>Figure III.6</b> : Différentes étapes du développement de la méthode N2.....	36
<b>Figure III.7</b> : Spectres élastique et inélastique et le diagramme de capacité.....	38
<b>Figure III.8</b> : courbe force-déplacement.....	38
<b>Figure III.9</b> : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité.....	40
<b>Figure IV.1</b> : Loi de comportement du béton.....	41
<b>Figure IV.2</b> : Loi de comportement du l'acier.....	42
<b>Figure VI.3</b> : Vue en 2D du portique étudié.....	42
<b>Figure VI.4</b> : Loi moment-courbure de la poutre.....	43
<b>Figure IV.5</b> : Loi moment-courbure des poteaux.....	44
<b>Figure IV.6</b> : Courbes de capacité pushove.....	45

---

<b>Figure IV.7</b> : La position du point de performance de la courbe obtenue par défaut.....	45
<b>Figure IV.8</b> : La position du point de performance de la courbe obtenue par les lois $M-\varphi$ .....	46
<b>Figure IV.9</b> : Formation des rotules plastiques à la première étape.....	47
<b>Figure IV.10</b> : Formation de premières rotules plastiques dans les poteaux.....	48
<b>Figure IV.11</b> : Formation des rotules plastiques au point de performance.....	48
<b>Figure IV.12</b> : Lois moment-courbure de la poutres sous ferrailée.....	50
<b>Figure IV.13</b> : Lois moment-courbure de la poutre sur ferrailée.....	51
<b>Figure IV.14</b> : Lois moment-courbure des poteaux sous ferrailés.....	51
<b>Figure IV.15</b> : Lois moment-courbure des poteaux sur ferrailés.....	52
<b>Figure IV.16</b> : Courbes de capacité des différents types de ferrailage.....	52
<b>Figure IV.17</b> : La position des points de performance.....	53
<b>Figure IV.18</b> : Formation des rotules plastiques à la première étape.....	54
<b>Figure IV.19</b> : Formation des rotules plastiques dans les poteaux.....	55
<b>Figure IV.20</b> : Formation des rotules plastiques au point de performance du portique bien ferrailé.....	55
<b>Figure IV.21</b> : Vue en plan de la structure et le portique étudié.....	56
<b>Figure IV.22</b> : Spectre de réponse élastique (accélération spectrale-période).....	57
<b>Figure IV.23</b> : Courbes de capacité pour les différents types de chargement.....	59
<b>Figure IV.24</b> : Courbe pushover.....	60
<b>Figure IV.25</b> : Courbe de capacité et son idéalisation.....	60
<b>Figure IV.26</b> : Spectre de réponse élastique (accélération spectrale-période).....	61
<b>Figure IV.27</b> : Spectre de réponse élastique et inélastique (accélération spectrale-déplacement spectral)....	61
<b>Figure IV.28</b> : La position de point de performance selon la méthode N2.....	62
<b>Figure IV.29</b> : L'ordre d'apparition des rotules plastiques dans le portique.....	62
<b>Figure IV.30</b> : Vue en plan de la structure et le portique étudié.....	63
<b>Figure IV.31</b> : Spectre de réponse élastique (accélération spectrale-période).....	64
<b>Figure IV.32</b> : Courbe de capacité.....	65
<b>Figure IV.33</b> : Courbe de capacité et son idéalisation.....	66
<b>Figure IV.34</b> : Spectre de réponse élastique (accélération spectrale-période).....	66
<b>Figure IV.35</b> : Spectre de réponse élastique et inélastique (accélération spectrale-déplacement spectral).....	67
<b>Figure IV.36</b> : La position de point de performance selon la méthode N2.....	67
<b>Figure IV.37</b> : L'ordre d'apparition des rotules plastiques dans le portique.....	68

---

**Liste des tableaux**

<b>Tableau III.1</b> : Valeurs du facteur de modification $C_0$ .....	33
<b>Tableau III.2</b> : Valeur du facteur de modification $C_2$ .....	33
<b>Tableau IV.1</b> : Paramètres définissant le comportement du béton et de l'acier .....	41
<b>Tableau IV.2</b> : Dimensions et ferrailage des poteaux et poutre du portique étudié.....	43
<b>Tableau IV.3</b> : Loi moment – courbure de la poutre.....	43
<b>Tableau IV.4</b> : Loi moment – courbure pour les poteaux.....	44
<b>Tableau IV.5</b> : Les résultats d'analyse pushover basée sur le code FEMA.....	47
<b>Tableau IV.6</b> : Les résultats d'analyse pushover basée sur les lois $M-\phi$ .....	47
<b>Tableau IV.7</b> : Détermination du point de performance par plusieurs méthodes.....	49
<b>Tableau IV.8</b> : Les différents types de ferrailage des poteaux et poutre.....	50
<b>Tableau IV.9</b> : Loi moment-courbure associée à la poutre.....	50
<b>Tableau IV.10</b> : Loi moment-courbure associée aux poteaux.....	51
<b>Tableau IV.11</b> : Caractéristique à l'état élastique du portique étudié.....	53
<b>Tableau IV.12</b> : Détermination du point de performance des trois courbes.....	53
<b>Tableau IV.13</b> : Dimensions et ferrailages des poteaux et poutres de la structure $N = 5$ .....	57
<b>Tableau IV.14</b> : Les longueurs plastiques des poteaux et poutres du portique étudié.....	58
<b>Tableau IV.15</b> : Les différents types de chargement appliqué sur le portique étudié.....	58
<b>Tableau IV.16</b> : Détermination du point de performance par plusieurs méthodes.....	63
<b>Tableau IV.17</b> : Dimensions et ferrailages des poteaux et poutres de la structure.....	64
<b>Tableau IV.18</b> : Les longueurs plastiques des poteaux et poutres du portique étudié.....	65
<b>Tableau IV.19</b> : Détermination du point de performance par plusieurs méthodes .....	68

# *Introduction générale*

## Introduction générale

En général, les structures de génie civil sont calculées de façon linéaire élastique grâce à plusieurs méthodes comme, la méthode des éléments finies. Ces structures sont soumises à des mouvements de faibles intensités mais pour des mouvements majeurs du sol, elles doivent être capables de résister à des déformations inélastiques produisant un comportement non linéaire, ce dernier peut être analysé par plusieurs méthodes, les plus utilisées sont : la méthode de poussée progressive (pushover) et la méthode d'intégration pas à pas. [11, 26, 18, 21, 09, 24, 43, 33]

Une bonne compréhension du comportement sismique des structures à travers des méthodes non linéaires permet d'estimer leurs réponses vis à vis d'un chargement sismique sur la base des lois simplifiées reliant une déformation à son effort associé. Ceci permet d'établir des relations entre le déplacement du système et ses composantes à un état limite. Ces modèles de comportement doivent être capables de prendre en compte plusieurs phénomènes essentiels mis en jeu lors d'une sollicitation sismique telle que la fissuration du béton, l'abaissement de la rigidité et la dissipation d'énergie. [33, 28, 29, 30, 38]

Le béton et les armatures d'acier sont les composants principaux des structures en béton armé ou en béton précontraint rencontrées en génie civil. La modélisation numérique du comportement de ces structures nécessite l'étude de trois aspects: les modèles constitutifs du béton, les modèles de comportement de l'acier et l'interaction entre le béton et l'acier. De nombreux modèles de comportement du béton et de l'acier ont été proposés par différents auteurs dans la littérature. [49, 05, 02, 35, 37, 17, 22, 20, 48]

Les modèles analytiques pour l'analyse pushover des structures en portiques peuvent être divisés en deux types, les modèles de la plasticité localisée proposent de concentrer les zones inélastiques aux extrémités des éléments (rotules plastiques) et les modèles du plasticité distribuée (modèles fibres) proposent de distribuer les zones inélastique tout au long des éléments.[06, 41, 35]

Le plus grand défi pour la conception des bâtiments sur la base de leur performance sismique a été le développement des méthodes à la fois simples et efficaces pour l'analyse, la conception et la vérification des effets des séismes sur les structures. Les méthodes d'analyse doivent être capables de prédire la demande des forces et des déplacements imposés par les séismes de façon réaliste. En réponse à ces besoins, certaines réglementations, notamment l'ATC 40 (Applied Technology Council) [03] et le FEMA 273 (Federal Emergency Management Agency) [15], ont incorporé des méthodes pour déterminer la demande en déplacement imposé à un bâtiment susceptible d'avoir un comportement inélastique pendant un séisme. [43, 09, 32, 31, 33, 21, 03]

## Les objectifs du mémoire

Les objectifs visés dans le cadre de ce mémoire sont :

- Effectuer une analyse comparative sur les lois de comportement des éléments d'une structure en béton armé, l'une est basée sur celles développées dans le code FEMA et l'autre sur les lois de comportement que nous allons développer dans ce travail.
- Etudier l'influence du ferrailage et le type des charges latérales appliqué sur le portique en béton armé sur la capacité sismique, le déplacement latéral et le mécanisme de ruine.
- Réaliser une étude comparative sur les méthodes de détermination du point de performance des structures auto-stables en portique en béton armé.
- Détermination du point de performance par la méthode N2 et comparaison des résultats obtenus avec ceux des autres méthodes.

Pour atteindre ces objectifs, ce travail comporte quatre chapitres dont le premier est consacré aux différents types de lois de comportement, les sources de non linéarités et les modèles de comportement du béton et l'acier. Nous allons aussi exposer deux méthodes d'analyse du comportement non linéaire. Le deuxième chapitre est consacré à la modélisation des poutres et poteaux du portique en béton armé. Le troisième chapitre, présente la méthode d'analyse statique non linéaire en poussée progressive, pushover. Le dernier chapitre présente les résultats d'analyses pushover effectuées sur trois types de portique à l'aide d'un logiciel SAP2000 et avec une modélisation basée sur le modèle de non linéarité localisée (rotule plastique).

# *Chapitre I*

## *Comportement non linéaire des structures*

## **I.1. Introduction**

Le comportement d'une structure en béton armé soumise à des charges latérales comme le séisme, dépend de l'importance de ces charges et des caractéristiques mécaniques et géométriques des éléments de la structure qui sont constitués de deux matériaux (béton et acier) ayant des modèles de comportement différents. La structure a un comportement élastique linéaire si elle est soumise à des séismes de faible intensité ou des charges latérales faibles mais elle se comporte d'une manière non linéaire si elle est soumise à un séisme violent où a des charges latérales fortes.

Le comportement non linéaire d'une structure peut être analysé par diverse méthodes comme la méthode pas à pas et la méthode d'analyse statique non linéaire en poussée progressive.

Dans ce chapitre nous allons présenter les sources de non linéarités, comportement linéaire et non linéaire des structures et les modèles de comportement du béton et l'acier. Nous allons aussi exposer deux méthodes d'analyse du comportement non linéaire.

## **I.2. Source des non linéarités**

Des non linéarité peuvent se produire lorsqu'une structure est soumise à un violent séisme. Il existe trois types de non linéarités:

### **I.2.1. Les non linéarités matérielles**

Elles proviennent d'une relation de comportement non linéaire du matériau : la relation entre les contraintes et les déformations dans le matériau est non linéaire. Elles peuvent aussi provenir de la loi de comportement capitale du matériau (loi de comportement élasto-plastique par exemple), de la fissuration du matériau, du comportement du béton tendu entre deux fissures ou du mode d'assemblage entre les composants élémentaires d'une structure [36, 46].

On peut citer trois exemples [36]:

- Les matériaux élasto-plastiques. C'est le cas usuel de loi de comportement non-linéaire.
- Les matériaux de type élastomère, en général très dissipatifs.
- Les alliages à mémoire de forme, qui commencent à être étudiés et utilisés en contrôle de vibrations, notamment du fait de l'hystérésis associée à leur comportement, qui produit de l'amortissement.

### **I.2.2. Les non linéarités géométriques**

Elles sont dues aux grands déplacements où on ne peut plus confondre l'état déformé de la structure avec l'état non déformé. Au sein de cette catégorie on peut distinguer les grands déplacements et les rotations modérées d'une part, et les grands déplacements et les grandes rotations d'autre part. Elle permet également

de prédire le niveau de la charge critique pour le calcul au flambement des pièces élancées [46]. On peut citer les exemples suivants [36].

- un pendule bi-articulé,
- un système à deux barres articulées constituant un ressort purement non-linéaire utilisé dans des absorbeurs de vibrations non-linéaires,
- une coque sphérique mince en vibrations de grande amplitude.

### **I.2.3. Les non linéarités de contact [36]**

Dans cette troisième famille, on classe toutes les non-linéarités liées au contact entre solides. On peut citer trois grandes familles :

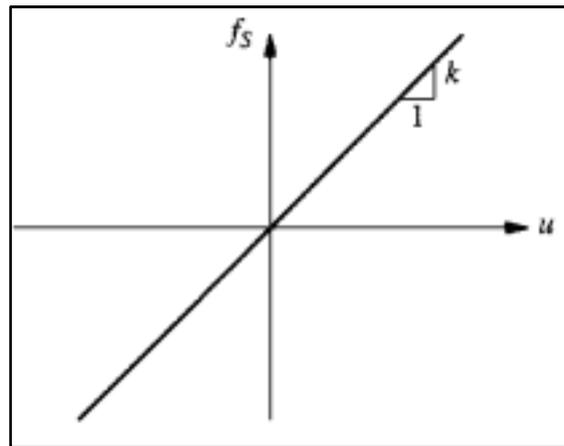
- Le contact entre solides à travers une surface de dimensions réduite pour lequel le modèle associé aux lois d'Hertz est en général utilisé.
- Le frottement sec, qui produit une relation entre les efforts de contact et la vitesse de glissement fortement non-régulière.
- Les contacts intermittents.

## **I.3. Comportement des structures**

### **I.3.1. Comportement élastique linéaire**

Lorsqu'une structure est soumise à un mouvement de faible intensité son comportement reste élastique linéaire. Pour un système linéaire la relation entre la force latérale  $f_s$  et le déplacement  $u$ , montrée sur la figure I.1 est linéaire, elle est exprimée par :  $f_s = k.u$  (1.1)

Où :  $k$  est la rigidité latérale du système, son unité est force /longueur. Ce qui implique dans l'équation (1.1) est la supposition que le rapport linéaire de  $f_s-u$  déterminé pour la petite déformation est également valable pour la plus grande déformation, par ce que la force de résistance est une fonction à évaluation simple de  $u$ . Le système est élastique de là on utilise le terme système linéairement élastique [08].



**Figure I.1 :** Modèle élastique linéaire [08].

### I.3.2. Comportement non linéaire

La réponse sismique réelle d'une structure est différente de celle obtenue avec un modèle élastique, qui ne représente pas bien le comportement sismique réel des structures si elles se plastifient [18]. Pour avoir le comportement sismique réel des structures, nombreux modèles hystériques ont été proposés, ces derniers sont des modèles de comportement non-linéaire qui traduisent la relation force-déplacement. Dans ce qui suit, nous allons présenter quelques modèles non linéaires.

#### I.3.2.1. Modèle Elasto-Plastique

Le modèle Elasto-plastique (modèle EP), également appelé modèle bilinéaire, est montré sur la figure (I.2) même s'il est principalement destiné aux matériaux Elasto-Plastiques tel que l'acier, ce modèle est largement utilisé pour tous les types de matériaux en raison de sa simplicité. La loi force-déplacement du modèle EP est complètement définie par trois paramètres : la rigidité ( $k$ ), le déplacement de plastification ( $u_y$ ) et la rigidité après plastification exprimé en fraction ( $r.k$ ) de la rigidité initiale. La ductilité de déplacement est exprimée par le rapport ( $u_p/u_y$ ) du déplacement maximal ( $u_p$ ) au déplacement de plastification ( $u_y$ ). La très grande rigidité de la courbe de recharge après plastification et décharge constitue le principal défaut du modèle EP pour la simulation du béton armé. Cette caractéristique ne tient pas compte de la fermeture des fissures au début de la recharge. Elle conduit à une dissipation d'énergie excessive dans les cycles plastiques et à des déformations permanentes irréalistes [28, 29, 30].

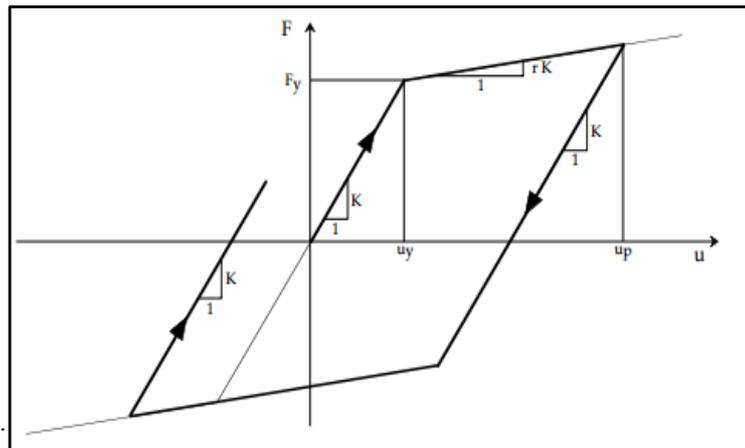


Figure I.2 : Modèle Elasto-Plastique [29]

### I.3.2.2. Modèle de Clough

Un modèle qualitatif pour le béton armé a été développé par Clough [38], qui a incorporé la dégradation de rigidité dans le module Elasto-Plastique : le point de réponse pendant le chargement est déplacé vers le point de réponse maximale précédent. La pente de déchargement est restée parallèle à la pente élastique initiale. Cette petite modification a amélioré la capacité de simuler le comportement flexionnel du béton armé. Le modèle est relativement simple et a été utilisé intensivement dans l'analyse non-linéaire avec l'inclusion des caractéristique contrainte-déformation (figure I.3).

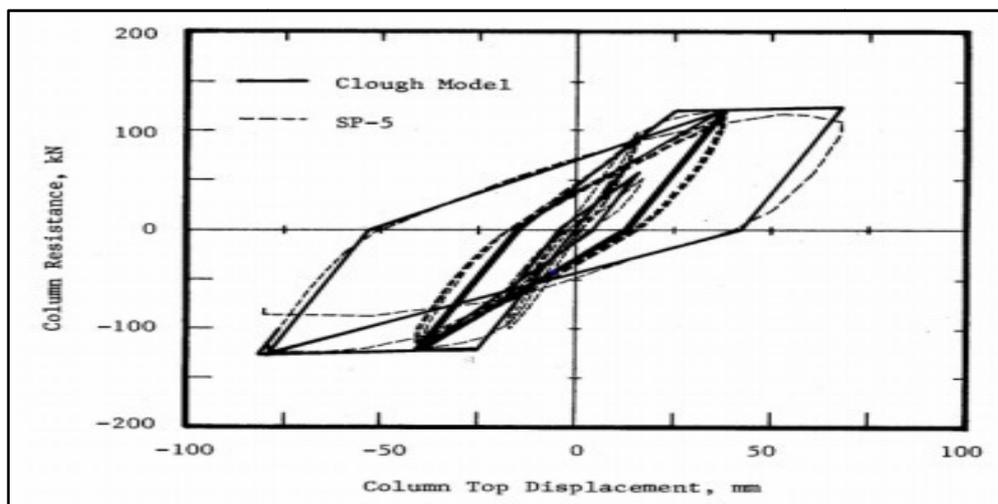


Figure I.3 : Modèle de Clough [38]

### I.3.2.3. Modèle de Takeda

Le modèle de Takeda est un modèle sophistiqué qui convient bien à la simulation du béton armé car il contient toutes les caractéristiques requises, il a été initialement proposé dans une première version par Takeda et al [44] et a été adapté en suite par plusieurs auteurs. Le rapport force-déplacement du modèle

Takeda (figure I.4) est spécifiée par cinq paramètres : la rigidité initiale ( $k_0$ ), le déplacement de plastification ( $u_y$ ). La rigidité après plastification ( $r.k$ ), le paramètre  $\alpha$  de dégradation de la rigidité lors du décharge et le paramètre  $\beta$  spécifiant le point cible pour les courbes de recharge [28, 29].

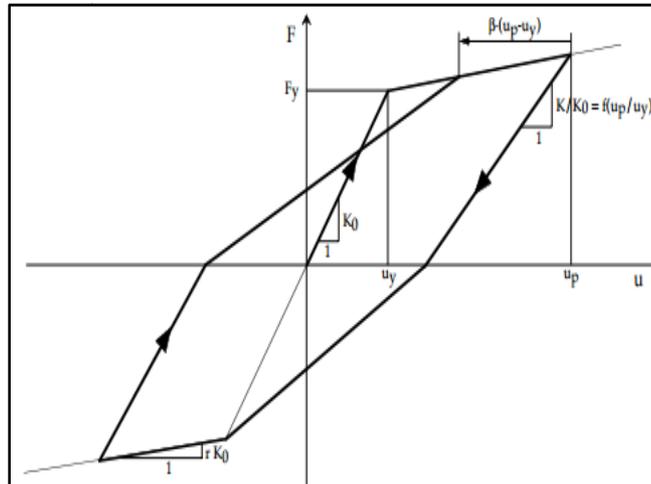


Figure I.4 : Modèle de Takeda [29]

#### I.3.2.4. Modèle de Q

Le modèle Q est une version simplifiée du modèle Takeda proposée par Saiidi et Sozen [47], la loi force déplacement est représentée sur la figure (I.5). De manière similaire au modèle Takeda, le modèle Q considère la dégradation de la rigidité de décharge, mais ne prend en compte aucune dégradation de résistance. La loi hystérétique de la relation force-déplacement est complètement définie par quatre paramètres: la rigidité initiale ( $k_0$ ), le déplacement de plastification ( $u_y$ ), la rigidité après plastification ( $r.k$ ) et le paramètre  $\alpha$  qui donne la relation de dégradation de la rigidité lors de décharge. Le paramètre  $\beta$  du modèle Takeda spécifiant le point cible pour les courbes de recharge est fixé à zéro pour le modèle Q [29].

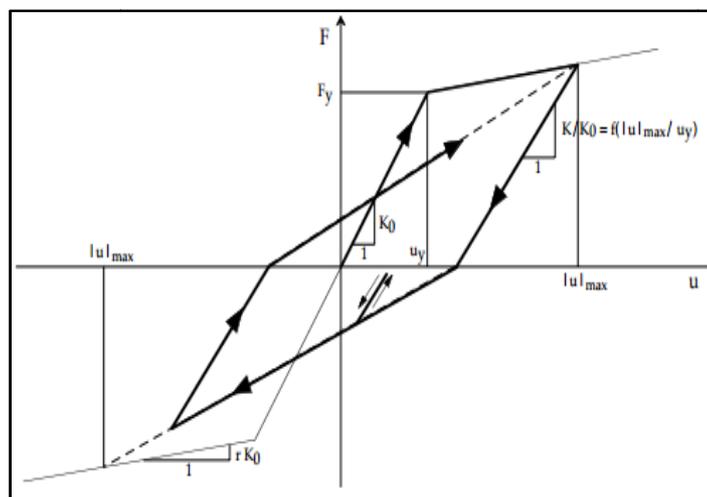


Figure I.5 : Modèle de Q [29]

### I.3.2.5. Modèle $\gamma$

Le modèle  $\gamma$  est un modèle simple développé à partir du modèle EP pour mieux reproduire le comportement des éléments en béton armé. La loi force déplacement de ce modèle est représentée sur la figure I.6, elle est complètement définie par quatre paramètres : la rigidité ( $k$ ), le déplacement de plastification ( $u_y$ ), la rigidité après plastification ( $r.k$ ) et le paramètre  $\gamma$  qui doit être déterminé empiriquement. Le modèle EP a été modifié avec une condition pour les courbes de recharge définie par un paramètre supplémentaire  $\gamma$ . Pour de grandes exécutions plastiques (déplacements plus grands que le déplacement maximal actuel), les courbes de recharge croisent la partie élastique de l'enveloppe à une hauteur  $1-\gamma$  de la force de plastification ( $F_y$ ). La forme de modèle (symbole grec  $\gamma$ ) reflète la forme particulière que donne le premier cycle plastique qu'à la courbe d'hystérésis [28,29].

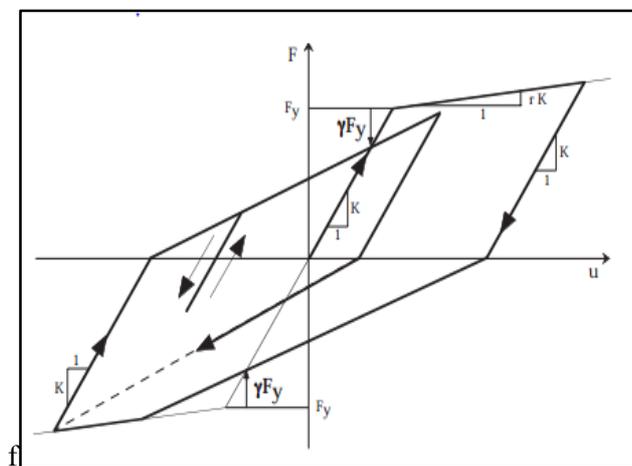


Figure I.6 : Modèle  $\gamma$  [29]

## I.4. lois de comportement du béton et de l'acier

La loi de comportement permet de relier les contraintes aux déformations subies par le matériau. C'est elle qui prendra en compte la nature du matériau [05]. Pour aborder avec succès la modélisation du comportement d'une structure en béton armé, il est nécessaire de connaître les lois de comportement des matériaux constitutifs (béton et acier). Dans ce qui suit nous allons présenter quelques modèles du béton et de l'acier.

### I.4.1. Les modèles de comportement du béton

De nombreux modèles de comportement du béton ont été proposés par différents auteurs dans la littérature. Les lois élastiques sont les plus simples. D'autres lois de comportement plus complexes prenant en compte des phénomènes comme la plasticité, la rupture, l'endommagement ont ensuite été successivement proposées. Aujourd'hui, l'étude des couplages entre l'endommagement et le comportement

plastique des bétons fait l'objet de nombreuses recherches. Chacun de ces modèles présentes des avantages et des inconvénients, ainsi que des champs d'application différents pour le calcul des structures en béton armé [49].

#### I.4.1.1. Modèle de Mander et al (1988) [02, 35]

##### I.4.1.1.1. Modèle de béton confiné

Ce modèle a été conçu sur la base d'une approche de contrainte-déformation pour le béton confiné (la figure I.7) applicable aux sections circulaires et rectangulaires. Puisque les résultats expérimentaux ont prouvé que la contrainte de béton finale a calculée basée sur le modèle de Mander pour être uniformément conservatrice de 50% [25], l'expression originale de Mander pour la déformation maximale du béton confiné  $\epsilon_{cu}$  est modifiée suivant les indications de l'équation (1.7). L'effort longitudinal de comportement  $f_c$  est donnée par :

$$f_c = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (1.2)$$

Où :

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (1.3)$$

$\epsilon_c$  : la déformation due à la contrainte de compression longitudinale de béton.

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (1.4)$$

$\epsilon_{cc}$  : la déformation due à la contrainte du béton confiné.

$\epsilon_{co}$  : la déformation due à la contrainte du béton non confiné.

$f'_{co}$  : la résistance du béton non confiné.

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (1.5)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{E_{cc}} \quad (1.6)$$

$$\epsilon_{cu} = 1.4 \left( 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_y h \epsilon_{su}}{f'_{cc}} \right) \quad (1.7)$$

$E_c$  : le module tangent d'élasticité du béton.

$E_{sec}$  : le module sécant.

$\epsilon_{cu}$  : la déformation maximale du béton confiné.

$f'_{cc}$  : la résistance à la compression de béton confiné.

#### I.4.1.1.2. Modèle de béton non confiné

Le béton non confiné suit la même courbe que le béton confiné (équation 1.2) avec un effort confiné latéral  $f'_l=0$ . La partie de la branche descendante pour des contraintes plus grandes que  $2\epsilon_0$  est une ligne droite qui atteint 0 à la déformation  $\epsilon_{sp}$

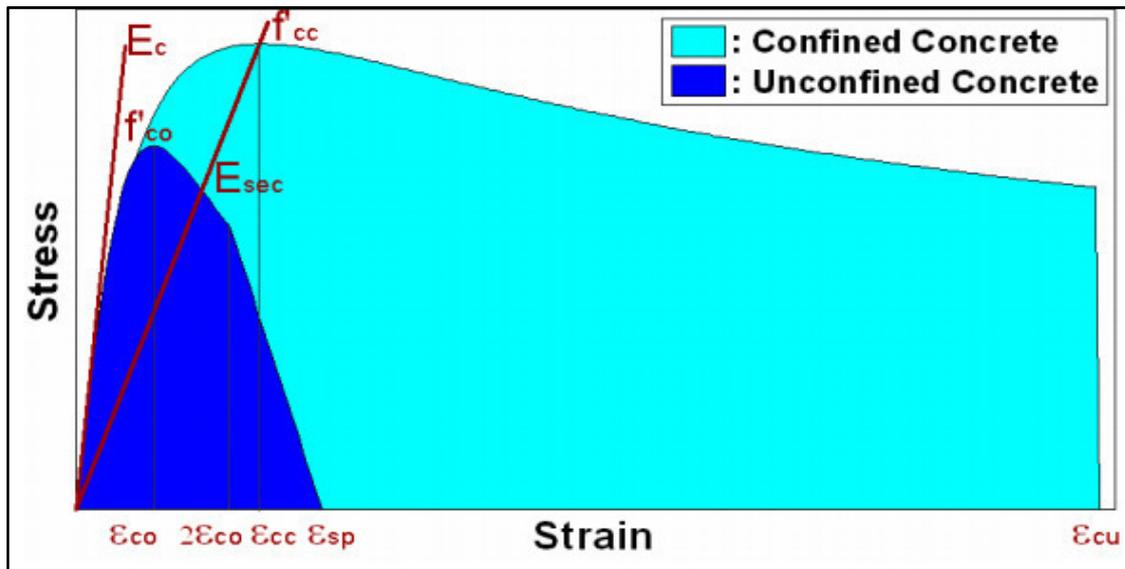


Figure I.7 : Modèle Mander pour le béton confiné et non confiné [35]

#### I.4.1.2. Modèle constitutif de Kent et Park [37]

Dans le modèle modifié de Kent et Park (figure I.8), la relation contrainte-déformation du béton en compression est décrite par trois régions. L'adoption de la convention de signe que la compression est positive, les trois régions sont :

$$\text{Région OA : } \epsilon_c \leq \epsilon_0 \quad \sigma_c \leq k.f'_c [2 (\epsilon_c/\epsilon_0) - (\epsilon_c/\epsilon_0)^2] \quad (1.8)$$

$$\text{Région AB : } \epsilon_0 \leq \epsilon_c < \epsilon_{20} \quad \sigma_c = k.f'_c [1 - z(\epsilon_c - \epsilon_0)] \quad (1.9)$$

$$\text{Region BC : } \epsilon_c > \epsilon_{20} \quad \sigma_c = 0,2k.f'_c \quad (1.10)$$

Le module tangent correspond  $E_t$  est donné par les expressions suivantes

$$\epsilon_c \leq \epsilon_0 \quad E_t = [(2k f'_c/\epsilon_0)(1 - \epsilon_c/\epsilon_0)] \quad (1.11)$$

$$\varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20} \quad E_t = -z k \cdot f'_c \quad (1.12)$$

$$\varepsilon_c > \varepsilon_{20} \quad E_t = 0 \quad (1.13)$$

$$\text{Où : } \varepsilon_0 = 0,002 \cdot k \quad (1.14)$$

$$Z = \frac{0.5}{\frac{3+0.29f'_c}{145f'_c-1000} + 0.75\rho_s \sqrt{\frac{h'}{S_h}} - 0.002k} \quad (1.15)$$

Avec :

$\varepsilon_0$  : représente la déformation due à la contrainte de compression maximale.

$\varepsilon_{20}$  : représente la déformation du béton rapportée à 20% de la contrainte de compression maximal.

$K$  : facteur qui tient compte de l'augmentation de la résistance due ou confinement.

$z$  : pente qui donne le domaine adoucissant de la déformation.

$f'_c$  : la résistance à la compression du béton de la section non-confiné.

$f_{yh}$  : la résistance à la limite élastique des armatures transversales.

$\rho_s$  : le pourcentage géométrique d'armatures transversales.

$h$  : la largeur du noyau de béton mesurée en dehors des étriers ou des attaches.

$S_h$  : L'espace des étriers.

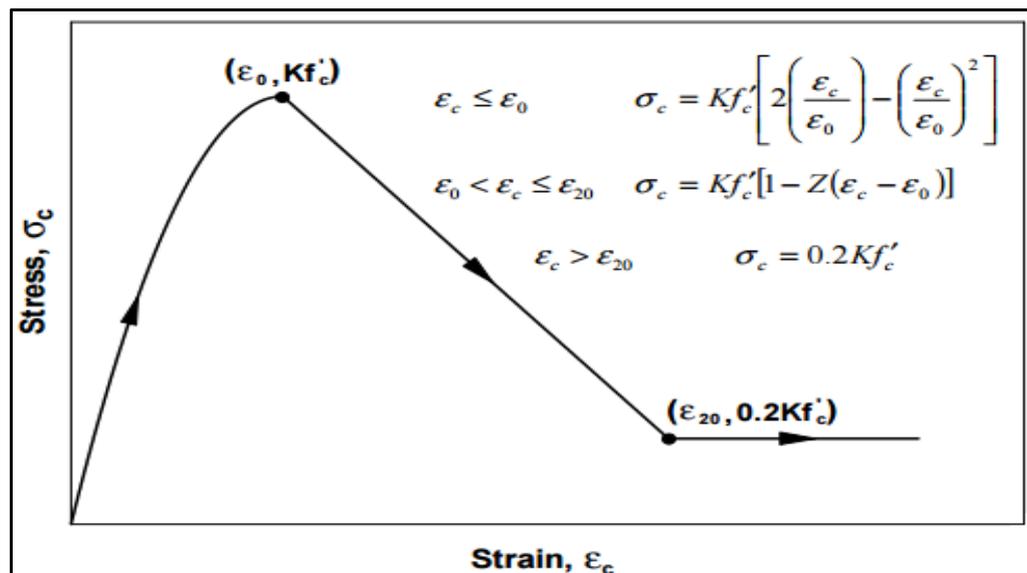


Figure I.8 : Modèle modifié du béton en compression de kent et park [37]

### I.4.1.3. Comportement du béton sous contraintes uni-axiales

#### I.4.1.3.1. Comportement du béton en compression simple

La réponse uni-axiale du béton à un chargement monotone peut être divisée en trois ou quatre phases, (Figure I.9). Il est complètement contrôlé par l'évaluation des divers systèmes de fissures. La courbe typique contrainte –déformation pour un béton à la compression uni axiale (figure I.9), présente un comportement linéaire élastique jusqu'à environ 30% de la résistance maximale à la compression  $f_c$ , ceci peut être expliqué par le fait que l'étendue de la fissuration d'adhérence est limitée. En dépassant ce point, on observe que la courbe devient de plus en plus non linéaire jusqu'à 75% de la limite en compression simple avec la formation de nouvelles surfaces libres le long des interfaces entre les gros agrégats et la pâte de ciment. Au-delà de la valeur limite d'élasticité, la courbe enregistre une augmentation graduelle en courbure évaluée autour de 75% à 90% de la résistance ultime à la compression  $f_c$ . Au-delà du pic, la courbe présente une partie descendante dans le cas d'un essai asservi (contrainte-déformation) jusqu'à la rupture par écrasement à une déformation ultime  $\epsilon_u$  [17,22].

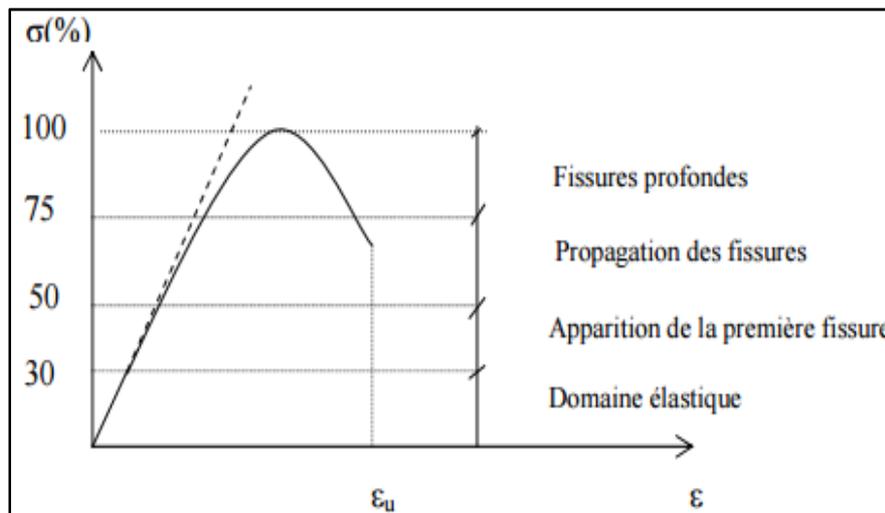


Figure I.9 : Courbe typique contraintes-déformations sous compression uni-axiale [49]

#### I.4.1.3.2. Comportement du béton en traction

Les essais de traction directe du béton sont difficiles à réaliser vu la faible résistance en traction de ce matériau. Les résultats d'essais réalisés [49] ont démontré qu'un comportement presque élastique linéaire du béton dans la phase pré-pic peut être considéré, avant une rupture brusque dans la phase post-pic (figure I.10). Le module d'élasticité diminue fortement dans cette phase post-pic. Les essais de traction directe du béton sont assez peu réalisés et les résultats obtenus dépendent fortement de la méthode d'essai.

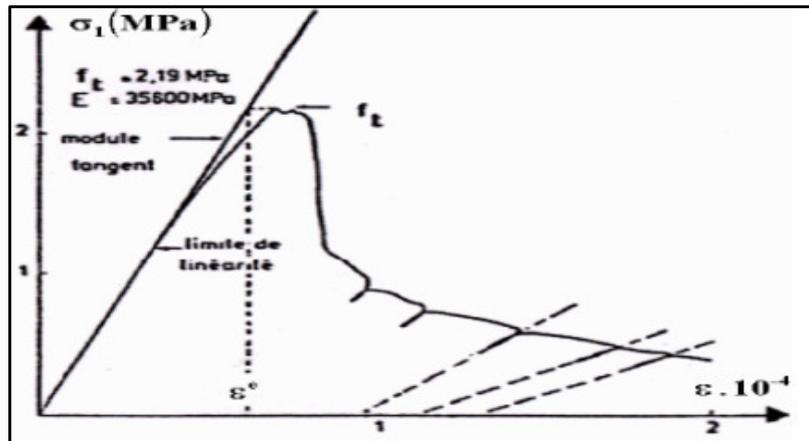


Figure I.10 : Essai de traction directe Terrin (1980) [22]

#### I.4.2. Comportement de l'acier

L'acier est introduit sous forme de barres d'armature avant bétonnage de l'élément d'où l'appellation du matériau résultant béton armé. A cet effet la résistance uni-axiale de l'armature est prédominante, d'où l'inutilité d'introduire la complexité d'une relation constitutive multiaxiale pour l'acier. Donc, une loi uni-axiale suffit largement pour décrire le comportement des armatures. Généralement deux types d'aciers sont utilisés pour le renforcement du béton : acier à haute résistance et acier doux (basses résistances). Les aciers de hautes résistances présentent un plateau de plasticité plus petit que les aciers de basses résistances (figure I.11). Le module d'élasticité de l'acier est donné par la pente de la partie linéaire de la courbe contraintes-déformations. De plus, les aciers présentent le même comportement que ce soit en traction ou en compression [17].

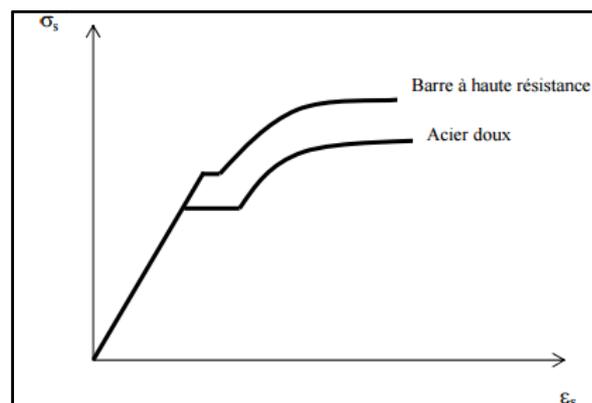


Figure I.11 : Courbe typiques contraintes-déformations pour les aciers [17]

##### I.4.2.1. Modèle Elasto-Plastique

Le modèle Elasto-Plastique avec écrouissage cinématique linéaire est le modèle le plus utilisé pour la simulation du comportement de l'acier. Ce modèle suppose une translation sans déformation du domaine

d'élasticité initial supposé connu. La translation est définie à partir de la courbe d'écroissements monotone qui est représentée sur la figure I.12 [20].

Avec :  $E$  est le module d'élasticité.

$E_t$  est le module tangent.

$\sigma_0$  est la limite d'élasticité.

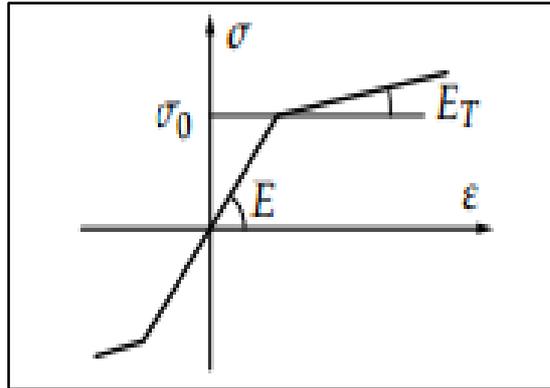


Figure I.12 : Modèle Elasto-Plastique avec écroissage (EPE) [20]

#### I.4.2.2. Modèle de l'acier (King et al, 1986) [02]

Le modèle constitutif présenté ici est identique à celui utilisé dans le King programme (1986) et dans le programme de cumbia [35], la figure I.13 montre le rapport de contrainte-déformation pour l'acier de béton armé et les paramètres qui définissent la courbe. Le modèle emploie l'ensemble d'équations présentées ci-dessous (équations (I.16) et (I.17)). Les paramètres utilisés sont les suivants :

$f_y$  : limite conventionnelle d'élasticité de l'acier pour béton armé.

$f_u$  : force finale de l'acier pour béton armé.

$\epsilon_y$  et  $\epsilon_{sh}$  : déformation élastique limite et déformation d'écroissage, respectivement.

$\epsilon_{sm}$  : déformation maximal.

$$f_s = \begin{cases} E_s \cdot \epsilon_s & \epsilon_s \leq \epsilon_y \\ f_y & \epsilon_y < \epsilon_s < \epsilon_{sh} \\ f_y \left[ \frac{m(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2}{60(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\epsilon_s - \epsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right] & \epsilon_{sh} < \epsilon_s < \epsilon_{sm} \end{cases} \quad (1.16)$$

$$\text{Où : } m = \frac{\left(\frac{f_{su}}{f_y}\right)(30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad (1.17)$$

$$r = \epsilon_{su} - \epsilon_{sh}$$

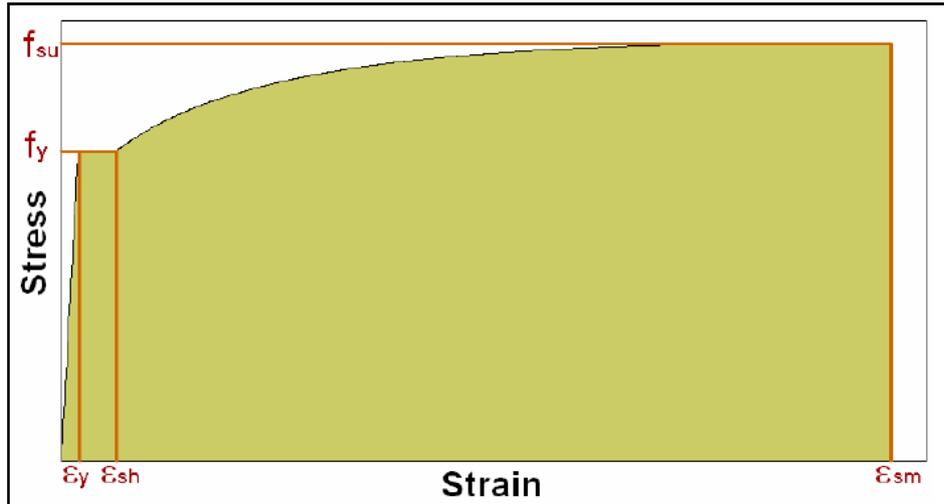


Figure I.13 : Modèle king et al de l'acier [35]

#### I.4.2.3. Modèle de Menegotto et Pinto (1973)

Le modèle de Menegotto et Pinto [34] est une évolution du modèle proposé par Guiffré et Pinto [16]. Menegotto et Pinto ont modifié l'équation de Guiffré et Pinto pour la rendre utile également durcir l'acier. La loi générale de Menegotto et Pinto est écrite comme suit [48].

$$\sigma_s = E_\infty \cdot \epsilon_s + \frac{(E_{sc} - E_\infty) \epsilon_s}{[1 + (\frac{\epsilon_s}{\epsilon_0})^R]^{1/R}} \quad (1.18)$$

Cette équation représente une courbe avec la tangente à l'origine :  $\sigma_s = E_{s0} \cdot \epsilon_s$  (1.19)

et avec une ligne droite asymptote pour  $\epsilon_s \rightarrow \infty$  :

$$\sigma_s = E_\infty \cdot \epsilon_s + (E_{s0} - E_\infty) \quad (1.20)$$

Où :  $E_{s0}$ : le module tangent initial de la courbe contrainte déformation

$E_\infty$ : le module tangent secondaire (pour la grande contrainte)

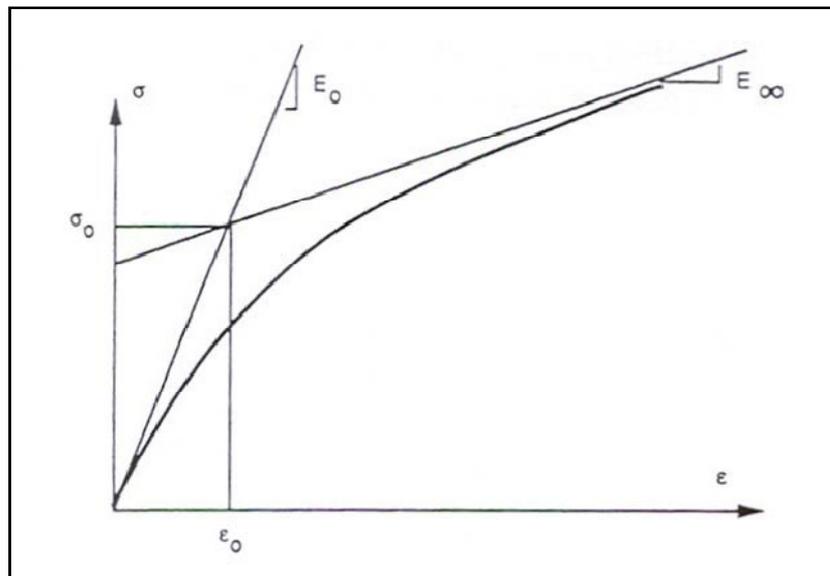
$R$  : paramètre constant sans dimension qui définit la courbure

$\epsilon_0 = \sigma_0 / E_{s0}$ : la déformation au point d'intersection entre la tangente à l'origine et l'asymptote (figure I.14)

$\sigma_s$  et  $\epsilon_s$ : contrainte et déformation respectivement.

Chaque paramètre ( $E_0$ ,  $E_\infty$ ,  $\bar{\sigma}_0$ ,  $\epsilon_0$ ,  $R$ ) dans l'équation (1.18) définit un aspect séparé de la géométrie de la courbe, ainsi ceux-ci peuvent être manipulés indépendamment et être facilement identifiés sur un diagramme expérimental. En second lieu, des bonnes évaluations initiales des trois des quatre paramètres indépendants

(à noter que  $\sigma_0 = E_0 \cdot \varepsilon_0$ ), peuvent être obtenues en prenant la mesure directement de la courbe expérimentale [48].



**Figure I.14 :** Modèle de Menegotto-Pinto de l'acier [48]

## I.5. Méthodes de résolution pour estimer la réponse non linéaire

Pour estimer la réponse non linéaire, plusieurs méthodes de résolution ont été proposées. Parmi ces méthodes : la méthode d'intégration pas à pas et la méthode de l'analyse pushover, que nous allons détailler dans ce qui suit.

### I.5.1. Méthode d'intégration pas à pas [11]

La méthode pas à pas est la plus utilisée en pratique dans le cadre des vibrations linéaires des structures à plusieurs degrés de liberté (aussi parce qu'elle permet de prendre en compte d'éventuels comportements non linéaires). Pour utiliser une telle méthode, on préfère souvent partir d'une discrétisation de l'équation du mouvement (l'équation 1.21), plutôt qu'une forme numérique de l'intégrale de Duhamel, par exemple. Par cette discrétisation temporelle de l'équation du mouvement, on se force à satisfaire l'équilibre en une succession d'instantanés donnés. En formulant des hypothèses sur ce qu'il se passe entre ces instants précis, on peut obtenir un schéma de récurrence qui permet de calculer l'évolution au cours du temps du déplacement en chacun des nœuds de la structure. La méthode de Newmark est certainement la plus utilisée dans les applications de dynamique linéaire, en raison de ses bonnes performances de précision et stabilité. Elle s'exprime par les relations suivantes (équations 1.22 et 1.23) :

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p(t) \quad (1.21)$$

Avec :  $m$ ,  $c$ ,  $k$  et  $p(t)$  représentent respectivement la masse, l'amortissement, la rigidité et le chargement.

$v$ ,  $\dot{v}$  et  $\ddot{v}$  sont respectivement le déplacement, la vitesse et l'accélération à l'instant  $t$ .

$$\Delta \dot{v}(t) = \ddot{v}(t) \Delta t + \Delta \ddot{v} \frac{\Delta t}{2} \quad (1.22)$$

$$\Delta v(t) = \dot{v}(t) \Delta t + \ddot{v} \frac{\Delta t^2}{2} + \Delta \ddot{v}(t) \frac{\Delta t^2}{6} \quad (1.23)$$

$$\text{Où : } \Delta v(t) = v(t+\Delta t) - v(t) \quad (1.24)$$

$$\Delta \dot{v}(t) = \dot{v}(t+\Delta t) - \dot{v}(t) \quad (1.25)$$

$$\Delta \ddot{v}(t) = \ddot{v}(t+\Delta t) - \ddot{v}(t) \quad (1.26)$$

Le formalisme général de la méthode de Newmark est obtenu en introduisant les équations (1.22) et (1.23) dans l'équation d'équilibre en  $t + \Delta t$ . Il est important de remarquer que cette méthode fonctionne également pour les structures à comportement non linéaire, pour lesquelles l'équation du mouvement prend la forme :

$$m\ddot{v}(t+\Delta t) + c\dot{v}(t+\Delta t) + kv(t+\Delta t) = p(t+\Delta t) \quad (1.27)$$

La résolution de cette équation (éventuellement non linéaire) par rapport à  $\ddot{v}(t+\Delta t)$  permet de déterminer l'état de la structure à la fin du pas de temps. Pour autant que l'accélération ne varie pas trop rapidement,  $\ddot{v}t$  peut être considérée comme une bonne approximation de  $\ddot{v}(t+\Delta t)$  et donc servir de valeur initiale pour le processus itératif nécessaire à la résolution de l'équation (1.27) et cette procédure consiste à extraire l'accélération (considérée linéaire) dans l'une des équations (1.22) ou (1.23) et de la remplacer dans l'autre et de prendre  $\Delta v(t)$  comme variable de base pour avoir :

$$\Delta \dot{v}(t) = \frac{3}{\Delta t} \Delta v(t) - 3\dot{v}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \quad (1.28)$$

$$\Delta \ddot{v}(t) = \frac{6}{\Delta t^2} \Delta v(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) - 3\ddot{v}(t) \quad (1.29)$$

En remplaçant les équations (1.28) et (1.29) dans l'équation incrémentale (1.30) on obtient l'équation (1.31)

$$m\Delta \ddot{v}(t) + c\Delta \dot{v}(t) + kv\Delta(t) = \Delta p(t) \quad (1.30)$$

$$m \left( \frac{6}{\Delta t^2} \Delta v(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) - 3\ddot{v}(t) \right) + c \left( \frac{3}{\Delta t} \Delta v(t) - 3\dot{v}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \right) + kv\Delta(t) = \Delta p(t) \quad (1.31)$$

$$\left[ m \frac{6}{\Delta t^2} + c \frac{3}{\Delta t} + k \right] \Delta v(t) = \Delta p(t) + m \left[ 3\ddot{v}(t) + \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) + c \left[ \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) + 3\dot{v}(t) \right] \right] \quad (1.32)$$

$$\text{D'où : } \Delta v(t) = \frac{k^*}{p^*} \quad (1.33)$$

$$\text{Avec : } k^* = m \frac{6}{\Delta t^2} + c \frac{3}{\Delta t} + k \quad (1.34)$$

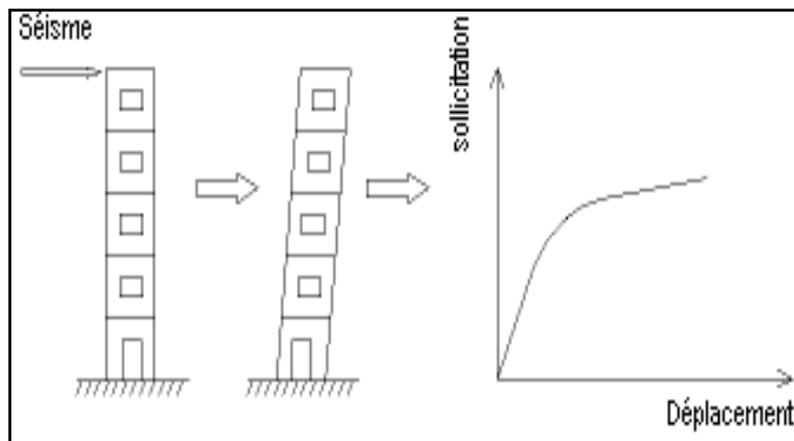
$$P^* = \Delta p(t) + m \left[ 3\ddot{v}(t) + \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) + c \left[ \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) + 3\dot{v}(t) \right] \right] \quad (1.35)$$

### I.5.2. Méthodes de l'analyse pushover

L'analyse pushover est une procédure statique non-linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure [26].

L'analyse pushover s'indique comme variante au calcul basé sur une analyse élastique linéaire utilisant le coefficient de comportement dans les cas où on suspecte que la plastification prématurée d'un élément conduit à sous estimer fortement la capacité réelle de la structure [33].

Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe (voire figure I.15) qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure [21].



**Figure I.15** : Signification physique de la courbe de capacité [09]

### I.6. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini les différents modèles de comportement non linéaire des structures en béton armé par hystérésis, nous concluons que le modèle de Clough absorbe moins d'énergie par cycle par rapport au modèle Elasto-Plastique (Bilinéaire) et le modèle  $\gamma$  peut être considéré comme un modèle de Takeda simplifié dans lequel les paramètres  $\alpha$  et  $\beta$  ont été annulés, contrairement au modèle Q, la simplification n'entraîne pas de symétrie artificiel et le modèle  $\gamma$  peut être utilisé dans le cas de comportement asymétrique [34, 24].

Ensuite nous avons présenté quelques modèles de comportement de béton et acier qui sont utilisés pour bien comprendre le comportement réel des structures en béton armé sous un séisme majeur (ou action de charge d'explosive), nous constatons que l'acier peut être considéré comme un matériau homogène et ses caractéristiques matérielles sont bien définies. Par contre, le béton est un matériau hétérogène, ses propriétés matérielles sont disparates et ne peuvent être définies facilement, il a un comportement extrêmement complexe [22].

Après avoir présenté les deux méthodes (méthode pas à pas et méthode pushover), la méthode d'analyse pushover, était privilégiée par l'évaluation de la performance sismique en raison de sa simplicité, il s'agit d'une analyse statique qui est directement définie par les caractéristiques non linéaire des matériaux. Pour la méthode pas à pas, elle est la plus complète et la plus utilisée en pratique par ce qu'elle permet de prendre en compte d'éventuels comportements non linéaires, mais elle présente des difficultés de calcul [11]

***Chapitre II***  
***Modélisation des portiques***

## II.1. Introduction

Pour effectuer une analyse statique non linéaire avec succès, il faut précéder cette analyse par la modélisation des éléments principaux des portiques en béton armé (poteaux et poutre), en tenant compte du comportement non-linéaire de ces éléments.

Dans ce chapitre nous allons présenter les formules qui seront utilisées par la suite pour la formation des lois de comportement des structures qui seront l'objet des applications de ce travail. Ces lois seront ensuite introduites dans un logiciel (SAP2000 [10]).

## II.2. Modélisation des poutres et poteaux du portique

Les poutres et poteaux du portique sont caractérisés par des lois de comportement non linéaire en flexion et en cisaillement. Les poutres sont modélisées par des éléments poutres élastiques avec des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités. Les poteaux sont modélisés de la même façon, en tenant compte de la loi de la variation du moment résistant de la section de béton armé du poteau en fonction de l'effort normal sollicitant ce dernier [31].

La longueur de la rotule plastique est un facteur important pour la prévision du déplacement ultime lors du dimensionnement parasismique à la performance basé sur les déplacements. Cette longueur doit également être dimensionnée de façon particulière afin d'assurer son comportement ductile. La littérature présente plusieurs équations pour l'estimation de la longueur de la rotule ( $L_p$ ) [06].

### II.2.1. Loi moment–courbure associée aux poutres [40]

Les poutres sont des éléments de structure auxquelles une large portion de dissipation de l'énergie sismique est attribuée par le biais de leur mécanisme flexionnel de plastification. Le comportement sismique des poutres est exprimé en fonction du diagramme moment ( $M$ )-courbure ( $\varphi$ ). Il est reconnu que la courbure d'une section de poutre selon la théorie classique de flexion est égale au ratio de la déformation correspondante à certaine fibre de cette section par rapport à sa distance de l'axe neutre (figure II.1).

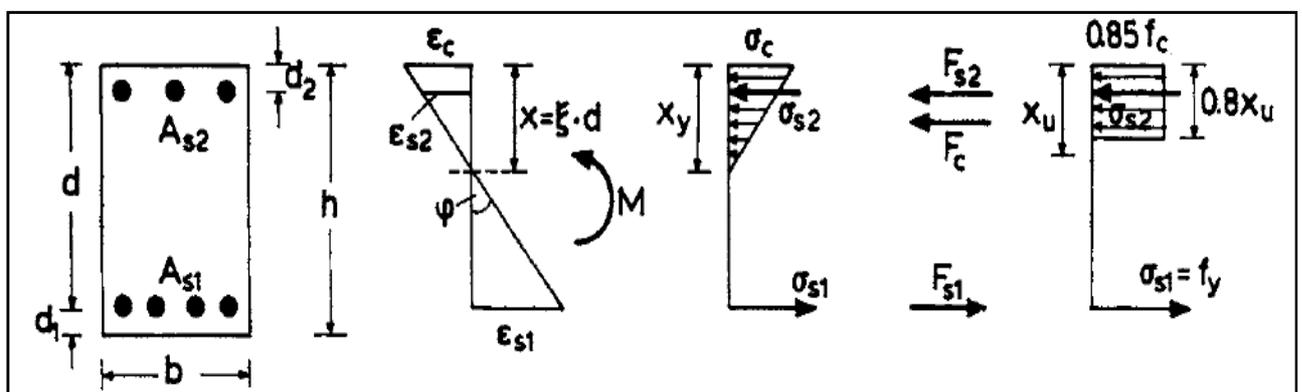


Figure II.1 : Courbure, contrainte et déformation de la section d'une poutre [40]

D'après la figure II.1 la courbure est donnée par la relation  $\varphi = \frac{\varepsilon_c}{x}$  ou bien  $\varphi = \frac{\varepsilon_{s1}}{d-x}$

Avec :

$\varepsilon_c$  est la déformation correspondant à la fibre comprimée du béton.

$\varepsilon_{s1}$  est la déformation des aciers tendus.

$x$  est la distance de la fibre comprimée à partir de l'axe neutre.

$d$  est la distance de la fibre comprimée aux aciers inférieurs.

Le diagramme moment-courbure (figure II.2) est caractérisé dans une approche approximative par deux valeurs principales sont  $\varphi_y$  (courbure plastique) et  $\varphi_u$  (courbure ultime), ces deux dernières sont calculées

$$\text{comme suit : } \varphi_y = \frac{\varepsilon_y}{d-x_y} = \frac{f_y/E_s}{d(1-\xi)} \quad (2.1)$$

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{su}}{d-x_u} \quad (2.2)$$

Où :

$f_y$  est la limite élastique d'acier qui est égal à 400 MPA dans notre cas.

$\varepsilon_{su}$  est la déformation ultime du l'acier qui égal à 10 ‰.

$A_{s1}$  est la section des aciers longitudinaux tendus.

$A_{s2}$  est la section des aciers longitudinaux comprimés.

$\xi$  est le facteur de la hauteur de l'axe neutre correspondant à l'état élastique limite, et est donné par la

$$\text{formule suivante: } \xi = \sqrt{(\rho_1 + \rho_2)^2 \alpha^2 + 2\alpha (\rho_1 + \rho_2 \frac{d_2}{d})} - \alpha (\rho_1 + \rho_2) \quad (2.3)$$

Dans la quelle  $\alpha$  est le rapport entre le module de young de l'acier et celui de béton  $\alpha = \frac{E_s}{E_c}$  où  $E_c$  et  $E_s$  sont respectivement les modules d'élasticité du béton et de l'acier, avec :

$$E_{acier} = E_s = 2.10^5 \text{ MPA et } E_{béton} = E_c = 32164.2 \text{ MPA d'où } \alpha = 6.22.$$

$\rho_1$  et  $\rho_2$  sont les pourcentages des armatures longitudinales tendus et comprimées, respectivement avec

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{bh} \text{ et } \rho_2 = \frac{A_{s2}}{bh} \text{ dans la quelle } b \text{ et } h \text{ sont la largeur et la hauteur de la section de la poutre,}$$

respectivement.

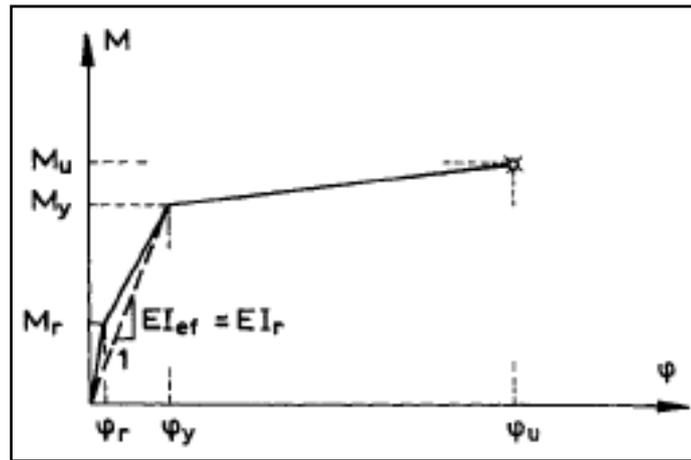


Figure II.2 : Diagramme moment-courbure [40].

D'après la figure (II.3) le moment est calculé par la relation suivante :

$$M = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} A_{ci} y_{ci} + \sum_{i=1}^m \sigma_{si} A_{si} y_{si} \tag{2.4}$$

Où :  $\sigma_{ci}$  : la contrainte dans les fibres comprimés  $i$  du béton.

$\sigma_{si}$  : la contrainte dans les fibres comprimés ou tendus  $i$  du l'aciers.

$A_{si}$  : la section des aciers longitudinaux  $i$  tendus ou comprimé.

$A_{ci}$  : la section du béton comprimé  $i$ .

$y_{ci}$  : la distance entre les fibres  $i$  de compression du béton et l'axe neutre.

$y_{si}$  : la distance entre les fibres  $i$  de compression ou de traction du l'acier et l'axe neutre.

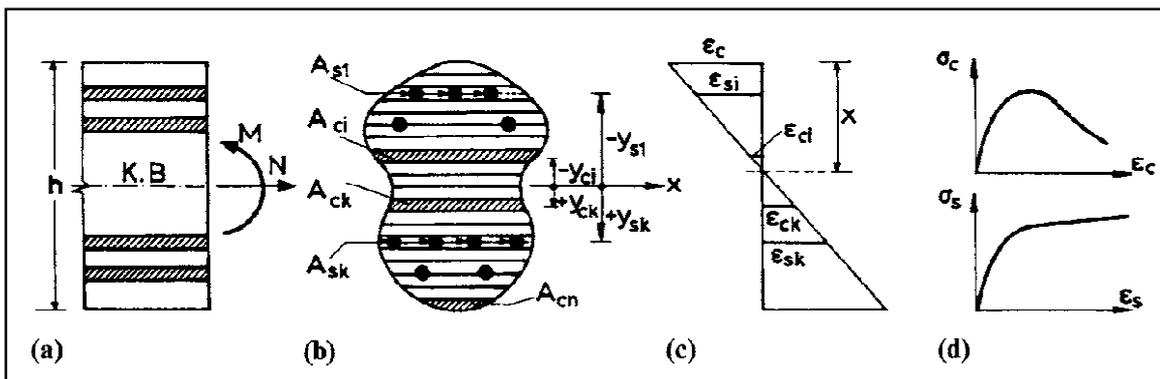


Figure II.3. Calcul du moment-courbure pour une section arbitrairement formée [40].

D'après l'équation (2.4) le moment plastique ( $M_y$ ) et le moment ultime ( $M_u$ ) sont calculés par les relations suivantes :

$$M_y = \sigma_c A_c \left(\frac{2}{3} \zeta d\right) + \sigma_{s2} A_{s2} (\zeta d - d_2) + \sigma_{s1} A_{s1} (d - \zeta d) \tag{2.5}$$

Avec :  $\sigma_c = 0.7f_c$  c'est la contrainte de compression dans béton.

$f_c$  est la contrainte de compression du béton avec  $f_c = f_{c28} = 25$  MPA dans notre cas.

$\sigma_{s1} = \frac{1-\xi}{\xi} \alpha \sigma_c$  c'est la contrainte de traction dans l'acier.

$\sigma_{s2} = \frac{\xi d - d_2}{\xi d} \alpha \sigma_c$  c'est la contrainte compression dans l'acier.

$A_c = \frac{1}{2} b \xi d$  c'est la section du béton comprimé.

$$D'où: M_y = \frac{0.7}{3} f_c b (\xi d)^2 + \sigma_{s2} A_{s2} (\xi d - d_2) + \sigma_{s1} A_{s1} (d - \xi d) \quad (2.6)$$

$$M_u = \sigma_c A_c (x_u - \frac{0.8}{2} x_u) + \sigma_{s2} A_{s2} (x_u - d_2) + \sigma_{s1} A_{s1} (d - x_u) \quad (2.7)$$

Avec :  $\sigma_c = 0.85f_c$  c'est la contrainte de compression dans béton.

$\sigma_{s1} = \sigma_{s2} = f_y$  c'est la contrainte de traction et de compression dans l'acier.

$A_c = 0.8 x_u b$  c'est la section du béton comprimé.

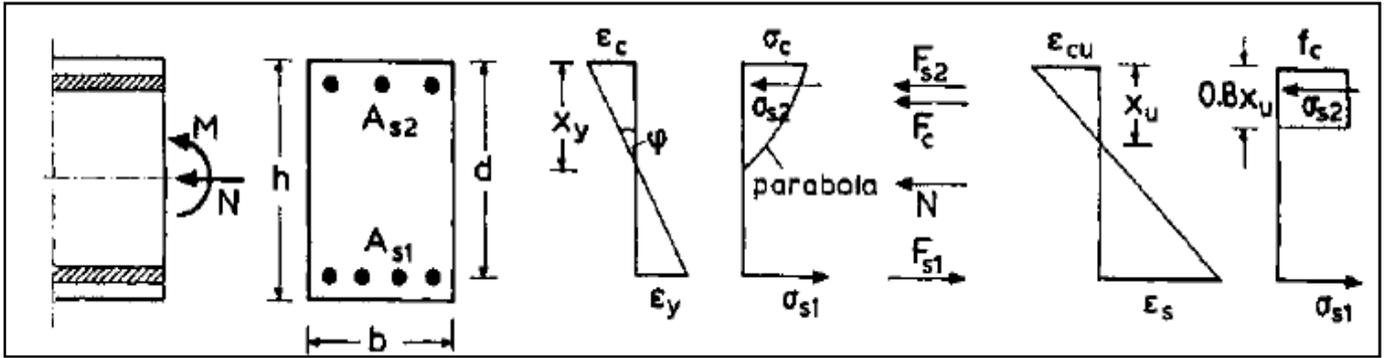
$$(2.7) \Rightarrow M_u = 0.408 f_c x_u^2 b + f_y A_{s2} (x_u - d_2) + f_y A_{s1} (d - x_u) \quad (2.8)$$

$$D'après la condition d'équilibre des forces on obtient :  $0.85 f_c 0.8 x_u b + A_{s2} f_y = A_{s1} f_y$  \quad (2.9)$$

$$(2.9) \Rightarrow x_u = \frac{(A_{s1} - A_{s2}) f_y}{0.68 b f_c} \quad (2.10)$$

### II.2.2. Loi moment –courbure associée aux poteaux [40]

Le comportement des poteaux soumis à un moment de flexion avec un effort axial induisant des niveaux élevés de l'inélasticité, peuvent être estimés analytiquement suivant l'une des procédures approximatives proposées par des différents auteurs. Cependant, la même procédure déjà présentée pour les poutres peut être appliquée dans le cas des poteaux, tout en prenant en compte de l'effet des charges axiales à travers des coefficients correcteurs. Considérons la section de poteau rectangulaire montrée sur la figure ci-dessous, et qui est soumise à un moment  $M$  et un effort axial  $N$  (figure II.3)



**Figure II.4 :** Courbure d'une section rectangulaire soumise à  
Un moment et effort axial [40]

D'après la figure II.4 et l'équation (2.4) le moment plastique ( $M_y$ ) et le moment ultime ( $M_u$ ) sont calculés par les relations suivantes :

$$M_y = \sigma_c A_c \left(\frac{2}{3} x_y\right) + \sigma_{s2} A_{S2} (x_y - d_2) + \sigma_{s1} A_{S1} (d - x_y) + N \left(\frac{h}{2} - x_y\right) \quad (2.11)$$

Avec :  $\sigma_c = f_c$  et  $A_c = \frac{2}{3} b x_y$

$$\sigma_{s1} = f_y \text{ et } \sigma_{s2} = \lambda f_y$$

D'où :  $M_y = f_c b \left(\frac{2}{3} x_y\right)^2 + \lambda f_y A_{S2} (x_y - d_2) + f_y A_{S1} (d - x_y) + N \left(\frac{h}{2} - x_y\right)$  (2.12)

Si on prend  $\rho_2 = \rho_1 \Rightarrow x_y = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_y} d$  (2.13)

Avec :  $\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$  c'est la limite de déformation élastique du l'acier.

$$\epsilon_c = \frac{\epsilon_y [v + (\rho_1 - \lambda \rho_2) f_y / f_c]}{0.6 - v - (\rho_1 - \lambda \rho_2) f_y / f_c}$$
 c'est la limite de déformation élastique du béton.

$$v = \frac{N}{b h f_c}$$
 c'est l'effort normal réduit.

$\lambda$  est un paramètre lié a la contrainte de compression qui est égal à :

Pour  $v < 0.1$  (poutre)  $\lambda = 0.5 + 18\rho_1$

Pour  $v = 0.1$ ,  $\lambda = 2/3$

Pour  $v = 0.2$ ,  $\lambda = 0.9$

Pour  $v > 0.2$ ,  $\lambda = 1$

$$M_u = \sigma_c A_c (x_u - \frac{0.8}{2} x_u) + \sigma_{s2} A_{S2} (x_u - d_2) + \sigma_{s1} A_{S1} (d - x_u) + N (\frac{h}{2} - x_u) \quad (2.14)$$

Avec :  $\sigma_c = f_c$  et  $A_c = 0.8 x_u b$

$$\sigma_{s1} = f_y \text{ et } \sigma_{s2} = \lambda f_y$$

$$d'où : M_u = 0.48 x_u^2 b f_c + \lambda f_y A_{S2} (x_u - d_2) + f_y A_{S1} (d - x_u) + N (\frac{h}{2} - x_u) \quad (2.15)$$

$$\text{Si on prend } \rho_2 = \rho_1 \Rightarrow x_u = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{su}} d \quad (2.16)$$

Avec :  $\epsilon_{cu} = 3.5 \%$  c'est la limite de déformation ultime du béton.

La courbure plastique  $\varphi_y$  et la courbure ultime  $\varphi_u$  du poteau sont calculées par les mêmes formules que celles des poutres (les équations (2.1) et (2.2)).

### II.3. Méthodes d'analyse non linéaire [06]

Deux méthodes d'analyse non linéaire sont souvent utilisées dans la littérature, la plasticité distribuée (distributed plasticity) et la plasticité localisée (lumped plasticity). Dans la méthode de la plasticité distribuée, les membrures sont modélisées par éléments fibres. Ensuite, les efforts et déformations sont distribués tout au long des éléments. Dans la méthode de la plasticité localisée, aussi connue sous le nom de la méthode de la rotule plastique, les efforts et déformations sont concentrés dans la zone de rotule plastique, qui a une localisation prédéfinie et une longueur estimée. Selon Siu-Lai et Pui-Tak [45] la méthode de la plasticité distribuée est plus précise car la relation fondamentale "contrainte-déformation" est explicite et directement utilisée dans l'estimation du moment et de la force. Par contre, à cause de la grande quantité de calculs requis, cette méthode est seulement utilisée pour des structures simples. Il a été aussi précisé dans [45] qu'à l'opposé de la méthode de la plasticité distribuée, une relation équivalente "force-déplacement" dérivée de la relation "contrainte-déformation" est adoptée dans la méthode de la rotule plastique, à cause de la simple procédure d'intégration pour la détermination des forces résistantes et de la distribution des contraintes des fibres de la section transversale, cette méthode est plus efficace et aussi préférée dans le dimensionnement. Toutefois, la précision de cette méthode repose sur une connaissance appropriée de la véritable longueur de la rotule plastique.

### II.4. Estimation de la longueur de la rotule plastique

Il existe plusieurs méthodes pour calculer la longueur de la rotule plastique équivalente ( $L_p$ ) qui est définie comme longueur sur laquelle la courbure est maximale. L'équation (2.17) est utilisée pour calculer la longueur de la rotule plastique équivalente qui est développée par Priestley et Paulay [41].

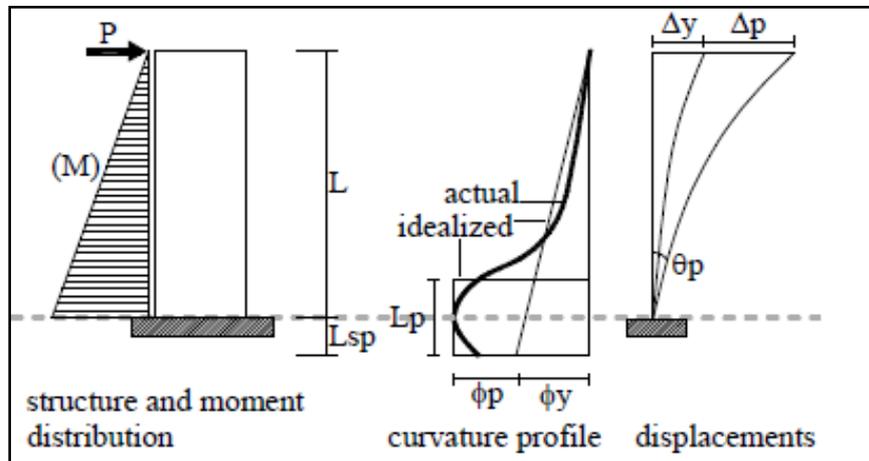
$$L_p = 0.08L + 0.022 f_y d \quad (2.17)$$

Avec :

$L$  : la longueur de l'élément.

$f_y$  : limite élastique des barres longitudinales.

$d$  : diamètre des barres longitudinales.



**Figure II.5 :** Définition de la longueur de la rotule plastique [35].

## II.5. Conclusion

Nous avons développé les différentes formulations des lois de comportement pour les éléments constitutifs des portiques auto-stables, et nous avons pris en compte le comportement non linéaire des éléments de la structure en se basant sur la méthode de la plasticité localisée qui consiste à définir des rotules plastiques sur une certaine longueur dite la longueur de la rotule plastique. Ces rotules sont exprimées par des lois moment- courbure qui seront introduites dans le programme SAP2000.

***Chapitre III***  
***Analyse pushover***

### III.1. Introduction

L'analyse Pushover est une procédure statique non-linéaire dans laquelle les charges latérales dans la structure sont incrémentées suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que des modes de ruine apparaissent dans la structure, c'est à dire que l'on « pousse » la structure jusqu'à ce qu'elle atteigne un déplacement prédéfini (attendu). Les résultats de cette analyse sont obtenus sous forme de courbe reliant l'effort tranchant à la base au déplacement du sommet de la structure [32].

Ce chapitre consiste à présenter la méthode d'analyse statique non linéaire en poussée progressive, que nous utiliserons dans les applications dans le chapitre IV afin d'atteindre les objectifs de notre mémoire.

### III.2. But de l'analyse pushover

Le but essentiel de l'analyse pushover est de décrire le comportement réel de la structure, d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure [21,24] et de vérifier la performance sismique 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 [15], on cite :

- 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 d'une 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-étages qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement

### III.3. Hypothèses d'élaboration de la méthode Pushover

Comme toute théorie et méthode de calcul, l'analyse statique non linéaire de poussée progressive, pushover, est basée sur l'hypothèse que la réponse d'une structure à plusieurs degrés de libertés MDOF (multi-degree of freedom) peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent SDOF(single degree of freedom) (figure III.1), ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant le séisme, les

expériences ont montré que c'est le premier mode de vibration qui domine le mouvement de la structure [24].

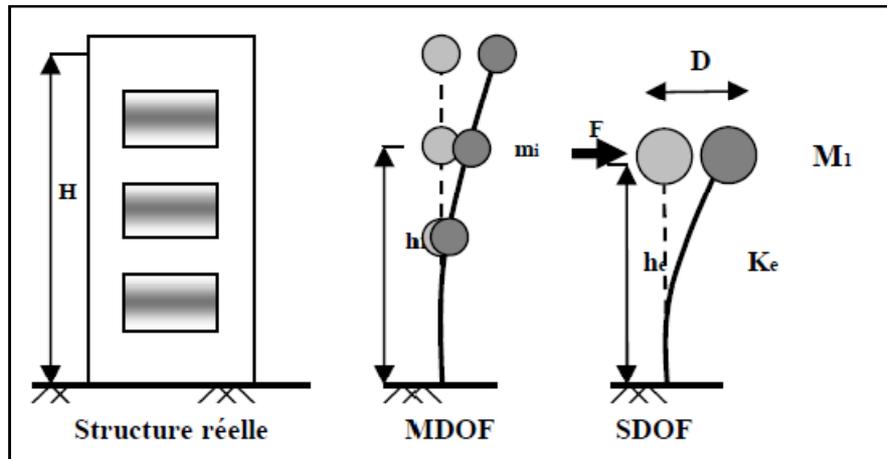


Figure III.1 : système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés [24].

### III.3.1. Mise en équation

La transformation du système du plusieurs degré de liberté à un système d'un seul degré de liberté est effectuée par les équations suivantes [32] :

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

$$u = \{\phi\} u_t \quad (3.1)$$

Où :  $\{\phi\}$  est le vecteur propre du mode fondamentale.

$u_t$  est le déplacement au sommet de la structure.

L'équation différentielle du mouvement du système peut être écrite comme suit :

$$[M]\{\phi\}\ddot{u}_t + [C]\{\phi\}\dot{u}_t + \{F\} = -M\{I\}\ddot{u}_g \quad (3.2)$$

Où :  $[M]$ : matrice de masse.

$[C]$ : matrice d'amortissement.

$\{F\}$ : vecteur des forces dans les niveaux de la structure.

$\ddot{u}_g$  : accélération du sol.

$\dot{u}_t$  : la vitesse au sommet de la structure.

Le déplacement de référence  $u^*$  du système à un seul DDL est défini comme suit :

$$u^* = \frac{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{I\}} u_t \quad (3.3)$$

En multipliant l'équation (3.2) par  $\{\phi\}^T$ , et en substituant  $u_t$  en utilisant l'équation (3.3), on obtient l'équation différentielle du système équivalent :

$$M^* \ddot{u}^* + C^* \dot{u}^* + F^* = - M^* \ddot{u}_g \quad (3.4)$$

$M^*$ ,  $C^*$  et  $F^*$  désignent les propriétés du système à 1DDL équivalent, données par les formules suivantes :

$$M^* = \{\phi\}^T [M] \{\phi\} \quad (3.5)$$

$$C^* = \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \frac{\{\phi\}^T [M] \{1\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \quad (3.6)$$

$$F^* = \{\phi\}^T F \quad (3.7)$$

#### III.4. Choix de la forme du chargement latéral

Afin d'effectuer une analyse Pushover d'un système à plusieurs DDL, la forme des forces latérales doit être appliquée sur les masses du système, en accroissant progressivement ce chargement jusqu'à la phase inélastique. Au cours de la phase inélastique le système subit une perte de la rigidité et un changement dans la période de vibration. Ceci peut être vu dans la relation force-déformation du système. FEMA356 et l'Eurocode 8 [13] recommandent l'utilisation d'au moins deux modèles de charge pour déterminer une courbe "enveloppe" des réponses [32]. Il existe plusieurs types de chargement parmi ces types on peut citer :

##### III.4.1. Répartition de la forme du chargement basée sur le mode fondamental

Dans cette forme de répartition, la force appliquée est calculée par la relation suivante :

$$F_i = W_i \phi_{ij} \quad (3.8)$$

Où :  $F_i$  est la force latéral appliqué au niveau « i ».

$W_i$  est le poids de l'étage « i ».

$\phi_{ij}$  est l'ième élément du vecteur modal correspondant à l'étage « i » pour le mode j.

##### III.4.2. la répartition de la charge selon FEMA

La force progressive à appliquer s'écrit dans ce cas sous la forme :

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V_b \quad (3.9)$$

Où :  $F_x$  est la force latéral appliqué au niveau « x ».

$h_i$  est la hauteur de la base jusqu'au niveau « i ».

$h_x$  est la hauteur de la base jusqu'au niveau « x ».

$n$  est le nombre total des étages.

$V_b$  est l'effort tranchant à la base.

$W_x$  est le poids de l'étage «  $x$  ».

$k$  est un coefficient qui peut être supposé dépendant de la période fondamentale de la structure  $T$ . Avec :

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

### III.4.3. Une répartition uniforme de la charge

Dans cette forme de répartition, la force est égale au poids du niveau considéré.

$$F_i = W_i \quad (3.10)$$

### III.4.4. Une distribution triangulaire inverse

La force progressive à appliquer s'écrit dans ce cas sous la forme :

$$F_x = \frac{W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} V_b \quad (3.11)$$

### III.5. Les étapes d'analyse pushover

- Définition des rotules plastiques dans le modèle de la structure.
- Affectation des propriétés non linéaires aux rotules (diagrammes force-déplacement, moment-rotation ou moment-courbure), dans notre travail nous allons utiliser le diagramme moment-courbure.
- Définition de la distribution verticale des charges horizontales.
- Affectation de la longueur calculée des rotules plastiques.
- Définition du nœud de contrôle, de la direction et de la valeur du déplacement cible.
- Définition des paramètres de l'analyse non linéaire.

### III.6. Détermination de la courbe de capacité

Une fois la courbe de pushover obtenue, on cherche à la transformer en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un degré de liberté à son déplacement [43]. La figure (III.2.(a)) montre graphiquement la procédure .

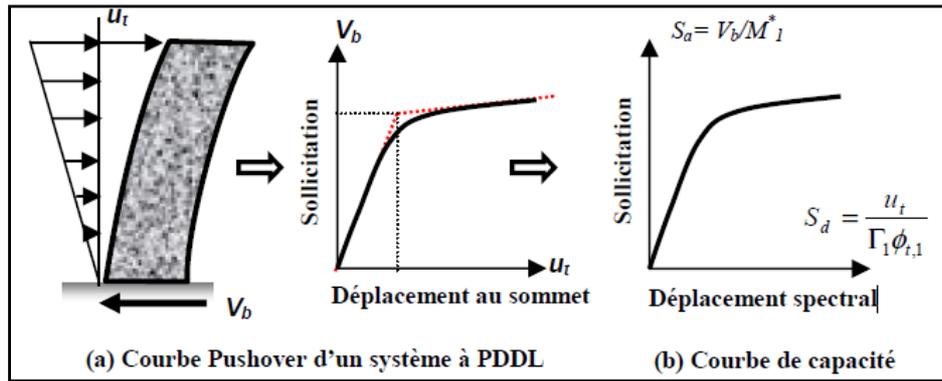


Figure III.2 : Signification physique de la courbe Pushover [18]

L'obtention de la courbe de capacité est composée de deux transformations : La force sismique (l'effort tranchant à la base  $V_b$ ) est transformée en accélération spectrale  $S_a$  (équation (3.12)), et le déplacement réel au niveau du toit  $u_t$  est transformé en déplacement spectral  $S_d$  (équation (3.13)) [18]:

$$S_a = V_b / M_1^* \quad (3.12)$$

$$S_d = \frac{u_t}{\Gamma_1 \phi_{t,1}} \quad (3.13)$$

$M_1^*$  est la masse effective de la construction, liée à l'amplitude du premier mode de vibration et aux masses  $m_j$  des différents niveaux (équation (3.14)),  $\phi_{t,1}$  est l'amplitude du premier mode de vibration au sommet et  $\Gamma_1$  est le facteur de participation modale correspondant au premier mode de vibration (équation (3.15)).

$$M_1^* = \frac{(\sum_{j=1}^N m_j \cdot \phi_{j,1})^2}{\sum_{j=1}^N m_j \cdot \phi_{j,1}^2} \quad (3.14)$$

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \cdot \phi_{j,1}}{\sum_{j=1}^N m_j \cdot \phi_{j,1}^2} \quad (3.15)$$

Nous obtenons, par ces transformations, une courbe de capacité dont les composantes sont le spectre du déplacement ( $S_d$ ) en abscisse et le spectre d'accélération ( $S_a$ ) en ordonnée (figure III.2.(b)) [18].

### III.7. Estimation de la performance

Pour déterminer l'endommagement d'une structure et par conséquent sa vulnérabilité, le déplacement maximal que peut atteindre une structure lors d'une excitation sismique constitue un paramètre clé. Ce paramètre est obtenu à partir du point de performance, ce dernier est déterminé par l'intersection d'une courbe de capacité avec la courbe de demande représentée par un spectre inélastique (figure III.3) [32]. Plusieurs méthodes d'assemblage des deux courbes sont applicables, dans ce qui suit nous allons présenter trois méthodes.

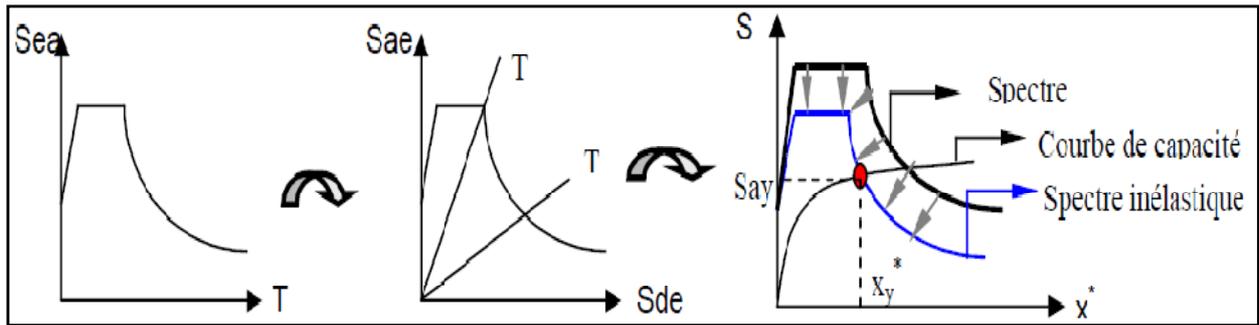


Figure III.3 : Détermination du point de performance [33]

**III.7.1. Méthode de la détermination du point de performance selon FEMA 273**

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

Le point de performance, il est appelé aussi Le déplacement cible par FEMA dépend essentiellement du caractère non linéaire du comportement, il s'écrit sous la forme [15] :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \tag{3.16}$$

Avec :

$T_e$  : La période fondamentale équivalente de la structure dans la direction considérée, elle est calculée à partir du diagramme bilinéaire de la loi de comportement (effort tranchant - Déplacement) :

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_e}{k_i}} \tag{3.17}$$

$K_e$  : Rigidité latérale effective, elle est de l'ordre de 60% de la résistance de plastification.

$T_i$  : La période fondamentale dans la direction considérée, elle résulte d'une analyse dynamique élastique.

$K_i$  : rigidité latérale élastique uniformisé.

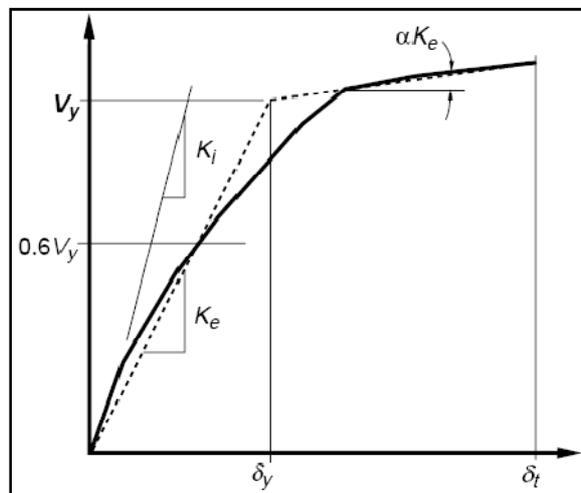


Figure III.4 : Détermination de la rigidité effective [15].

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

Nombre d'étage	Facteur de modification $C_0$
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5
Une interpolation linéaire doit être utilisée pour le calcul des valeurs intermédiaires	

**Tableau III.1** : Valeurs du facteur de modification  $C_0$ . [15]

$C_1$  : Facteur de modification du déplacement inélastique calculé à partir du déplacement de la réponse

$$\text{linéaire élastique : } C_1 = \begin{cases} 1 & \text{Pour } T_e \geq T_0 \\ \frac{1+(R-1)T_0/T_e}{R} & \text{Pour } T_e < T_0 \end{cases} \quad (3.18)$$

$T_0$  : La période caractéristique du sol.

$R$  : Le rapport de résistance pour le calcul du facteur de la limite élastiques

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} \frac{1}{C_0} \quad (3.19)$$

$S_a$  : L'accélération spectrale.

$V_y$  : La limite élastique calculée à partir du diagramme bilinéaire.

$W$  : Poids total de la structure.

$C_2$  : Facteur de modification qui représente l'effet de la courbe d'hystérésis sur le déplacement maximal, il est fonction du degré de plastification des éléments structuraux.

Niveau de la performance des structures	$T = 0.1 \text{ Sec}$		$T \geq T_0$	
	Type 1	Type 2	Type 1	Type 2
Occupation immédiate	1	1	1	1
Limite de service	1.3	1	1.1	1
Prévention de ruine	1.5	1	1.2	1
1. Les portiques dont lesquels la résistance et la rigidité peuvent être détériorés sous un séisme 2. Les portiques qui diffèrent de premier type.				

**Tableau III.2** : Valeur du facteur de modification  $C_2$  [15].

$C_3$  : Facteur de modification qui prend en compte l'augmentation du déplacement dû à l'effet P- $\Delta$  :

$$C_3 = I + \frac{\alpha(R-1)^{\frac{3}{2}}}{T_e} \quad (3.20)$$

$\alpha$  : Le rapport de la rigidité post-élastique et de la rigidité élastique.

### III.7.2. Méthode du spectre de capacité (ATC 40)

La méthode d'analyse proposée dans l'ATC 40 est désignée par la « demande en capacité ». Le principe de cette méthode consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse statique non linéaire « PUSHOVER » avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme, dérivée de spectre de réponse élastique à 5% d'amortissement. L'intersection de ces deux courbes représente un point de performance (point de fonctionnement) permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et subséquemment son degré d'incursion dans le domaine plastique ce qui permet d'évaluer l'amortissement équivalent correspondant (figure III.5) [19].

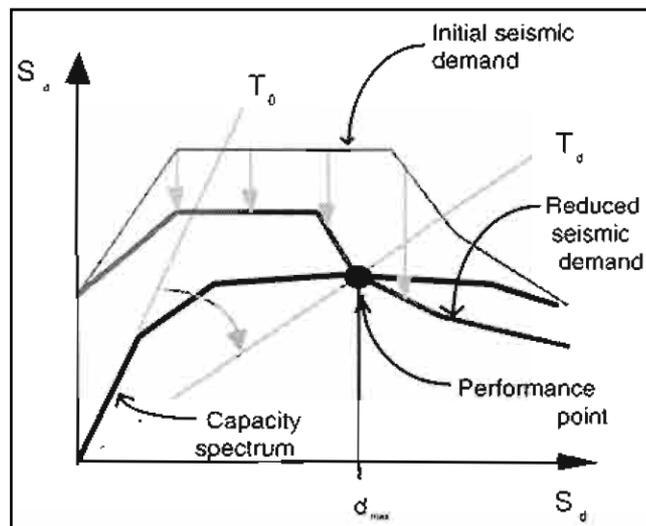


Figure III.5 : détermination du point de performance selon ATC [03]

#### III.7.2.1. Les étapes de la méthode du spectre de capacité

- Conversion du spectre de réponse ( $S_a$ ,  $T$ ) en forme ADRS (Accélération-Déplacement de la Réponse Spectrale) en d'autre terme ( $S_a$ ,  $S_d$ ).
- Détermination de la courbe de capacité de la structure sous forme ADRS.
- Superposition des deux courbes de capacité et de demande afin de déterminer le point de performance qui est obtenu par l'intersection de deux courbes.

#### III.7.3. La méthode N2

La méthode N2 (N : désigne le comportement non linéaire et 2 : désigne deux modèles mathématiques) a été développée par Fajfar. Le but de cette méthode est la détermination des différents paramètres en termes

de déplacement et de force à partir du comportement non-linéaire d'une structure soumise à une action sismique [14].

### III.7.3.1. Principe de la méthode

Le principe de la méthode consiste à combiner entre deux modèles mathématiques [32] :

- L'analyse Pushover d'un système à plusieurs DDL soumis à une distribution de forces latérales liées au choix d'une forme pour le déplacement.
- L'analyse de la réponse spectrale d'un système à un seul DDL.

La méthode est formulée dans un format accélérations-déplacements afin de pouvoir visualiser la procédure et les relations entre les paramètres de base qui contrôlent la réponse sismique.

L'hypothèse de base est que la structure oscille en prédominance dans le premier mode, et l'on ne considère que les déplacements de translation (non prise en compte des rotations si l'on suppose que les planchers sont infiniment rigides).

### III.7.3.2. Description de la méthode

Six étapes constituent la procédure [14, 32].

#### Etape 1 : Introduction des données

On considère un modèle plan (figure III.6.(a)) d'une structure à plusieurs degrés de liberté. L'action sismique est représentée par un spectre élastique de pseudo-accélération  $S_{ae}$  en fonction des périodes naturelles de la structure  $T$  et le coefficient d'amortissement visqueux  $\xi$ .

#### Etape 2 : Analyse statique non linéaire Pushover du modèle à plusieurs DDL

Le choix d'une distribution appropriée des forces latérales constitue une étape très importante dans l'analyse Pushover, comme on peut avoir l'analyse statique non linéaire pushover en appliquant une accélération à la base.

#### Etape 3 : Système à un seul degré de liberté et courbe de capacité

Afin d'utiliser le spectre de réponse, la structure doit être modélisée par un système à un seul degré de liberté. Différentes procédures ont été établies pour déterminer les caractéristiques du système à un seul degré de liberté équivalent à un système à plusieurs degrés de liberté (paragraphe III.3.1).

La courbe Pushover obtenue pour un système à plusieurs degrés de liberté est transformée en une courbe de capacité (paragraphe III.5).

Les courbes  $(V-u_i$  et  $F^*-u^*)$  sont idéalisées par des courbes bilinéaires pour déterminer la force et le déplacement à la limite élastique  $(V_y - u_y$  et  $F_y^*-u_y^*)$  et qui serviront au calcul de la période élastique du système équivalent à partir de l'équation suivante :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K^*}} \quad (3.21)$$

Où :  $K^*$  définit la rigidité élastique du système équivalent à un seul DDL et est donné par :

$$K^* = \frac{F_y^*}{u_y^*} \tag{3.22}$$

Avec :  $F_y^*$  et  $u_y^*$  sont la force et le déplacement du système équivalent à la limite d'élasticité, respectivement.

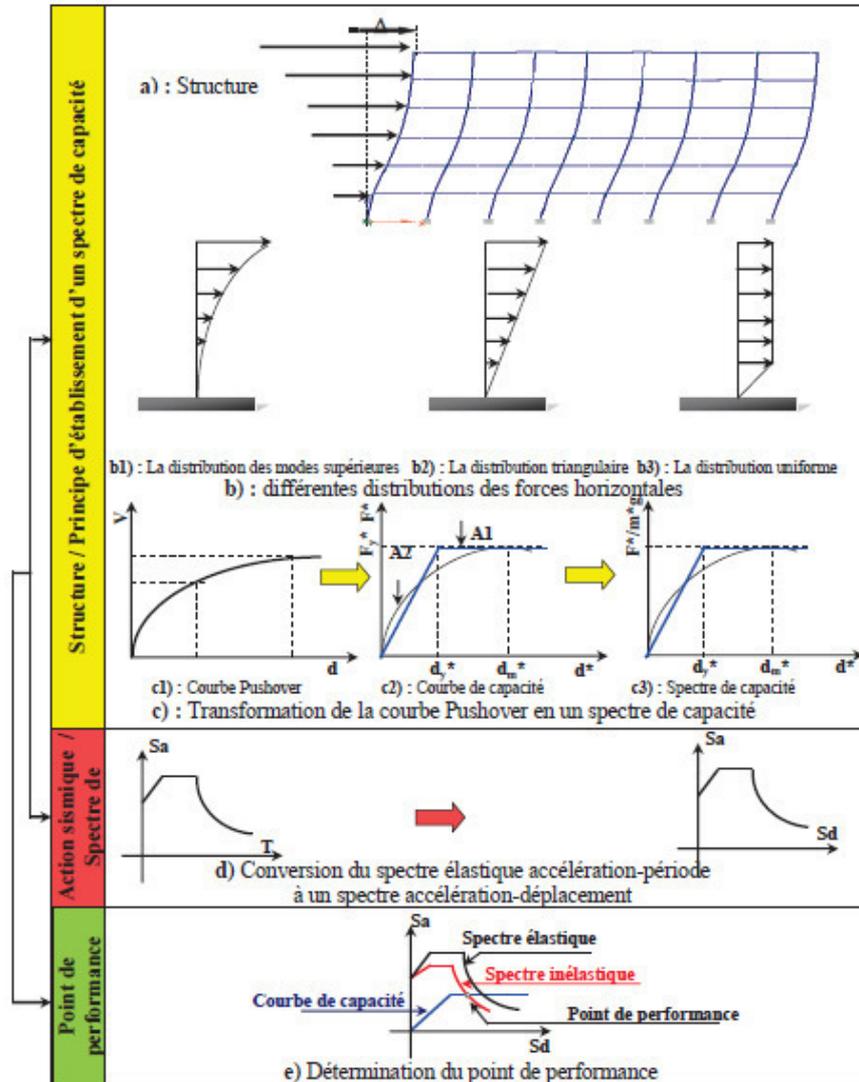


Figure III.6 : Différentes étapes du développement de la méthode N2 [32].

**Etape 4 : Spectre élastique et spectre inélastique**

**a. Passage du spectre élastique accélération-période à un spectre élastique accélération-déplacement :**

Le principe de cette étape consiste à introduire la demande sismique par un spectre de réponse élastique. Il peut s'agir d'un spectre de réponse réglementaire, par exemple défini dans l'Eurocode 8 [13] ou RPA99[42], ou d'un spectre de réponse réel issu d'un séisme particulier. Le spectre de réponse est exprimé non pas dans son format traditionnel accélérations-périodes (figure III.6.(d)), mais dans un format accélérations-déplacements obtenu par la relation (3.23) et représenté par la figure (III.6.(d)).

$$S_{de}(T, \xi) = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}(T, \xi) \tag{3.23}$$

où :  $S_{ae}(T, \xi)$  et  $S_{de}(T, \xi)$  sont les valeurs d'accélération et de déplacement dans le spectre élastique correspondant aux périodes  $T$  et à une valeur d'amortissement visqueux  $\xi$ .

### b. Détermination du spectre inélastique

Le spectre inélastique pour un système à un seul degré de liberté est déduit à partir du spectre élastique en appliquant les expressions suivantes :

$$S_a(T, \xi) = \frac{S_{ae}(T, \xi)}{R_\mu} \quad (3.24)$$

$$S_d(T, \xi) = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de}(T, \xi) = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}(T, \xi) = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a(T, \xi) \quad (3.25)$$

où :  $S_a(T, \xi)$  : accélération inélastique.

$S_d(T, \xi)$  : déplacement inélastique.

$\mu$  : facteur de ductilité qui est égal à  $\frac{S_d}{d_y}$  (figure III.6.(c)).

$R_\mu$  : facteur de réduction

Plusieurs propositions ont été faites pour déterminer le facteur de réduction  $R_\mu$ . Un exemple de la relation bilinéaire ( $R_\mu - \mu - T$ ) présenté dans Vidic et al [50] est :

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \quad (3.26)$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_c \quad (3.27)$$

Où :  $T_c$  est la période caractéristique du sol. C'est la période de transition où le segment des accélérations constantes du spectre de réponse (la gamme des courtes périodes) passe au segment des vitesses constantes du spectre (la gamme des moyennes périodes). Elle est représentée dans RPA99 par  $T_2$ .

En remplaçant l'équation (3.27) dans l'équation (3.25), on déduit que dans la gamme des moyennes et longues périodes les déplacements sont égaux c'est-à-dire que le déplacement du système inélastique est égal au déplacement du système élastique avec la même période.

#### Etape 5 : Détermination du déplacement du système équivalent

Pour déterminer le déplacement du système équivalent, il faut déterminer sa période élastique et la positionner par rapport à la période caractéristique du sol  $T_c$ . Deux cas sont distingués et ils sont représentés dans la figure III.7 :

- Pour les périodes moyennes et longues ( $T^* \geq T_c$ ), qui correspondent à la zone du spectre où la vitesse est constante, on retient le principe d'équivalence des déplacements maximaux. On a alors :

$$S_d = S_{de}(T^*) \quad (3.28)$$

$$\mu = R_\mu \quad (3.29)$$

- Pour les périodes courtes ( $T^* < T_c$ ), qui correspondent à la zone du spectre où l'accélération est constante. Le déplacement élastique est plus petit que le déplacement inélastique et ce dernier est déterminé par les relations (3.30) et (3.31), le facteur  $R_\mu$  est déterminé par l'expression  $\frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}}$  :

$$S_d = \frac{S_{de}}{R_\mu} [(R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} + 1] \tag{3.30}$$

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} + 1 \tag{3.31}$$

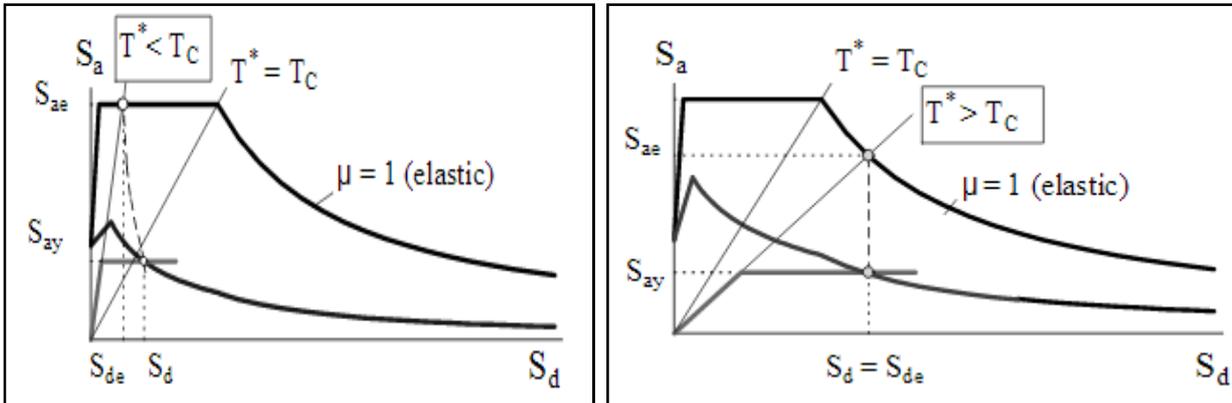


Figure III.7 : Spectres élastique et inélastique et le diagramme de capacité [14]

On remarque que pour les deux cas, le déplacement et l'accélération inélastiques correspondent au point d'intersection du diagramme de capacité et du spectre inélastique construit pour la valeur de ductilité calculée. La valeur de  $u_t^*$  obtenue par la méthode Pushover permet de connaître l'état de la structure pour les sollicitations considérées.

**Etape 6 : Déplacement global du système à plusieurs degrés de liberté**

Le déplacement  $u_t^*$  du système à un seul DDL équivalent peut être transformé en déplacement au sommet  $u_t$  du modèle à plusieurs DDL en utilisant l'équation suivante:

$$u_t = \Gamma_j u_t^* \tag{3.32}$$

**III.8. Notion du mode de ruine selon le code FEMA**

Une analyse statique non linéaire, qui est basée sur le code FEMA 273 est utilisée par le logiciel SAP 2000, qui définit la notion du mode de ruine et de la performance de la structure [15], selon la figure suivante, on peut définir les points suivants :

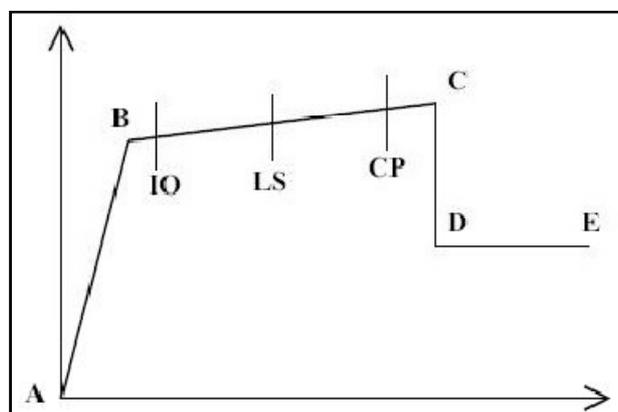


Figure III.8 : courbe force –déplacement [15]

A : Le point d'origine

B : Représente la plastification, aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées.

C : Représente la capacité ultime de l'analyse pushover.

D : Représente la résistance résiduelle de l'analyse.

E : Représente la rupture totale des éléments.

D'autres points additionnels qui n'ont aucun effet sur le comportement de la structure, et qui sont adoptées par les codes de calcul, pour l'appréciation de l'analyse non linéaire statique. Autrement dit ces points présentant trois niveaux de dommages (appelés niveaux de performance) sont définis comme suit :

Niveau IO : occupation immédiate (Immediate Occupancy), dans ce niveau la structure garde une grande partie de sa raideur initiale et de sa résistance.

Niveau LS : sécurité de la vie (Life Safety), dans ce niveau la structure subi des dommages importants et il peut y avoir une perte significative de sa raideur.

Niveau CP : prévention de la ruine (Collapse Prevention), c'est où la structure subi des dommages extrêmes, et si elle est encore soumise à des déplacements latéraux, elle peut subir une instabilité et s'effondrer.

### III.9. Notion d'endommagement

L'évolution de l'endommagement dans une structure ou un composant structurel peut être caractérisée par un indice de dommage. De nombreux modèles ont été développés [32] qui correspondent à différentes façons de catégoriser la dégradation de la structure. Le dommage est considéré comme une variable continue variant de 0 (pas de dommage) à 1 (ruine) ou de 0 à 100%.

D'après la figure III.8 on remarque que la courbe est composée de quatre segments, chaque segment correspond à une étape d'endommagement [21] :

**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, sa stabilité étant en danger. Au-delà de ce niveau, la structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance.

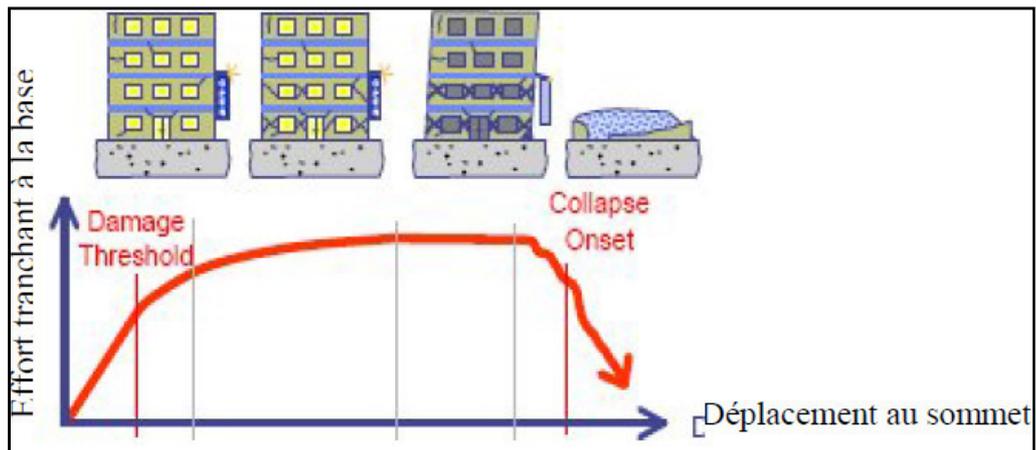


Figure III.9 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité [33]

### III.10. Conclusion

De façon générale, la méthode d'analyse statique non linéaire définie par des caractéristiques non linéaire des matériaux nous permet d'avoir le comportement non linéaire d'une structure comme elle donne des bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximale) donnée par le premier mode de vibration de la structure. Elle permet aussi de tracer la séquence d'écoulement, la ruine des éléments et le niveau de dommage structurel, elle peut aussi servir pour trouver le point de performance d'une structure et d'estimer l'endommagement. Malgré ces avantages, la méthode ne peut pas être considérée comme la solution générale pour toute sorte de cas, elle ne peut pas montrer tous les mécanismes possibles de défaillance, par ailleurs elle n'est pas efficace dans le cas des structures à forte irrégularités.

*Chapitre IV*

*Application de l'analyse  
pushover*

### IV.1. Introduction

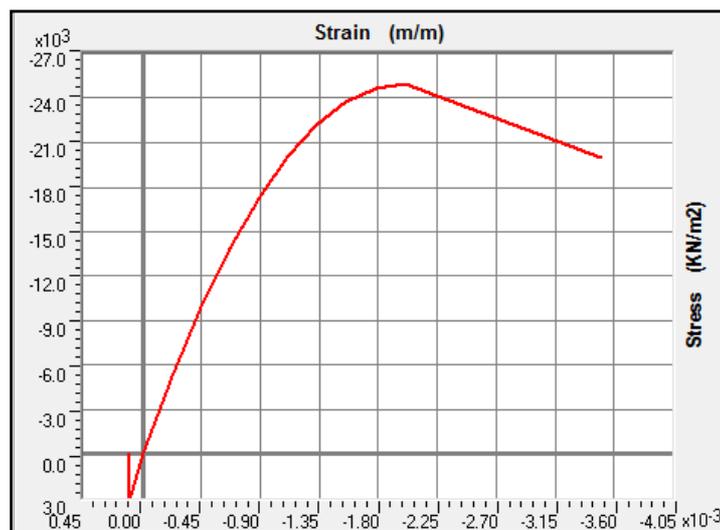
Dans ce chapitre nous allons présenter les résultats d'analyses pushover effectuées sur trois types de portiques qui seront présentés par la suite. Dans la première application nous effectuons une analyse comparative sur les lois de comportement, celles prises par le logiciel SAP2000 basée sur le code FEMA et les lois de comportement moment-courbure ( $M-\phi$ ) calculées à partir des équations développées dans le chapitre II. En suite nous allons montrer l'effet du ferrailage sur la courbe de capacité et les mécanismes de ruine dans la deuxième application. A la fin nous allons montrer l'effet de la forme du chargement latéral sur la courbe de capacité plus la détermination du point de performance par la méthode N2.

### IV.2. Lois de comportement du béton et de l'acier

Les lois de comportement du béton et de l'acier utilisées sont celles proposées par Mander et Park, respectivement. Ces lois sont implantées dans le logiciel SAP2000, elles sont résumées dans le tableau IV.1 et qui sont présentées dans les figures IV.1 et IV.2.

Matériaux	Paramètres	
Béton	$f_c$ (MPa)	25
	$\epsilon_c$	0.002
	$E_c$ (Mpa)	32164.2
	$f_{cu}$ (MPa)	20
	$\epsilon_{cu}$	0.0035
Acier	$f_y$ (MPa)	400
	$\epsilon_y$	0.002
	$E_s$ (Mpa)	200000
	$f_u$ (MPa)	400
	$\epsilon_{su}$	0.01

**Tableau IV.1 :** Paramètres définissant le comportement du béton et de l'acier.



**Figure IV.1 :** Loi de comportement du béton [10]

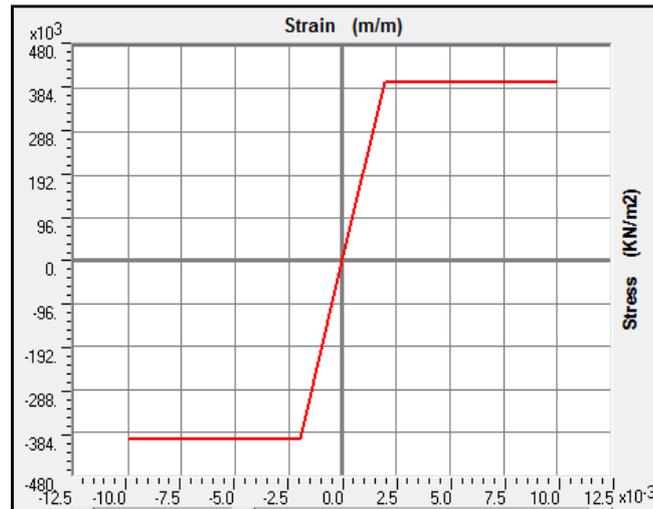


Figure IV.2 : Loi de comportement de l'acier [10].

### IV.3. Application 1 : Effet du choix de la méthode d'analyse pushover

#### IV.3.1. Présentation du portique étudié

Il s'agit d'un modèle 2D portique auto stable en béton armé d'une hauteur de 4m avec une poutre de 4m reprenant le chargement d'une dalle de 20 cm d'épaisseur (figure IV.3). Les poteaux sont de section (30x35) cm<sup>2</sup> et la poutre est de section (30x30) cm<sup>2</sup>, ils sont ferrailés selon les règles de RPA99 à l'aide d'un logiciel SAP2000 tel que résumé dans le tableau (IV.2).

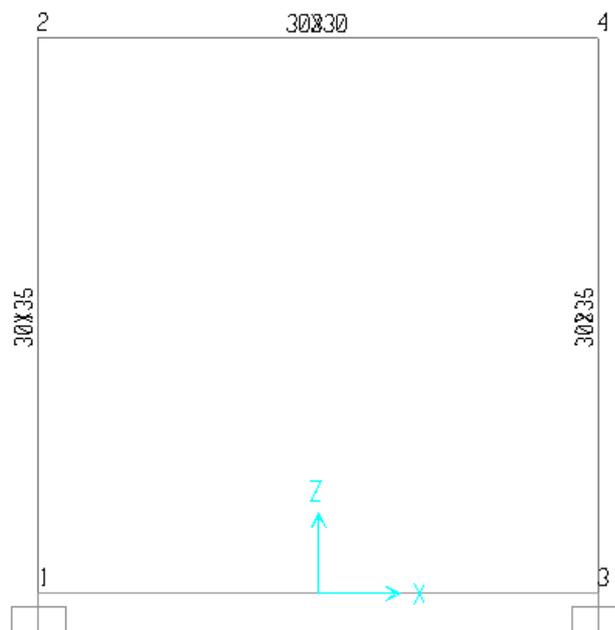


Figure IV.3 : Vue en 2D du portique étudié.

Poutre			Poteau		
Dimension (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage		Dimension (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	
	Supérieure	inférieure		Supérieure	Inférieure
30x30	3T12	3T14	30x35	3T14	3T14

**Tableau IV.2 :** Dimensions et ferrailage des poteaux et poutre du portique étudié.

#### IV.3.2.Détermination des lois moment-courbure

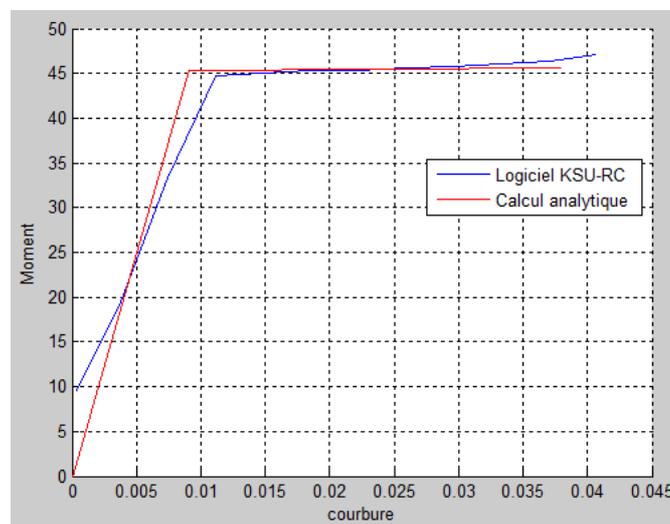
La loi moment-courbure dépend des caractéristiques géométriques de la section, des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées et de l'effort normal pour les poteaux. La détermination des lois de comportement des éléments est effectuée à partir des procédures de calcul et de modélisation présentées dans le chapitre II.

##### IV.3.2.1. Loi moment courbure associée à la poutre

La détermination de la loi moment-courbure pour la poutre est effectuée à partir des formules développées dans le chapitre II. Le tableau suivant résume les résultats obtenus :

Courbure de plastification $\phi_y$	$9.06 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$
Le moment de plastification $M_y$	45.3 KN.m
Courbure ultime $\phi_u$	$0.038 \text{ m}^{-1}$
Le moment ultime	45.6 KN.m
Longueur de la rotule plastique $L_p$	0.44 m

**Tableau IV.3 :** Loi moment–courbure pour la poutre.



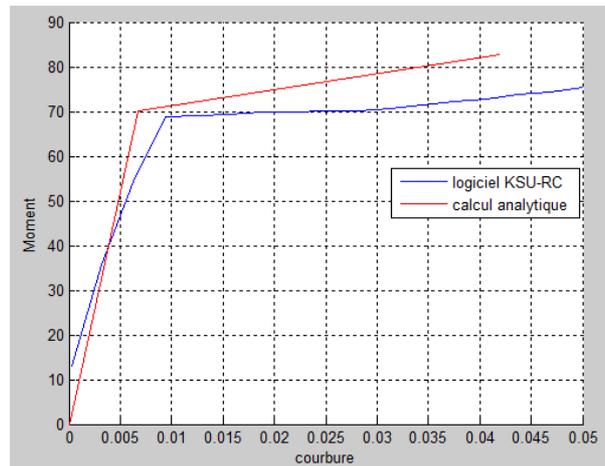
**Figure IV.4 :** Loi moment-courbure de la poutre.

### IV.3.2.2. Loi moment-courbure associée aux poteaux

La détermination des lois moment-courbure pour les poteaux est effectuée à partir des formules développées dans le chapitre II. Elles sont en fonction de l'effort normal qui est égal à 92.25 KN. Le tableau suivant résume les résultats obtenus :

Courbe de plastification $\phi_y$	$6.7 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$
Le moment de plastification $M_y$	70.1 KN.M
Courbure ultime $\phi_u$	$0.042 \text{ m}^{-1}$
Moment ultime $M_u$	82.8KN.m
Longueur de la rotule plastique $L_p$	0.44 m

**Tableau IV.4 :** Loi moment–courbure pour les poteaux.



**Figure IV.5 :** Loi moment-courbure des poteaux.

Nous avons comparé les lois moment-courbure calculées avec celle obtenues à l'aide d'un logiciel spécialisé (KSU-RC) [27], ce dernier est basé sur le code ACI [01]. Les résultats obtenus sont représentés sur les figures IV.4 et IV.5. D'après ces figures on voit que les courbes sont très proches surtout pour le cas des poutres.

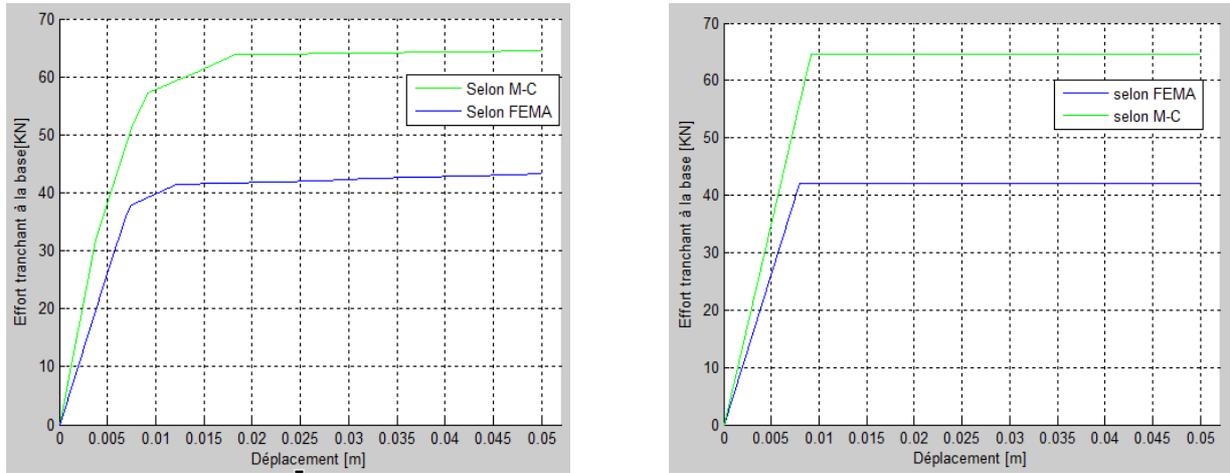
### IV.3.3. Application de la méthode d'analyse pushover

Nous avons effectué une analyse statique non linéaire en poussée progressive sur le portique étudié en appliquant une accélération à la base, et nous avons obtenus les résultats suivants :

#### IV.3.3.1. Courbe de capacité

La figure IV.6 présente deux courbes de capacités obtenues après l'analyse statique non linéaire, l'une est basée sur le code FEMA utilisées par défaut sur le SAP2000 et l'autre sur les lois moment-courbure ( $M-\phi$ )

que nous avons calculé et introduit dans le SAP2000, tout en se basant sur le modèle de plasticité localisé (rotule plastique). Les résultats d'analyse sont représentés sur la figure IV.6.



a) Courbes de capacité.

b) Courbes idéalisée.

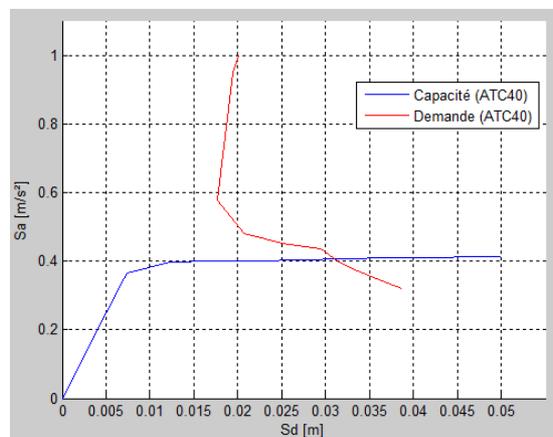
**Figure IV.6:** Courbes de capacité pushover.

Une idéalisation bilinéaire permet d'estimer la limite élastique dans chaque cas, tel que montré sur la figure IV.16.(b). On remarque que la courbe basée sur le code FEMA donne un effort maximal de l'ordre de 42.03KN par contre, celle basée sur lois M-φ donne un effort maximal de l'ordre de 64.5KN. Par ailleurs, la limite élastique est de l'ordre de 0.8 cm pour le FEMA et 0.92 cm pour M-φ.

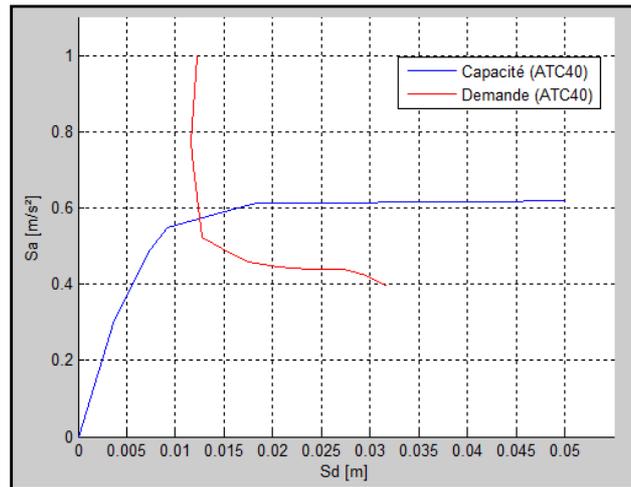
La capacité du portique induite par le calcul avec les courbes M-φ est plus grande que celle fournie par la méthode FEMA. Néanmoins les limites élastiques sont assez proches.

**IV.3.3.2. Détermination du point de performance**

Nous avons déterminé le point de performance des deux courbes de capacité (figures IV.7 et IV.8) obtenues après l'analyse pushover, en utilisant la méthode de spectre de capacité selon l'ATC40 donné par le logiciel SAP2000.



**Figure IV.7 :** La position du point de performance de la courbe obtenue par défaut.



**Figure IV.8** : La position du point de performance de la courbe obtenue par les lois M- $\phi$ .

D'après les figures IV.7 et IV.8, le point de performance du portique étudié par les paramètres par défaut correspond à un déplacement de 3.1 cm et à un effort tranchant de 42.321 KN. Et le point de performance du portique étudié par les paramètres calculés correspond à un déplacement de 1.2 cm et à un effort tranchant de 59.58 KN.

#### IV.3.3.3. Mécanisme de ruine et distribution des rotules plastiques

Les tableaux suivants présentent les résultats obtenus par les deux analyses effectuées, sur l'évolution d'endommagement du portique étudié. Avec les chiffres représentés dans les tableaux suivants présentent le nombre de rotule apparaît dans le niveau d'endommagement correspondant et le nombre 6 représente le nombre total des rotules qui puissent apparaître dans le portique.

Etape	Déplacement m	Force à la base KN	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	AprèsE	Total
1	0.005005	26.047	4	2	0	0	0	0	0	0	6
2	0.007001	36.447	3	3	0	0	0	0	0	0	6
3	0.007439	37.962	2	4	0	0	0	0	0	0	6
4	0.012197	41.446	2	4	0	0	0	0	0	0	6
5	0.017197	41.654	2	4	0	0	0	0	0	0	6
6	0.022197	41.895	2	4	0	0	0	0	0	0	6
7	0.027197	42.136	2	2	2	0	0	0	0	0	6
8	0.032197	42.377	2	1	3	0	0	0	0	0	6
9	0.037197	42.618	2	1	3	0	0	0	0	0	6

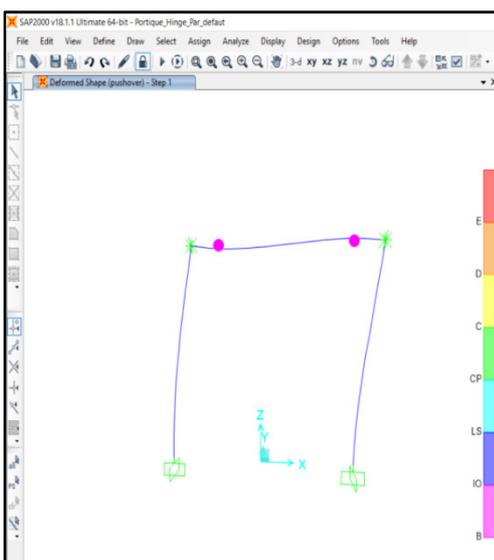
10	0.042197	42.86	2	1	3	0	0	0	0	0	6
11	0.047197	43.101	2	1	3	0	0	0	0	0	6
12	0.05	43.236	2	1	3	0	0	0	0	0	6

**Tableau IV.5 :** Les résultats d'analyse pushover basée sur le code FEMA.

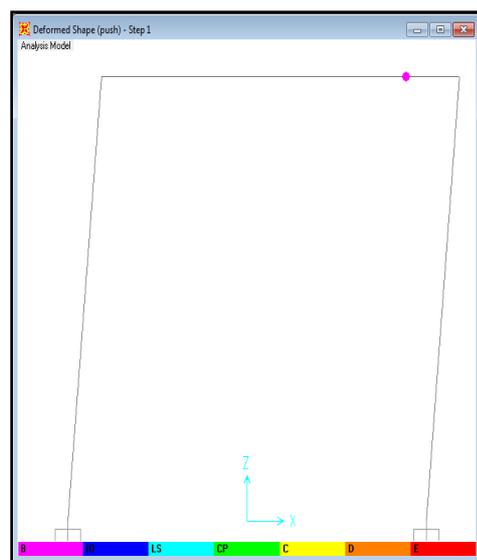
Etape	Déplacemet M	Force à la base KN	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	Après E	Total
1	0.003741	31.970	5	1	0	0	0	0	0	0	6
2	0.007445	51.302	4	2	0	0	0	0	0	0	6
3	0.009176	57.286	3	3	0	0	0	0	0	0	6
4	0.014176	60.846	3	3	0	0	0	0	0	0	6
5	0.018284	63.772	2	4	0	0	0	0	0	0	6
6	0.023284	63.893	2	4	0	0	0	0	0	0	6
7	0.028284	64.015	2	4	0	0	0	0	0	0	6
8	0.033284	64.136	2	3	1	0	0	0	0	0	6
9	0.038284	64.257	2	3	1	0	0	0	0	0	6
10	0.043284	64.379	2	1	3	0	0	0	0	0	6
11	0.048284	64.500	2	1	3	0	0	0	0	0	6
12	0.050006	64.542	2	1	3	0	0	0	0	0	6

**Tableau IV.6 :** Les résultats d'analyse pushover basé sur les lois M-φ.

Les figures suivantes montrent le mécanisme de ruine ainsi que l'ordre d'apparition des rotules plastique pour les deux types d'analyses effectuées sur le portique étudié

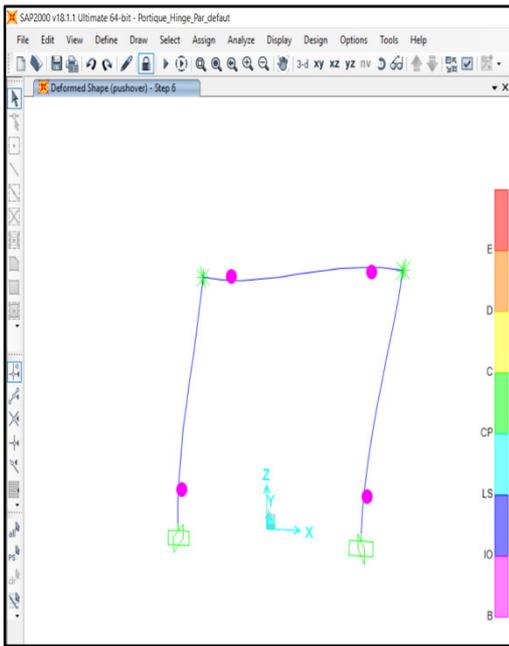


a) Portique basé sur FEMA

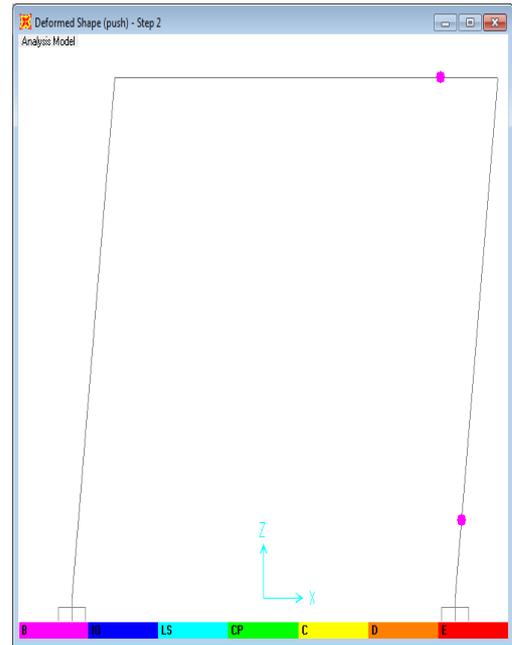


b) portique basé sur M-φ

**Figure IV.9 :** Formation des rotules plastiques à la première étape.

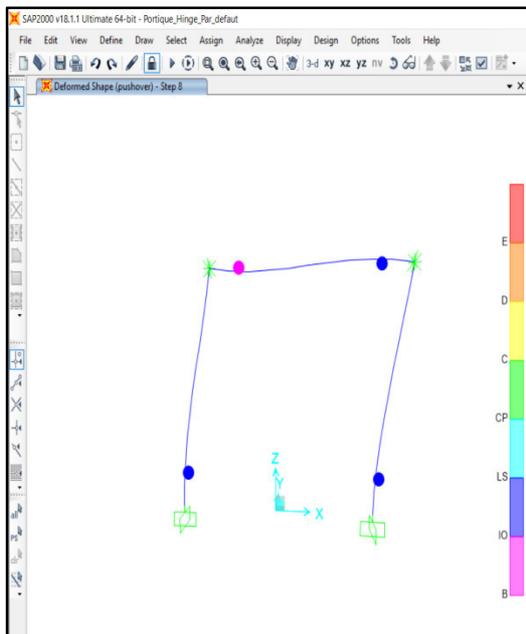


a) Portique basé sur FEMA

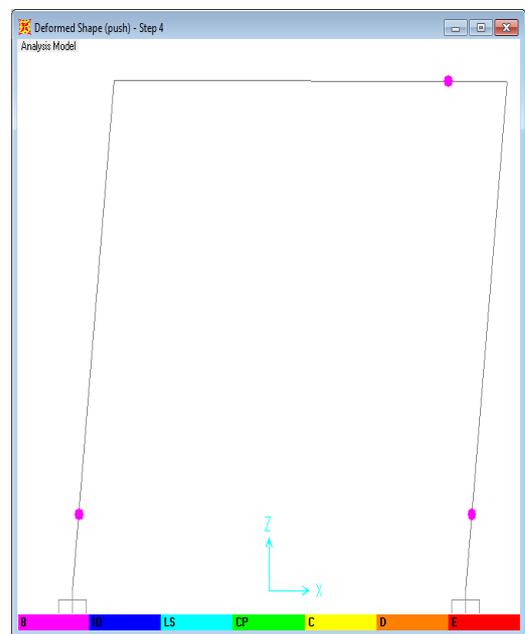


b) Portique basé sur M-φ

**Figure IV.10 :** Formation des premières rotules plastiques dans les poteaux.



a) Portique basé sur FEMA



b) Portique basé sur M-φ.

**Figure IV.11:** Formation des rotules plastiques au point de performance.

D'après la figure IV.9 on remarque que la première rotule plastique apparaît dans les poutres pour les deux cas et dans la première étape. On remarque bien d'après le tableau qu'elles restent dans le domaine élastique.

La figure IV.10 et les tableaux (IV.5 et IV.6) montrent l'apparition d'une rotule plastique dans l'étape deux au niveau du pied de poteau dans le portique basé sur M- $\phi$ . Pour le portique basé sur FEMA on remarque dans l'étape six l'apparition des rotules plastiques dans les pieds des deux poteaux et une autre rotule dans la poutre.

La figure IV.11 montre l'apparition des rotules plastiques au point de performance, pour le portique selon FEMA les rotules sont au niveau IO-LS sauf une rotule dans la poutre qui est restée dans le premier niveau B-IO et pour le portique basé sur M- $\phi$  on remarque que les trois rotules formées sont au niveau B-IO, Ceci s'explique par le fait d'utiliser les courbes M- $\phi$  donne une plus grande capacité au portique.

D'après les trois figures on constate que les mécanismes de ruine du portique pour les deux cas sont des mécanismes plastiques globaux, qui indiquent que le portique présente un bon comportement vis-à-vis d'une excitation sismique, ceci est logique du fait qu'ils sont calculé selon RPA.

#### IV.3.3.4. Détermination du point de performance par plusieurs méthodes

Nous avons déterminé le point de performance des deux courbes obtenus après les deux analyses, par quatre méthodes utilisées par le SAP2000. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

courbe	ATC40		FEMA 356		FEMA 440 (E L)		FEMA 440(D M)	
	Effort (KN)	Déplacement (cm)	Effort (KN)	Déplacement (cm)	Effort (KN)	Déplacement (cm)	Effort (KN)	Déplacement (cm)
Selon FEMA	42.25	3	42.17	2.9	42.053	2.6	42.408	3.4
Selon M- $\phi$	59.58	1.2	63.76	1.8	62.33	1.6	63.82	2

**Tableau IV.7 :** Détermination du point de performance par plusieurs méthodes.

D'après le tableau en remarque, pour chaque courbe que le point de performance diffère d'une méthode à une autre. On peut conclure à partir de cette application que le choix de la méthode à utiliser pour effectuer une analyse pushover affecte les résultats. Donc a moins d'avoir des résultats numériques ou encore mieux expérimentaux pour choisir la méthode utilisée, le choix demeure une question de jugement.

#### IV.4.Application 2 : Effet du ferrailage.

##### IV.4.1.présentation du portique étudié

Dans cette application nous avons utilisé le même portique étudié dans la première application, en faisant varier le type de ferrailage de 33% par rapport au bon ferrailage appliqué dans la première application tel que résumé dans le tableau IV.8.

Type de ferrailage	Poutre			Poteaux		
	Dimension (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage		Dimension (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	
		Supérieure	Inférieure		Supérieure	Inférieure
Bien ferrailé	30x30	3T12	3T14	30x35	3T14	3T14
Sous ferrailé	30x30	2T12	2T14	30x35	2T14	2T14
Sur ferrailé	30x30	4T12	4T14	30x35	4T14	4T14

**Tableau IV.8 :** Les différents types de ferrailage des poteaux et poutre.

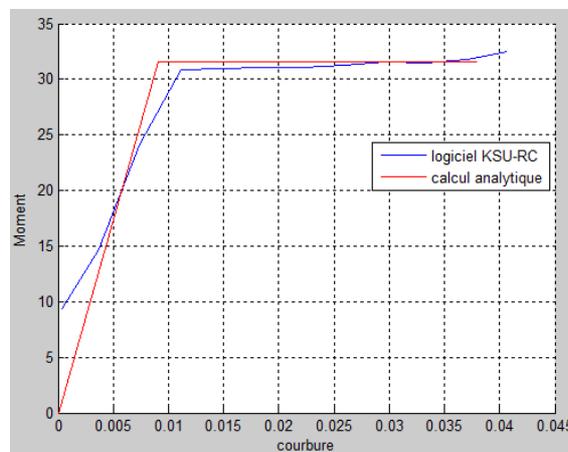
#### IV.4.2. Les lois moment-courbure des portiques étudiés

##### IV.4.2.1. Les lois moment-courbure associées à la poutre

Les lois moment-courbure associées à la poutre sous et sur ferrillée sont résumées dans le tableau IV.9. Elles sont obtenues à partir des formules développées dans le chapitre II. Elles sont présentées sur les figures, avec les courbes fournis par le logiciel KSU-RC et pour les lois du portique bien ferrillé sont celles représentées sur les tableaux IV.3 et IV.4.

	Sous ferrillée	Sur ferrillée
Courbe de plastification $\phi_y$	$9.04 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$	$9.72 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$
Le moment de plastification $M_y$	31.6KN.m	52.3 KN.m
C10ourbure ultime $\phi_u$	$0.038 \text{ m}^{-1}$	$0.039 \text{ m}^{-1}$
Moment ultime $M_u$	31.6KN.m	60.8 KN.m
Longueur de la rotule plastique $L_p$	0.44 m	0.44 m

**Tableau IV.9 :** Loi moment-courbure associée à la poutre.



**Figure IV.12 :** Loi moment-courbure de la poutre sous ferrillée.

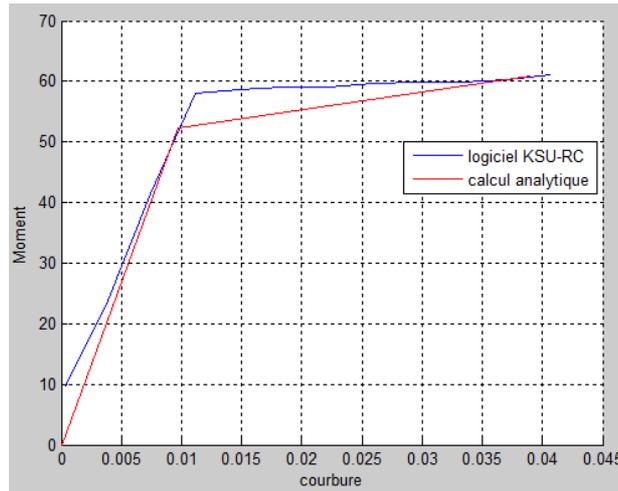


Figure IV.13 : Loi moment-courbure de la poutre sur ferrailée.

**IV.4.2.2. les lois moment-courbure associées aux poteaux**

Les lois moment-courbure associées aux poteaux sous et sur ferrillés sont résumées dans le tableau IV.10. Elles sont en fonction de l'effort normal qui est égal à 92.25 KN. Ces lois sont obtenues à partir des formules développées dans le chapitre II.

	Sous ferrillé	Sur ferrillé
Courbe de plastification $\phi_y$	$6.9 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$	$7.12 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$
Le moment de plastification $M_y$	52.1KN.m	88.2KN.m
Courbure ultime $\phi_u$	$0.042 \text{ m}^{-1}$	$0.042 \text{ m}^{-1}$
Moment ultime $M_u$	66KN.m	99.4KN.m
Longueur de la rotule plastique $L_p$	0.44 m	0.44 m

Tableau IV.10 : Loi moment-courbure associée aux poteaux.

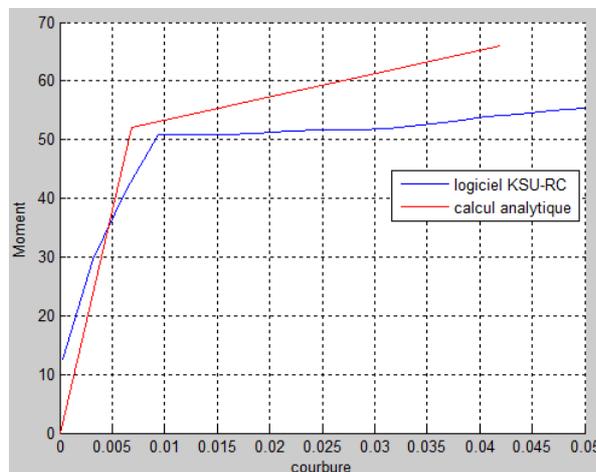


Figure IV.14 : Loi moment-courbure des poteaux sous ferrillés.

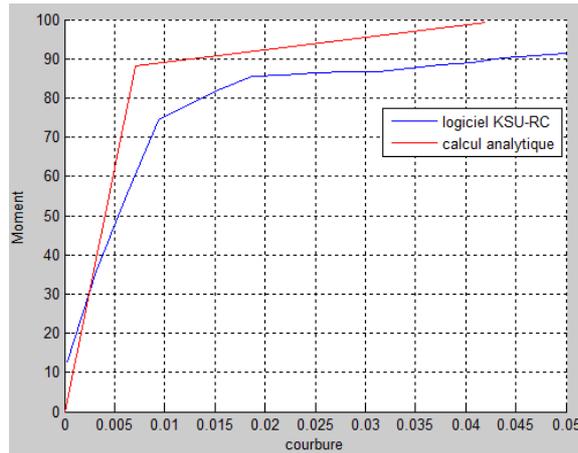
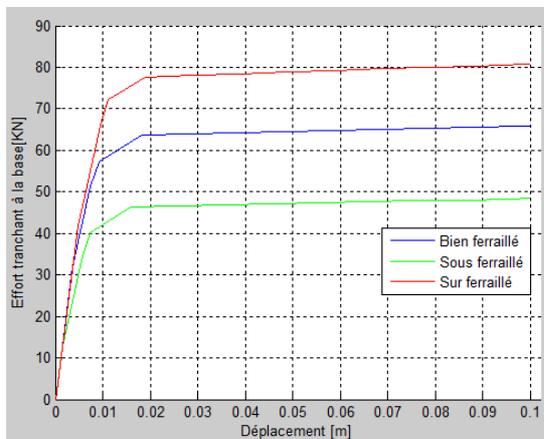


Figure IV.15 : Loi moment-courbure des poteaux sur ferrailés.

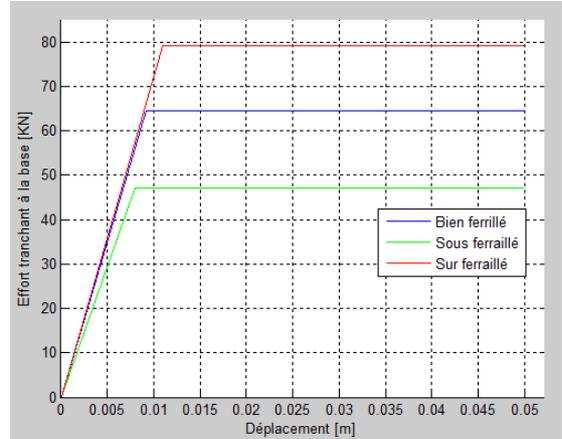
### IV.4.3. Application de la méthode d'analyse pushover

#### IV.4.3.1. Analyse comparative de l'effet du ferrailage sur les courbes de capacité

Nous avons appliqué l'analyse non linéaire en poussée progressive, pushover, par une accélération à la base sur le portique étudié, en faisant varier le type de ferrailage qui est résumé dans le tableau IV.9. Les résultats obtenus sont représentés sur la figure (IV.16.(a)). Après nous avons idéalisé les courbes de capacité obtenues, comme il est illustré sur la figure (IV.16.(b)).



a) courbes de capacité



b) courbes idéalisée

Figure IV.16: Courbes de capacité des différents types de ferrailage.

D'après la figure IV.16 on peut résumer les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Type de ferrailage	Etat élastique limite		
	$V_y$ (KN)	$D_y$ (cm)	Rigidité élastique $K=V_y/D_y$ (KN/m)
Sous ferrailé	47.14	0.8	5892.5
Bien ferrailé	64.5	0.92	7010.8
Sur ferrailé	79.09	1.1	7190

**Tableau IV.11** : Caractéristiques à l'état élastique du portique étudié.

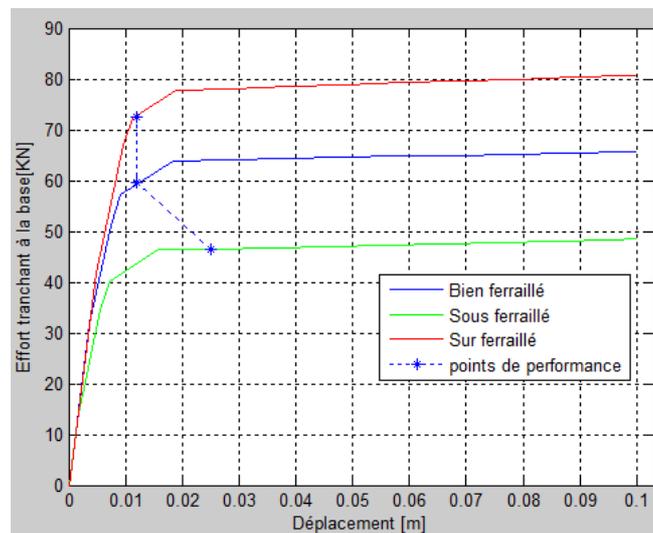
D'après la figure IV.16.(a) on remarque que les trois courbes ont la même pente à l'origine ce qui signifie que la rigidité initiale est la même donc le ferrailage n'a pas une influence sur la rigidité initiale, Celle-ci est liée à la section du béton. D'après l'idéalisation des trois courbes tel que représenté dans le tableau IV.11 et sur la figure IV.16.(b) on remarque que la résistance élastique  $V_y$  et le déplacement élastique  $D_y$  augmente avec l'augmentation du ferrailage.

#### IV.4.3.2. Détermination du point de performance

Nous avons déterminé le point de performance des trois courbes obtenues après une analyse statique non linéaire, par la méthode de spectre de capacité selon l'ATC40. Les résultats obtenus sont représentés sur le tableau IV.12 et la figure IV.17.

Portique	Sous ferrailé	Bien ferrailé	Sur ferrailé
Effort tranchant à la base (KN)	46.54	59.58	72.63
Déplacement (cm)	2.5	1.2	1.2

**Tableau IV.12** : Détermination du point de performance des trois courbes.



**Figure IV.17** : La position des points de performance.

D'après le tableau IV.12 et la figure IV.17 on remarque que le point de performance des portiques bien et sur ferrailés correspondent aux mêmes déplacements mais avec un effort tranchant différents, où l'effort tranchant du portique sur ferrailé est supérieure à l'effort tranchant du portique bien ferrailé ce qui est logique. On peut aussi constater que dans ces deux cas, le point de performance se place pratiquement dans la partie élastique. Pour le portique sous ferrailé, son point de performance correspond à un déplacement supérieure à ceux des deux autres portiques, il se place dans la zone au-delà de la limite élastique. On peut constater que le ferrailage a une influence non seulement sur la résistance élastique mais aussi sur la position du point de performance.

#### IV.4.3.3. Analyse comparative de l'effet de ferrailage sur le mécanisme de ruine

Les figures suivantes montrent les mécanismes de ruine et l'ordre d'apparition des rotules plastiques avec les trois types de ferrailage.

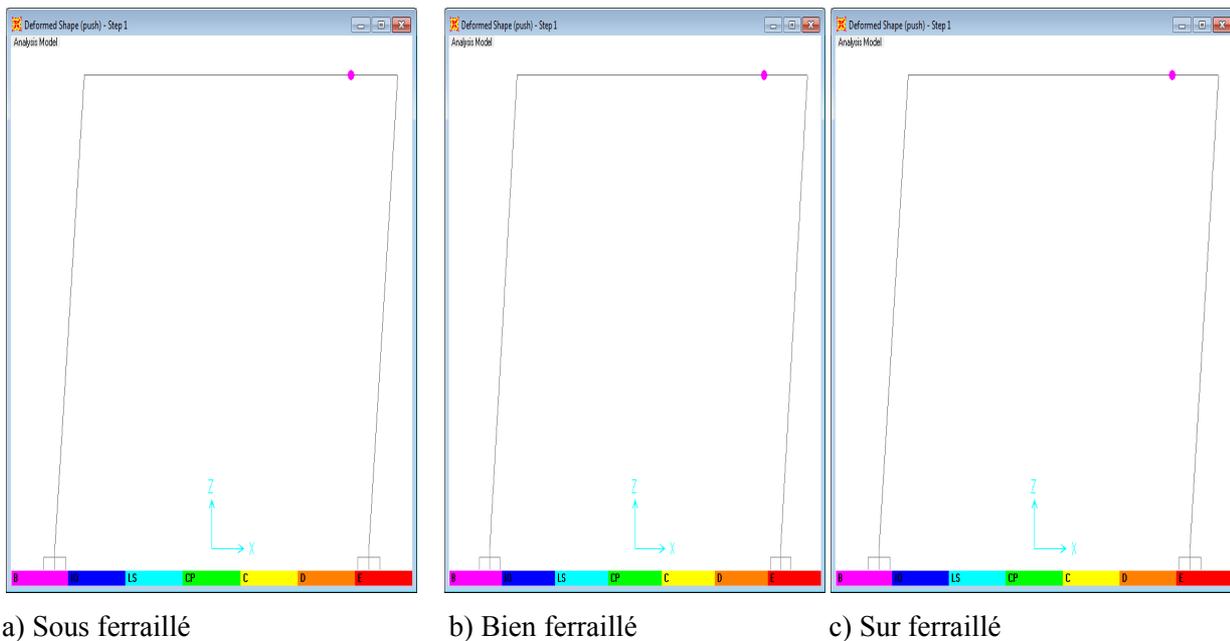
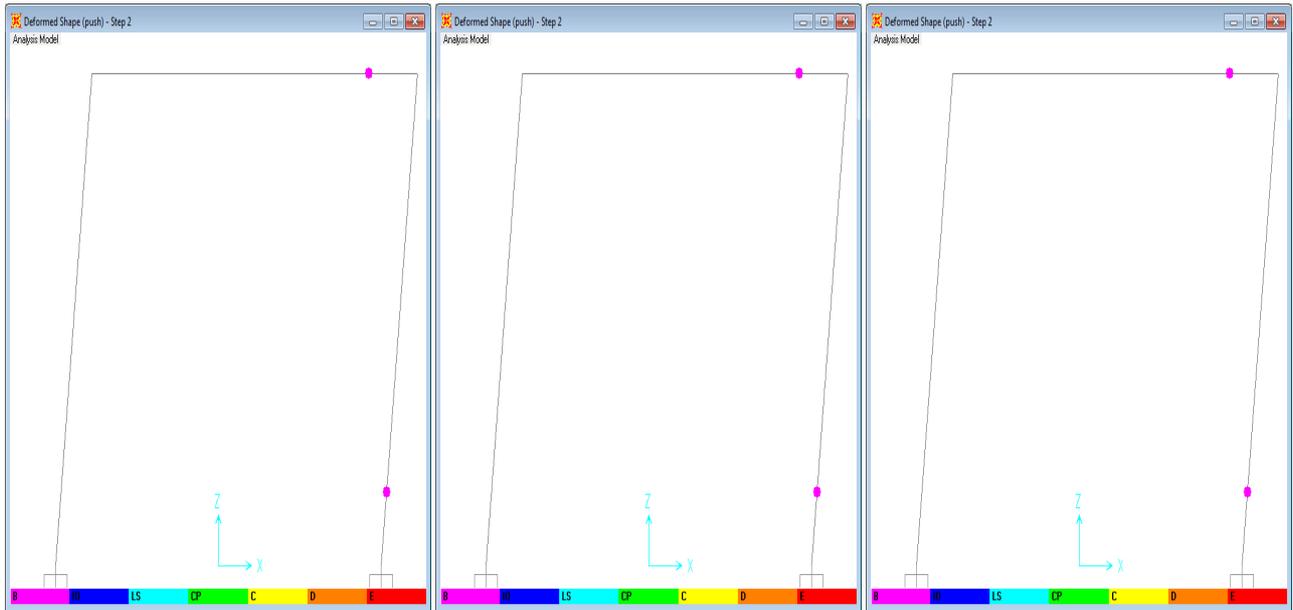


Figure IV.18 : Formation des rotules plastiques à la première étape.

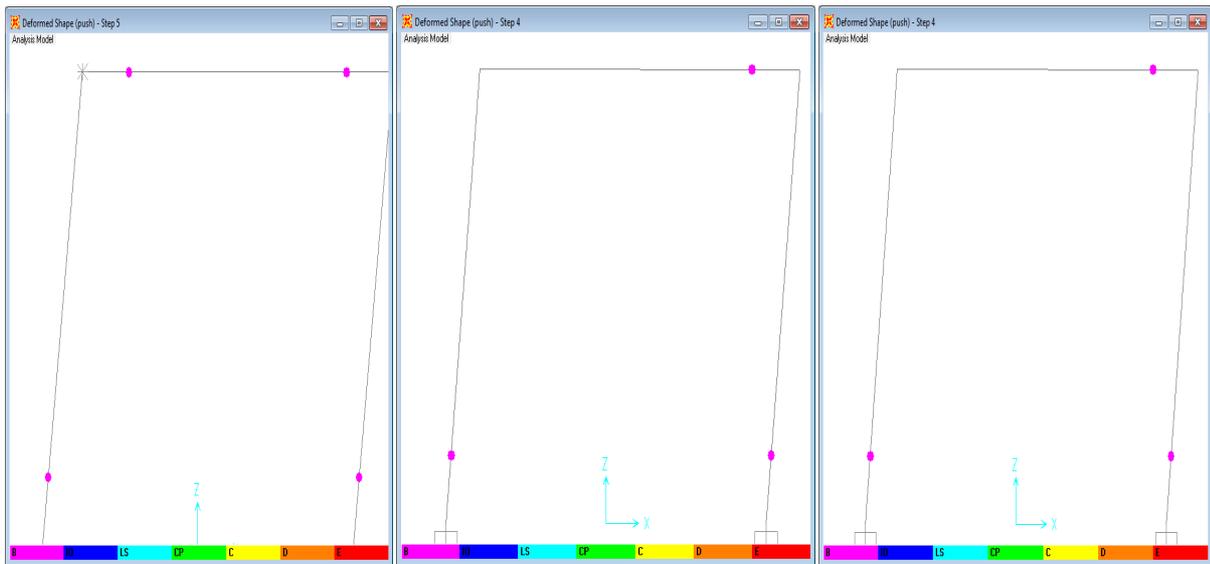


a) Sous ferrailé

b) Bien ferrailé

c) Sur ferrailé

**Figure IV.19** : Formation des rotules plastiques dans les poteaux.



a) Sous ferrailé

b) Bien ferrailé

c) Sur ferrailé

**Figure IV.20** : Formation des rotules plastiques au point de performance du portique bien ferrailé.

D'après la figure IV.18 on remarque que les premières rotules plastiques apparaissent au niveau de la poutre dans l'étape 2 pour les trois portiques.

La figure IV.19 montre la formation d'une rotule plastique au niveau du pied de poteau à l'étape 2 pour les trois portiques.

La figure IV.20 montre les rotules plastiques au point de la performance de chaque portique, on remarque l'apparition d'une autre rotule au niveau de pied de poteau pour les portiques bien et sur ferrailés et pour le portique sous ferrailé on remarque la formation des rotules au niveau de la poutre et les pieds des poteaux.

D'après les trois figures on constate que les mécanismes de ruine sont des mécanismes plastiques globaux pour les trois portiques. De plus toutes les rotules formées sont au niveau B-IO. D'où notre portique garde une grande partie de sa raideur initiale et de sa résistance dans les trois cas.

## IV.5. Application 3

### IV.5.1. Description du portique étudié

Le portique étudié appartient à une structure en béton armé qui répond aux critères de la régularité en plan et en élévation [23]. Elle est dimensionnée selon les codes algériens en vigueur à savoir, le règlement parasismique RPA99 et le code du béton CBA 93[07]. La structure est un bâtiment à cinq niveaux, à usage d'habitation, implanté dans une zone de moyenne sismicité IIb (Figure IV.21 et Tableau IV.13).

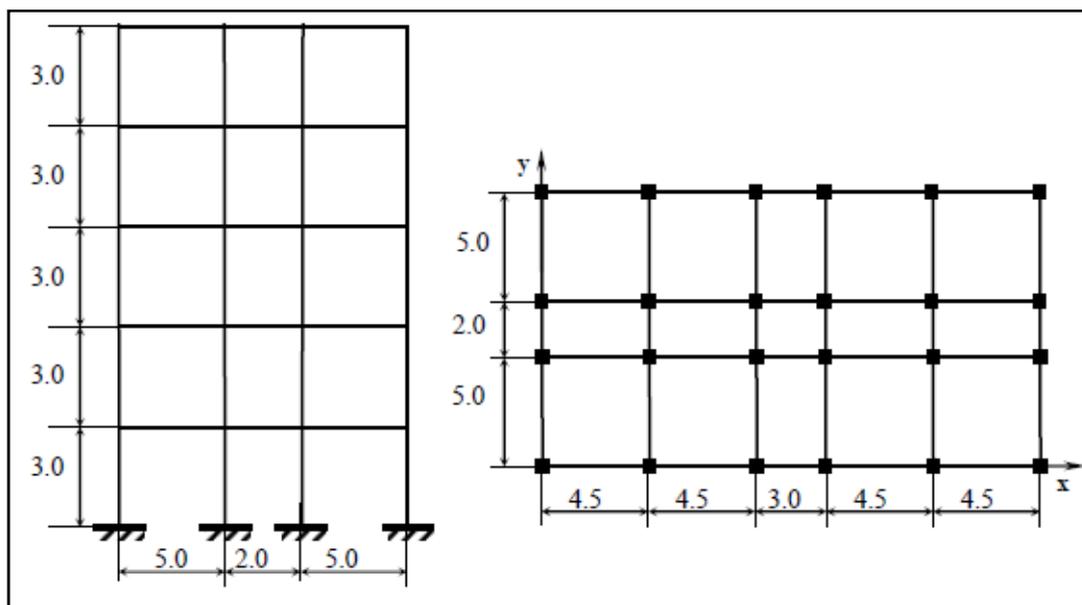


Figure IV.21 : Vue en plan de la structure et le portique étudié [23].

	Etage	Dimension (bxh)	Armatures
Poteaux	5	35X35	8T16
	4	40X40	8T20
	3	40X40	8T20
	2	45X45	8T20
	1	45X45	8T25

Poutres sens Y	5	30X45	3T14+3T10
	4	30X45	3T16+3T14
	3	30X45	5T16
	2	30X45	3T20+2T12
	1	30X45	3T20+3T12

**Tableau IV.13 :** Dimensions et ferrillages des poteaux et poutres de la structure N = 5 [23].

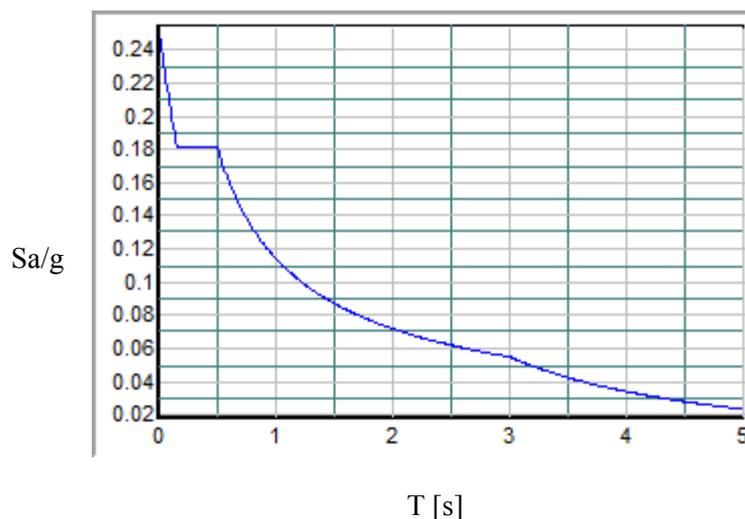
#### IV.5.1.1. Les charges appliquées sur le portique étudié

Les charges permanentes et d'exploitations appliquées sur le portique étudié à plancher en corps creux de 20 cm d'épaisseur sont comme suit :

Pour le plancher terrasse, nous avons appliqué une charge permanente  $G$  de  $5.47 \text{ KN/m}^2$  et une charge d'exploitation  $Q$  de  $1.5 \text{ KN/m}^2$ .

Pour les planchers intermédiaires, nous avons appliqué une charge permanente  $G$  de  $5.36 \text{ KN/m}^2$  et une charge d'exploitation  $Q$  de  $1.5 \text{ KN/m}^2$ .

Le spectre de calcul de cette structure est celui représenté sur la figure IV.22. Il correspond à un site meuble (S3), une zone du moyenne sismicité ( IIb ), un coefficient d'amortissement de 7% (on a un portique en béton armé avec remplissage dense), un coefficient de comportement  $R$  de 3.5 (on a un portique autostable avec remplissage en maçonnerie) et un facteur de qualité  $Q$  égal à 1.15 (On considère que les contrôles de la qualité des matériaux et celle de l'exécution ne sont pas satisfaits).



**Figure IV.22 :** Spectre de réponse élastique (accélération spectrale-période).

### IV.5.2. Application de la méthode d'analyse pushover

Nous avons effectué une analyse statique non linéaire en poussée progressive sur le portique étudié en appliquant une force latérale. Cette étude est basée sur le modèle de plasticité localisée (rotule plastique), les longueurs plastiques des poteaux et des poutres du portique étudié sont calculées par la relation (2.17). Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Longueur des rotules plastiques (m)		
	Poteaux	Poutres de 5m	Poutre de 2m
1	0.46	0.58	0.34
2	0.42	0.58	0.34
3	0.42	0.54	0.3
4	0.42	0.54	0.3
5	0.38	0.52	0.28

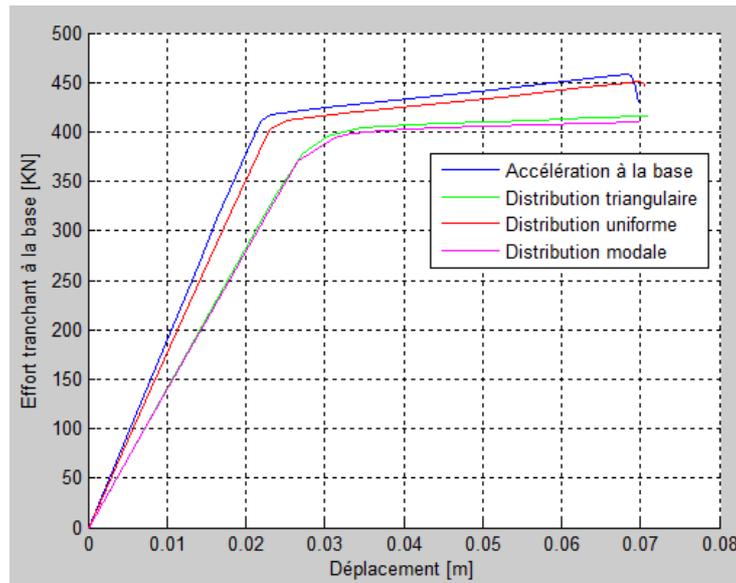
**Tableau IV.14 :** Les longueurs plastiques des poteaux et poutres du portique étudié.

#### IV.5.2.1. Effet du mode de chargement sur la courbe de capacité

Pour avoir l'influence du mode de chargement sur la courbe de capacité, nous avons effectué une analyse comparative basée sur le code FEMA, sur le portique étudié en appliquant trois types de chargement qui sont calculés à partir des formules présentées dans le chapitre III et résumés dans le tableau IV.15. Il s'agit d'un chargement modal (selon le premier mode), un chargement uniforme et un chargement triangulaire. Nous avons aussi effectué une analyse par une accélération à la base. La figure IV.23 présente les résultats obtenus.

Niveau	Chargement triangulaire (KN)		Chargement uniforme (KN)		Chargement modal (KN)	
	Vecteur force	Vecteur normalisé	Vecteur force	Vecteur normalisé	Vecteur force	Vecteur normalisé
4	507.47	1	2368.32	1	2059.29	1
3	434.36	0.8559	2368.32	1	1880.29	0.9130
2	326.66	0.6437	2368.32	1	1435.62	0.6971
1	229.68	0.4526	2368.32	1	922.47	0.4479
RDC	116.72	0.23	2368.32	1	351.46	0.1707

**Tableau IV.15:** Les différents types de chargement appliqué sur le portique étudié.



**Figure IV.23:** Courbes de capacité pour les différents types de chargement.

D'après la figure IV 23, on remarque que les courbes de capacité obtenues par une distribution modale et une distribution triangulaire sont presque identiques, et les courbes de capacité obtenue par une distribution uniforme et une accélération à la base sont très proches. Ces dernières sont supérieures aux deux premières courbes d'un pourcentage de 7%, elles donnent une rigidité initiale plus élevée ceci est constaté sur la pente initiale des courbes.

#### IV.5.2.2. Détermination du point de performance

Nous avons déterminé le point de performance par la méthode N2 du portique étudié après une analyse statique non linéaire en poussé progressive en appliquant une charge latérale représentative du premier mode défini dans le tableau IV.15 où le vecteur modal normalisé du premier mode est de  $\{\phi\} = [1; 0.8534; 0.6498; 0.3959; 0.1484]$ . La participation massique de ce mode est de 77.82% d'où ce premier mode est le plus prédominant.

##### IV.5.2.2.1. Détermination du point de performance par la méthode N2

###### a. La courbe de capacité

La courbe de capacité obtenue après l'analyse pushover du portique étudié est présentée dans la figure IV.24 qui exprime l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet.

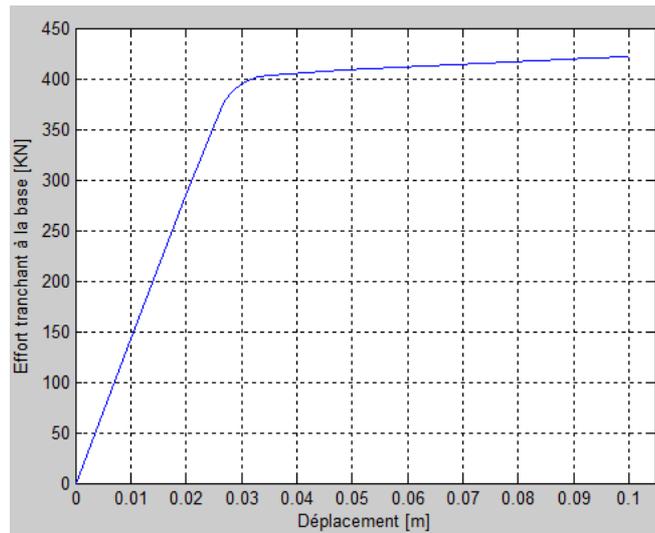


Figure IV.24 : Courbe pushover.

### b. Idéalisation de la courbe de capacité :

La courbe pushover est transformée en une courbe de capacité dans le repère accélération spectrale-déplacement spectrale ( $S_a$ - $S_d$ ) par les relations que nous avons présentées dans le chapitre III. La courbe obtenue après la transformation est idéalisée par une courbe bilinéaire (figure IV.25), l'idéalisation consiste dans un premier temps à déterminer la rigidité initiale qui correspond à la pente de la droite reliant l'origine au point correspondant à  $0.75 S_{a,max}$  [39]. Par la suite, la deuxième droite est déterminée en se basant sur la conservation d'énergie entre la courbe d'origine et la courbe bilinéaire.

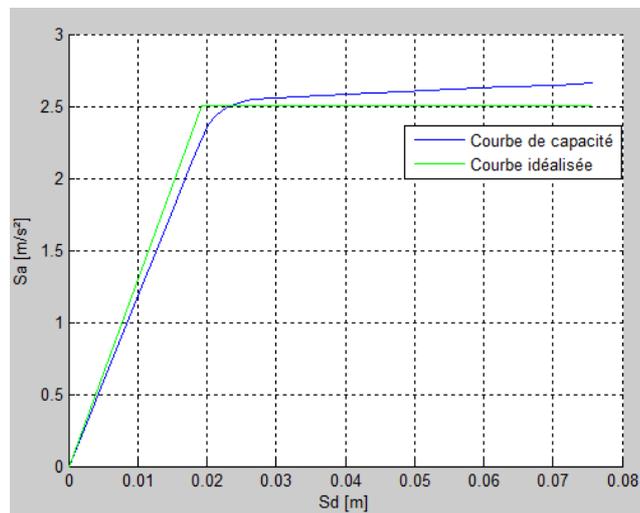
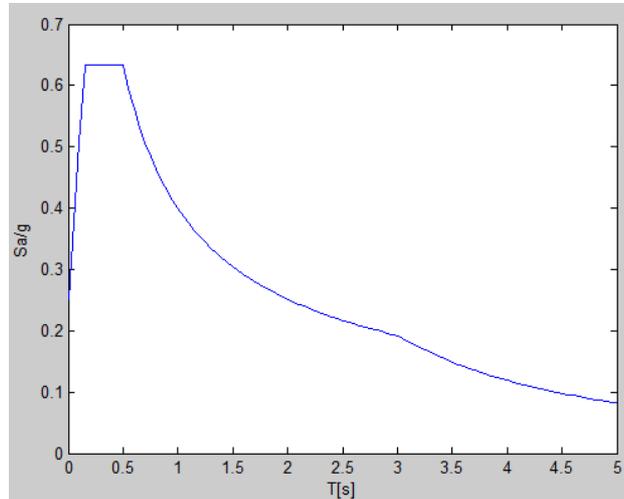


Figure IV.25 : Courbe de capacité et son idéalisation.

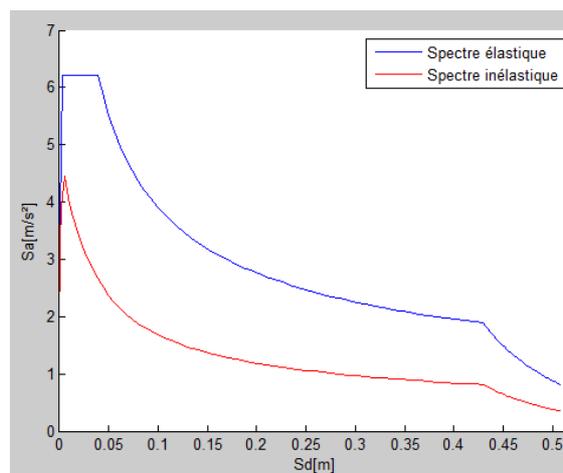
### c. La demande sismique :

La demande sismique est représentée par un spectre inélastique issu de la réduction du spectre élastique. Le spectre élastique présenté dans la figure IV.26 est utilisé dans cette application. Il correspond au spectre qui a servi pour le dimensionnement mais en prenant  $R=1$  pour le rendre élastique. Ce spectre exprime

l'accélération spectrale en fonction de la période qui sera transformé en un spectre dans le format (accélération spectrale-déplacement spectral) comme il est illustré dans la figure IV.27. Ce spectre sera réduit pour obtenir le spectre inélastique illustré sur la même figure IV.27. Toutes ces transformations sont effectuées par les relations qui se trouvent dans le chapitre III, avec un facteur de ductilité  $\mu$  de 2.32.



**Figure IV.26 :** Spectre de réponse élastique (accélération spectrale-période).



**Figure IV.27 :** Spectre de réponse élastique et inélastique (accélération spectrale-déplacement spectral).

#### d. Détermination du point de performance :

Le point de performance est le point d'intersection entre la courbe de capacité et le spectre inélastique. D'après la figure IV.28 qui résume les résultats de la méthode N2, le point de performance de la structure correspond à ( $S_a=2.503$  m/s<sup>2</sup>,  $S_d=4.46$  cm) ce qui correspond dans le format (V-D) à une force  $V = S_a \times m^*$  et un déplacement  $D = S_d \times \alpha$ . Avec  $m^* = 91$  t et  $\alpha = 1.32$ , d'où ( $V = 399.87$  KN,  $D = 5.89$  cm).

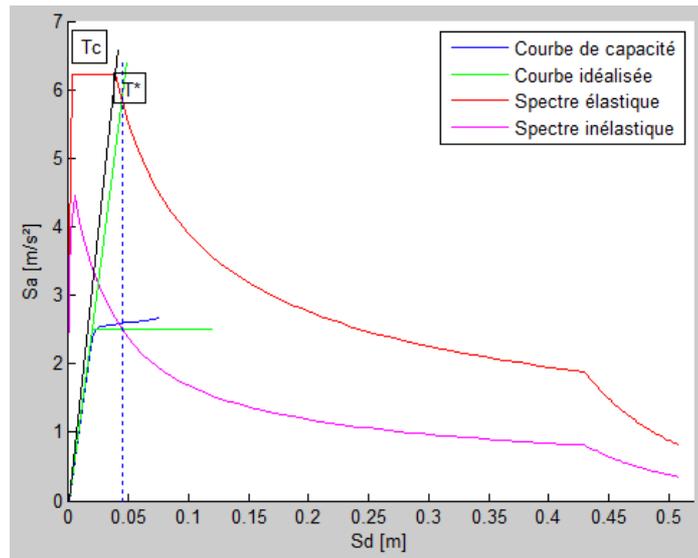
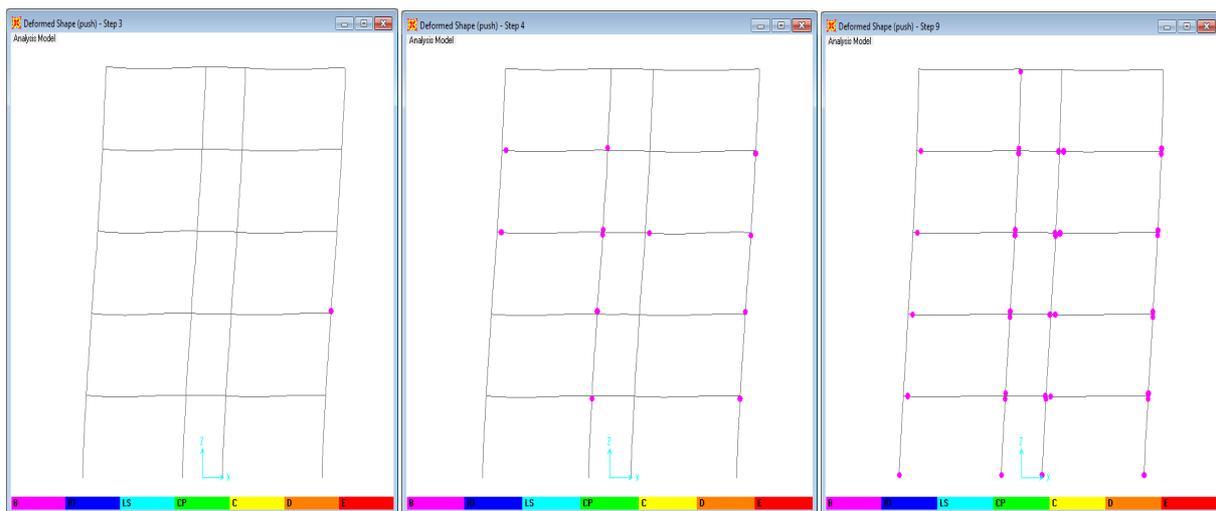


Figure IV.28 : La position de point de performance selon la méthode N2.

IV.5.2.2.2. Le mécanisme de ruine et l'ordre d'apparition des rotules

La figure suivante montre les mécanismes de ruine et l'ordre d'apparition des rotules plastiques dans le portique étudié. Le mécanisme de ruine est un mécanisme plastique global. La première rotule plastique se forme à la troisième étape dans le poteau du 3<sup>ème</sup> niveau après dans la quatrième étape on remarque l'apparition des rotules plastiques dans les poutres et les poteaux. Pour l'étape neuf qui correspond au point de performance on remarque l'apparition des rotules plastiques dans les poutres et les poteaux du portique et même au pied des poteaux de 1<sup>er</sup> niveau mais toutes les rotules apparaissent dans le niveau d'endommagement B-IO d'où notre structure garde une grande partie de sa raideur initiale et de sa résistance.



a) Etape trois.

b) Etape quatre.

c) Etape au point de performance.

Figure IV.29 : L'ordre d'apparition des rotules plastiques dans le portique.

#### IV.5.2.2.3. Détermination du point de performance par plusieurs méthodes

Nous avons déterminé le point de performance du portique étudié par quatre méthodes utilisées par le SAP2000 (ATC40, FEMA356 (Coefficient Method), FEMA440 (Equivalent linéarization) et FEMA440 (Displacement Modification), dans le but de comparer les résultats obtenus avec ceux obtenus par la méthode N2. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Méthode	N2	ATC40	FEMA356	FEMA440(E L)	FEMA440(DM)
Effort tranchant (KN)	399.87	412.98	421.37	411.37	421.57
Déplacement (cm)	5.89	6.6	11.1	6	14.3

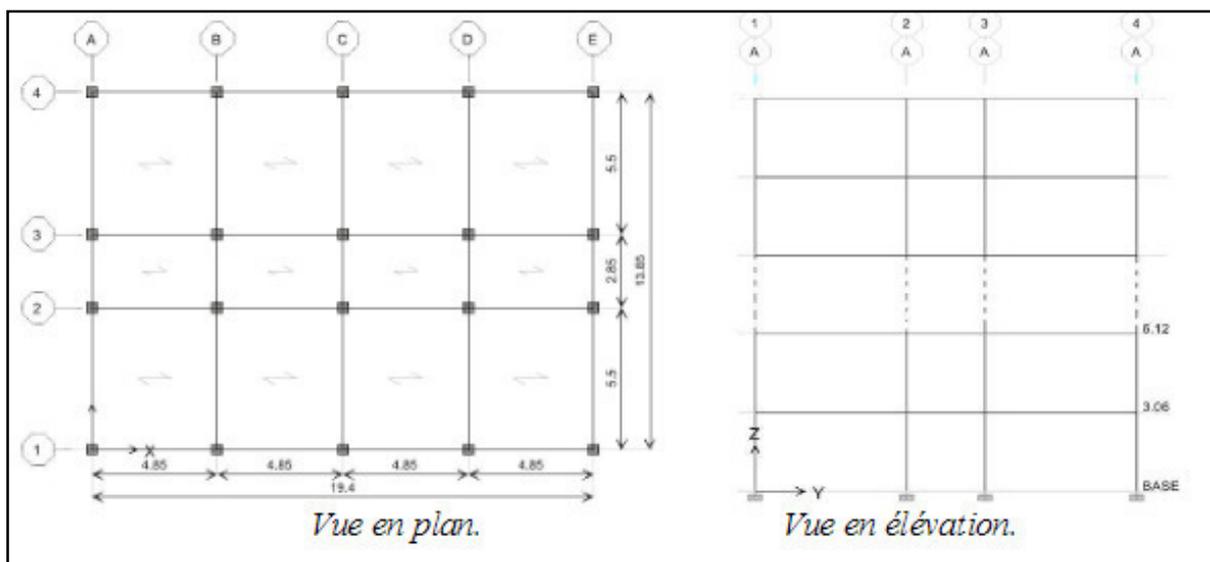
**Tableau IV.16 :** Détermination du point de performance par plusieurs méthodes.

D'après le tableau en remarque que le point de performance diffère d'une méthode à une autre et pour le point de performance obtenu par la méthode N2 en utilisant le spectre RPA réduit est proche de celui obtenu par la méthode FEMA440 (Equivalent Linearization) et assez proche de celui de ATC40.

#### IV.6. Application 4

##### IV.6.1. Description du portique étudié

Le portique étudié appartient à une structure en béton armé qui répond aux critères de la régularité en plan et en élévation [04]. La structure est un bâtiment à cinq niveaux, à usage d'habitation, implanté dans une zone de forte sismicité III. Elle est dimensionnée selon les prescriptions du règlement parasismique Algérien RPA99 et le code du béton CBA93 (Figure IV.30 et Tableau IV.17).



**Figure IV.30 :** Vue en plan de la structure et le portique étudié [04].

Niveau	Poutres (sens x)			Poutres (sens y)			Poteaux	
	Dim (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage (appuis)		Dim (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage (appuis)		Dim (cm <sup>2</sup> )	Ferr.
		Sup	Inf		Sup	Inf		
5	30x40	3T14	3T14	30x50	3T16+3T14	3T16	40x40	8T16
4	30x40	3T14+3T14	3T14	30x50	3T16+3T14	3T16	40x40	8T20
3	30x40	3T14+5T14	3T14	30x50	3T16+3T16	3T16	50x50	8T20
2	30x40	3T14+5T14	3T14	30x50	3T16+3T16	3T16	50x50	8T20
1	30x40	3T14+3T14	3T14	30x50	3T16+3T16	3T16	50x50	12T20

**Tableau IV.17** : Dimensions et ferrailages des poteaux et poutres de la structure [04].

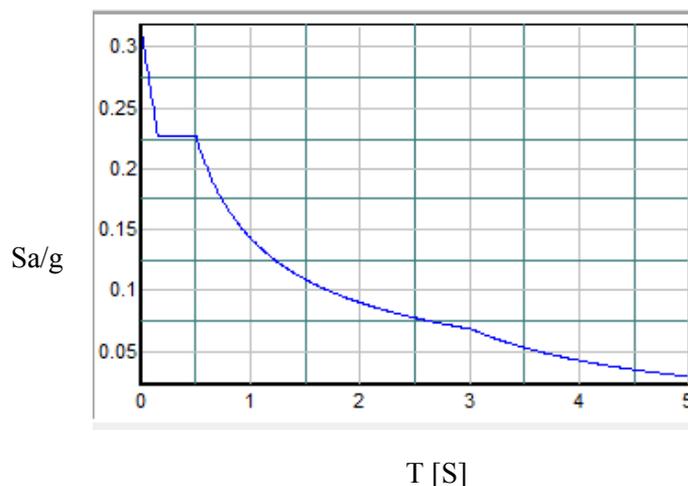
#### IV.6.1.1. Les charges appliquées sur le portique étudié

Les charges permanentes et d'exploitations appliquées sur le portique étudié à plancher en corps creux de 20 cm d'épaisseur sont comme suit :

Pour le plancher terrasse, nous avons appliqué une charge permanente  $G$  de  $5.47 \text{ KN/m}^2$  et une charge d'exploitation  $Q$  de  $1.5 \text{ KN/m}^2$ .

Pour les planchers intermédiaires, nous avons appliqué une charge permanente  $G$  de  $5.36 \text{ KN/m}^2$  et une charge d'exploitation  $Q$  de  $1.5 \text{ KN/m}^2$ .

Le spectre présenté dans la figure IV.31 est utilisé dans cette application. Il correspond à un site meuble (S3), une zone de forte sismicité (III), un coefficient d'amortissement de 7% (on a un portique en béton armé avec remplissage dense), un facteur de qualité  $Q$  égal à 1.15 (On considère que les contrôles de la qualité des matériaux et celle de l'exécution ne sont pas satisfaits) et coefficient de comportement  $R$  de 3.5 (on a un portique auto-stable avec remplissage en maçonnerie).



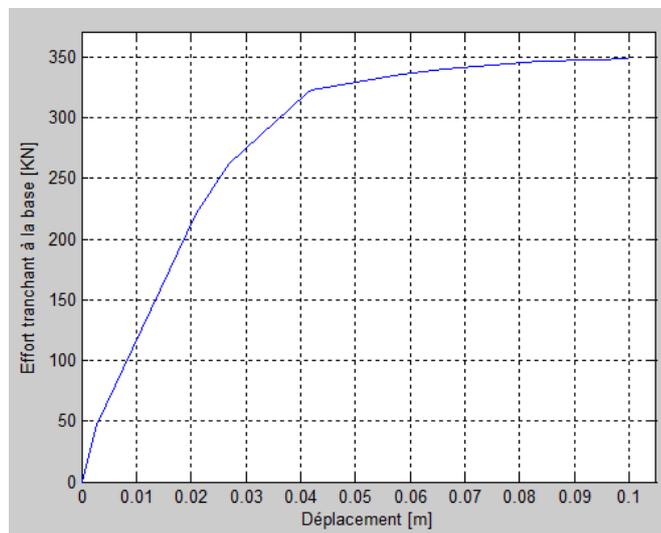
**Figure IV.31** : spectre de réponse élastique (accélération spectrale-période).

### IV.6.2. Application de la méthode d'analyse pushover

Nous avons effectué une analyse statique non linéaire en poussée progressive sur le portique étudié en appliquant une accélération à la base la courbe obtenue est illustrée sur la figure IV.32. Cette analyse est basée sur le modèle de plasticité localisée (rotule plastique), les longueurs plastiques des poteaux et des poutres du portique étudié sont calculées par la relation (2.17). Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Longueur des rotules plastiques (m)		
	Poteaux	Poutres de 5m	Poutre de 2m
1	0.38	0.58	0.37
2	0.42	0.58	0.37
3	0.42	0.58	0.37
4	0.42	0.58	0.37
5	0.42	0.58	0.37

**Tableau IV.18 :** Les longueur plastiques des poteaux et poutres du portique étudié.



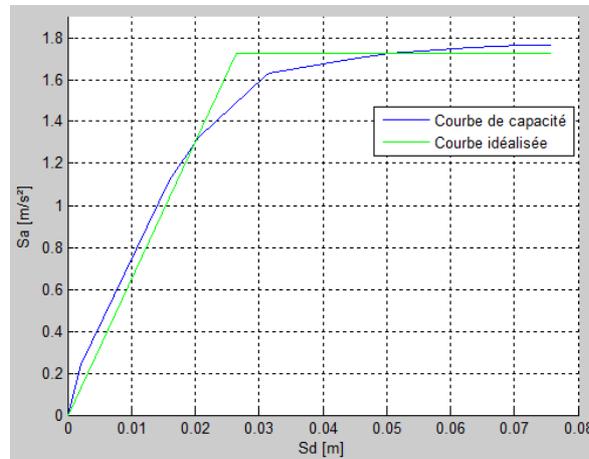
**Figure IV.32 :** Courbe de capacité.

#### IV.6.2.1. Détermination du point de performance par la méthode N2

##### a. La courbe de capacité et son Idéalisation

La courbe de capacité obtenue après l'analyse pushover du portique étudié est présentée dans la figure IV.32 qui exprime l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement en sommet. Cette courbe est transformée en une courbe de capacité dans le repère accélération spectrale-déplacement spectrale ( $S_a-S_d$ ) par

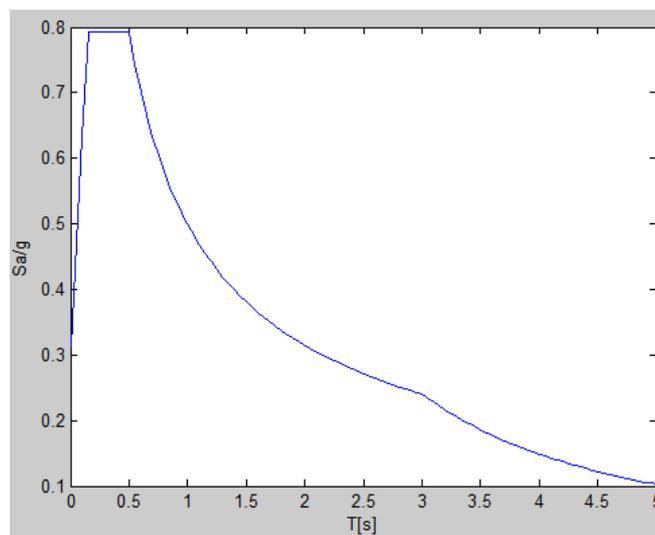
les relations que nous avons présentées dans le chapitre III. La courbe obtenue après la transformation est idéalisée par une courbe bilinéaire, cette idéalisation est effectuée par la même méthode que celle utilisée dans l'application 3. Les résultats obtenus sont représentés sur la figure suivante :



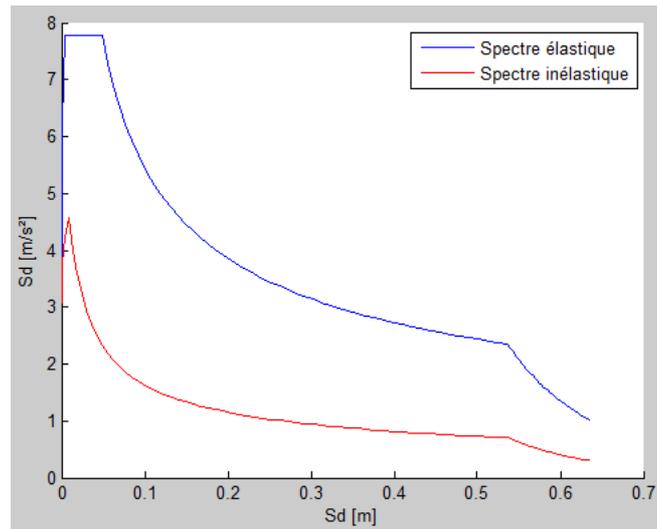
**Figure IV.33** : Courbe de capacité et son idéalisation.

#### b. La demande sismique :

La demande sismique est représentée par un spectre inélastique issu de la réduction du spectre élastique. Le spectre présenté dans la figure IV.34 est utilisé dans cette application. Il correspond au spectre qui a servi pour le dimensionnement mais en prenant  $R=1$  pour le rendre élastique. Le spectre inélastique est obtenu par la même méthode que celle utilisée dans l'application 3, avec un facteur de ductilité  $\mu$  de 3.34 (figure IV.35).



**Figure IV.34** : Spectre de réponse élastique (accélération spectrale-période).

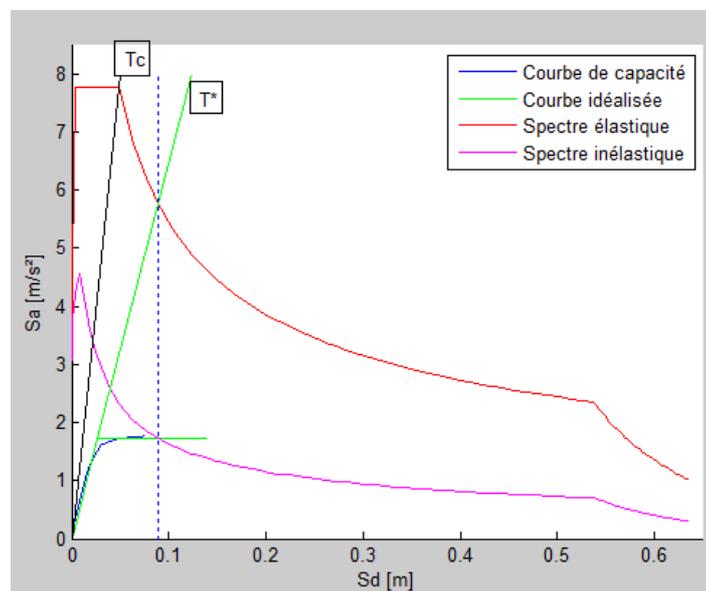


**Figure IV.35 :** Spectre de réponse élastique et inélastique (accélération spectrale-déplacement spectral).

### c. Détermination du point de performance :

Le point de performance est le point d'intersection entre la courbe de capacité et le spectre inélastique. D'après la figure IV.36 qui résume les résultats de la méthode N2, le point de performance correspond à ( $S_a=1.72 m/s^2$ ,  $S_d=8.88 cm$ ), ce qui correspond dans le format (V-D) à (340.40 KN, 11.73 cm).

Où  $m^* = 113.34 t$  et  $\alpha = 1.32$ .



**Figure IV.36 :** La position de point de performance selon la méthode N2.

### IV.6.2.2. Analyse du mécanisme de ruine avec l'ordre d'apparition des rotules plastiques

Les figures suivantes montrent les mécanismes de ruine et l'ordre d'apparition des rotules plastiques dans le portique étudié. Le mécanisme de ruine est un mécanisme plastique global. Dans l'étape une, on remarque l'apparition des rotules plastiques dans les poutres des trois premiers niveaux en suite dans l'étape quatre



#### IV.7. Conclusion

L'analyse statique non linéaire en poussée progressive exécutée sur les portiques auto-stable, nous a permis de faire sortir les constatations suivantes :

- Les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure que nous avons introduit dans les lois moment-courbure ont une grande influence sur la courbe de capacité, la rigidité et la performance de la structure.
- Le type de ferrailage a une influence sur la rigidité des structures. Il a été constaté qu'augmenter le ferrailage fait augmenter la capacité de la structure mais n'affecte pas sur la rigidité initiale.
- L'application des charges latérales selon la distribution modale et la distribution triangulaire produisent presque la même courbe de capacité ce qui implique l'obtention de la même rigidité et performance des deux modes de chargement. Aussi, la courbe obtenue par l'application d'une accélération à la base est presque identique à celle obtenue par une distribution uniforme. Les courbes obtenues par les deux premières distributions sont inférieure de 7 % des courbes des deux dernières modes. Ce qui caractérise les structures régulières.
- La détermination du point de performance est liée à la fois à la capacité et à la demande sismique, cela dit les valeurs du point de performance pour une même structure peuvent être différentes selon la méthode de calcul choisie. De plus, le point de performance obtenu par la méthode N2 en utilisant le spectre RPA réduit est proche de ceux obtenus par les méthodes FEMA440 ( Equivalent Linearization) et ATC40.
- Mécanisme de ruine dans les portiques (R+4) de zone étudié indique qu'une structure Auto-stable peut résister à un niveau d'excitation sismique correspondant à son spectre de calcul. A noter que pour la structure (R+4) en zone III a présenté des rotules dans la partie plastique des poteaux du R.D.C qui doit être pris avec prudence. Rappelons que d'après le RPA, les structures contreventées par des portiques auto-stables avec remplissage en maçonnerie ne doivent par ailleurs pas dépasser 6 niveaux ou 20 m en zone I et II et 2 niveaux ou 8 m en zone III.

# *Conclusion générale*

## Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude s'inscrit dans le cadre d'une recherche sur la performance des structures sous l'effet d'un mouvement sismique.

L'analyse des structures est liée aux matériaux de construction, d'où pour une structure en béton armé on a d'abord défini le comportement du béton et de l'acier. Aussi, pour des excitations fortes à modérées les structures se comportent de façon non linéaire, on a donc exploré les sources de non linéarité.

Pour analyser la performance des structures auto-stables on a choisi la méthode de poussée progressive, pushover, car c'est une méthode simple comparant aux méthodes non linéaire, elle offre la possibilité d'estimer la capacité sismique d'une structure à travers un calcul statique équivalent. Elle permet aussi de suivre le mécanisme et la progression des rotules plastiques dans les structures.

Les applications menées ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- L'analyse comparative du comportement des portiques avec les deux types de loi de comportement (loi de comportement selon FEMA et loi  $M-\phi$ ), nous amène à affirmer que les deux types de modélisation donnent des résultats d'efférents.
- Le type de ferrailage a une influence sur le déplacement, la résistance et la rigidité élastique mais la rigidité initiale reste la même.
- Le type de distribution des charges latérales appliquées sur la structure affecte la courbe de capacité de résistance des structures. De plus, la courbe de capacité obtenue par une distribution modale et triangulaire sont très proche, les courbes obtenue par une distribution uniforme et par une accélération à la base sont presque identique, d'ailleurs l'Eurocode 8 préconise l'utilisation de deux modes de chargement (uniforme et modal (selon le premier mode)).
- La détermination du point de performance est liée à la fois à la capacité et à la demande sismique, cela dit les valeurs du point de performance pour une même structure peuvent être différentes selon la méthode de calcul choisie. le point de performance obtenu par la méthode N2 en utilisant le spectre RPA réduit est proche de celui obtenu par la méthode FEMA440 ( Equivalent Linearization) et de celui de ATC40.
- La méthode N2 a montré qu'elle est très efficace lorsqu'il s'agit des structures régulières pour les quelles le premier mode est le prédominant. Dans le cas où la participation des modes supérieures est importante, il faut opter pour une méthode multimodale.

---

**Bibliographie**

- [01]: ACI, *Building code requirements for reinforced Concrete (ACI 318-95), Mechanics and Design*, Third Edition American Concrete Institute, Detroit, Michigan, U.S.A., 1995.
- [02]: AidcerL., Vidot V., The impact of load history on deformation limite states for the displacement- based seismic Design of RC moment frame buildings, Requirements for the Degree of Doctor of Philosophy Civile Engineering, University of North Carolina State, Raleigh, North Caroline, 2008.
- [03]: Applied Technology Council ATC40, *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*, 1996.  
Béton Armé suivant la Méthode des Etats Limites, Edition Eyrolles. 1992.
- [04]: BouradaS., et al, « Evaluation de la réponse sismique d'une structure autostable en béton armé sous l'effet des séismes proches et lointains », *XX<sup>e</sup> Rencontres Universitaires de Génie Civil. Chambéry*, 6 au 8 juin 2012.
- [05]: Brunet M., *Analyse Non Linéaires des Matériaux et des Structures*, INSA Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, Edition 2009-2010.
- [06]: Carvalho E, Détermination De La Longueur De La Rotule Plastique Dans Des Poteaux Confinés Avec Des PRFC, Mémoire de maîtrise, Université De Sherbrooke, Canada, Aout 2012.
- [07]: CBA-93, *Code de béton algérien 1993*. Document technique réglementaire DTR-BC -CGS, Alger, 1994.
- [08]: Chopra AK., « Dynamics of structures : theory and application to earthquake engineering », *University of California, Berkly*, ©1995 by prentice-Hall Inc.
- [09]: Chopra AK., Goel RK., Capacity-Demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems pacific engineering, University of California, Berkeley, Report N°. PEER-02. April 1999.
- [10]: CSI, SAP 2000, Ver 11.0.0, integrated finite element analysis and design of structures basic.
- [11] : Denoel V., Modélisation des structures du génie civil, [www.aiv.asso.fr](http://www.aiv.asso.fr); 27 October 2010.
- [12]: Eurocode 2, EN 1992-1-1, *Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, Brussels, 2004.
- [13]: *Eurocode 8: Design for earthquake Resistance –Part 1 : General Rules , seismic action and rules for Buildings, Commission of the European Communities (CEN) Brussels, Belgium, September 2005.*
- [14]: Fajfar P., Eeri M., «A nonlinear analysis method for performance based seismic design», *Earthquake spectra, Vol.16, No.3, pp.573-592, August 2000*

- 
- [15]: Federal Emergency Management Agency (FEMA), NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 273; and NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 274, Washington, October 1997.
- [16]: Giuffrè A., Pinto PE., «Il comportamento del cementoarmato per sollecitazioni cicliche di forte intensità», *Giornale del Genio Civile*, Maggio, 1970.
- [17]: Hammar R., Etude de la réponse des éléments bidimensionnels en béton armé sous l'action des charges monotones en tenant compte de l'effet d'engrènement et de la densité du maillage, Mémoire de magister, Université Mouloud Mammeri, Tizi Ouzou, 2011.
- [18]: Hamsas M., Elachachi SM., «Evaluation de la performance et analyse du comportement non linéaire des murs voiles en B.A soumis à une action sismique», *25e rencontres de l'AUGC*, 23-25 mai 2007, Bordeaux.
- [19]: Hassani K., Effet des séismes proches et lointains sur la performance sismique des structures auto-stables en béton armé, Mémoire de magister, Université Mouloud Mammeri, Tizi Ouzou, 2013.
- [20]: Hervé O., « Introduction à la plasticité », *Ecole d'ingénieur, Ecole Centrale de Nantes, France*, 2009, pp.49.
- [21]: Kada H., Ramdanek., «Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode pushover», *7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris*.
- [22]: Kadid A., Analyse non linéaire par éléments finis des plaques en béton Armé soumises aux explosions, Thèse de doctorat, Université de Batna, 2007.
- [23]: Kassoul A., Sebai K., «Analyse du critère de la ductilité locale de quelques structures en béton armé dimensionnées selon les règles parasismique algériennes RPA99/v2003», *1er Séminaire National de Génie Civil sur les Matériaux et Protection de l'Environnement, Université Abdelhamid Ibn Badis, Mostaganem*.
- [24]: Khamlichi A., El ghoulbzouri A., Benaissa K., El alami Z., Ezziani A., El youbi M., Mouhat O., «application de la méthode d'analyse statique non linéaire sur un bâtiment R+3 », *22ème Congrès Français de Mécanique, Lyon, 24 au 28 aout 2015*.
- [25]: Kowalski MJ., Displacement-Based design methodology for seismic design applied to R/C bridge columns, Master's thesis, University of California, 1994.
- [26]: Krawinkler H., «Procedure and construction of pushover analysis of seismic performance evaluation engineering structure», *vol: 20, edition: Elsevier Science, Department of Civil Engineering Stanford University U.S.A*, 1998.
- [27]: KSU\_RC, [www.ce.ksu.edu/faculty/esmaeily/KSU\\_RC.htm](http://www.ce.ksu.edu/faculty/esmaeily/KSU_RC.htm)

- 
- [28]: Lestuzzi P., *Analyse et dimensionnement sismique: Comportement sismique, dimensionnement en capacité*, construction parasismique, Ecole Polytechnique, ©Ellipse Edition Marketing S.A, 2009.
- [29]: Lestuzzi P., Badoux M., «The  $\gamma$ -Model : A Simple Hysteretic Model for Reinforced Concrete Walls», *Originally published for fib-Symposium; Concrete Structures in Seismic Regions, Athens, 2003, Final publication is available in the related proceedings, Paper No. 126.*
- [30]: Lestuzzi P., Belmouden Y.; Trueb M., «Non linear seismic behavior of structures with limited hysteretic energy dissipation capacity», *Bull Earthquake Eng (2007), 5:549–569.*
- [31]: MAZARI Ali, *Analyse du comportement sismique de structures en portiques en béton armé dimensionnées suivant les règles parasismiques algériennes et analysées en statique non linéaire suivant les schémas de distribution des forces sismiques recommandées par l'Eurocode 8, Mémoire de magister, Université Mouloud Mammeri, Tizi Ouzou.*
- [32]: Mekki M., *Approche probabiliste dans la détermination des courbes de vulnérabilité des structures en génie civil, Thèse de doctorat, Université de Bordeaux, 2015.*
- [33]: Mekki M., Zoutat M., Elachachi SM., «Influence du mode de chargement sur le comportement non linéaire d'une structure en béton armé», *SBEIDCO – 1st International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries ENSET Oran (Algeria), October 12-14- 2009.*
- [34]: Menegotto M., Pinto P.E., «Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending», *Proc., IABSE Symp. of Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads, International Association of Bridge and Structural Engineering, Lisbon, Portugal, Vol. 13: 15-22, 1973*
- [35]: Montejo LA., Kowalsky MJ., «Set of codes for the analysis of reinforced concrete members», *Theory and User Guide, University of North Carolina State, Raleigh, NC, 2007.*
- [36]: Olivier T., Fabrice T., «Modes non-linéaires : Définitions et applications», *Journée Nationale Organisée sous le Parrainage du Groupe Scientifique et Technique "Bruit et Vibrations", Le 18 Novembre 2005, Conservatoire National des Arts et Métiers, 192 rue Saint-Martin, 75003 Paris.*
- [37]: Orakcal k., Massone L.M., Wallace J.W., «Analytical modeling of reinforced concrete walls for predicting flexural and coupled–shear-flexural responses», *University of California, Berkeley, October 2006.*
- [38]: Otani S., «Non linear dynamic analysis of reinforced concrete building structures», *Bull Earthquake Eng (2007), 5:549-569.*

- 
- [39] :Park P., Ductility evaluation from laboratory and analytical testing, Poceedings of world conference on earthquake engineering, Tokyo-Kyoto, JAPAN, 2-9 August 1988.
- [40]:Penilis G.E., Kappos A.J., Earthquake resistant Concrete Structures, 1997.
- [41]: Priestley M. et Paulay T., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley Sons, New York, USA, 744 p, 1992.
- [42]: RPA-99/v2003. *Règles parasismiques Algériennes 1999 - Version 2003*. DTR-BC 248 - CGS, Alger, 2003.
- [43]: Saez E., Concejtion des batimentsbasé sur la notion de performance, Etude bibliographique, Ecole Centrale de Paris, France ,2006.
- [44]: Saiidi M., Sozen MA., «Simple nonlinear seismic analysis of R/C structures», *Journal of the Structural Division, Proceeding of the Americain Society of Civil Engineers (ASCE), Vol.107, NO ST5, May 1981*.
- [45]: Siu-Lai, C. et Pui-TakC., «Non-linear static and cyclic analysis of steel frames with semi-rigid connections», *volume 1*. Elsevier Science Ltd, Kidlington, Oxford, UK, 336 p, 2000.
- [46]: Souici R., Contribution à l'analyse elastoplastique des structures formées de poutre, Université Badji Mokhtar, Annaba, 2010.
- [47]: Takeda T., Sozen M.A., Nielsen N.N., «Reinforced concrete response to simulated earthquakes», *Journal of the Structural Division, Procidings of the Americain Society of Civil Engineers (ASCE), Vol.97, NO ST12, December 1970*.
- [48]: Tommaso A., Nuti C., Reinforcing steel bar model, UniversitàDegliStudi di Roma TRE, Via Corrado Segre n° 6 - 00146 Roma – Italia, Magio 2007.
- [49]: Tran T., Contribution à l'étude du comportement mécanique ethydrromécanique du béton, Thèse de doctrat, Université de Liege, 2009.
- [50]:VidicT., Fajfar P., Fishinger M., Consistent Inelastic Design Spectra:Strength and Displacement. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 23,507–21, 1994.