

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



# Mémoire de master académique

En vue de l'obtention du diplôme de Master académique en  
Génie civil

*Option : structures*

## Thème

*Influence des caractéristiques mécaniques des  
matériaux sur la performance sismique des structures  
auto-stables élancées en béton armé*

Présenté par : M<sup>elle</sup> ZALOUK SAMIRA

Devant le jury suivant :

M. HAMIZI Mohand	Professeur	UMMTO	Président
M <sup>me</sup> . BOUZID Leyla	Maitre assistante (A)	UMMTO	Promotrice
M. NEKMOUCHE Aghiles	Doctorant	UMMTO	Co-promoteur
M. KHELIL Nassim	Maitre de conférences (B)	UMMTO	Examineur

Soutenue le : ...../...../2018

## ***Remerciements***

*Toute notre gratitude, grâce et remerciements vont en premier lieu à DIEU le tout puissant qui m'a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail dans les meilleures conditions.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie M<sup>me</sup> BOUZID Leyla, et M<sup>r</sup> NEKMOUCHE Aghiles pour leur encadrement, leur soutien constant, leur disponibilité et leurs précieux conseils.*

*Je tiens aussi à remercier les membres du jury M. Hamizi Mohand et M. Khelil Nassim, pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant de juger ce travail.*

*Enfin, je tiens à remercier ma famille et mes amis pour leur soutien et leurs encouragements.*

## ***RESUME***

Plusieurs tremblements de terre de différentes magnitudes sont survenus dans les quatre coins du globe. En Algérie, ces mouvements tectoniques ont provoqué de nombreuses pertes humaines et matérielles. De plus en plus d'études scientifiques sont menées pour comprendre l'influence du séisme sur le comportement des constructions. C'est dans cette optique que s'inscrit notre travail d'identification des facteurs influant sur la performance de la structure et d'étude de leurs incidences sur le comportement sismique des structures auto-stables en béton armé. Notre intérêt s'est porté sur cette typologie de structures, à cause de leur vulnérabilité face au dernier séisme en date du 21 mai 2003. Ainsi, des analyses statiques non-linéaires en poussée progressive « pushover » sont effectuées sur un portique en R+8 à l'aide du logiciel ETABS v 9.6.0, afin d'établir la courbe de capacité qui convient à ce portique, en faisant varier, à chaque analyse, la résistance à la compression du béton ainsi que la limite élastique des armatures longitudinales. Les résultats obtenus montrent d'une part, que la résistance du béton à la compression a un effet minime sur la performance de la structure contrairement à la limite élastique des armatures qui a un effet considérable sur l'augmentation, du palier élastique et de la limite ultime de la capacité d'un ouvrage, améliorant ainsi, sa performance sismique. D'autre part, nous constatons qu'avec une nuance d'acier de 800MPa, nous pouvons ramener une structure d'un degré d'endommagement avéré (Orange 4) à un niveau de sécurité (Vert 2). Ceci, nous ouvre la possibilité d'avoir un bon comportement pour une structure auto-stable élancée en R+8 implantée sur site meuble dans une zone de forte sismicité. Ainsi, apporter une solution autre, que celle du RPA qui exige l'ajout de voile de contreventement au-delà de trois niveaux à ces structures.

***Mots clé :*** structure auto-stable, pushover, performance sismique, limite élastique des aciers, niveau d'endommagement.

## **Liste des figures**

---

Figure I.1 : carte des plaques lithosphériques principales.....	5
Figure I.2 : Caractéristiques d'un séisme.....	6
Figure I.3: Structure en portiques auto-stables sans remplissage en maçonnerie rigide.....	9
Figure I.4: Hauteur maximales prescrites par le RPA2003, pour les bâtiments contreventés par portique.....	9
Figure I.5 : Rupture en zone nodale.....	10
Figure I.6 : Rotule dans le poteau (Comportement à éviter).....	11
Figure I.7 : Rotule plastique dans la poutre (comportement recherché).....	11
Figure I.8 : écrasement de béton et flambement des aciers dans les deux poteaux de la cage d'escaliers.....	11
Figure I.9: cisaillement des poteaux courts.....	12
Figure I.10: Flambement de poteau.....	12
Figure I.11: Rupture par flexion des poutres.....	13
Figure I.12 : Décollement de l'enrobage.....	13
Figure I.13 : Effondrement de la structure à cause d'un étage transparent (souple).....	14
Figure I.14: Dispositions constructives conformes aux règles PS.....	15
Figure I.15: Attribution des zones rigides (rigid end offsets) aux éléments poutres et poteaux.....	15
Figure I.16: Loi de comportement utilisée par le logiciel Etabs.....	16
Figure I.17: Loi de comportement (force-déformation) et niveaux de dommages.....	17
Figure I.18: Diagramme moment-rotation associé à la rotule plastique de flexion pour les poutres.....	17
Figure I.19 : Section doublement armé à son état élastique limite.....	18
Figure I.20 : Diagramme effort tranchant-rotation associé à la plastification des poutres par cisaillement.....	19
Figure I.21: Diagramme moment-rotation associé à la plastification des poteaux par flexion.....	20
Figure I.22: Description de l'analyse pushover.....	22
Figure I.23: Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité.....	23
Figure I.24: Transformation de la courbe de capacité.....	24

## *Liste des figures*

---

Figure I.25: Spectre de réponse élastique format (Sa-T).....	25
Figure I.26: Spectre de réponse élastique format (Sa-Sd).....	25
Figure I.27: Détermination du point de performance d'essai.....	26
Figure I.28: Idéalisations de la bilinéaire de la courbe de capacité.....	26
Figure I.29 : Schématisation de l'énergie dissipée par la structure.....	27
Figure I.30: Famille des spectres réduits.....	29
Figure I.31: La courbe de capacité et la famille des spectres réduits.....	29
Figure I.32: Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.....	30
Figure I.33: les point ( $d_{pi}$ ; $\beta_{eff}$ ) résultants.....	31
Figure I.34: Point de performance.....	31
Figure I.35: Courbes capacité-demande (cas où la demande est inférieure à la capacité).....	32
Figure I.36: Courbes capacité-demande (cas où la demande est égale à la capacité).....	32
Figure I.37: Courbes capacité-demande (cas où la demande est supérieure à la capacité).....	32
Figure I.38: Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité.....	33
Figure II.1 : Portique en R+8 étudié.....	36
Figure II.2: Vue en plan du bâtiment comportant le portique étudié.....	37
Figure II.3: Dimensions de la section de poutres du portique étudié.....	38
Figure II.4 : Dimensionnement d'un nœud poteau-poutre.....	40
Figure II.5 : Spectre de réponse de calcul.....	42
Figure II.6 : disposition des armatures.....	42
Figure II.7 : Ferrailage du portique étudié.....	45
Figure II.8 : Introduction des rotules plastiques des poutres.....	47
Figure II.9 : Introduction des rotules plastiques des poteaux.....	47
Figure II.10 : paramétrage pour le pushover (charges gravitaires).....	48
Figure II.11: Paramétrage pour le Pushover (sens x-x).....	48
Figure II.12: Spectre de capacité ( $S_a-S_d$ ).....	49
Figure II.13 : Spectre de réponse amortie a 7%.....	49

## *Liste des figures*

---

Figure II.14 : Spectre de capacité.....	50
Figure II.15 : Point de performance.....	50
Figure III.1 : Spectre de capacité.....	53
Figure III.2: Spectre amorti à 5% approprié au site meuble 'S <sub>3</sub> ' et zone III.....	53
Figure III.3 : Spectre de réponse élastique format (S <sub>a</sub> -S <sub>d</sub> ).....	54
Figure III.4: Superposition du spectre amorti à 5% avec le spectre de capacité.....	54
Figure III.5 : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.....	55
Figure III.6: Points (d <sub>pi</sub> ; β <sub>eff</sub> ) résultants.....	56
Figure III.7: Courbe formée par les points (d <sub>pi</sub> ; β <sub>eff</sub> ).....	56
Figure III.8: Point de performance.....	57
Figure III.9 : Position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement.....	57
Figure III.10 : Formation de rotules plastiques dans la structure au niveau du point de performance.....	58
Figure III.11 : Position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement dans la zone III et dans un site meuble (S <sub>3</sub> ) pour les différentes classes du béton.....	59
Figure III.12 : Distribution des rotules plastiques au point de performance.....	60
Figure III.13 : Histogramme des déplacements aux points de performances pour les différentes classes du béton.....	61
Figure III.14 : Position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement dans la zone III et sur un site meuble (S <sub>3</sub> ) pour les différentes nuances d'acier.....	64
Figure III.15 : Distribution des rotules plastiques au point de performance.....	65
Figure III.16 : Histogramme représentant les déplacements relatifs aux points de performances pour les différentes nuances d'acier.....	67
Figure III.17 : Ferrailage d'une section de poutre.....	70
Figure III.18 : Ferrailage du portique R+8.....	73
Figure III.19 : Spectre de capacité.....	74
Figure III.20 : Position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement.....	74
Figure III.21 : Mécanisme de ruine du portique au niveau du point de performance.....	75

## *Liste des figures*

---

Figure III.22 : Positions des points de performance vis à vis des domaines d'endommagement pour le renforcement du 4 <sup>ème</sup> niveau, avec les différentes nuances d'acier.....	77
Figure III.23 : Mécanisme de ruine des portiques pour le renforcement du 4 <sup>ème</sup> niveau avec différentes nuances d'acier.....	77
Figure III.24 : Histogramme des déplacements aux points de performances pour les différentes nuances d'acier utilisées.....	78
Figure III.25 : Déplacement de la limite du domaine « Vert 2 » en fonction de l'augmentation des nuances d'acier.....	79
Figure III.26 : Position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement, pour le renforcement des niveaux 3 et 4.....	80
Figure III.27 : Mécanisme de ruine des portiques avec renforcement des niveaux 3, 4 et 5....	81
Figure III.28 : Histogramme représentant les déplacements relatifs aux points de performances en fonction de nombre de niveau renforcé.....	82
Figure III.29 : Limites des domaines verts 2 en fonction du nombre de niveaux renforcés....	82
Figure III.30 : Position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement.....	84
Figure III.31 : Mécanisme de ruine du portique renforcé avec l'acier FeE 800.....	84

## Liste des tableaux

---

Tableau I.1 : les séismes les plus destructeurs en Algérie.....	7
Tableau I.2: Valeurs pour le facteur de modification de l'amortissement.....	28
Tableau I.3: Type de comportement structurel.....	28
Tableau I.4. Classification des dégâts aux bâtiments.....	33
Tableau I.5. Etat d'endommagement des structures en béton armé.....	34
Tableau II.1: Tableau récapitulatif des sections de poteaux par la descente de charge.....	39
Tableau II.2. Vérification des zones nodales du portique étudié.....	40
Tableau II.3. Dimensions des sections de poteaux du portique étudié.....	40
Tableau II.4. Sections d'armature longitudinales des poteaux.....	43
Tableau III.1: Coordonnées des points ( $a^*$ ; $d^*$ ) et ( $a_y$ ; $d_y$ ) de la représentation bilinéaire.....	55
Tableau III.2 : Valeurs de déplacements choisis et amortissements correspondant.....	55
Tableau III.3: Coordonnées du point de performance.....	57
Tableau III.4 : Limite des différents domaines d'endommagement.....	57
Tableau III.5 : Points de performances pour les différentes classes du béton.....	61
Tableau III.6 Corrélation entre limite d'élasticité des armatures et nuances d'inox.....	63
Tableau III.7 Corrélation entre limite d'élasticité des armatures et nuances d'inox.....	64
Tableau III.8 : Points de performances des portiques pour les différentes nuances d'acier.....	67
Tableau III-9 : Ferrailage en appuis inférieurs des poutres principales.....	70
Tableau III-10 : Ferrailage en appuis supérieurs des poutres principales.....	70
Tableau III.11. Ferrailage des poteaux.....	72
Tableau III-12: Vérification des zones nodales du portique en (R+8).....	73
Tableau III.13: Points de performances et limites des domaines Vert 2.....	79
Tableau III.14 : Points de performances et limites d'élasticités des portiques en fonction du nombre de niveaux renforcés.....	83
Tableau III-15: Vérification des zones nodales du portique en (R+8).....	84

# Sommaire

---

<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE I : GENERALITES ET DEFINITIONS</b>	
I.1. PROBLEMATIQUE .....	4
I.2. OBJECTIF .....	4
I.3. Séisme.....	4
I.3.1. Définition .....	4
I.3.2. Caractéristiques d'un séisme .....	5
I.4. La réglementation parasismique .....	6
<i>I.5. Sismicité et constructions en Algérie .</i> .....	<b>6</b>
I.5.1. Les séismes majeurs en Algérie .....	7
I.5.2. Typologies de constructions en béton armé existantes en Algérie en fonction de la réglementation .....	7
I.5.3. Structure contreventée par portiques auto-stables .....	8
a. Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide .	8
b. Portiques auto-stables avec remplissage en maçonnerie rigide .....	9
I.5.4. Observations post-sismique sur les bâtiments contreventés par portiques auto-stables .....	10
<i>I.6. Phénomène de plastification (Rotules plastiques)</i> .....	<b>14</b>
I.6.1 La zone critique .	14
I.6.2. Rotules plastiques aux nœuds poteaux-poutres .....	15
I.6.3. Longueur de la rotule plastique .	15
I.6.4. Critères d'acceptation et niveaux de performance d'une rotule plastique .....	17
I.6.5. Attribution des rotules plastiques aux poutres et aux poteaux.....	17
I.7. Analyse Statique non linéaire .....	<b>21</b>
I.7.1. Description de la méthode pushover .....	21
I.7.2. But de l'analyse pushover .	22
I.7.3. Définition de l'analyse push over sous charges horizontales .....	22
I.7.4. Paramètres de l'analyse pushover .....	23
I.8. Etat de déplacement de la structure .....	<b>32</b>
I.8.1. La demande inférieure à la capacité .	32
I.8.2. La demande égale à la capacité .....	32
I.8.3. La demande supérieure à la capacité .....	32
I.9. Estimation des degrés des dommages .....	<b>33</b>
I.9.1. L'échelle de dommage. ....	33
I.9.2. Evaluation des dommages.....	33

# Sommaire

---

<b>CHAPITRE II :MODILISATION</b>	
<b>A. PRESENTATION DU PORTIQUE ETUDIE .....</b>	<b>36</b>
A.1 Introduction .....	36
A.2 Géométrie et configuration structurale .....	36
A.3 Dimensionnement du portique étudié .....	37
A.3.1 Pré dimensionnement des sections de béton des poutres .....	37
A.3.2 Pré dimensionnement des sections de béton des poteaux .....	38
A.3.2.1 Condition sur l'effort normal réduit .....	38
A.3.2.2 Vérification du critère de formation des rotules plastique dans les poutres .....	39
A.4. Charges appliquées .....	41
A.4. 1.Charges gravitaires .....	41
A.4.2. Charges sismiques .....	41
A.5. Le ferrailage du portique .....	42
A.5.1.Ferrailage des poteaux .....	43
A.5.1.1 Armatures longitudinales .....	43
A.5.1. 2. Armatures transversales .....	43
A.5.2. Ferrailage des poutres .....	44
A.5.2. 1 Armatures longitudinales .....	44
A.5.2. 2 Armatures transversales .....	44
<b>B. UTILISATION DE LA METHODE STATIQUE NON LINEAIRE .....</b>	<b>46</b>
B.1 Application de l'analyse Pushover au portique R+8 .....	46
B.1.1 Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure .....	46
B.1.2 Modélisation non linéaire de la structure .....	47
B.1.3. Définition du chargement de l'analyse Pushover .....	48
B.1.4. Extraction de la courbe de capacité .....	49
B.1.5. Détermination de la demande sismique .....	49
B.1.6. Détermination de la capacité du portique .....	50
B.2 Résultat de l'analyse Pushover.....	50
Conclusion .....	51
<b>CHAPITRE III :RESUTATS ET DISCUSSIONS</b>	
<b>PARTIE A : RESULTATS OBTENUS AVEC LE FERRAILAGE MINIMUM DU RPA .....</b>	<b>52</b>
A.1 Présentation des résultats des analyses effectuées sur le portique de référence: .....	52
A.1.1 Courbe de capacité .....	52
A.1.2 Détermination du point de performance .....	53

# Sommaire

---

A.1.3. Position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement. ....	57
A.1.4. Distribution des rotules plastiques : .....	58
A.2. Influence des caractéristiques mécaniques des matériaux sur la performance de la structure : .....	59
A.2.1 Influence de la résistance à la compression du béton $f_{c28}$ : .....	59
a. Position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement : .....	59
b. Mécanismes de ruine du portique et distribution des rotules pastiques : .....	60
A.2.2 Influence de la limite élastique des aciers longitudinaux : .....	62
a. Armatures inox .....	62
b. Position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement .....	64
c. Mécanismes de ruine du portique et distribution des rotules pastiques : .....	65
d. Représentation des points de performances sous forme d'histogramme : .....	67
A.3. Remarques : .....	68
<b>PARTIE B : RESULTATS OBTENUS APRES CALCUL DU FERRAILLAGE DES PORTIQUES (BAEL91 et RPA99).....</b>	<b>68</b>
B.1. Ferrailage des poutres .....	69
B.1.1. Armatures longitudinales : .....	69
B.1.2. Armatures transversales : .....	69
B.1.3. Recommandation pour le ferrailage des poutres : .....	69
B.1.4. Extraction des efforts : .....	70
B.2. Ferrailage des poteaux : .....	71
B.2.1. Armatures longitudinales : .....	71
B.2.2. Armatures transversales : .....	71
B.2.3. Recommandation du RPA 99 Version 2003 vis-à-vis des armatures longitudinales: .....	72
B.2.4. Extraction des efforts : .....	72
B.2.5. Vérification des zones nodales : .....	73
B.3. Résultat du <i>PUSHOVER</i> pour le portique de référence, après calcul du ferrailage : .....	75
B.3.1. Courbe de capacité.....	75
B.3.2. Position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement : .....	75
B.3.3. Mécanismes de ruine du portique et distribution des rotules plastiques : .....	76
<b>PARTIE C : RENFORCEMENT DU PORTIQUE DE REFERENCE.....</b>	<b>77</b>
C.1. Résultats obtenus après le renforcement du 4 <sup>ème</sup> niveau avec plusieurs nuances d'acier : .....	77
C.1.1. Positions du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement.....	77
C.1.2. Mécanisme de ruine des portiques : .....	78

# Sommaire

---

C.2. Résultats obtenus avec le renforcement de la structure par niveaux:.....	80
C.2. 1. Position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement :.....	81
C.2.2. Mécanisme de ruine des portiques :.....	82
C.2. 3 Vérification des zones nodales après renforcement des différents niveaux : .....	84
C.3. Résultats après renforcement du portique en entier (toutes les barres longitudinales):.....	85
C.3.1. Position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement : .....	85
C.3.2. Mécanisme de ruine :.....	86
CONCLUSIONS :.....	86
<b>CONCLUSION GENERALE</b> .....	87
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b> .....	89

*Introduction*  
*générale*

# Introduction générale

---

Les dommages rencontrés dans les structures en béton armé sous sollicitations sismiques diffèrent selon le type de contreventement choisi. Dans le cas des structures contreventées par portiques, les dommages se traduisent par éclatement des nœuds poteaux-poutres, flambement des barres dans les poteaux ou rupture par effort tranchant dans les poteaux ou poutres. En ce qui concerne les structures contreventées par voiles, les dommages se produisent généralement par excès de compression en rive de voiles ou bien par effort tranchant à la base.

Les raisons de ces dommages sont multiples :

- Lorsque les sollicitations sismiques sont importantes, ajoutées à un manque de ductilité dans les éléments, les ruptures fragiles deviennent prépondérantes.
- Une mauvaise qualité des matériaux constitutifs (insuffisance des caractéristiques mécaniques des matériaux béton et acier) et les dispositions des armatures longitudinales et transversales peuvent aussi rendre les structures plus fragiles et moins résistantes

Le comportement d'une structure auto-stable en béton armée est régi par le comportement de ses différents portiques [29].

Le Règlement Parasismique Algérien 2003 se limite à un calcul linéaire des structures, ce qui reste insuffisant. En effet, plusieurs travaux montrent l'importance d'aller dans le domaine non linéaire et subséquemment de pousser une structure (ou portique) jusqu'à atteindre sa limite. Dans la littérature, depuis quelques années, un engouement particulier est donné à cette méthode « PUSHOVER » ([34] ; [18] ; [5] ; [23]). Fondée par le règlement américain ATC40, cette méthode en poussée progressive, 'pousse la structure', dans notre cas le portique, suivant un schéma de distribution bien précis (triangulaire, rectangulaire...) [23].

L'estimation de la performance sismique est basée sur le positionnement du point de performance obtenu par une méthode de superposition de deux courbes demande et capacité sismique, dont la première est obtenue par la transformation des enregistrements en spectre de réponse et la deuxième par la méthode Pushover.

## Objectifs du mémoire

Le présent travail consiste en l'étude de l'influence des caractéristiques mécaniques des matériaux mis en œuvre sur la performance sismique de structures en portique auto-stable en béton armé.

Plus précisément, l'objet de notre mémoire est d'étudier l'incidence de l'augmentation des caractéristiques mécaniques des matériaux béton et acier constitutifs des éléments principaux, sur la résistance à l'action sismique de structures en portique en béton armé.

Pour ce faire, on considère un portique auto stable en béton armé de huit étages (R+8) présenté au chapitre II du présent mémoire.

Le portique est dimensionné et ferrailé dans un premier temps selon le minimum exigé par le règlement parasismique algérien RPA99/version 2003, en suite dans une seconde partie

# Introduction générale

---

on a effectué le calcul de ferrailage selon les deux codes de calculs à savoir le RPA99/version 2003 et le code de calcul de béton armé aux états limites BAEL 91, et tout cela est fait sur la base d'une résistance caractéristique du béton ( $f_{c28}$ ) égale à 25MPa et une limite d'élasticité ( $f_y$ ) pour les armatures longitudinales et transversales égale à 400MPa tant pour les poteaux que pour les poutres.

Après le dimensionnement du portique, on effectue à l'aide du logiciel ETABS v9.6.0 une analyse non-linéaire en poussée progressive (analyse push-over) sous des forces sismiques progressivement croissantes afin d'établir la courbe de capacité qui convient au portique, en faisant varier, à chaque analyse, les paramètres influents sur la performance sismique de portique étudié, tels que la résistance à la compression du béton et la limite élastique des armatures longitudinales.

Au terme de ces analyses non-linéaires de portique étudié, on procédera à une discussion des résultats de chaque paramètre étudié et leur influence sur la performance de la structure et le mode de ruine de cette dernière.

## **Structuration du mémoire :**

Le présent mémoire est structuré en trois chapitres

Commençant par une introduction générale

Le premier chapitre est consacré aux définitions et généralités.

Le deuxième chapitre est constitué de deux parties :

- **La partie A** est consacrée à la présentation du portique étudié
- **La partie B** est consacrée à la présentation des étapes d'application de l'analyse statique non linéaire push-over sur le portique étudié.

Au dernier chapitre on effectue des analyses non-linéaires pushover pour le portique étudié en utilisant le logiciel de calcul non linéaire ETABS. Les structures sont analysées sous l'évaluation des paramètres suivants :

-la résistance à la compression du béton ;

-La limite élastique des armatures longitudinales.

Ensuite, on procède à une discussion des résultats obtenus pour chaque paramètre considéré et son influence sur la performance et le mode de ruine de la structure.

Cette discussion est effectuée en trois parties :

**Partie A** est consacré à la présentation et discussion des résultats obtenus avec le ferrailage minimum du RPA.

# Introduction générale

---

**Partie B** est consacré à la présentation et discussion des résultats obtenus après calcul du ferrailage du portique sur la base des deux règlements BAEL 91 et RPA 99/v2003.

**Partie C** est consacré à la présentation et discussion des résultats obtenus après renforcement de la structure.

On termine ce travail par une conclusion générale.

*Chapitre 1 :*  
*Généralités et*  
*Définitions*

### **I.1.PROBLEMATIQUE :**

La croûte terrestre subit depuis des décennies des mouvements dus aux tremblements de terre. L'Algérie n'échappe pas à cette catastrophe naturelle. En effet, des séismes destructeurs ont engendré des dommages considérables et parfois irréversibles sur le bâti existant. Néanmoins, cela a permis d'améliorer la compréhension du comportement des structures de génie-civil mais aussi d'apporter des corrections aux codes et règlements en vigueur dans notre pays. [32]

Les dommages rencontrés dans les structures en béton armé sous sollicitations sismiques diffèrent selon le type de contreventement choisi. Les bâtiments contreventés par des portiques sont des structures considérées comme étant relativement flexibles et sont en théorie censés avoir un bon comportement sous chargement sismique. Malheureusement, les constatations établies après le séisme de BOUMERDES (21.05.2003) ont montré que la typologie ayant essuyé le plus de critiques est justement le portique poteau-poutre, qui constituait en 2003, plus de 70% du patrimoine immobilier [28]. La vulnérabilité avérée de ce système poteaux-poutres est dû à la mauvaise qualité d'exécution, au mauvais dimensionnement des portiques et à la mauvaise qualité des matériaux utilisée...

Ces constats ont poussé le règlement parasismique algérien en 2003, à limiter la hauteur des structures auto-stables. Cette décision a eu un impact sur la construction en Algérie. En effet, le manque d'assiette de terrain constructible, dans le nord du pays, fait que la demande en logement ne peut être satisfaite qu'en construisant en hauteur.

Plusieurs experts ont préconisé le développement des structures en voiles en béton armé en zone sismique, en mettant en avant le bon comportement de ces structures lors du séisme de BOUMERDES [17] [27]. Toutefois, les voiles en béton armé ont aussi des inconvénients ; coût d'exécution, difficulté de la mise en œuvre et difficulté de leurs trouver une disposition optimale.

*Quelle est donc la solution pour permettre aux constructeurs d'aller en élévation avec ce système poteaux-poutres ?*

### **I.2. OBJECTIF :**

Dans ce travail, nous désirons trouver une solution autre que l'ajout systématique de voiles de contreventement aux structures auto-stables, au-delà des hauteurs fixées par le RPA2003. Pour ce faire, l'influence des caractéristiques mécaniques des matériaux, acier et béton, sur la performance sismique des structures auto-stables en béton armé est évaluée.

### **I.3.Séisme**

#### **I.3.1. Définition :**

Un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres (**figure I.1**) certaines s'écartent, d'autres convergent et d'autres coulissent.

Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques. [14]

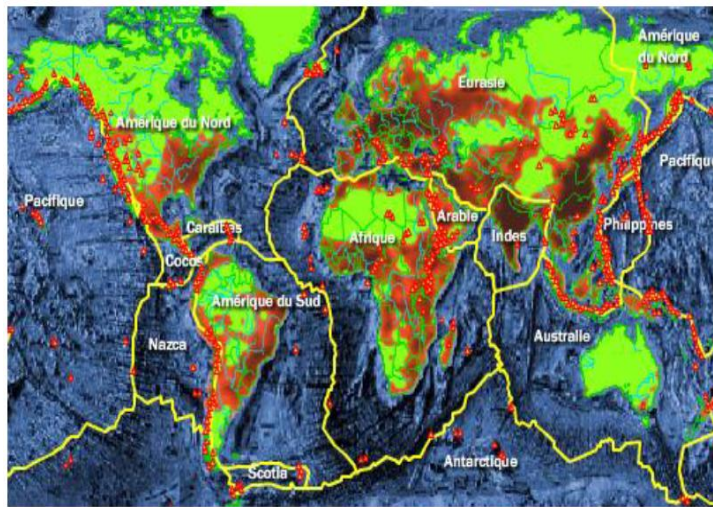
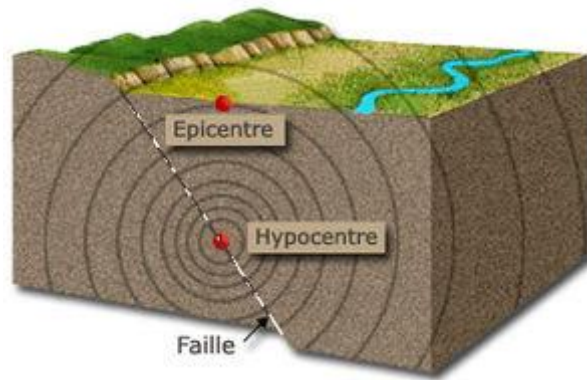


Figure I.1 : carte des plaques lithosphériques principales.

### I.3.2. Caractéristiques d'un séisme : Il est caractérisé par :

- a. **Son foyer (hypocentre) :** C'est le point de départ du séisme, c'est-à-dire la région de la faille d'où partent les ondes sismiques (il peut être à plusieurs kilomètres de profondeur).
- b. **Sa magnitude :** Elle est définie comme le paramètre lié à la quantité d'énergie libérée par un tremblement de terre.
- c. **Son intensité :** pour l'ingénieur de génie civil, la connaissance de la magnitude n'est pas suffisante car les constructions sont généralement éloignées du foyer. C'est l'intensité qui est significative pour le calcul des structures.
- d. **Sa fréquence et la durée des vibrations :** Ce sont des paramètres ayant une incidence fondamentale sur les effets en surface
- e. **Sa faille :** C'est la rupture de la roche en profondeur pouvant se propager jusqu'à la surface du sol.
- f. **Son épicentre :** c'est le point de la surface du sol le plus proche du foyer. Il est défini par ses coordonnées latitude et longitude.



**Figure I.2 :** Caractéristiques d'un séisme

#### **I.4. La réglementation parasismique :**

Les règles parasismiques visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- D'une rigidité et d'une résistance suffisantes pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Afin de pouvoir établir un dimensionnement suivant les probabilités d'occurrence sismique, il a été établi par la réglementation parasismique un zonage de sismique, classifiant les différentes zones d'un pays.

#### **I.5. Sismicité et constructions en Algérie :**

Situé dans une zone critique, qui est l'intersection entre de deux plaques ; africaine et eurasienne, le nord de l'Algérie est susceptible d'être soumis à d'importantes secousses sismiques. [13]

**I.5.1. Les séismes majeurs en Algérie :** Au cours de son histoire, l'Algérie a subi plusieurs séismes destructeurs. Les plus notables sont cités dans le tableau ci-dessous [7]

**Tableau I.1 :** les séismes les plus destructeurs en Algérie.

lieu	date	magnitude	Observations
Alger	1365	-	Destructeur : Alger complètement détruite. Une partie d'Alger fut inondée
Gouraya	1891	7.5	Destructeur, dégâts importants : Gouraya et ville bourg ont été complètement détruites
Orléans ville (Chlef)	1954	6.7	20000 habitations détruites
El Asnam (Chlef)	1980	7.3	70% des habitations détruites
Tipasa	1989	6.0	Dégâts importants à sidi-Moussa et Nador
Ain Témouchent	1999	5.8	Dégâts importants à Ain-Temouchent, Ain-Tolba, Ain-Kihal et Sidi-Ben- Adda
Boumerdés	2003	6.8	100000 habitations touchées.

### **I.5.2. Typologies de constructions en béton armé existantes en Algérie en fonction de la réglementation :**

La classification des constructions est faite en tenant compte de leur système de contreventement, de leur fiabilité et de leur capacité à dissiper l'énergie vis-à-vis de l'action sismique. Selon le type de contreventement, on distingue plusieurs catégories, mais les structures dominantes sont les structures en béton armé (près de 90%) et les structures en charpentes métalliques (10%).

#### **a. Structure à ossature auto-stable en béton armé :**

Datant de l'ère coloniale les structures auto-stables dominent le paysage urbain en Algérie. Ces structures sont « Auto contreventés » par effet de portiques capables de reprendre la totalité des charges horizontales. Ces éléments subissent de grandes déformations au lieu d'une rupture brutale lors des séismes grâce à leurs bonnes ductilités. Les systèmes en portiques auto stables sont relativement flexibles. On distingue deux types de portiques auto stables :

- Portiques auto stables en béton arme sans remplissage en maçonnerie rigide.
- Portiques auto stables en béton arme avec remplissage en maçonnerie rigide.

**b. Structures contreventées par des voiles porteurs en béton armé**

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et portiques. Dans ce dernier cas, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est entièrement reprise par les voiles.

En effet, ces structures ont eu un excellent comportement, qui est dû à la présence de voiles en béton armé. En effet, outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, leur grande rigidité permet de limiter les déplacements latéraux et ainsi d'assurer la résistance aux forces horizontales. [17]

Néanmoins, le développement de ces structures a été empêché par l'émergence des structures mixtes, constituées de portiques et de voiles. Elles représentent une alternative idéale pour contourner les exigences économiques des structures en voiles, faisant ainsi que ce type de construction soit de plus en plus répondu dans notre paysage urbain.

**a. Structure à contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles**

Elles ont émergées après le séisme de Boumerdes en 2003, en raison de leur bon comportement vis-à-vis de ce séisme.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux. [32]

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% l'effort tranchant d'étage. [32]

**b. Structures à ossature en béton armé contreventée par noyau en béton armé :**

Le bâtiment est contreventé par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal. [32]

*N.B : Dans cette étude on s'intéressera, particulièrement aux structures contreventées par portiques auto-stables.*

**I.5.3. Structure contreventée par portiques auto-stables :****a. Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide :**

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Les cloisons doivent être désolidarisées ou légères de sorte que les liaisons ne gênent pas les déformations du portique [32] (figure I.3)

Les prescriptions réglementaires du RPA vis-à-vis de ce type de construction sont telle-que, les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser :

- Cinq niveaux ou 17 mètres en zone I
- Quatre niveaux ou 14 mètres en zone IIa
- Trois niveaux ou 11 mètres en zone IIb et zone III



Figure I.3: Structure en portiques auto-stables sans remplissage en maçonnerie rigide

**b. Portiques auto-stables avec remplissage en maçonnerie rigide :**

En ce qui concerne cette catégorie, les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs en maçonnerie. De petits éléments insérés dans le cadre poteaux-poutres, dont l'épaisseur hors crépissage ne dépasse pas 10 centimètres.

Les remplissages concernés doivent être disposés en plan aussi symétriquement que, possible par rapport au centre de masse de chaque étage de façon à ne pas aggraver une dissymétrie éventuelle du système de contreventement en béton armé (portique). [32]

Les bâtiments concernés par ce type de contreventement ne doivent pas dépasser :

- Cinq niveaux ou 17 mètres en zone I
- Quatre niveaux ou 14 mètres en zone IIa
- Trois niveaux ou 11 mètres en zone IIb
- Deux niveaux ou 8 mètre en zone III

Ces niveaux sont résumés à la figure I.4.

Type CV	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
<p>Portique sans remplissage</p>	<p>5 Niv ou 17m</p>	<p>4 Niv ou 14m</p>	<p>3 Niv ou 11m</p>	<p>3 Niv ou 11m</p>
<p>Portique avec remplissage</p>	<p>5 Niv ou 17m</p>	<p>4 Niv ou 14m</p>	<p>3 Niv ou 11m</p>	<p>2 Niv ou 8m</p>

Figure I.4: Hauteur maximales prescrites par le RPA2003, pour les bâtiments contreventés par portique

#### **I.5.4. Observations post-sismique sur les bâtiments contreventés par portiques auto-stables :**

Lors d'un séisme, l'intensité des forces sismiques agissant sur une structure sont conditionnées entre autre par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure. Le 21 mai 2003, des ouvrages construits suivant les normes en vigueur (RPA 99) ont malgré tout subi des dégâts considérables. Ce constat a été révélateur sur la présence de défaillances et d'insuffisances dans le règlement algérien. [13]

Les pouvoirs publics se sont interrogés sur les causes des désordres. Le CGS a été chargé de procéder à des campagnes sur site pour relever les pathologies observées sur les différentes typologies de structures. Les différents cas de dommages observés ont révélé la vulnérabilité des structures en portiques auto stables [3] [17]

Outre les effets de site et la mauvaise qualité des matériaux, la vulnérabilité de ces ouvrages est due à :

##### **➤ L'apparition de rotules plastiques aux nœuds poteaux-poutres :**

Le dimensionnement des portiques, n'a pas été conforme avec l'hypothèse de formation de rotules plastiques dans les poutres [32]. En effet, la présence de poutres fortes et poteaux faibles a engendré dans certains cas la formation d'un mécanisme de ruine dans les poteaux précipitant ainsi l'effondrement de ces ouvrages avant même que la structure n'ait atteint son état limite. (Figure I.5, I.6 et I.7). Cet effet peut être amplifié par une discontinuité des armatures ou de la section du poteau ou bien par une mauvaise qualité de béton. [1]



**Figure I.5 : Rupture en zone nodale**



**Figure I.6 :** Rotule dans le poteau  
(Comportement à éviter)



**figure I.7 :** Rotule plastique dans la  
poutre (comportement recherché)

➤ **La rupture par écrasement :**

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'article 7.4.3.1 du RPA recommande que l'effort normal de compression de calcul soit limité à 30% de l'effort de résistance ultime à la compression de la section comprimée. (Figure I. 8).



**Figure I. 8 :** écrasement de béton et flambement des aciers dans les deux poteaux de la cage d'escaliers.

➤ **Cisaillement des Poteaux**

La présence de poteaux courts, de par leurs rigidités et leurs faibles capacités de déformation, ils sont soumis à un grand effort sismique, ce qui conduit à l'apparition d'un mode de ruine par cisaillement. (Figure I. 9) [1]



**Figure I.9:** cisaillement des poteaux courts.

➤ **Flambement des poteaux**

Lorsque la section des poteaux est faible et la qualité du béton et mauvaise associé parfois à un grand élancement, il arrive que le poteau flambe sous l'effet conjugué de la flexion et de la compression. (Figure I.10) [1]



**Figure I.10:** Flambement de poteau.

➤ **Rupture dans les poutres par flexion :**

Cette situation est très rare puisque les poutres sont souvent bien dimensionnées vis-à-vis de la flexion. Un seul cas a été rencontré à Zemmouri, zone épiscopale ou la composante verticale du séisme est plus importante. De plus, les poutres ont une grande portée et ne sont pas suffisamment pourvues d'armatures à mi-travée. [1]



**Figure I.11 :** Rupture par flexion des poutres.

➤ **Décollement du béton d'enrobage :**

Il arrive dans certains cas que les poteaux soient décoffrés avant le durcissement total du béton et ce dans un souci de rapidité d'exécution ou de récupération d'un retard de réalisation. Lors de l'opération du décoffrage, le béton peut subir des chocs, des vibrations ou tout simplement des gonflements.

Ces facteurs donnent naissance à des microfissures notamment entre la couche d'enrobage et le béton confiné par les cadres et armatures transversales. [1]



**Figure I.12 :** Décollement de l'enrobage

Même si la résistance globale d'un poteau sujet à cette pathologie d'exécution n'est pas affectée d'une manière significative, le poteau peut constituer une faiblesse dans l'ensemble du système de contreventement. Un décollement de la couronne d'enrobage met à nu les armatures comme la montre la figure I.12 ci-dessus.

➤ **Cas d'étage souple et étage transparent :**

L'irrégularité en élévation de la **maçonnerie** est à l'origine de la vulnérabilité de certaines structures, c'est notamment le cas de structures présentant des étages transparents (étages souples). (Figure I.13) [17] [1] [21]



**Figure I.13:** Effondrement de la structure à cause d'un étage transparent (souple).

## **I.6. Phénomène de plastification (Rotules plastiques) :**

La rotule plastique est un concept lié au calcul en plasticité des structures : zone d'un élément de structure subissant une déformation plastique entraînant une redistribution des contraintes.

Dans un calcul linéaire, lorsqu'une contrainte limite apparaît à un endroit de la structure, il convient d'augmenter la dimension des éléments critiques. Si les rotules plastiques sont prises en compte, l'effet de la contrainte limite fait apparaître des rotules plastiques à certains nœuds et le calcul se poursuit par une nouvelle étape itérative. La contrainte est redistribuée aux autres éléments de la structure pour une meilleure utilisation de la capacité portante de la structure.

Les rotules plastiques peuvent donc être utilisées pour définir la réserve de résistance plastique de la structure. La charge appliquée peut être augmentée progressivement (ex : en augmentant les coefficients des combinaisons de charges) jusqu'à la ruine de la structure. Cette approche peut être utilisée pour déterminer les charges maximales que la structure peut reprendre. En modélisation numérique, ces rotules ne sont prises en compte qu'aux extrémités des barres. Pour ce type de calcul, toutes les barres de la structure sont testées.

### **I.6.1 La zone critique :**

Dans une structure en béton armé la section la plus dangereuse est la zone critique où se produisent les rotules plastiques.

La zone critique est toute partie d'un élément structurel principal dans laquelle des concentrations de déformations ou de sollicitations sont susceptibles de se produire. Elles sont définies et localisées par les règlements pour chaque type de structure. Ces mêmes règlements exigent des dispositions constructives qui peuvent limiter les risques majeurs.

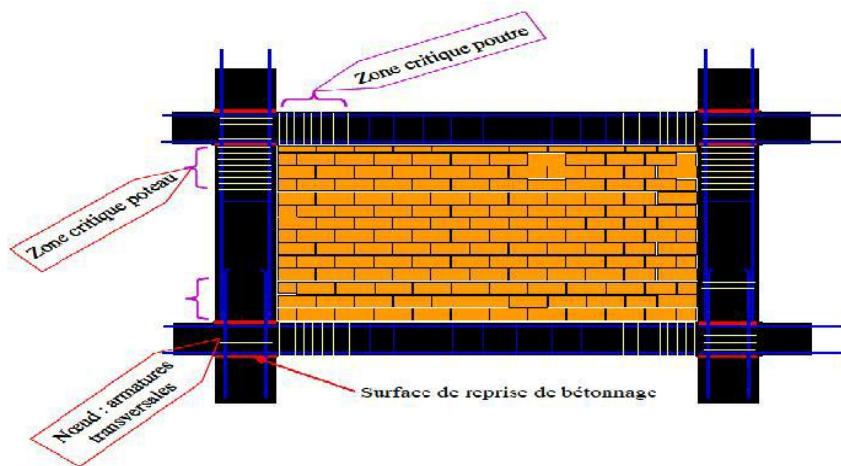


Figure I.14: Dispositions constructives conformes aux règles PS [9]

### I.6.2. Rotules plastiques aux nœuds poteaux-poutres :

Pour éviter un mode de ruine dangereux et imprévisible, plusieurs codes exigent à ce que les poteaux des structures en portiques auto-stables offrent une résistance flexionnelle adéquate, afin de favoriser un développement de mécanisme lié à la formation de rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Pour atteindre ce but, ces mêmes codes suggèrent que les moments résistants dans les poteaux soient majorés par rapport à ceux des poutres pour tenir compte notamment: de la sur résistance de flexion des rotules plastiques dans les poutres, des modes supérieurs de vibration et de l'action sismique agissant selon les deux axes principaux simultanément. Selon le code parasismique algérien **RPA 99(article 7.6.2)**, le coefficient de majoration des moments fléchissant des poteaux est supérieur de 25% des moments fléchissant des poutres.

### I.6.3. Longueur de la rotule plastique :

Le comportement non linéaire des éléments structuraux, poutres et poteaux, est représenté par l'attribution des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités. En effet, le type de rupture possible dans une structure en portique auto-stable se fait par la formation de rotules plastiques au droit des nœuds poteaux – poutres.

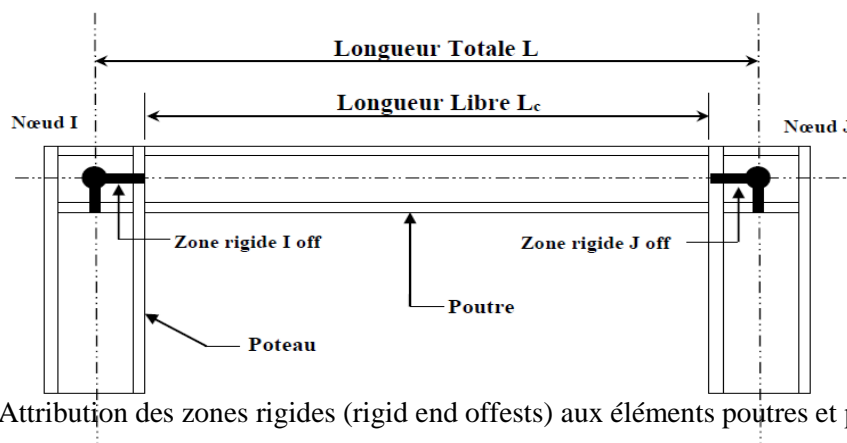


Figure I.15: Attribution des zones rigides (rigid end offsets) aux éléments poutres et poteaux[24]

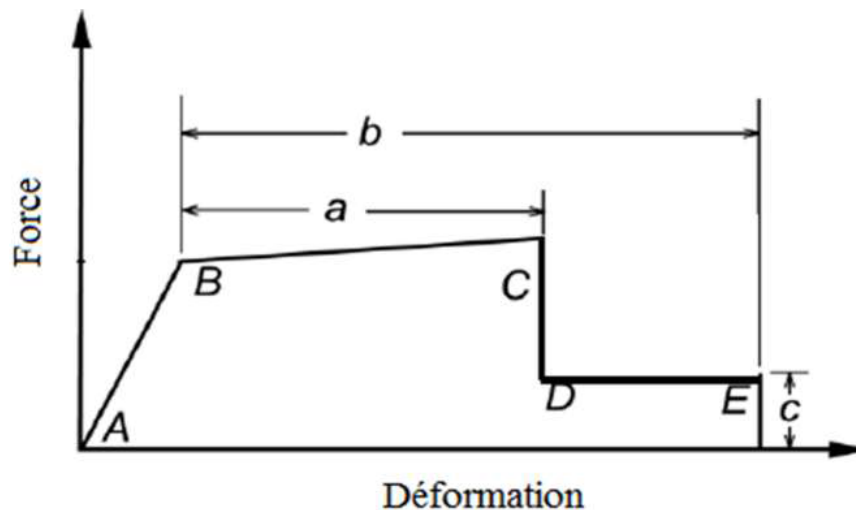
La longueur libre de l'élément est une longueur réduite par rapport à la longueur totale de l'élément :

$$L_c = L - (I_{off} + J_{off}) \quad (I.1)$$

**Notons que** pour chaque poteau, la loi Moment-Courbure est établie en considérant un effort normal de compression constant, lequel est pris égal à la somme des charges permanentes (G) plus 20% des charges d'exploitation (Q) :  $G+0.2Q$  selon le **RPA 99/version 2003 [32]**.

Les propriétés des différents types de rotules plastiques (figure I.16) définies par défaut sur le logiciel sont extraites des règlements américains **ATC40 [8]** et **FEMA 273[20]**.

Pour chaque type de rotule, le comportement non linéaire est défini par un modèle idéalisé représenté par une courbe force-déformation (figure I.16)



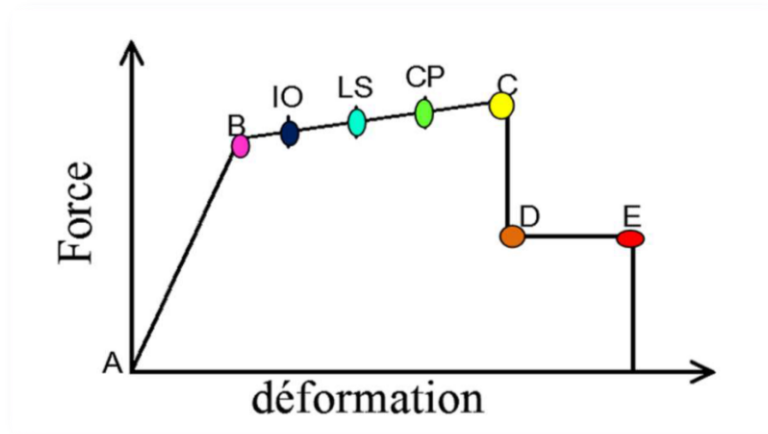
**Figure I.16:** Loi de comportement utilisée par le logiciel Etabs [18][19].

Le segment A-B représente la phase élastique de la section, le point C à la capacité ultime et marque le début de la phase de dégradation de la section (chute de résistance).

(Segment C-D) des contraintes résiduelles permettent à la section de résister aux charge gravitaires jusqu'à atteindre la déformation ultime (point E) correspondant à la ruine de la section. [26]

#### **I.6.4. Critères d'acceptation et niveaux de performance d'une rotule plastique :**

Dans le code américain **FEMA 273[20]**, trois critères d'acceptation sont définis en fonction des niveaux de déformation de la rotule plastique. Ces critères sont IO, LS et CP (figure I.17), ils définissent les niveaux de performance des rotules plastiques. Ils sont donnés comme suit :



**Figure I.17:** Loi de comportement (force-déformation) et niveaux de dommages.

Au niveau IO (Immediate Occupancy), les dommages sont relativement limités, la section garde une grande partie de sa raideur initiale.

Au niveau LS (life safety), la section a subi des dommages importants, pouvant entraîner une perte significative de sa raideur.

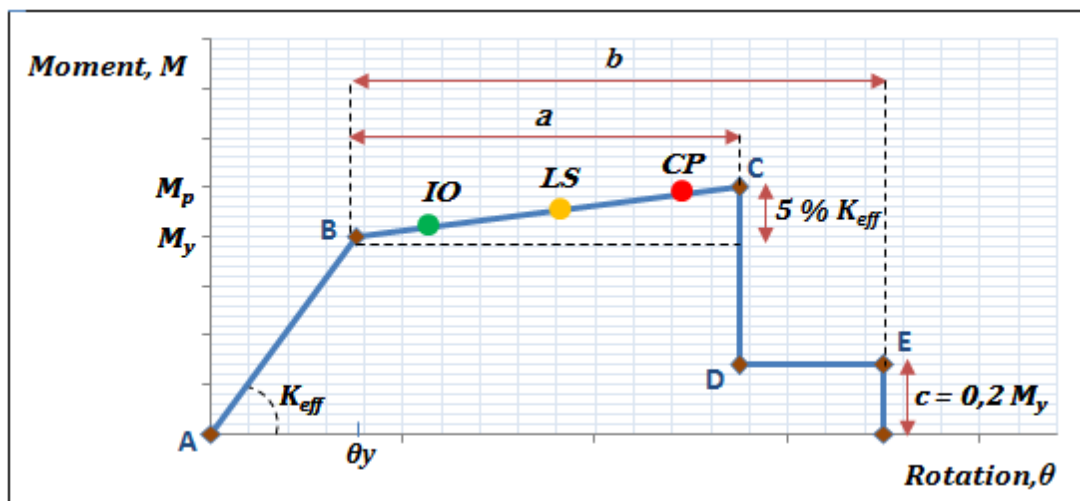
Au niveau CP (collapse prévention), la section a subi de grandes déformations post élastiques, au-delà de ce niveau la section est susceptible de se rompre.

### I.6.5. Attribution des rotules plastiques aux poutres et aux poteaux:

#### Loi Moment – Rotation associée aux poutres

- **Plastification par flexion :**

La figure I.18 présente le diagramme moment – rotation associé à la plastification par flexion pour les poutres [20].



**Figure I.18:** Diagramme moment-rotation associé à la rotule plastique de flexion pour les poutres.

Les différents paramètres représentés dans la figure (I.18) sont définis comme suit :

$K_{eff}$  : Rigidité initiale à la flexion de la section de béton de la poutre. Elle est donnée par la formule suivante [20]

$$K_{eff} = 0,5 E_c I_g \tag{I.3}$$

Avec :

$I_g$  : Moment d'inertie de la section de béton de la poutre.

$E_c$  : Module d'élasticité du béton. Dans notre cas, il est pris égal à 32164.2 MPa

—  $M_y$  : Moment élastique limite de la section de béton armé de la poutre, il est donné par la relation suivante [30].

$$M_y = 0.5 f'_c B k d \left( \frac{kd}{3} - d' \right) + f_y B d (d - d') \rho \tag{I.4}$$

Où :

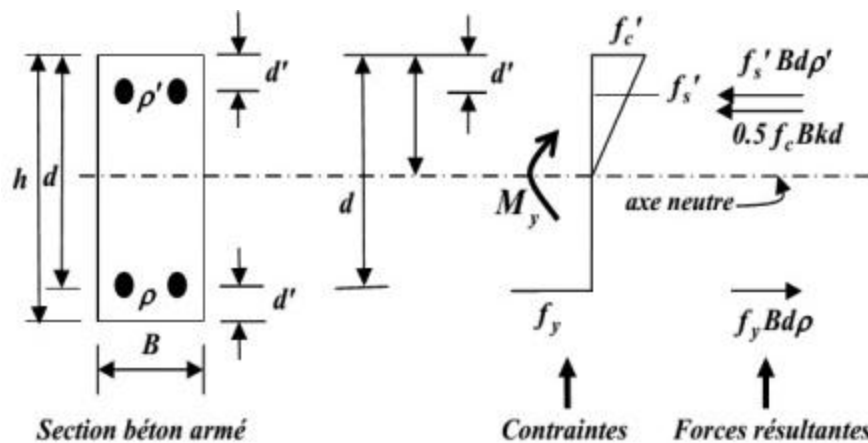
$f'_c = f_{c28} = 25$  Mpa et  $f_y = 400$  Mpa

$\rho$  et  $\rho'$  sont respectivement le pourcentage des armatures longitudinales tendues et comprimés.

$K$  est le facteur de la hauteur de l'axe neutre correspondant à l'état élastique limite, qui est donné par la formule suivante [25].

$$K = [(\rho - \rho')^2 + \eta_{sc}^2 + 2(\rho + \rho' \frac{d'}{d})\eta_{sc}]^{1/2} + (\rho - \rho')\eta_{sc} \tag{I.5}$$

Dans laquelle  $\eta_{sc} = \frac{E_s}{E_c}$  où  $E_c$  et  $E_s$  sont respectivement, le module d'élasticité du béton et de l'acier ( $E_s = 2 \cdot 10^5$  Mpa)



**Figure I.19** : Section doublement armé à son état élastique limite

$\theta_y$ : rotation élastique limite de la section en béton armé de la poutre. Elle est calculée sur la base d'une hypothèse utilisée par **Saiidi M and Sozen M.A, 1981 [33]**. Dans cette

hypothèse, le moment est supposé avoir une variation linéaire le long de la poutre avec un point d'inflexion au mi longueur de cette dernière.  $\theta_y$  est donnée par la formule suivante :

$$\theta_y = \frac{M_y L}{E_c I_g^6} \quad (I.6)$$

Avec :

L : longueur de l'élément poutre.

$M_p$  : Moment plastique (moment résistant) de la section de béton armé de la poutre. Il est calculé par la formule suivante, en référence à la figure I.18.

$$M_p = M_y + 5\% K_{eff} a \quad (I.7)$$

Avec :

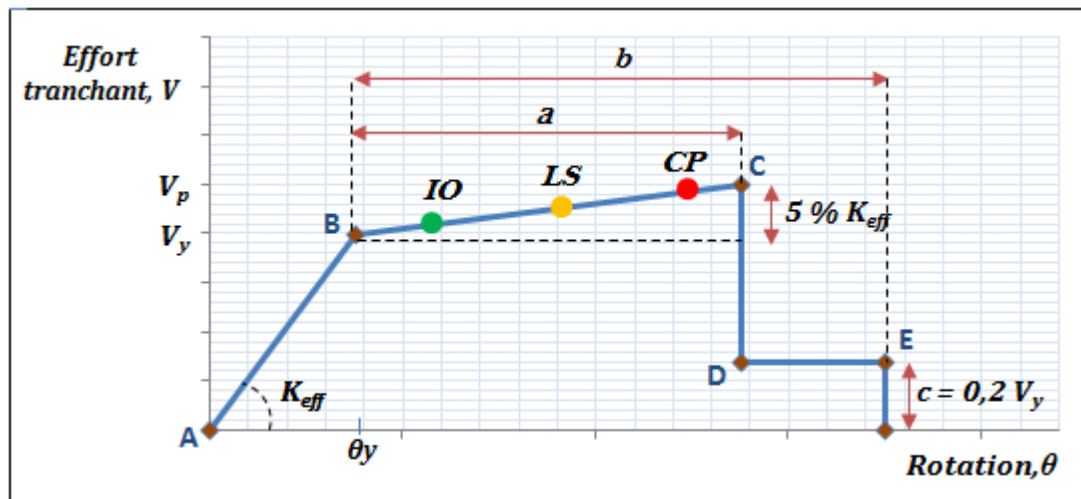
a : Est la portion de la partie plastique avec écrouissage de la rotule plastique.

Paramètres a, b et c et critères d'acceptation IO, LS et CP :

Les paramètres a et b représentent les valeurs de rotation plastique et c celui de la résistance résiduelle (en flexion) de la poutre. Les paramètres a, b et c ainsi que les critères d'acceptation IO, LS et CP sont donnés par le code FEMA 273. [20]

- **Plastification par cisaillement :**

La figure I.20 présente le diagramme effort tranchant – rotation associé à la plastification par cisaillement pour les poutres [20].



**Figure I.20 :** Diagramme effort tranchant-rotation associé à la plastification des poutres par cisaillement.

Les différents paramètres représentés dans la figure I.20 sont définis comme suit :

—  $K_{eff}$  : Rigidité initiale au cisaillement de la section de béton de la poutre. Elle est donnée par la formule suivante [20] :

$$K_{eff} = 0,4 E_c A_w$$

Avec :

$E_c$  : Module de cisaillement transversal de la section du béton.

$A_w$  : Aire de la section droite de la poutre.

$V_y$  : Effort tranchant élastique limite de la section de béton armé de la poutre. Il est donné par la formule suivante. [2]

$$V_y = \frac{A_t f_y d}{s_t} + \frac{\sqrt{f_c} B d}{6} \quad (I.8)$$

$\theta_y$ : Rotation élastique limite de la section de béton armé de la poutre :

$$\theta_y = \frac{V_y}{K_{eff}} \quad (I.9)$$

$V_p$ : Effort tranchant plastique de la section de béton armé. Il est calculé par la relation suivante, en référence à la figure I.20.

$$V_p = V_y + 5\% K_{eff} a \quad (I.10)$$

Paramètres a, b et c et critères d'acceptation IO, LS et CP :

Les paramètres a et b représentent les valeurs de rotation plastique et c celui de la résistance résiduelle (en cisaillement) de la poutre. Les paramètres a, b et c ainsi que les critères d'acceptation IO, LS et CP sont donnés par le code FEMA 273.[20]

### Loi Moment – Rotation associée aux poteaux :

- **Plastification par flexion :**

La (figure I.21) présente le diagramme moment – rotation associé à la plastification par flexion pour les poteaux [20].

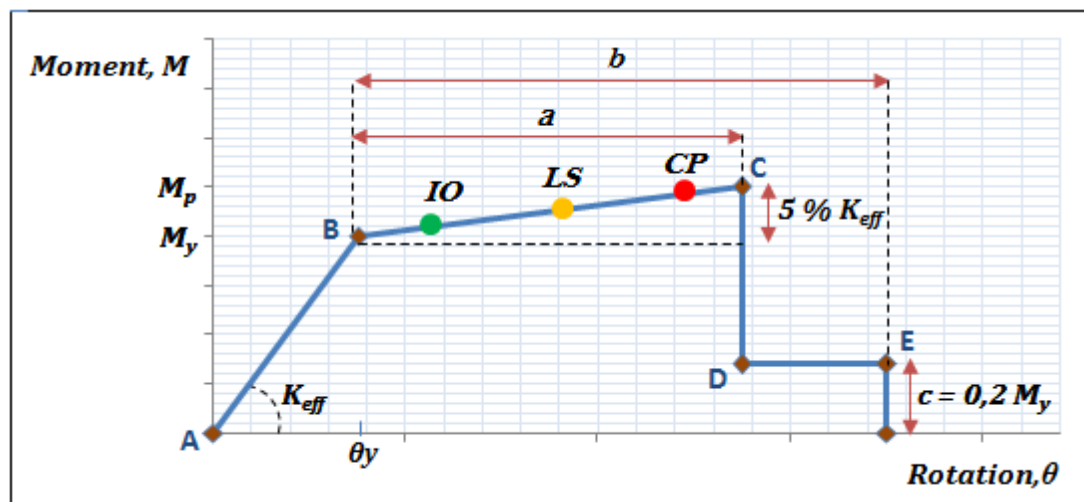


Figure I.21: Diagramme moment-rotation associé à la plastification des poteaux par flexion [20]

$K_{eff}$  : Rigidité initiale à la flexion de la section de béton du poteau. Elle est donnée par la formule suivante [20]

$$K_{eff} = 0.7 E_c I_g \quad (I.11)$$

Avec :

$I_g$  : Moment d'inertie de la section de béton du poteau.

$E_c$  : Module d'élasticité du béton. Dans notre cas, il est pris égal à 32164.2 MPa.

$M_y$  : Moment élastique limite de la section de béton armé du poteau. Les valeurs des moments élastiques limites des poteaux sont calculées par le programme ETABS [16]. en tenant compte de l'interaction moment de flexion (M) – effort normal (N).

$\theta_y$  : Rotation élastique limite de la section en béton armé du poteau. Elle est calculée comme dans le cas des poutres.

$$\theta_y = \frac{M_y}{E_c I_g} \frac{L}{6} \quad (I.12)$$

$L$  : Longueur du poteau.

$M_p$  : Moment plastique (moment résistant) de la section de béton armé du poteau. Il est calculé par la formule suivante, en référence à la (figure I.21).

$$M_p = M_y + 5\% K_{eff} a \quad (I.13)$$

Avec  $a$  est la portion de la partie plastique avec écrouissage de la rotule plastique.

Paramètres  $a$ ,  $b$  et  $c$  et critères d'acceptation IO, LS et CP :

Les paramètres  $a$  et  $b$  représentent les valeurs de rotation plastique et  $c$  celui de la résistance résiduelle (en flexion) du poteau. Les paramètres  $a$ ,  $b$  et  $c$  ainsi que les critères d'acceptation IO, LS et CP sont donnés par le code FEMA 273 [20].

- **Plastification par cisaillement :**

La modélisation de la plastification des poteaux par cisaillement est effectuée de la même manière que pour les poutres.

## I.7. Analyse Statique non linéaire :

### I.7.1. Description de la méthode pushover :

L'analyse pushover consiste à appliquer des charges latérales qui représentent les forces d'inertie se produisant à la suite d'une accélération du sol (figure I.22). Ce chargement qui peut être modale, triangulaire ou même rectangulaire, s'accroît de façon monotone jusqu'à ce que la structure se déstabilise et se ruine, tout en passant par état de plastification, correspondant à l'apparition de rotules plastiques dans les éléments.

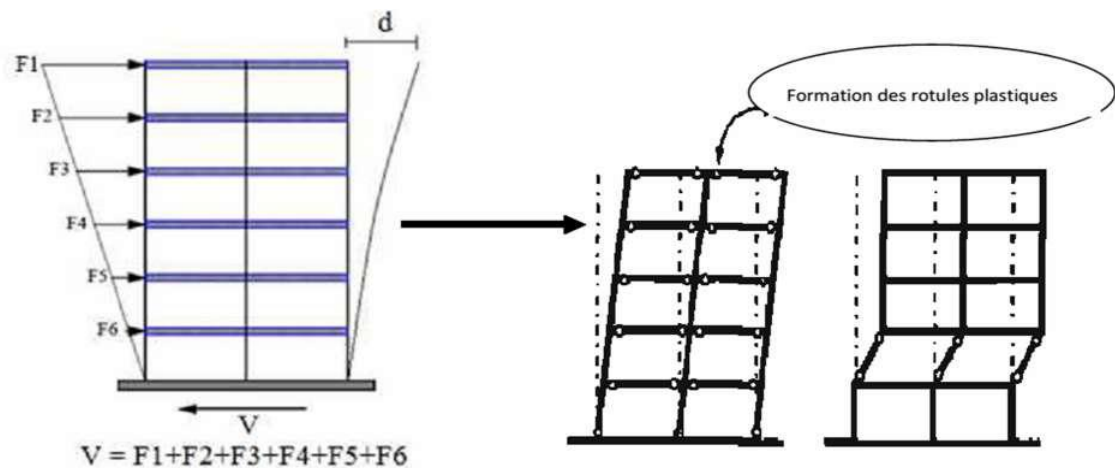


Figure I.22: Description de l'analyse pushover. [4]

### I.7.2. But de l'analyse pushover :

Son but est de décrire le comportement réel de la structure puis d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements, dans les éléments de la structure, à savoir:

- Estimation des déformations inélastiques dans les éléments destinés à dissiper l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- Identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- Détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles tels que la zone nodale.

### I.7.3. Définition de l'analyse push over sous charges horizontales :[11] [24]

Le choix de la distribution verticale des charges sismiques horizontales pour le chargement incrémental est un des aspects le plus critique de la méthode. En général, la distribution verticale des forces d'inertie est dépendante de la sévérité du séisme (déplacements inélastiques induits) et est aussi dépendante du temps (pendant le séisme). Si la réponse de la structure n'est pas trop influencée par les modes propres supérieurs (mode propre non fondamental) et si la structure présente un unique mode de défaillance (mode de ruine) qui peut être identifié avec une distribution verticale des charges horizontales constante, le choix d'une distribution unique est suffisant. Par contre, l'emploi d'une distribution unique des charges ne peut pas représenter les variations locales de demande de déplacements ni prévoir tout mécanisme de ruine locale. Les auteurs conseillent donc, d'employer au moins deux distributions de charges latérales :

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

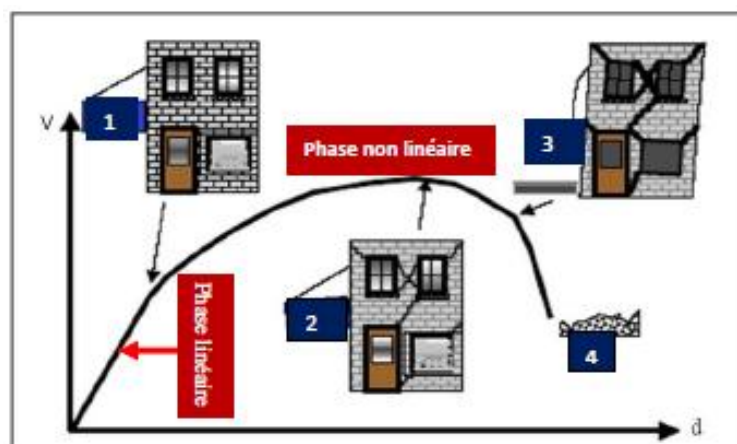
- **Distribution modale** avec des forces proportionnelles aux forces latérales déterminées en utilisant une analyse élastique. Elle doit être une des distributions suivantes :
- **Distribution triangulaire** :  $S_j = m_j h_j$  ; ou  $h_j$  est la hauteur du niveau  $j$  par rapport à la base .
- **Distribution mode fondamental** :  $S_j = m_j \phi_{j1}$  ; ou  $\phi_{j1}$  est la valeur du mode propre au niveau  $j$ .
- **Distribution proportionnelles aux forces d'inertie des étages** et compatible avec la distribution des efforts tranchants dans ces étages, elle est déterminée par une analyse spectrale de la structure basée sur la combinaison modale (SRSS) (Racine carré des réponses de chaque mode) avec un nombre suffisant de modes considéré pour atteindre 90% de la masse totale de la structure.

#### I.7.4. Paramètres de l'analyse pushover

Pour faire une analyse statique non linéaire, il est nécessaire de connaître ce que signifient une courbe de capacité, un spectre de réponse et un point de performance. Dans ce qui suit nous définissons chacun de ces paramètres.

##### a. Courbe de capacité :

Elle traduit la capacité des structures à résister au séisme et représente l'effort tranchant à la base de la structure en fonction du déplacement de cette dernière (figure I.23). Cette courbe est formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie d'une phase non linéaire qui correspond à la formation des rotules plastiques. [4]



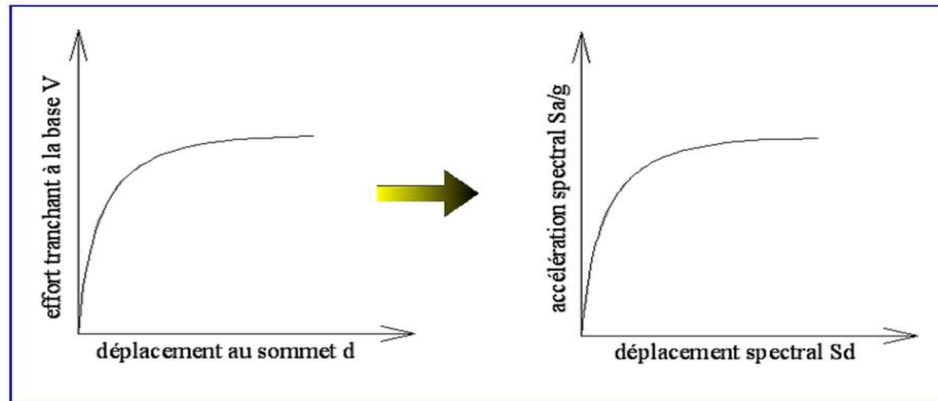
**Figure I.23:** Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité.

La courbe de la figure (I.23) peut être décomposée en quatre parties :

- La partie (1) représente le comportement élastique de la structure.
- La partie (2) représente l'endommagement mineur susceptible de se développer dans la structure.
- La partie (3) représente l'endommagement avancé de la structure (sa stabilité étant en danger).
- Enfin, la partie (4) représente l'effondrement de la structure.

**Transformation de la courbe de capacité :**

Pour effectuer une analyse pushover, il est nécessaire de convertir la courbe de capacité, qui est sous la forme : effort tranchant à la base et déplacement en tête ( $V - d$ ), en un spectre de capacité qui est la représentation de la courbe de capacité en format accélération spectrale – déplacement spectrale ( $S_a - S_d$ ) donné par la (figure I.24).



**Figure I.24:** Transformation de la courbe de capacité

Les équations nécessaires pour faire la transformation sont les suivantes [8] :

$$S_a = \frac{V/w}{\alpha_1} \quad (I.14)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof,1}} \quad (I.15)$$

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \quad (I.16)$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i / g][\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g]} \quad (I.17)$$

Où :

$S_a$  : accélération spectrale ;

$V$  : cisaillement à la base ;

$W$  : poids total de la structure ;

$\alpha_1$  : coefficient de masse modal du mode fondamental ;

$S_d$  : déplacement spectral ;

$\Delta_{roof}$  : déplacement au sommet ;

$Pf_1$  : facteur de participation modal du mode fondamental ;

$\phi_1$  : amplitude du mode fondamental ;

**b. La demande sismique :**

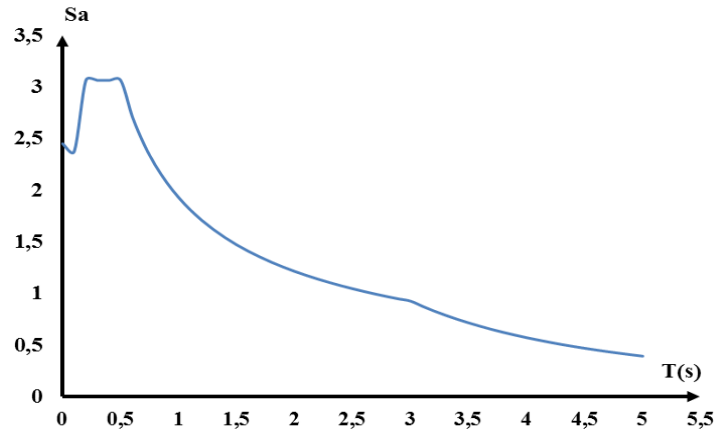
La demande sismique est obtenue par la réduction du spectre de réponse élastique amorti à 5% par des facteurs qui dépendent de l'amortissement effectif de la structure. Les étapes à suivre pour déterminer la demande sismique sont :

- détermination du spectre élastique amorti à 5%,
- transformation du spectre élastique ( $S_a-T$ ) en format ( $S_a-S_d$ ),

- Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité.

➤ **Détermination spectre élastique amorti à 5% en format (Sa-T)**

Le spectre de demande (ou spectre de réponse) est une représentation de l'évaluation du séisme (figures I.25).



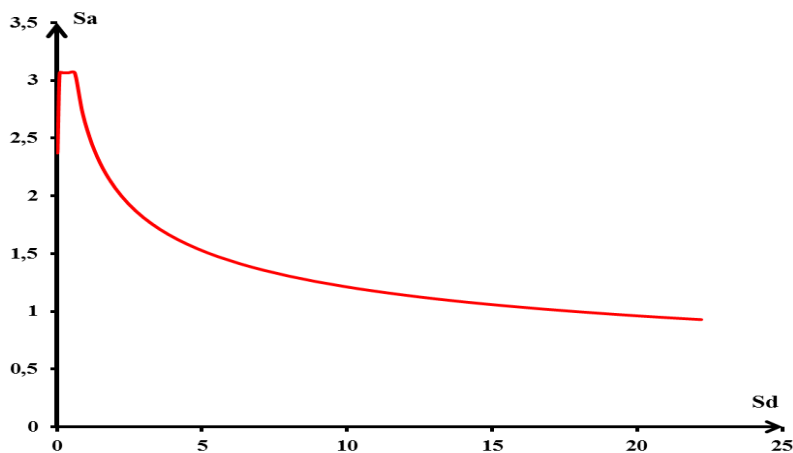
**Figure I.25:** Spectre de réponse élastique format (Sa-T).

Le spectre est défini dans le (RPA, 2003) par les étapes représentées dans le paragraphe A.4.2 du 2<sup>ème</sup> chapitre.

➤ **Transformation du spectre élastique**

Pour appliquer la méthode du spectre de capacité, le spectre de réponse élastique doit être transformé du format traditionnel accélérations-périodes ( $S_a$ -T) (figure I.25), au format accélérations-déplacements ( $S_a$ -  $S_d$ ) (figure I.26), en utilisant la relation (I.18) suivante :

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (\text{I.18})$$



**Figure I.26:** Spectre de réponse élastique format (Sa-Sd).

➤ **Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité**

Une représentation bilinéaire du spectre de capacité est nécessaire pour estimer l'amortissement effectif ( $\beta_{\text{eff}}$ ). La construction de la représentation bilinéaire exige la définition du point ( $a^*$ ;  $d^*$ ). Ce point est le point de performance d'essai.

Pour construire la représentation bilinéaire, on procède comme suit :

- Tracer une ligne de l'origine. La pente de cette ligne est égale à la rigidité initiale de la structure. En prolongeant cette ligne nous obtenons une intersection avec le spectre amorti à 5%. La projection verticale à partir de ce point nous donne une intersection avec la courbe de capacité au point  $(d^*; a^*)$  comme le montre la (figure I.27).

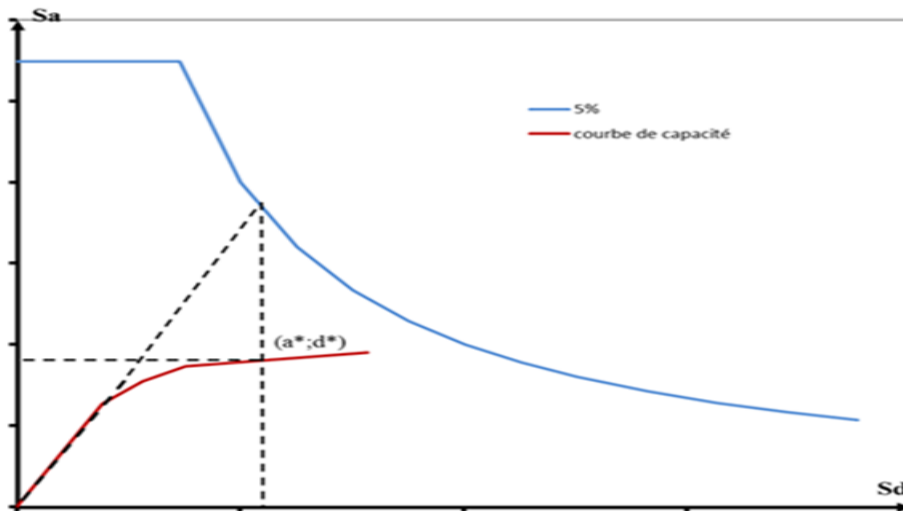


Figure I.27: Détermination du point de performance d'essai

- Tracer une deuxième ligne à partir du point de performance d'essai  $(a^*, d^*)$  ; incliner cette ligne de telle sorte que l'intersection avec la première ligne au point  $(a_y, d_y)$  assure l'égalité des aires  $A_1$  et  $A_2$  (figure I.28).

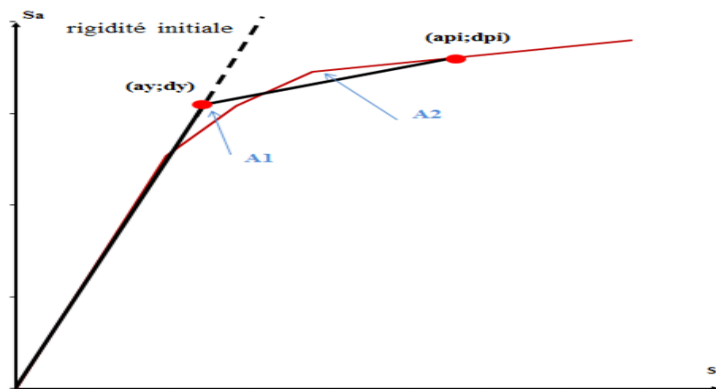


Figure I.28: Idéalisation de la bilinéaire de la courbe de capacité.

L'intention de définir la zone  $A_1$  égale à la zone  $A_2$  est d'avoir une surface égale sous le spectre de capacité et sa représentation bilinéaire, c'est-à-dire avoir une énergie égale associée à chaque courbe. [6]

#### ➤ Détermination de l'amortissement effectif et réduction du spectre élastique :

L'amortissement qui se produit lorsque le mouvement d'un séisme entraîne une structure dans la gamme inélastique peut être considéré comme une combinaison d'amortissements visqueux inhérents à la structure et l'amortissement d'hystérésis.

L'amortissement d'hystérésis est lié à la zone à l'intérieur des boucles qui se forment lorsque la force de tremblement de terre (cisaillement de base) est tracée par rapport au déplacement de la structure. L'amortissement hystérétique peut être représenté comme amortissement visqueux équivalent à l'aide d'équations disponibles dans la littérature [8].

L'amortissement visqueux équivalent,  $\beta_{eff}$ , associé à un déplacement maximal  $\Delta_{max}$ , peut être estimé à partir de l'équation suivante:

$$\beta_{eff} = \beta_0 + 5\% \tag{I.19}$$

Le règlement **ATC 40**, d'après Chopra (1995), propose de déterminer le terme ( $\beta_0$ ) en utilisant l'équation (I.20) suivante :

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \tag{I.20}$$

La signification physique des termes  $E_D$  et  $E_{S0}$  dans l'équation (I.20) est illustrée à la (figure I.29).

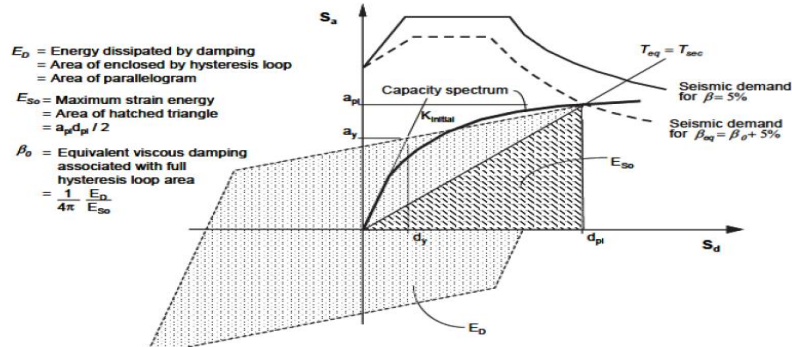


Figure I.29 : Schématisation de l'énergie dissipée par la structure.

$E_D$  : énergie dissipée par amortissement équivalent,

$E_{S0}$  = énergie de déformation maximale.

Le développement de l'équation (I.20), donne une autre écriture du terme ( $\beta_0$ ) qui est fonction des points ( $a_{pi}$  ;  $d_{pi}$ ) et ( $a_y$  ;  $d_y$ ):

$$\beta_0 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \tag{I.21}$$

Ainsi, l'équation (I.19) de l'amortissement visqueux équivalent,  $\beta_{eff}$  s'écrit :

$$\beta_{eff} = \beta_0 + 5\% = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5\% \tag{I.22}$$

Un facteur  $k$  de modification de l'amortissement est introduit dans l'équation (I.22).

$$\beta_{eff} = k\beta_0 + 5\% = \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5\% \tag{I.23}$$

Le facteur  $k$  dépend du comportement structurel de l'ouvrage (Tableau I.2). Il dépend à son tour de la qualité du système de résistance sismique et de la durée du tremblement de terre tableau (I.3) . Le règlement **ATC 40** propose trois types de comportement (type A, B et C) :

**Le type A** : représente un comportement ductile.

**Le type B** : représente le comportement semi ductile.

**Le type C** : représente le comportement fragile.

**Tableau I.2:** Valeurs pour le facteur de modification de l'amortissement.

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

**Tableau I.3:** Type de comportement structurel.

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

### c. Détermination du point de performance

Trois procédures (**A**, **B** et **C**) sont proposées par l'ATC40, pour la détermination du point de performance. Les procédures **A** et **B** sont des méthodes analytiques basées sur des formules mathématiques, tandis que la procédure **C** est une méthode graphique.

Dans ce qui suit, nous présentons la procédure B, faisant l'objet de notre étude.

#### ❖ Procédure B

Cette procédure fait une hypothèse simplifiée qui n'est pas faite dans les deux autres procédures. Elle suppose que non seulement la pente initiale de la représentation bilinéaire de la courbe de capacité reste constante, mais aussi, que le point  $(a_y, d_y)$  et la pente post-élastique reste constant. Cette hypothèse simplifiée permet une solution directe sans tirer de multiples courbes car elle force l'amortissement effectif,  $\beta_{eff}$ , à dépendre uniquement des  $d_{pi}$ . Les étapes suivantes sont impliquées :

1. développer le spectre de réponse amorti à 5 % approprié au site, en format (Sa-Sd).(paragraphe I.7.4.b)
2. dessiner le spectre de réponse amorti à 5% et tracez la famille des spectres réduits sur le même graphique. Il est pratique que les spectres tracés correspondent à des valeurs d'amortissement effectives  $\beta_{eff}$  allant de 5% à la valeur maximale autorisée pour le type

de comportement structurel de la structure. La valeur maximale pour la construction de type A est de 40%, la construction de type B est de 29% et la construction de type C est de 20% .La (figure I.30) montre un exemple de famille de spectres.

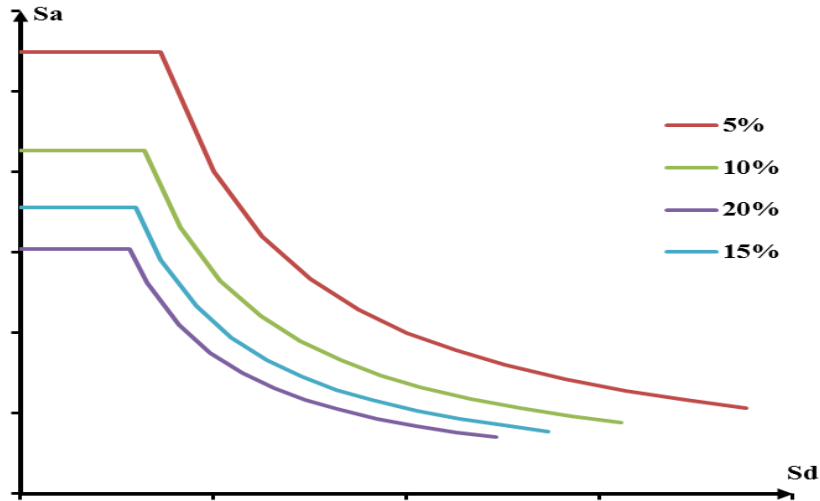


Figure I.30: Famille des spectres réduits.

3. Transformer la courbe de capacité en un spectre de capacité. (paragraphe I.7.4.a)
4. Tracer le spectre de capacité sur le même diagramme que la famille des spectres réduits, comme le montre la figure I.31.

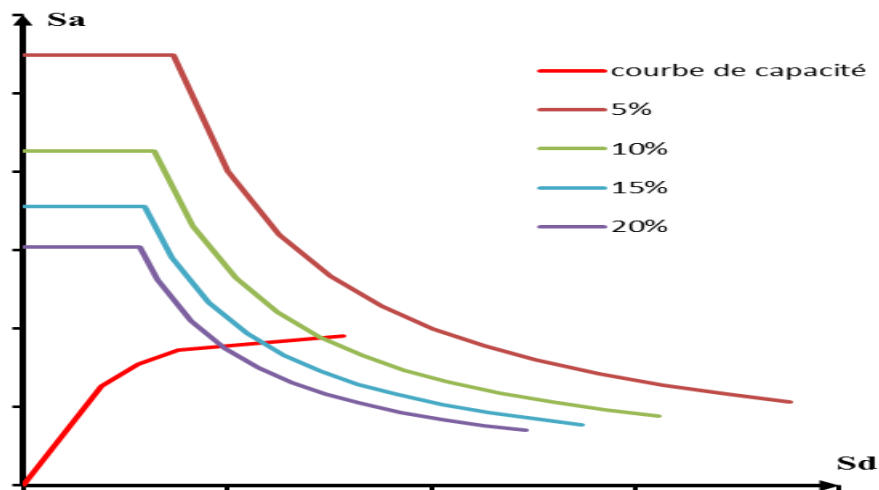
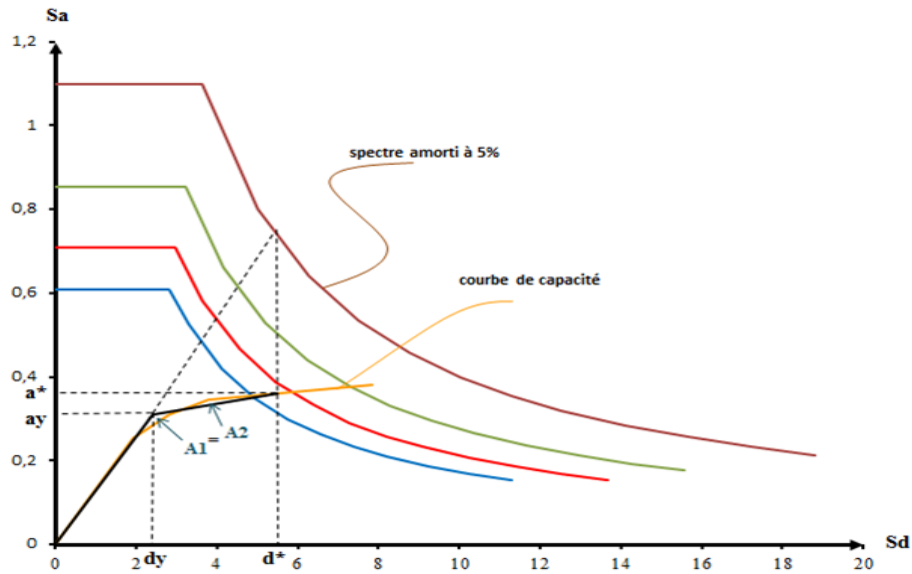


Figure I.31: La courbe de capacité et la famille des spectres réduits.

4. Développer une représentation bilinéaire du spectre de capacité en suivant les mêmes étapes de paragraphe (I.7.4) comme illustré à la (figure I.32).



**Figure I.32:** Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.

- Calculer l'amortissement effectif pour différents déplacements au voisinage des points  $(a^*; d^*)$ . La pente du segment post-élastique de la représentation bilinéaire du spectre de capacité est donnée par :

$$\text{Pente post-élastique} = \frac{a^* - a_y}{d^* - d_y} \tag{I.24}$$

Pour tout point  $(a_{pi}; d_{pi})$ , sur le segment post-élastique de la représentation bilinéaire, la pente est donnée par :

$$\text{Pente post-élastique} = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \tag{I.25}$$

Comme la pente est constante, les équations (I.24) et (I.25) sont similaires.

$$\frac{a^* - a_y}{d^* - d_y} = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \tag{I.26}$$

Résoudre l'équation (I.26) pour  $a_{pi}$  en termes de  $d_{pi}$ . Appeler  $a_{pi}$  résolu pour ces termes,  $a'_{pi}$

$$a'_{pi} = \frac{(a^* - a_y)(d_{pi} - d_y)}{d^* - d_y} + a_y \tag{I.27}$$

Cette valeur peut être remplacée par  $a_{pi}$  dans l'équation (I.21) pour obtenir une expression pour  $\beta_{eff}$  qui est en termes d'une seule inconnue,  $d_{pi}$ .

$$\beta_{eff} = \frac{63,7k(a_y d_{pi} - d_y a'_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \tag{I.28}$$

Résoudre l'équation (I.28) pour une série de valeurs de  $d_{pi}$ .

- Pour chaque valeur de  $d_{pi}$  considérée à l'étape 5, tracer les points résultants  $(d_{pi}; \beta_{eff})$  sur le même graphique que la famille des spectres de la demande et le spectre de capacité, comme illustré à la figure I.33.

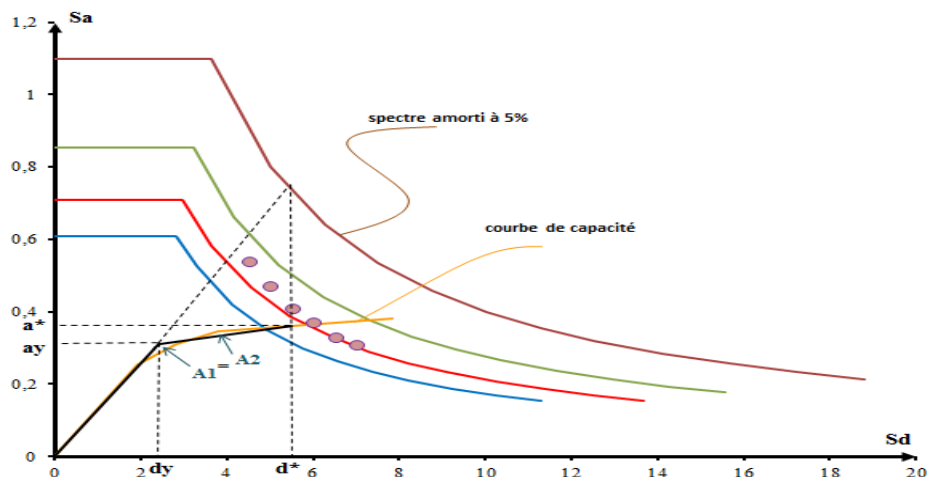


Figure I.33: les point  $(d_{pi} ; \beta_{eff})$  résultants.

7. Comme illustré à la figure I.34, connectez les points créés à l'étape 6, par une ligne. L'intersection de cette ligne avec le spectre de capacité définit le point de performance.

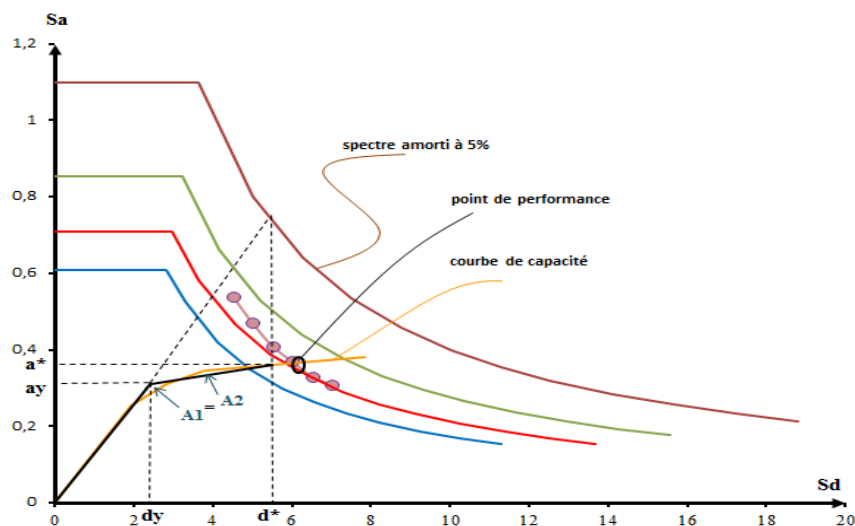


Figure I.34: Point de performance.

**Remarque :** Bien que la procédure B trace les multiples points  $(d_{pi} ; \beta_{eff})$ , le seul point  $(d_{pi} ; \beta_{eff})$  ayant une signification réelle est celui qui se trouve sur le spectre de capacité. Ce point définit le point d'intersection du spectre de capacité avec le spectre de la demande amorti convenable. Il définit ainsi, le déplacement de la demande (point de performance).[6]

**I.8. Etat de déplacement de la structure :** Trois cas de demande sismique peuvent se présenter dans le déplacement de la structure :

**I.8.1. La demande inférieure à la capacité :**

Le déplacement maximal qui peut être supporté par la structure est supérieur au déplacement imposé par le séisme (Figure I.35). Dans ce cas, la structure ne s'effondre pas, mais elle subit des dommages que l'on peut estimer par la position du point de performance sur la courbe de capacité, [12]

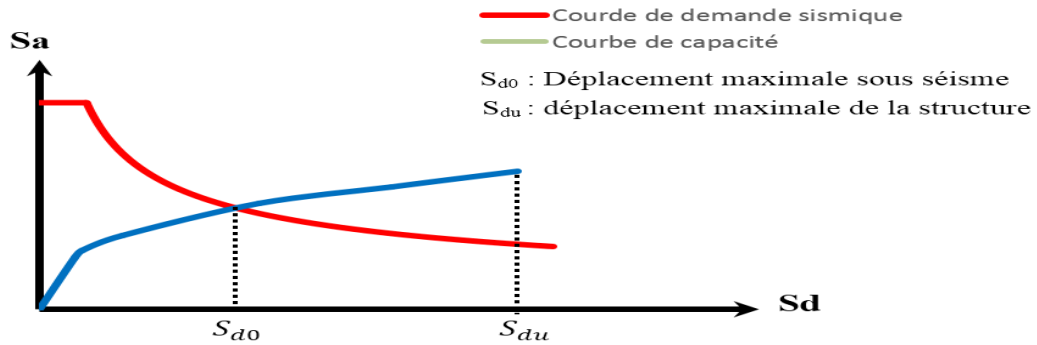


Figure I.35: Courbes capacité-demande (cas où la demande est inférieure à la capacité)

**I.8.2. La demande égale à la capacité :**

Le déplacement imposé par le séisme est égale au déplacement maximal de la structure (Figure I.36), [12]

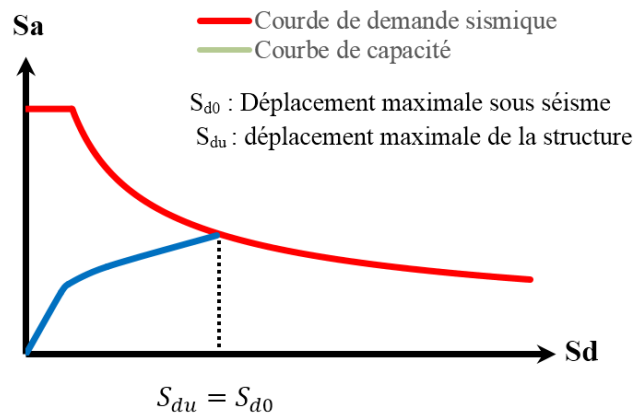


Figure I.36: Courbes capacité-demande (cas où la demande est égale à la capacité)

**I.8.3. La demande supérieure à la capacité :**

Le déplacement imposé par le séisme est supérieur à la capacité de la structure (Figure. I.37). Ce cas conduit à l'effondrement total ou presque de la structure, [12]

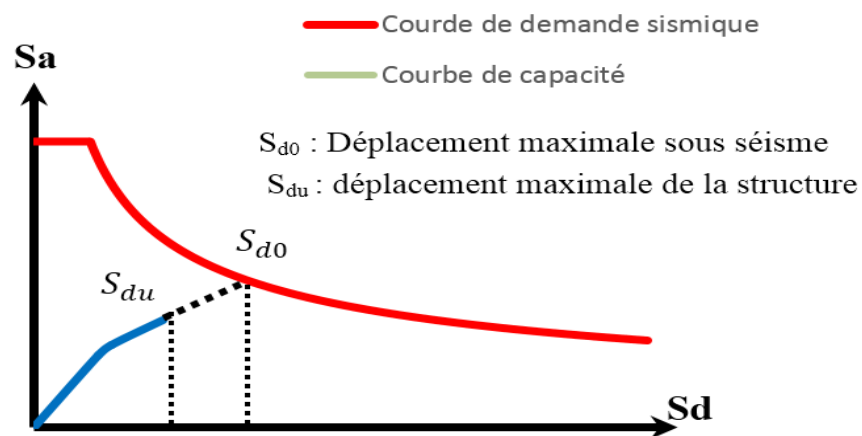



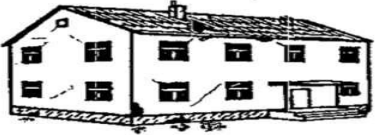
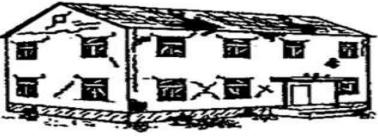


Figure I.37: Courbes capacité-demande (cas où la demande est supérieure à la capacité)

**I.9. Estimation des degrés des dommages :**

**I.9.1. L'échelle de dommage:**

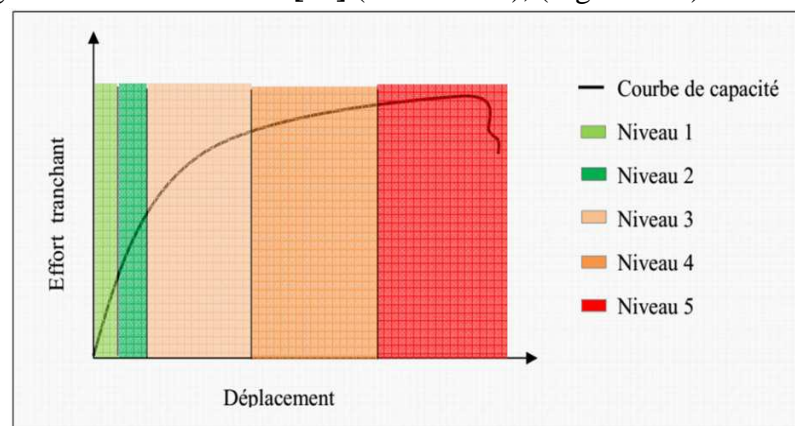
L'échelle de dommage utilisée est l'échelle macrosismique européenne EMS98 [19]. Cette échelle comprend cinq (05) degrés de dommage pour les bâtiments en béton armé, voir dans le tableau ci-dessous :

**Tableau I.4.** Classification des dégâts aux bâtiments

Classification des dégâts aux bâtiments en maçonnerie	
	<b>Degré 1: Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structural, légers dégâts non structuraux)</b> Fissures capillaires dans très peu de murs. Chute de petits débris de plâtre uniquement. Dans de rares cas, chute de pierres descellées provenant des parties supérieures des bâtiments.
	<b>Degré 2: Dégâts modérés (dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés)</b> Fissures dans de nombreux murs. Chutes de grands morceaux de plâtre. Effondrement partiel des cheminées.
	<b>Degré 3: Dégâts sensibles à importants (dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux importants)</b> Fissures importantes dans la plupart des murs. Les tuiles des toits se détachent. Fractures des cheminées à la jonction avec le toit; défaillance d'éléments non structuraux séparés (cloisons, murs pignons).
	<b>Degré 4: Dégâts très importants (dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants)</b> Défaillance sérieuse des murs; défaillance structurale partielle des toits et des planchers.
	<b>Degré 5: Destruction (dégâts structuraux très importants)</b> Effondrement total ou presque total.

**I.9.2. Evaluation des dommages**

La courbe de capacité est divisée en cinq(05) intervalles qui correspondent aux cinq(5) niveaux de dommage de l'échelle EMS98 [19] (Tableau I.5), (Figure I.38)



**Figure I.38:** Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité

**Niveau 1 :** Correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel.

**Niveau 2 :** Correspond à un niveau de dommage contrôlé, il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement).

**Niveau 3 :** La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer.

**Niveau 4 :** Représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité est en danger.

**Niveau 5 :** La structure est susceptible d'effondrement, et elle ne présente aucune capacité de résistance.

**Tableau I.5.** Etat d'endommagement des structures en béton armé [22].

Niveaux d'endommagements	Degré de dommage	Déplacement spectral associé
Niveau 01	D1	$S_d = 0,4 S_{dy}$
	D2	$S_d = 0,8 S_{dy}$
Niveau 02	D3	$S_d = S_{dy} + 0,25 (S_{du} - S_{dy})$
Niveau 03	D4	$S_d = 0,75 S_{du}$
Niveau 04	D5	$S_d = S_{du}$

**Remarque :** La limite élastique  $S_{dy}$  et la limite ultime  $S_{du}$  sont déterminées à partir de la représentation bilinéaire de la courbe de capacité.

# *Chapitre 2 :* *Modélisation*

Ce chapitre II est constitué de deux parties :

**La partie A** est consacrée à la présentation du portique étudié.

**La partie B** est consacrée à la présentation des étapes d'application de l'analyse statique non linéaire push-over sur le portique étudié.

## II.A PRESENTATION DU PORTIQUE ETUDIE

### A.1 Introduction :

Cette partie présente les caractéristiques géométriques en plan et en élévation du portique étudié. Le dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres) s'effectue en respectant le minimum du règlement parasismique algérien [RPA 99/Version 2003]. Puis, un calcul des charges appliquées, notamment le calcul de l'action sismique représentée par le spectre de réponse du RPA est donné, pour enfin procéder au ferrailage du portique.

### A.2 Géométrie et configuration structurale :

Le portique en béton armé choisi (fig.II.1) fait partie d'un (R+8) d'une hauteur totale de 27m. Régulier en plan et en élévation, il est implanté dans une zone de forte sismicité (zone III) sur un site meuble ( $S_3$ ). Le bâtiment est supposé encastré à sa base.

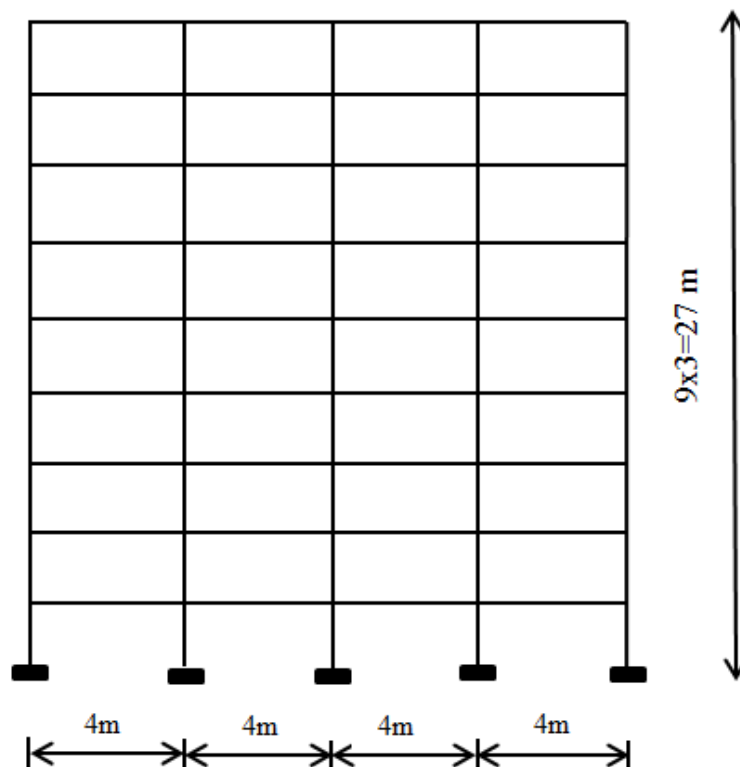


Figure II.1 : Portique en R+8 étudié

Ce chapitre II est constitué de deux parties :

**La partie A** est consacrée à la présentation du portique étudié.

**La partie B** est consacrée à la présentation des étapes d'application de l'analyse statique non linéaire push-over sur le portique étudié.

## II.A PRESENTATION DU PORTIQUE ETUDIE

### A.1 Introduction :

Cette partie présente les caractéristiques géométriques en plan et en élévation du portique étudié. Le dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres) s'effectue en respectant le minimum du règlement parasismique algérien [RPA 99/Version 2003]. Puis, un calcul des charges appliquées, notamment le calcul de l'action sismique représentée par le spectre de réponse du RPA est donné, pour enfin procéder au ferrailage du portique.

### A.2 Géométrie et configuration structurale :

Le portique en béton armé choisi (fig.II.1) fait partie d'un (R+8) d'une hauteur totale de 27m. Régulier en plan et en élévation, il est implanté dans une zone de forte sismicité (zone III) sur un site meuble ( $S_3$ ). Le bâtiment est supposé encastré à sa base.

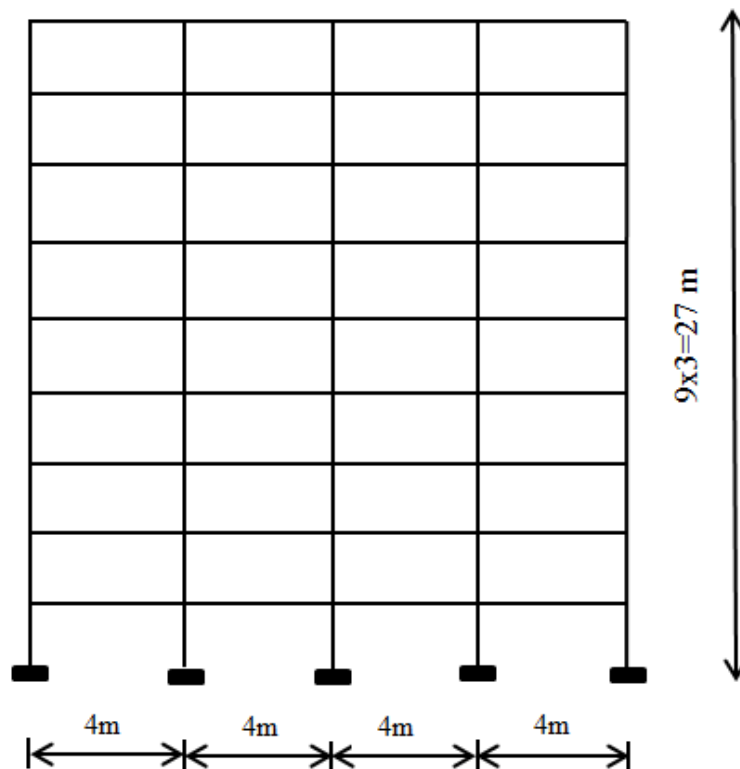


Figure II.1 : Portique en R+8 étudié

Le bâtiment est à usage d'habitation, à plancher en corps creux de type (16+4) cm. Il présente les vues en élévation et en plan schématisées respectivement sur les figures II.1 et II.2.

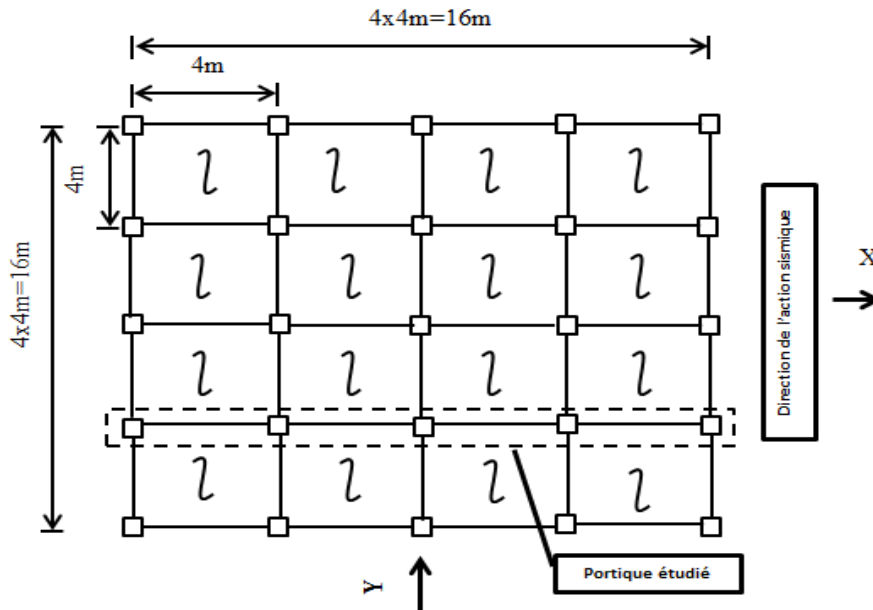


Figure II.2: Vue en plan du bâtiment comportant le portique étudié.

### A.3 Dimensionnement du portique étudié :

#### A.3.1 Pré dimensionnement des sections de béton des poutres :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right\} \quad \text{[RPA 99. version 2003 ] [32]} \quad \text{(II.1)}$$

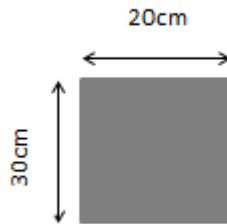
$$\left. \begin{array}{l} L/15 \leq h_{pp} \leq L/10 \\ 0.4h \leq b_{pp} \leq 0.7h \end{array} \right\} \quad \text{[BAEL 91] [9]} \quad \text{(II.2)}$$

**Avec :** l : longueur du portique

b, h : dimensions de la section transversale de la poutre (Fig.II.3).

Pour le portique en étude on choisit de prendre les dimensions minimales exigées par le règlement parasismique algérien [32], à savoir :

b=20 cm et h=30cm .....section de (20x30) cm<sup>2</sup>



**Figure II.3: Dimensions de la section de poutres du portique étudié**

### A.3.2 Pré dimensionnement des sections de béton des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux dans la zone III doivent satisfaire les conditions données dans les équations ci-dessous ainsi que celles des paragraphes A.3.2.1 et A.3.2.2 [32].

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20 \quad \text{avec } h_e: \text{ hauteur libre du poteau} \quad (\text{II. 4})$$

$$1/4 < b_1/h_1 < 4$$

#### A.3.2.1 Condition sur l'effort normal réduit :

A l'état limite ultime de résistance, le règlement parasismique algérien [32] dans son article 7.4.3.1 stipule que, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile des poteaux en béton armé sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{II.5})$$

Où :  $B_c$  = Section de béton du poteau.

$f_{c28}$  = Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours ; dans notre cas,  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ .

Autrement dit la section de béton  $B_c$  du poteau doit satisfaire la condition :

$$B_c \geq N_d / (0.30 \cdot f_{c28}) \quad (\text{II.6})$$

Ainsi au stade du pré dimensionnement de la section de béton  $B_c$  des poteaux,  $N_d$  doit être au moins égal à l'effort normal dans le poteau le plus chargé sous les charges gravitaires (permanentes (G) et d'exploitations (Q) pondérées et combinées,  $1.35G+1.5Q$  obtenu par la descente de ces charges.

**Tableau II.1: Tableau récapitulatif des sections de poteaux par la descente de charge**

	$G_{\text{plancher}}[\text{KN}]$	$G_{\text{poutre}}[\text{KN}]$	$G_{\text{poteau}}[\text{KN}]$	$G_{\text{total}}[\text{KN}]$	$G_{\text{cum}}[\text{KN}]$	$Q_{(dsc)}$	$1.35G+1.5Q$	Section adoptée
8	84.33	11.1	6.75	102.18	102.18	16	161.93	30x30
7	73.07	/	/	90.92	193.1	37.66	317.175	30x30
6	/	/	/	/	284.02	57.154	469.158	35x35
5	/	/	/	/	374.94	74.482	617.892	35x35
4	/	/	/	/	465.86	89.644	763.377	40x40
3	/	/	/	/	556.78	102.64	905.613	40x40
2	/	/	/	/	647.7	113.47	1044.6	45x45
1	/	/	/	/	738.62	124.26	1183.527	45x45
RDC	/	/	/	/	829.54	135.043	1322.44	50x50

### A.3.2.2 Vérification du critère de formation des rotules plastique dans les poutres :

Après pré dimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux et calcul de leurs ferraillements, nous devons satisfaire les relations (II.7) et (II.8) de l'article 7.6.2 du **RPA 99/version 2003**[32], relatif au dimensionnement d'un nœud poutre-poteau vis-à-vis du moment fléchissant.

Ce critère conditionne la formation de rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux ; *Concept poteaux forts-poutres faibles.*

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_e| + |M_w|) \quad (\text{II.7})$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_e| + |M'_w|) \quad (\text{II.8})$$

La figure (II.4) illustre les différents moments résistant définis dans les relations (II.7) et (II.8)

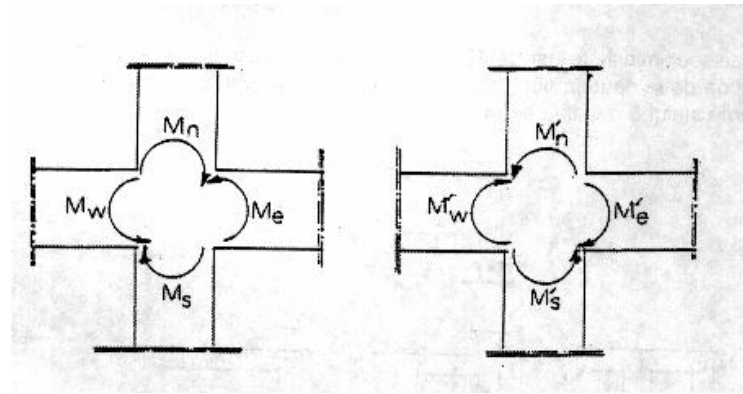


Figure II.4 : Dimensionnement d'un nœud poteau-poutre

Les résultats de calcul obtenus par la vérification des relations (II.7) et (II.8) sont récapitulés dans le tableau (II.2)

Le module **S.D 'Section Designer'** du logiciel **Etabs version 2013** est utilisé pour la détermination du moment résistant dans les poutres et les poteaux en introduisant les lois de comportement de l'acier (Park) et du béton (Mander).

Tableau II.2. Vérification des zones nodales du portique étudié

niveau	$M_n$	$M_s$	$M_n+M_s$	$M_w$	$M_e$	$1.25 (M_w+M_e)$
9		45.39	45.39	32.21	32.21	80.525
8	45.39	45.39	90.78	32.21	32.21	80.525
7	45.39	72.99	118.38	32.21	32.21	80.525
6	72.99	72.99	145.98	32.21	32.21	80.525
5	72.99	110.24	183.23	32.21	32.21	80.525
4	110.24	110.24	220.48	32.21	32.21	80.525
3	110.24	146.22	256.46	32.21	32.21	80.525
2	146.22	146.22	292.44	32.21	32.21	80.525
1	146.22	219.07	265.29	32.21	32.21	80.525

**Remarque :**

La vérification de la condition est facultative pour les maisons individuelles et les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2. [32]

Donc d'après le tableau II.2 on peut dire que la vérification des zones nodales est justifiée.

Tableau II.3. Dimensions des sections de poteaux du portique étudié.

niveau	8 7	5 6	4 3	2 1	RDC
Sections des poteaux					

### A.4. Charges appliquées :

#### A.4.1. Charges gravitaires :

Le bâtiment étudié est à usage d'habitation avec un plancher en corps creux de type (16+4) cm. Les charges gravitaires y sont évaluées comme suit :

Les charges permanentes (G) du plancher courant sont égales à 5.06 KN/m<sup>2</sup> et celles du plancher terrasse sont de 5.84 KN/m<sup>2</sup>.

Les charges d'exploitations (Q) du plancher courant sont évaluées à 1.5KN/m<sup>2</sup>, celles du plancher terrasse sont de 1 KN/m<sup>2</sup>

#### A.4.2. Charges sismiques :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul définie dans le **RPA99/version 2003**. Le bâtiment est supposé localisé dans une zone de forte sismicité, à savoir la zone III. Le spectre de réponse en accélération donné par ce même règlement est:

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3 s \end{cases} \quad (\text{II.9})$$

Avec :

- **S<sub>a</sub>** : Accélération spectrale associée au mode de vibration de période T du bâtiment.
- **A** : Coefficient de l'accélération de zone. Dans notre cas, le bâtiment est supposé du Groupe d'usage 2, donc A = 0.25.
- **η** : Facteur de correction d'amortissement pour un taux d'amortissement ξ différent de 5 %

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\eta}} \geq 0.7 \quad (\text{II.10})$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

Pour un portique en béton armé avec un remplissage dense ξ= 7 %, η est égal à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88$$

- **Q**=facteur de qualité donné par la relation suivante.

$$Q = \sum_1^6 P_q \quad (\text{II.11})$$

Où :

P<sub>q</sub> : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q soit satisfait ou non.

$Q=1$  (toutes les conditions sont satisfaites)

Dans notre cas, le site et de type  $S_3$  (sol meuble), d'où :  $T_1=0.15s$  et  $T_2=0.5s$

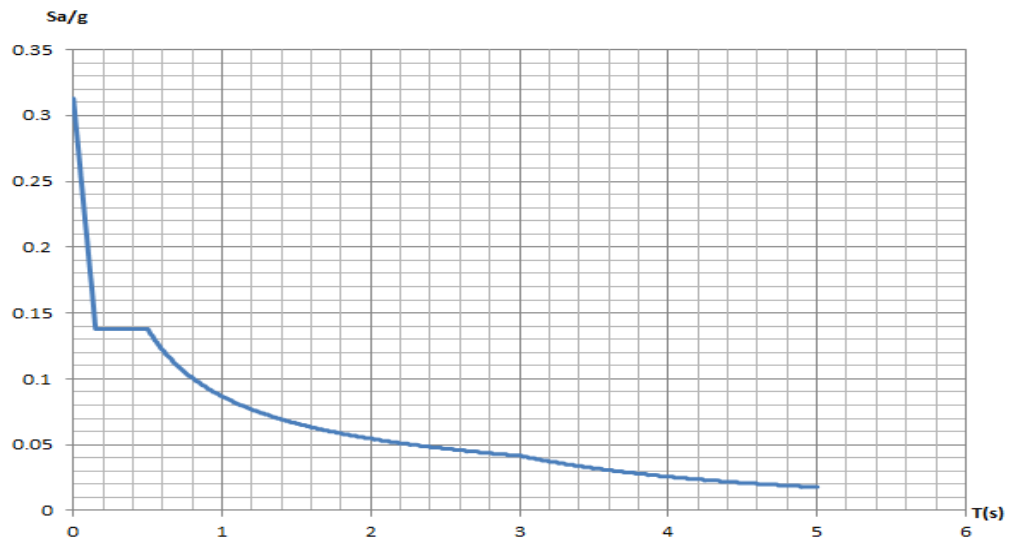


Figure II.5 : Spectre de réponse de calcul

**A.5. Le ferrailage du portique :**

Le portique étudié est ferrailé avec le ferrailage minimum exigé par le **RPA 99/version 2003**.

La disposition des armatures est effectuée selon la figure suivante :

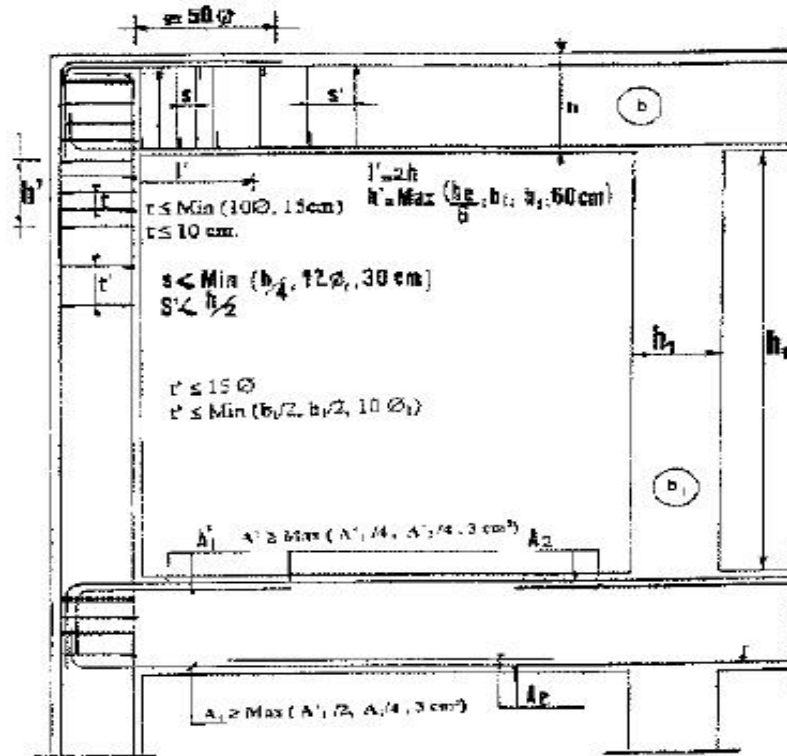


Figure II.6 : disposition des armatures [32]

**A.5.1.Ferraillage des poteaux :****A.5.1.1 Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Le pourcentage minimal est de 0.9% en zone III. [32]

La section d'armature adoptée pour chaque section de poteau est représentée dans le tableau (II.4) :

**Tableau II.4.Sections d'armature longitudinales des poteaux.**

Section des poteaux [cm <sup>2</sup> ]	0.9%bh [cm <sup>2</sup> ]	Section d'armature adoptée [cm <sup>2</sup> ]	Nombre de barres
30x30	8.1	9.05	8HA12
35X35	11.025	12.31	8HA14
40X40	14.4	16.08	8HA16
45X45	18.225	18.71	4HA14+4HA20
50X50	22.5	25.13	8HA20

**A.5.1. 2. Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :[32]

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} \quad (\text{II.12})$$

**Avec :**

**V<sub>u</sub>**: effort tranchant de calcul.

**h<sub>1</sub>**: hauteur totale de la section brute.

**f<sub>e</sub>**: contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

**ρ** : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris entre 2.50 si l'élançement géométrique dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3.75 dans le cas contraire.

**t** : espacement des armatures transversales.

Les armatures transversales utilisées sont des cadres en T8 avec un espacement qui varie comme suit :

- Dans la zone nodale :  $t \leq 10$  cm en zone III.
- Dans la zone courante :  $t \leq \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\emptyset_1)$  en zone III

Où  $\emptyset$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

**Donc :**

$t \leq 10$  cm **t=7cm en zone nodale** qui est définie comme suit :  $h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$  avec  $h'$  est la hauteur de la zone nodale.

$h' = \text{Max}(50, 30, 30, 60\text{cm}) = 60\text{cm}$ .

$t \leq \text{Min}(15\text{cm}, 15\text{cm}, 12\text{cm})$  **t=12 cm en zone courante**

### A.5.2. Ferrailage des poutres :

#### A.5.2. 1 Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section et par référence à la figure (II.6), la section minimale exigée pour chaque nappe est de  $3 \text{ cm}^2$ .

Nous avons adopté une section d'armature de  $6.16 \text{ cm}^2$  (4HA14).

**Remarque :** lors de la modélisation, on s'est intéressé au ferrailage des nœuds des poutres.

#### A.5.2. 2 Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times s \times b \quad (\text{II.13})$$

Nous avons opté pour des cadres en T8 avec un espacement de :

$S \leq (h/4, 12\phi_s)$  en zone nodale.

$S \leq h/2$  en zone courante.

$S \leq 7.5$  soit  $S = 7 \text{ cm}$  en zone nodale.

$S \leq 15$  soit  $S = 15 \text{ cm}$  en zone courante.

Le ferrailage des poutres et poteaux est détaillé dans la figure (II.7)

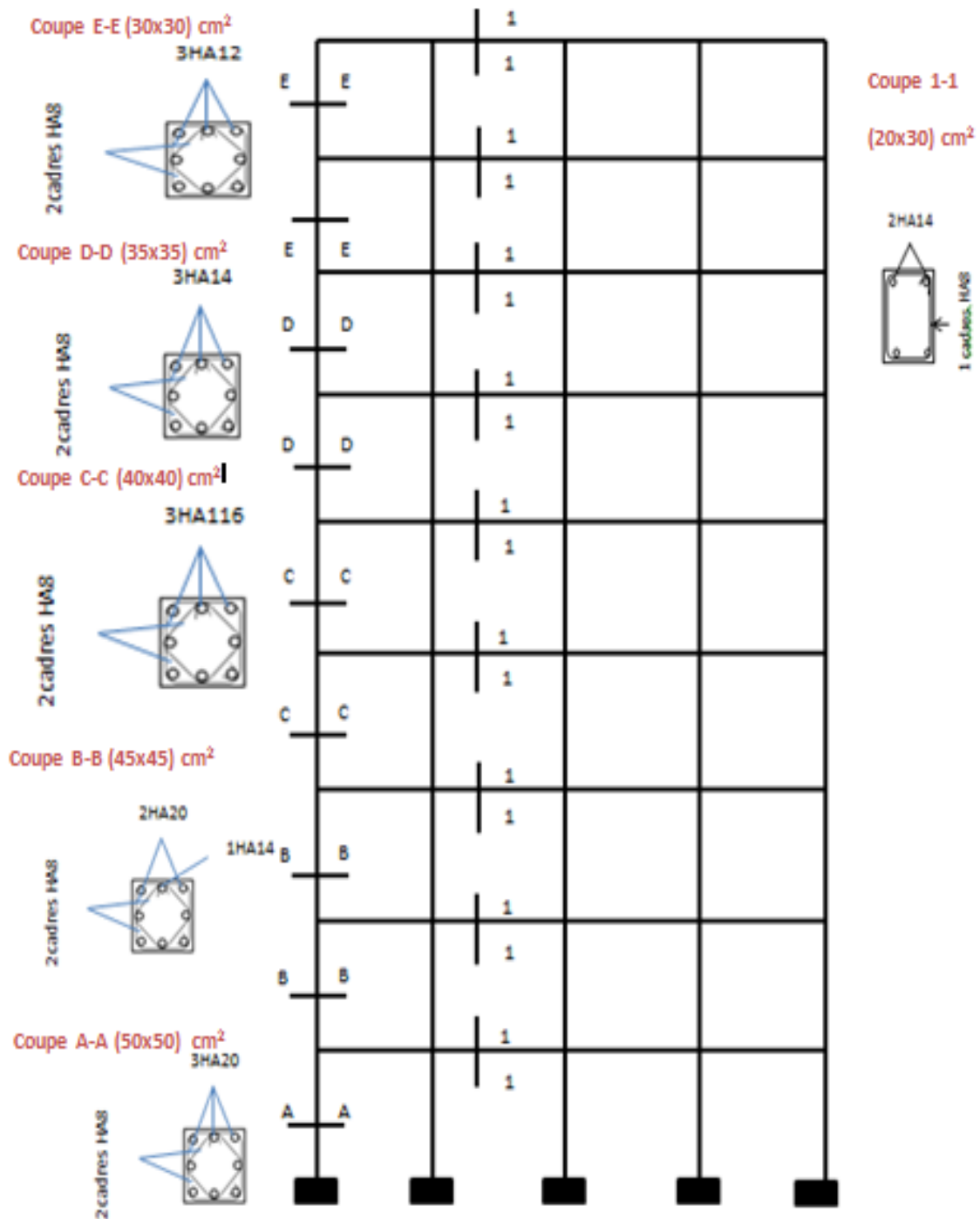


Figure II.7 : Ferrailage du portique étudié

## B. UTILISATION DE LA METHODE STATIQUE NON LINEAIRE

### B.1 Application de l'analyse Pushover au portique R+8 :

Nous utilisons le logiciel « ETABS version 9.6 », la courbe de la structure ( $V_{\text{base}} - D_{\text{sommet}}$ ) est déterminée en effectuant les étapes suivantes :

Étape 1 : modélisation et analyse élastique linéaire de la structure.

Étape 2 : définition du comportement non linéaire des éléments.

Étape 3 : définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Pushover).

Étape 4 : analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité.

#### B.1.1 Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure :

La structure est dimensionnée selon le règlement parasismique algérien (RPA 2003) [32], sur la base d'une analyse linéaire élastique effectuée par le logiciel ETABS.

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- **Spécification des propriétés des matériaux**

- masse per unit volume (masse volumique du béton):  $2,5 \text{ kN/m}^3$ ;
- weight per unit volume (poids volumique du béton):  $25 \text{ kN/m}^3$ ;
- modulus of Elasticity (module de Young) :  $32164200 \text{ kN/m}^2$ ;
- specified concrete compstrenght (contrainte max dans le béton à la compression) :  $25\ 000 \text{ KN/m}^2$ ;
- bending Reinf, Yield Stress (contrainte max des aciers longitudinaux):  $400\ 000 \text{ KN/m}^2$ ,
- Shear Reinf, Tield Stress (contrainte max dans les aciers transversaux) :  $400\ 000 \text{ KN/m}^2$ .

- **Modélisation géométrique du portique :**

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments linéaires « frame ».

- **Introduction des chargements statiques de la structure (G et Q)**

Le logiciel prend en considération les charges permanentes de chaque élément dues à leur poids propres (**G**) et le poids des surcharges (**Q**).

Les valeurs des charges appliquées sont:

Pour les poutres appartenant au plancher terrasse :

$$G = 22.2 \text{ KN/m}$$

$$Q = 3.8 \text{ KN/m}$$

Pour les poutres appartenant au plancher étage courant :

$$G = 19.23 \text{ KN/m}$$

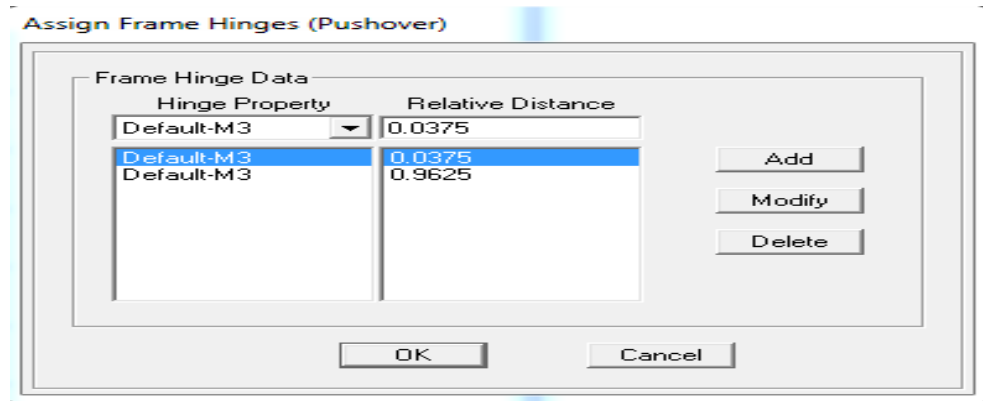
$$Q = 5.7 \text{ KN/m}$$

**Remarque :** On applique des charges uniformément réparties sur toute la longueur des poutres.

### B.1.2 Modélisation non linéaire de la structure :

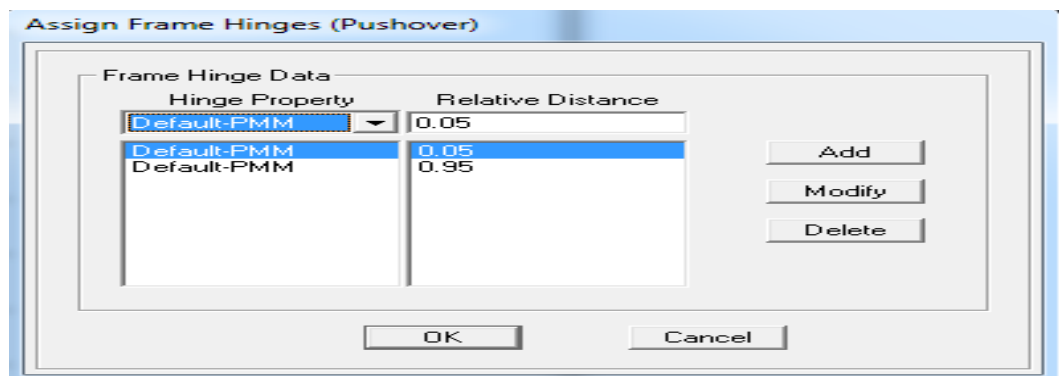
Les types de rotules plastiques considérés dans cette étude sont :

**Poutres** : rotules de flexion (M3).



**Figure II.8 : Introduction des rotules plastiques des poutres**

**Poteaux** : rotules d'interaction, effort normal-moment de flexion (PMM).



**Figure II.9 : Introduction des rotules plastiques des poteaux**

### B.1.3. Définition du chargement de l'analyse Pushover :

Après définition des rotules plastiques et du comportement non linéaire des éléments, on procède à la définition des charges Pushover. Cette définition passe par deux étapes :

#### a) Pushover charges gravitaires :

Pour cela on clique sur : Define → Static Non Linear /push Over Cases.

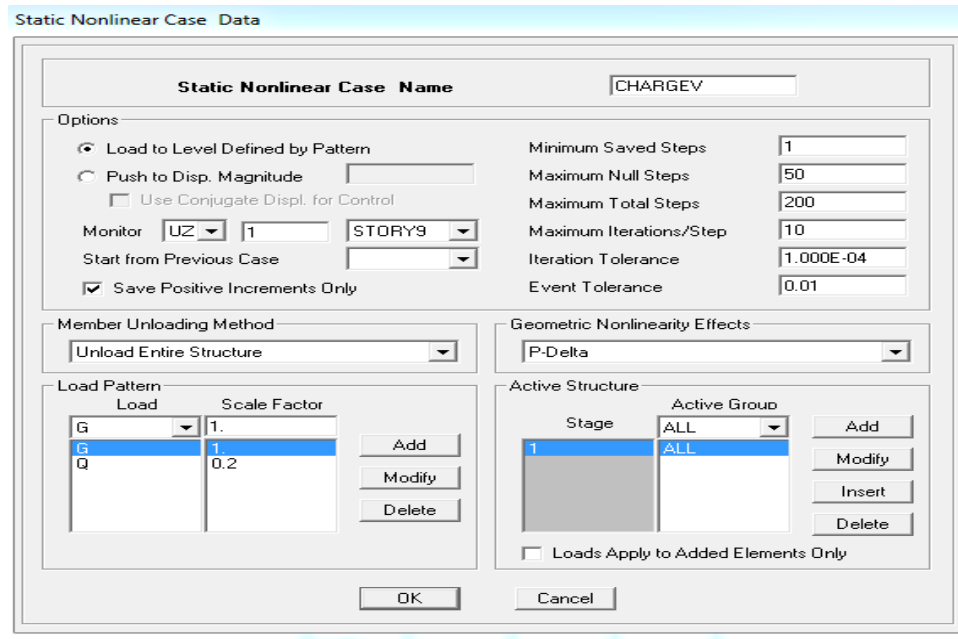


Figure II.10 : paramétrage pour le pushover (charges gravitaires).

Le chargement introduit correspond à la combinaison proposée par le RPA 2003[32] pour la détermination des charges sismiques : (G+0.2Q).

#### b) Définition de l'analyse Pushover sous charges horizontales :

Maintenant que l'analyse sous charges gravitaires est définie, la prochaine étape consiste à définir l'analyse pushover sous charges horizontales. Différents type de chargement latéral sont cités en chapitre I (paragraphe I.7.3). *Dans notre cas*, les structures étudiées présentent des configurations structurales simples, ainsi le comportement dynamique est contrôlé par un seul mode de vibration. Par conséquent, nous avons choisi d'utiliser la distribution de charges suivant l'allure du mode fondamental.

Ainsi, pour définir l'analyse sous charges horizontales on clique sur :

Define → Static Non Linear / Push Over Cases.

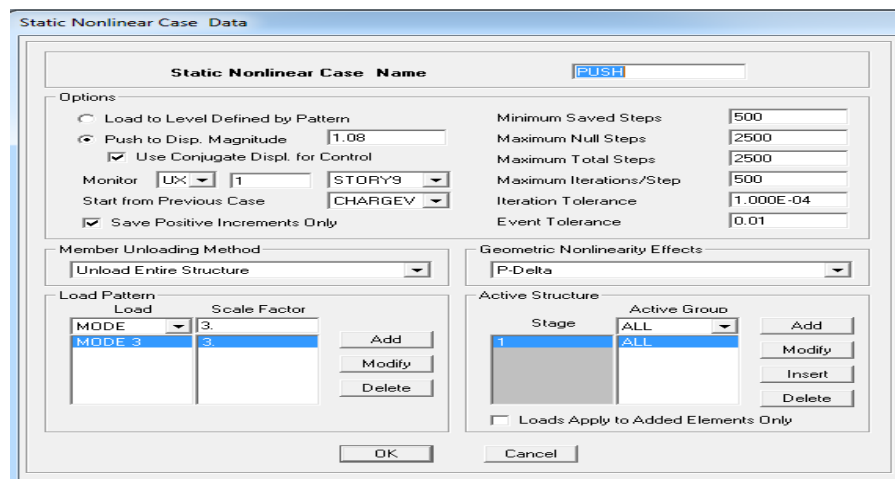


Figure II.11 : Paramétrage pour le Pushover (sens x-x)

**B.1.4. Extraction de la courbe de capacité :**

Après avoir effectué l'analyse non linéaire, nous obtenons la courbe de capacité (fig. II.12) en format accélération spectrale-déplacement spectral ( $S_a-S_d$ ). Cette courbe de capacité est généralement formée par deux phases; une à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire.

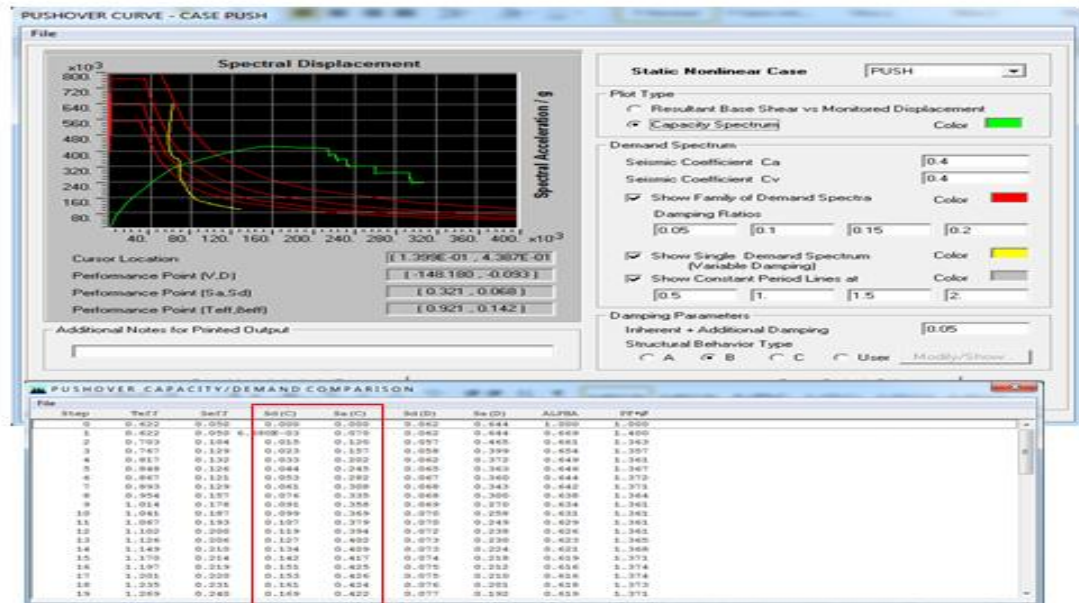


Figure II.12: Spectre de capacité ( $S_a-S_d$ ).

**B.1.5. Détermination de la demande sismique : (ZONE III et Site meuble)**

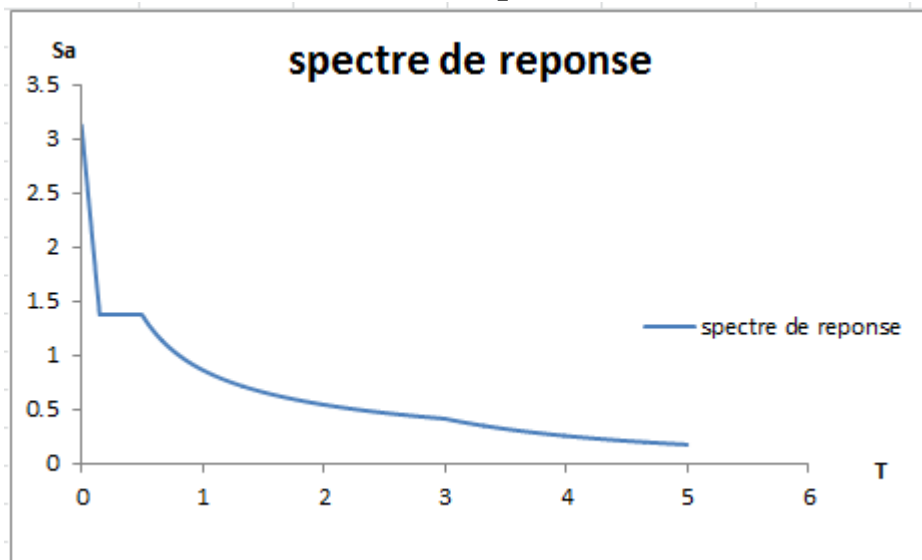


Figure II.13 : Spectre de réponse amortie a 7%

### B.1.6. Détermination de la capacité du portique :

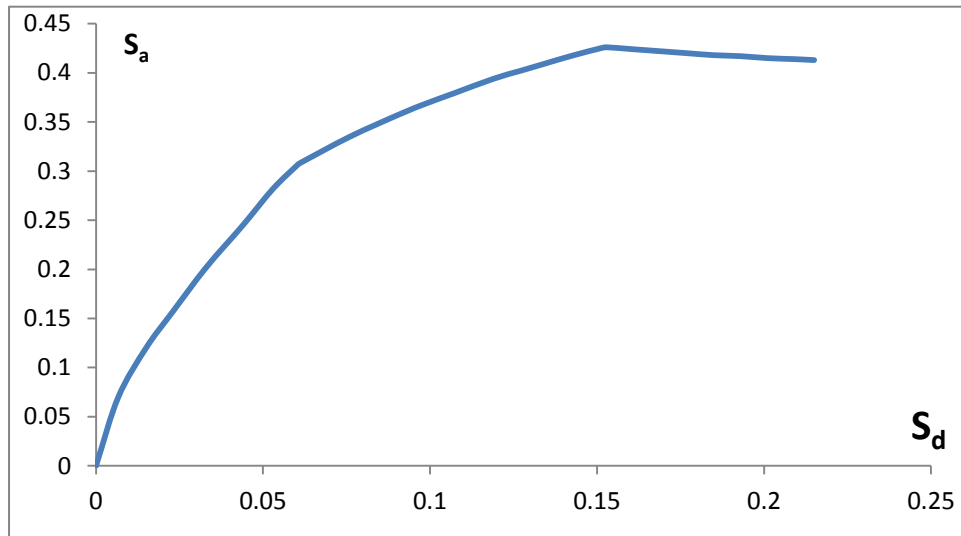


Figure II.14 : Spectre de capacité.

### B.2 Résultat de l'analyse Pushover, avec utilisation de la procédure B de l'ATC40 « Point de performance »:

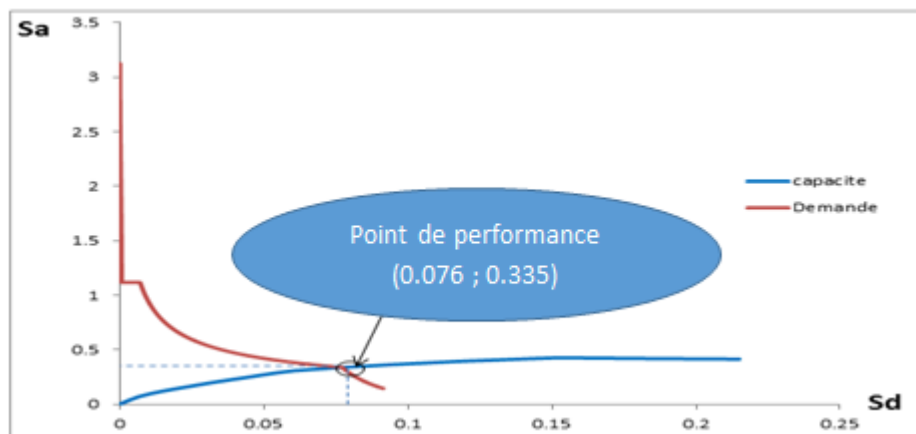


Figure II.15 : Point de performance.

### Conclusion :

La méthode Pushover représente une des méthodes d'analyse les plus fiables du comportement statique non linéaire d'une structure. Son principe consiste à calculer la courbe de capacité qui détermine la résistance ultime de la structure et sa capacité de déformation. Ceci, nous renseigne sur le processus d'endommagement du portique R+8 étudié.

En effet, la structure a un déplacement spectral, sur site meuble et zone de forte sismicité de 0.076m. Pour la suite du travail, on prendra ce portique comme référence.

# *Chapitre 3 : Résultats et Discussions*

Dans ce chapitre, une présentation et une discussion des résultats des différentes *analyses statiques non linéaires*, effectuées sur le portique dimensionné au chapitre II sont détaillés.

Ce chapitre est constitué de trois parties **A**, **B** et **C**:

- **Partie A**: On y présente et on y discute dans un premier temps, les résultats des analyses Pushover effectuées, sur un portique de référence: Portique R+8 dimensionné avec une résistance caractéristique du béton  $f_{c28}=25\text{MPa}$  et une limite élastique des armatures longitudinales et transversales  $f_y=400\text{MPa}$ . Ce portique « de référence » est ferrailé avec le minimum exigé par le RPA 99/version 2003. Dans un second temps, sur ce même portique, on effectue un changement de deux variables :
  - La résistance à la compression du béton.
  - La limite élastique des armatures longitudinales.
  
- **Partie B** : On y présente et on y discute les résultats des analyses « *Pushover* » effectuées sur le portique de référence R+8, avec les mêmes caractéristiques mécaniques des matériaux présentés en partie A. Dans cette partie, le ferrailage de ce portique est calculé à base de deux règlements: BAEL91 et RPA99/version 2003.
  
- **Partie C** : Nous y effectuons un changement de la limite élastique des armatures longitudinales. Cette partie est à son tour partagée en trois calculs et résultats, ceux:
  - Obtenus après le renforcement du 4<sup>ème</sup> niveau avec plusieurs nuances d'acier,
  - Obtenus avec le renforcement de la structure par niveaux,
  - Obtenus après le renforcement du portique en entier.

Pour ces trois parties, on donne la distribution des rotules plastiques aux points de performance des différents portiques étudiés. Aussi, on schématise la position de ce dernier, par rapport aux domaines d'endommagement (voir chapitre I et II). Enfin, on procède à une analyse comparative des comportements sismiques de différents portiques étudiés.

## **. PARTIE A : RESULTATS OBTENUS AVEC LE FERRAILAGE MINIMUM DU RPA**

### **A.1 Présentation des résultats des analyses effectuées sur le portique de référence (béton de classe C25 et acier de nuance FeE400) :**

#### **A.1.1 Courbe de capacité**

Après avoir effectué l'analyse non linéaire, nous obtenons la courbe de capacité (fig. III.1) en format accélération spectral-déplacement spectral ( $S_a-S_d$ ). Cette courbe de capacité est généralement formée par deux phases; une à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire.

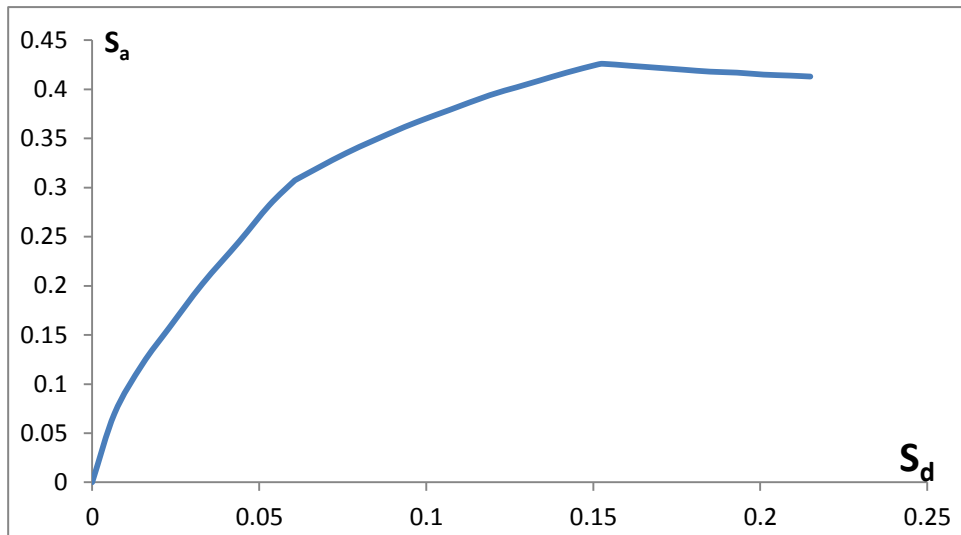


Figure III.1 : Spectre de capacité.

### A.1.2 Détermination du point de performance

Pour obtenir le point de performance de la structure, nous suivons les étapes de la **procédure B** de l'ATC40 défini dans le 1<sup>er</sup> chapitre.

#### a. Développement de spectre amorti à 5% :

Les équations utilisées et les valeurs des différents paramètres utilisés sont résumées dans le paragraphe A.4.2 du 2<sup>ème</sup> chapitre. Le spectre obtenu est donné en figure III.2.

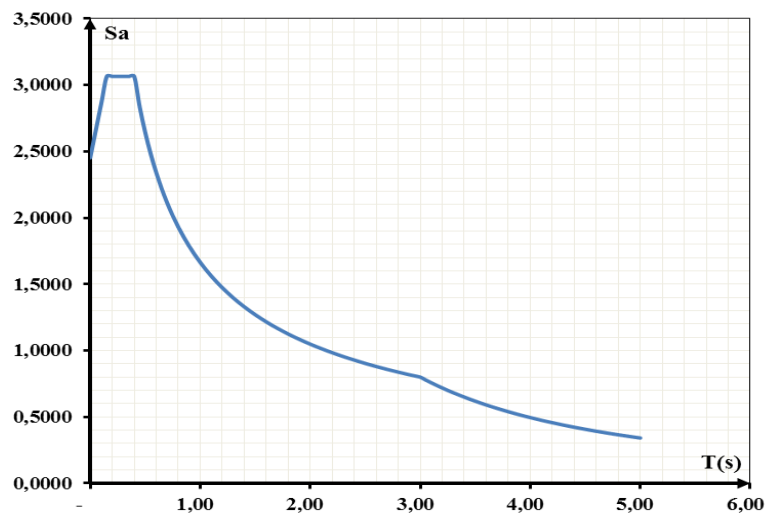
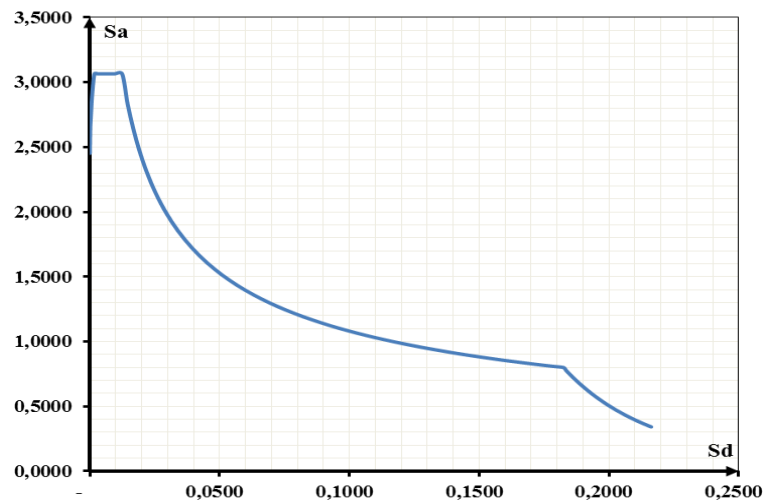


Figure III.2: Spectre amorti à 5% approprié au site meuble 'S<sub>3</sub>' et zone III.

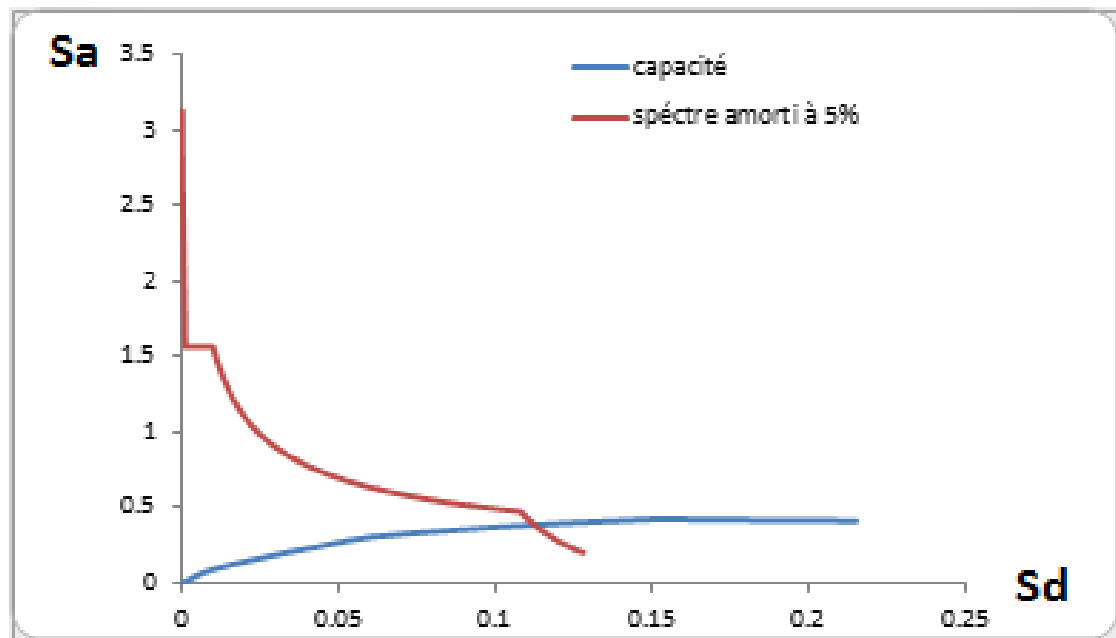
#### b. Transformation du spectre de réponse en format (S<sub>a</sub>-T) au format (S<sub>a</sub>-S<sub>d</sub>) :

Cette transformation est effectuée en utilisant l'équation (I.18). Le résultat obtenu est représenté en figure III.3.



**Figure III.3 :** Spectre de réponse élastique format ( $S_a$ - $S_d$ ).

La superposition du spectre de capacité avec le spectre de réponse est donnée en figure III.4.



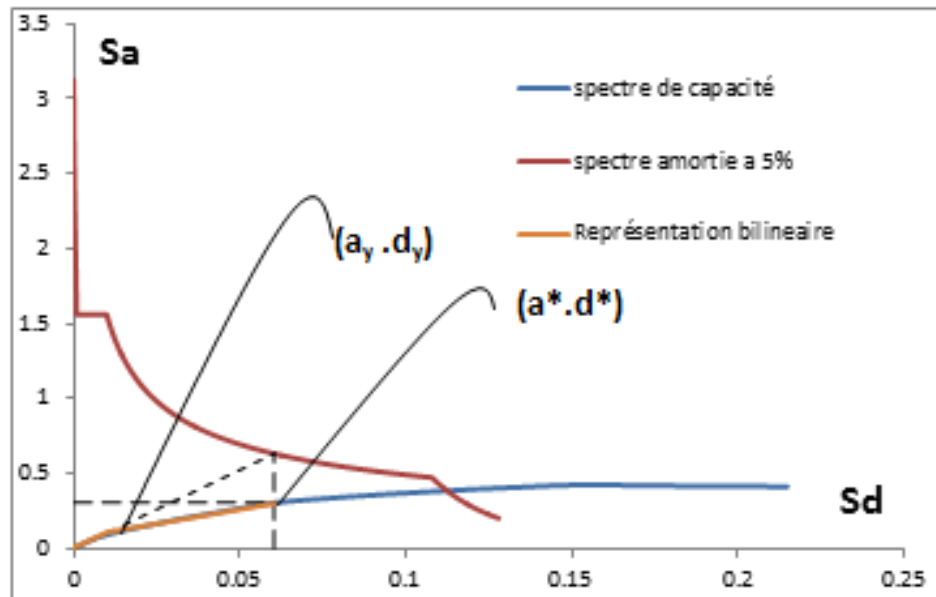
**Figure III.4:** Superposition du spectre amorti à 5% avec le spectre de capacité.

### c. Développement de la bilinéaire

Le développement de la bilinéaire de la courbe de capacité est effectué conformément aux étapes décrites dans le paragraphe (I.7.4). Le logiciel Excel© est utilisé pour définir le point de performance d'essai ( $a^*$ ;  $d^*$ ) ainsi que les coordonnées du point ( $a_y$ ,  $d_y$ ). Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau (III.1) et illustrés dans la figure III.5.

**Tableau III.1: Coordonnées des points ( $a^*$ ;  $d^*$ ) et ( $a_y$ ;  $d_y$ ) de la représentation bilinéaire.**

Points	Coordonnées
$a^*$	0.3065
$d^*$	0.0604
$a_y$	0.107934132
$d_y$	0.0103

**Figure III.5 : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.****d. Détermination du point de performance**

A partir des coordonnées du point ( $a^*$ ;  $d^*$ ), nous choisissons six déplacements au voisinage de  $d^*$ . Pour ces valeurs notées «  $d_{pi}$  » nous procédons au calcul de l'amortissement effectif ( $\beta_{eff}$ ), en utilisant les équations (I.21), (I.27) et (I.28).

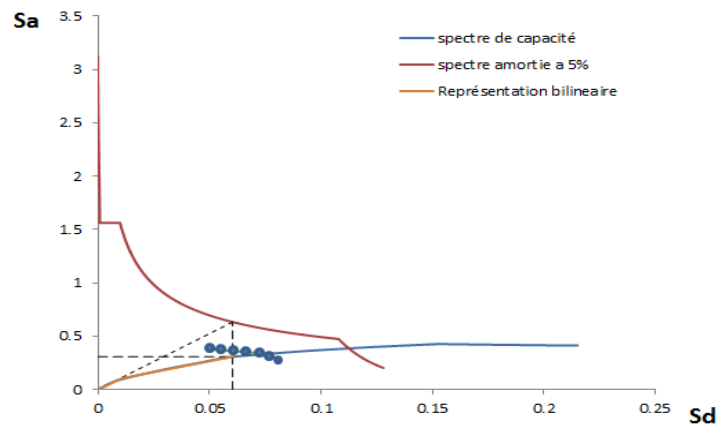
Le facteur  $k$  dans l'équation (I.28) est défini en fonction de l'amortissement visqueux équivalent ( $\beta_0$ ) et du type de comportement structurel.

D'après la courbe de capacité de la structure nous déduisons qu'elle a un comportement de type B. Les amortissements visqueux équivalents ( $\beta_0$ ) calculés dans ce cas sont inférieurs à 25%. La valeur du facteur  $k$  est prise égale à 0,67 (tableau I.2). Les résultats de calcul obtenus sont regroupés dans le tableau (III.2)

**Tableau III.2 : Valeurs de déplacements choisis et amortissements correspondant.**

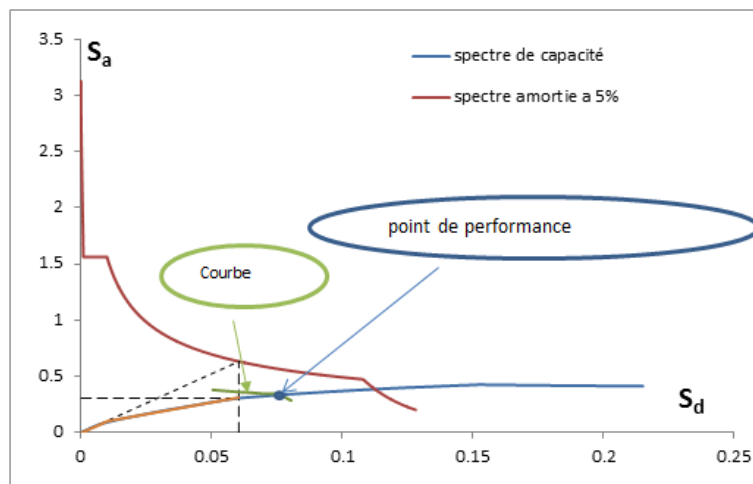
$d_{pi}$	$a_{pi}$	$B_0$	$k$	$B_{eff}$
0.0504	0.26686609	12.7454429	0.67	13.5394467
0.0554	0.28668305	12.139457	0.67	13.1334362
0.0604	0.3065	11.5692393	0.67	12.7513903
0.0654	0.32631695	11.037449	0.67	12.3950908
0.0704	0.34613391	10.5436787	0.67	12.0642648
0.0754	0.36595086	10.0860558	0.67	11.7576574
0.0804	0.38576781	9.66207662	0.67	11.4735913

En injectant les valeurs de  $\beta_{eff}$  obtenus dans les équations (II.9 et II.10), nous obtenons les différents spectres. L'intersection de ces spectres avec les projections verticales des différents  $d_{pi}$  correspondants nous donne un ensemble de point  $(d_{pi}; \beta_{eff})$ , comme l'illustre la figure (III.6).



**Figure III.6:** Points  $(d_{pi}; \beta_{eff})$  résultants.

En connectant les différents points résultants :  $(d_{pi}; \beta_{eff})$ , nous obtenons une courbe. L'intersection de cette courbe avec le spectre de capacité définit le point de performance (figure III.7).



**Figure III.7:** Courbe formée par les points  $(d_{pi}; \beta_{eff})$ .

Le point de performance nous donne le déplacement maximal de la structure et l'amortissement qui lui correspond. Les valeurs correspondantes sont données dans le tableau (III.3) et représentées sur la figure III.8.

**Tableau III.3:** Coordonnées du point de performance.

$S_d$ de point de performance	0.076
$S_a$ de point de performance	0.335
L'amortissement effectif $B_{eff}$	11.7224145

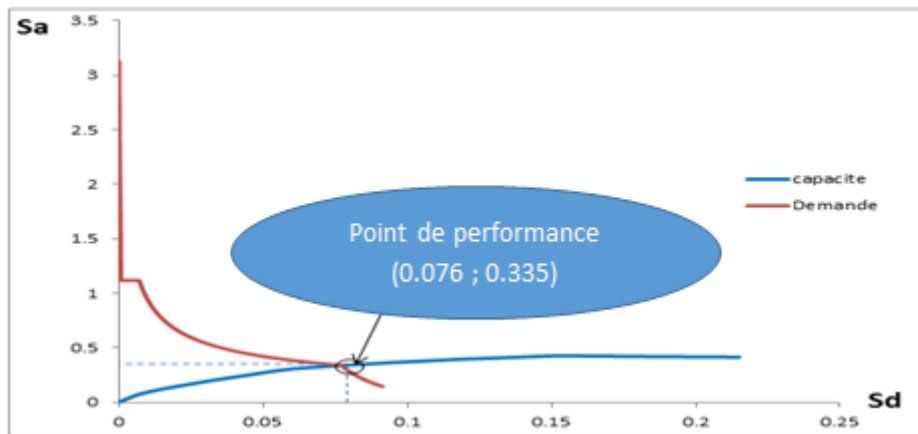


Figure III.8: Point de performance.

**A.1.3. Position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement.**

Pour définir le comportement de la structure à partir du point de performance, cinq domaines d'endommagement sont définis [22] (Tab. III.4).

**Tableau III.4 : Limite des différents domaines d'endommagement [22]**

Domaines	Limite des domaines	Valeurs des limites des domaines
Domaine Vert 1 (DV1)	$S_d = 0.4 \Delta_y$	0.01184
Domaine Vert 2 (DV2)	$S_d = 0.8 \Delta_y$	0.02368
Domaine Orange 3 (DO3)	$S_d = \Delta_y + 0.25 (\Delta_u - \Delta_y)$	0.07595
Domaine Orange 4 (DO4)	$S_d = 0.75 \Delta_u$	0.16125
Domaine Rouge (DR)	$S_d = \Delta_u$	0.215

$\Delta_u$  : déplacement ultime.

$\Delta_u = 0.215 \text{ m}$

$\Delta_y$  : déplacement élastique.

$\Delta_y = 0.0296 \text{ m}$

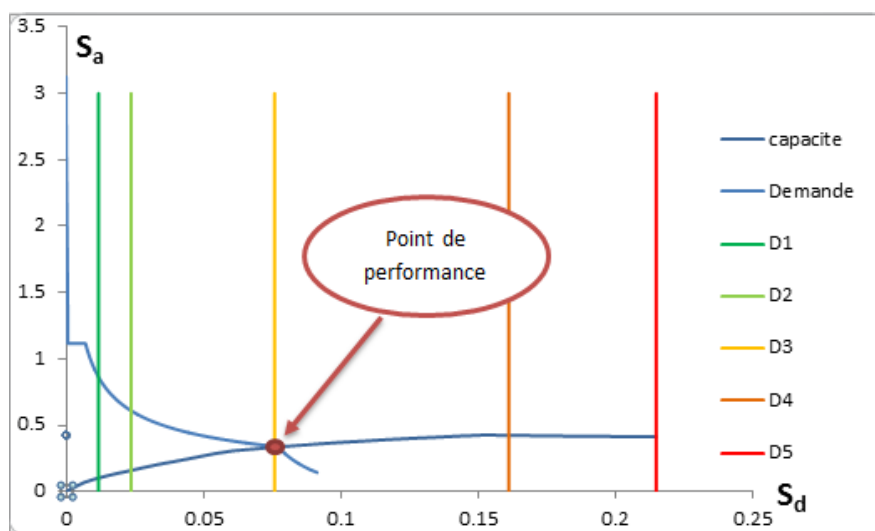
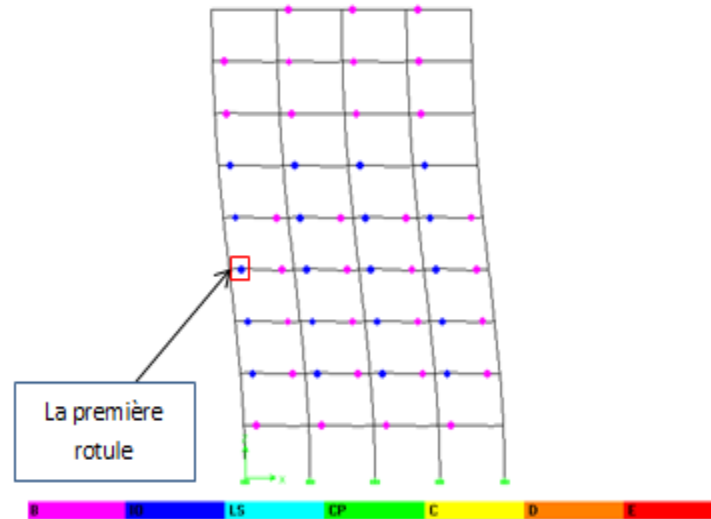


Figure III.9 : Position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement.

**Discussion :**

D'après la figure III.9, nous remarquons que le point de performance de notre structure (R+8) se situe à la limite entre le domaine orange 3 et orange 4. Ainsi, pour la zone d'étude III et sur un site d'implantation 'meuble', le portique (R+8) a subi des dégâts structuraux importants et des dégâts non structuraux très importants (défaillance sérieuse des murs ; défaillance structurale partielle des toits et des planchers) (Tab I.4 et Fig I.38)

**A.1.4. Distribution des rotules plastiques :**

**Figure III.10 :** Formation de rotules plastiques dans la structure au niveau du point de performance.

**Discussion :**

La figure (III.10) montre le mécanisme de ruine du portique ainsi que la distribution des rotules plastiques formées à ce stade.

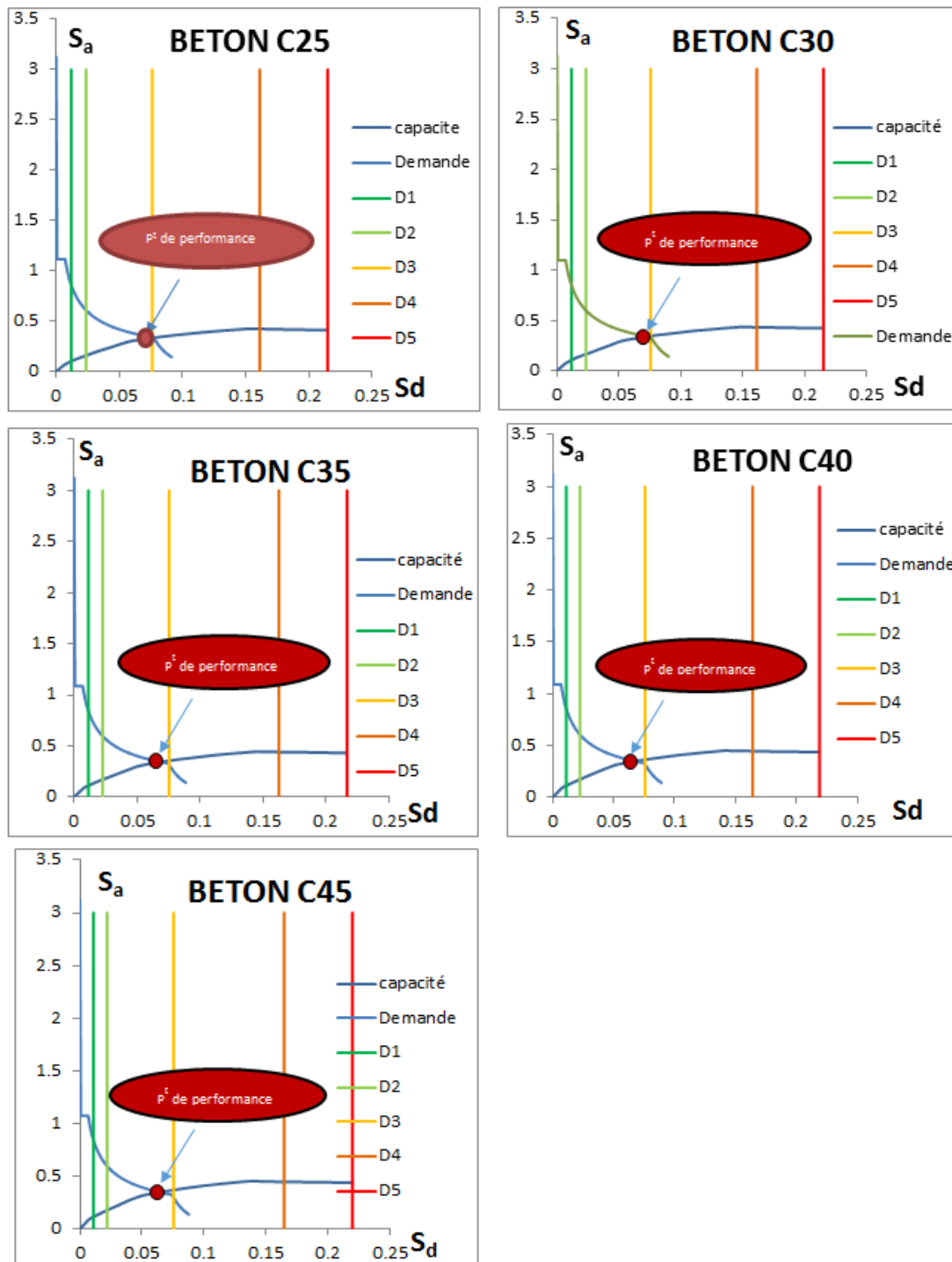
Nous constatons que les rotules se développent uniquement dans les poutres et non dans les poteaux (conformément à la réglementation). De plus, elles sont de couleur bleu qui correspond aux dommages IO (Immediat Occupancy) pour les poutres des niveaux inférieurs et de couleur rose qui correspond aux dommages B (domaine élastique) pour les poutres des trois derniers niveaux de la structure. Ce qui veut dire que cette structure subit des dommages relativement faibles (fig I.17).

## **A.2. Influence des caractéristiques mécaniques des matériaux sur la performance de la structure :**

### **A.2.1 Influence de la résistance à la compression du béton $f_{c28}$ :**

Pour la recherche de l'effet de la résistance du béton sur le comportement sismique des portiques étudiés, cinq résistances de béton ont été considérées: 25, 30, 35, 40 et 45 MPa. Par contre, la limite élastique des aciers est maintenue constante à une valeur de 400 MPa.

a. Position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement :



**Figure III.11 :** Position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement dans la zone III et dans un site meuble ( $S_3$ ) pour les différentes classes du béton.

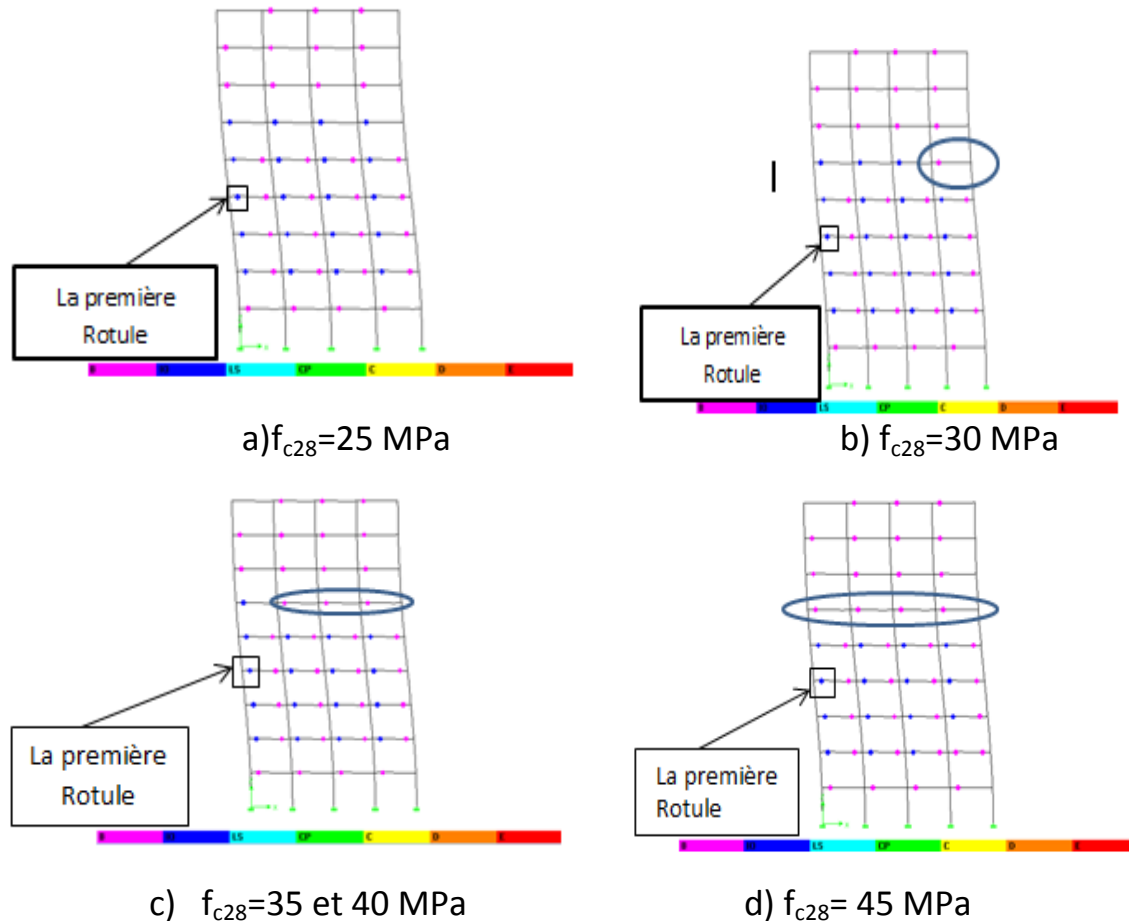
**Discussion :**

La figure (III.11) montre que pour la zone III (forte sismicité) et sur un sol de type  $S_3$  (site meuble), le portique avec une classe de béton C<sub>25</sub> ( $f_{c28}=25$  MPa) subit des dégâts structuraux importants et des dégâts non structuraux très importants (point de performance situé dans le

domaine orange 4). Les portiques avec  $f_{c28} = 30, 35, 40, 45$  MPa subissent des dégâts structuraux modérés et des dégâts non structuraux importants (points de performances situés dans le domaine orange 3).

Nous constatons une légère amélioration de la performance de la structure où le point de performance se rapproche du domaine vert en fonction de l'augmentation de la classe de béton.

### b. Mécanismes de ruine du portique et distribution des rotules plastiques :



**Figure III.12 :** Distribution des rotules plastiques au point de performance.

### Discussion :

La figure III.12 présente les mécanismes de ruine au point de performance des portiques étudiés avec les différentes classes de béton utilisées.

La formation des rotules plastiques a lieu dans les poutres et non dans les poteaux. Elles sont des rotules plastiques modérées de type (B) et des rotules moyennes de type (IO) (**fig I.17**).

Le mécanisme de ruine du portique ayant un béton de résistance caractéristique de 25 MPa est quasiment le même que celui des portiques de résistances ( $f_{c28} = 30, 35, 40$  et 45 MPa). En effet, on observe une amélioration du comportement des rotules plastique :

- ✓ D'une seule poutre du 6<sup>ème</sup> niveau avec un béton de 30 MPa,
- ✓ De trois poutres du 6<sup>ème</sup> niveau pour  $f_{c28} = 35$  et 40 MPa
- ✓ De toutes les rotules du niveau 6 pour un béton de 45 MPa.

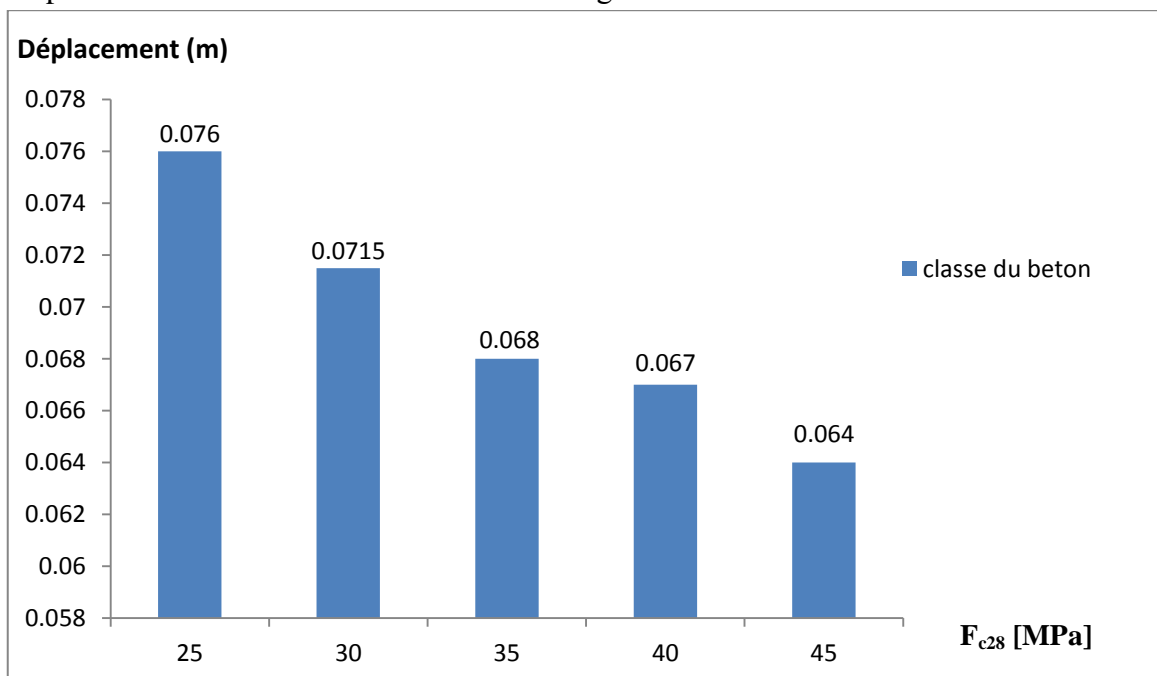
Enfin, on remarque que la première rotule plastique apparaît toujours au niveau de la poutre du 4<sup>ème</sup> niveau pour les différentes classes du béton.

Les différents points de performances obtenus pour chaque classe du béton sont représentés dans le tableau III.5.

**Tableau III.5** : Points de performances pour les différentes classes du béton.

Classe du béton	$S_d$ au point de performance	$S_a$ au point de performance
25	0.076	0.36832889
30	0.0715	0.3680167
35	0.068	0.36799462
40	0.067	0.3770739
45	0.064	0.37505141

Les déplacements sont donnés sous forme d'histogrammes :



**Figure III.13** : Histogramme des déplacements aux points de performances pour les différentes classes du béton

La figure III.13 nous schématise le déplacement aux points de performance. Celui-ci diminue progressivement avec l'augmentation de la résistance caractéristique à la compression du béton.

### A.2.2 Influence de la limite élastique des aciers longitudinaux :

Les analyses pushover sont effectuées en augmentant à chaque analyse du portique, la limite élastique  $f_y$  des aciers longitudinaux. Cinq limites élastiques sont considérées  $f_y = 400, 500, 600, 700,$  et  $800$  MPa. La résistance caractéristique à la compression du béton est maintenue à sa valeur nominale ;  $f_{c28} = 25$  MPa.

**Dans notre étude nous utilisons deux types d'aciers :**

- ✓ Les aciers ordinaires d'une limite élastique  $f_y = 400$  et  $500$  MPa. ces nuances sont données dans le RPA 99/version 2003).
- ✓ Les aciers inoxydables d'une limite élastique  $f_y = 600, 700$  et  $800$  MPa.

**a. Armatures inox****✓ Qu'est-ce que l'inox ?**

L'inox est utilisé pour ces multiples propriétés mécaniques et physiques, mais avant tout, pour sa remarquable tenue dans les milieux agressifs. L'appellation « inox » recouvre une multitude de qualités d'inox capables de résister à des sollicitations très diverses comme ; la tenue aux températures extrêmes, la résistance à la corrosion, l'absorption des chocs, etc. Connaître l'inox dans son ensemble et savoir quelles sont ses propriétés permet de faire des choix éclairés et d'opter pour la nuance la mieux adaptée à une application déterminée.

En métallurgie, les aciers sont répertoriés sous différentes appellations suivant leur composition chimique; il est courant de parler des aciers inoxydables sous l'appellation générique « inox », les aciers non alliés étant communément appelés « aciers doux » ou « aciers au carbone ». [15]

**✓ Résistance aux séismes des bétons armés d'inox :**

Les forces sismiques étant par nature cycliques et dynamiques, la structure des bâtiments doit être calculée pour résister à ces forces d'amplitude très importante. Dans ces conditions, l'inox utilisé en armatures pour béton armé présente un certain nombre de caractéristiques qui le rendent particulièrement bien adapté.

- ✓ L'inox est un matériau ductile avec une déformation apparente importante (domaine plastique étendu) avant éventuellement de se rompre.
- ✓ L'inox a une très grande capacité d'absorption d'énergie. En cas de tremblement de terre la structure reçoit une grande quantité d'énergie et sa stabilité dépend donc de la capacité des armatures à l'absorber. Il est prouvé que, dans ces conditions, le matériau inox constitue un atout significatif.
- ✓ L'inox peut supporter un nombre élevé de cycles, donc en général il n'a pas subi de rupture lorsque le séisme s'arrête.

**✓ Nuances d'inox en fonction de la limite conventionnelle d'élasticité :**

Les tableaux III. 6 et III.7 récapitulent, pour chaque nuance d'inox (avec rappel de la famille d'appartenance), les différentes armatures réalisables en fonction du moyen d'obtention (crantage à froid ou à chaud) et de la limite conventionnelle d'élasticité choisis.

Tableau III.6 Corrélation entre limite d'élasticité des armatures et nuances d'inox  
'Cas des produits obtenus par crantage à froid (petits diamètres)'

Famille d'inox	Nuances d'inox		Limite conventionnelle d'élasticité à 0,2 % en MPa			
	symbolique	numérique	235	500	650	800
Ferritique	X3CrNb17	1.4511	InE235	*	*	*
Austénitique	X5CrNi18-10	1.4301	*	InE500	InE650	*
Austénitique	X5CrNiMo17-12-2	1.4401	*	InE500	InE650	*
Austénitique	X3CrNiMo17-13-3	1.4436	*	InE500	InE650	*
Austénitique	X6CrNiMoTi17-12-2	1.4571	*	InE500	InE650	*
Austénitique	X1CrNiMoCu25-20-5	1.4539	*	InE500	InE650	*
Austénitique	X8CrMnCuNB17-8-3	1.4597	*	InE500	InE650	*
Austéno-ferritique	X2CrNiMoN22-5-3	1.4462	*	InE500	InE650	InE800

\* Produit non disponible pour des raisons technologiques ou métallurgiques

Tableau III.7 Corrélation entre limite d'élasticité des armatures et nuances d'inox  
'Cas des produits obtenus par crantage à chaud (gros diamètres)'

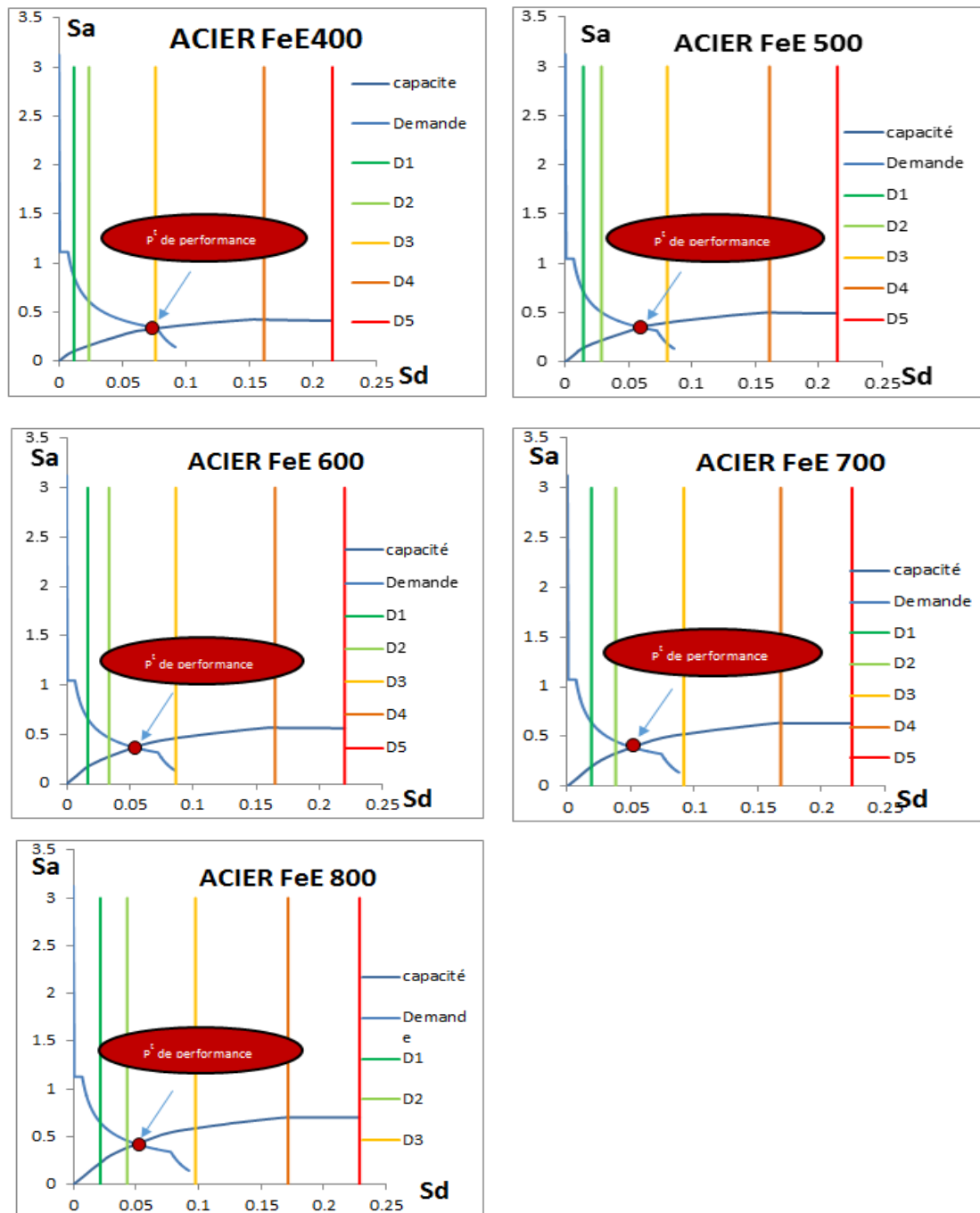
Famille d'inox	Nuances d'inox		Limite conventionnelle d'élasticité à 0,2 % en MPa			
	symbolique	numérique	235	500	650	800
Ferritique	X3CrNb17	1.4511	InE235	*	*	*
Austénitique	X2CrNi18-10	1.4311	InE235	InE500	*	*
Austénitique	X2CrNiMoN17-13-3	1.4429	InE235	InE500	*	*
Austénitique	X3CrNiMo17-13-3	1.4436	InE235	InE500	*	*
Austénitique	X6CrNiMoTi17-12-2	1.4571	InE235	InE500	*	*
Austénitique	X1CrNiMoCu25-20-5	1.4539	InE235	InE500	*	*
Austénitique	X8CrMnCuNB17-8-3	1.4597	InE235	InE500	*	*
Austéno-ferritique	X2CrNiMoN22-5-3	1.4462	*	InE500	InE650	*

\* Produit non disponible pour des raisons technologiques ou métallurgiques. [15]

#### Avantages des aciers inox:

- Leur usage présente un intérêt dans les situations telles que la tenue à la fatigue ou l'imagnétisme (IRM dans les hôpitaux).
- La bonne résistance au feu.
- Résistance à la corrosion dans des environnements hautement corrosifs.
- Recyclage : l'inox est un matériau vert par excellence, recyclable à l'infini. Dans la construction, le taux de récupération effectif approche les 100%. Il est aussi totalement neutre vis-à-vis de l'environnement : au contact d'éléments tel que l'eau, il ne relargue pas de composés susceptibles d'en altérer la composition.
- Résistance à l'oxydation et au fluage à des températures élevées.
- Résistance et ductilité à basse température.
- Facilité de transformation (emboutissage, pliage, soudage .....). [31]

### b. Position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement



**Figure III.14 :** Position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement dans la zone III et sur un site meuble ( $S_3$ ) pour les différentes nuances d'acier.

#### *Discussion :*

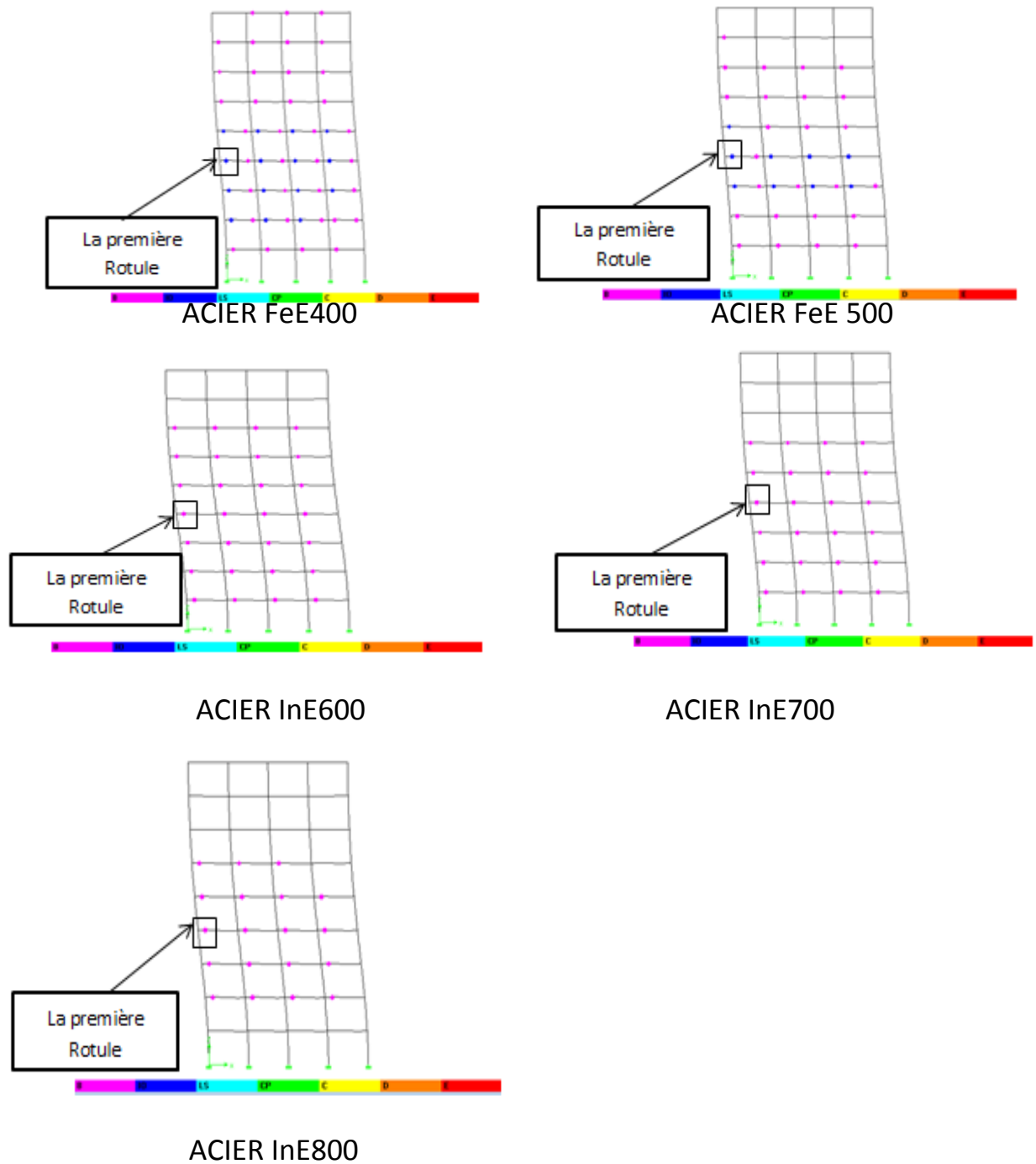
La figure III.14 montre la position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement des portiques étudiés en fonction des différentes nuances d'aciers utilisées.

L'amélioration de la performance de la structure est proportionnelle à l'augmentation de la limite élastique des aciers longitudinaux. En effet, en prenant la valeur de la limite élastique FeE

400 comme référence, nous constatons un point de performance qui se rapproche du domaine *vert 2* avec les valeurs des pourcentages suivant :

- **41%** on passant de  $f_y = 400$  MPa à  $f_y = 500$  MPa,
- **61%** pour  $f_y = 600$  MPa,
- **75%** pour  $f_y = 700$  MPa,
- **86%** pour  $f_y = 800$  MPa,

**c. Mécanismes de ruine du portique et distribution des rotules plastiques :**



**Figure III.15 :** Distribution des rotules plastiques au point de performance.

**Discussion :**

La figure III.15 présente les mécanismes de ruine au point de performance des portiques étudiés avec les différentes nuances d'aciers utilisées.

En effet, on constate que les rotules plastiques ont lieu uniquement dans les poutres. Elles sont de type B-IO pour les deux premiers portiques de nuances  $f_y = 400$  et  $500$  MPa et de type B pour les portiques de nuances  $f_y = 600, 700$  et  $800$  MPa. (**Fig I.17**)

On constate, une diminution du degré de plasticité du portique proportionnellement avec l'augmentation de la nuance d'acier. Nous notons ainsi :

- Apparition des rotules plastiques dans tous les niveaux du portique de nuance FeE 400
- Aucune rotule plastique n'apparaît au dernier niveau et dans les trois poutres du 8<sup>ème</sup> niveau pour le portique de nuance FeE 500.
- Aucune rotule plastique n'apparaît dans les deux derniers niveaux du portique de nuance InE600,
- Aucune rotule plastique n'apparaît dans les trois derniers niveaux du portique de nuance InE700.
- Aucune rotule plastique n'apparaît dans le premier niveau et dans les trois derniers niveaux du portique de nuance InE 800
- **Enfin**, on remarque que la première rotule apparaît toujours au niveau de la poutre du 4<sup>ème</sup> niveau pour les différentes nuances d'acier.

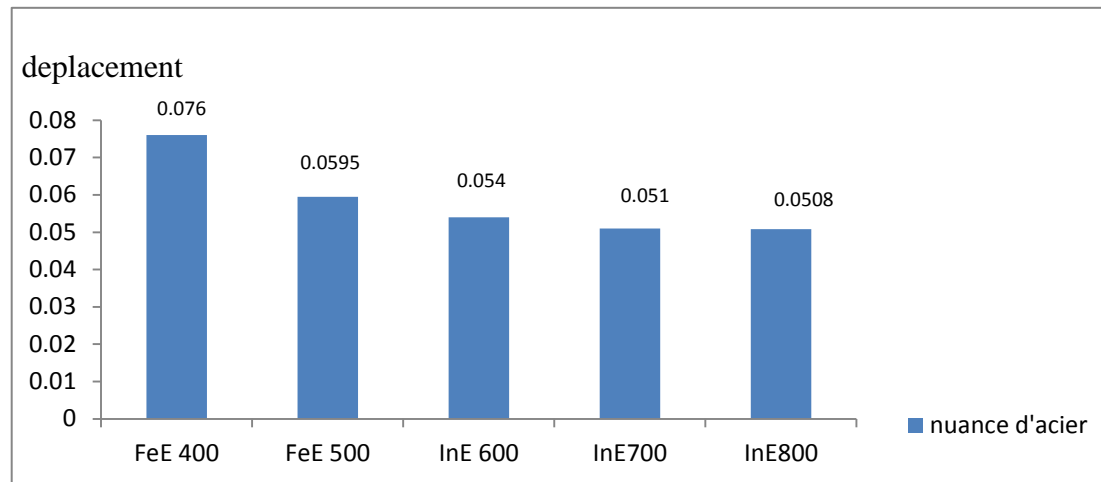
**d.Représentation des points de performances sous forme d'histogramme :**

Les différents points de performances obtenus pour chaque classe du béton sont représentés dans le tableau III.8.

**Tableau III.8 :** Points de performances des portiques pour les différentes nuances d'acier.

Nuances d'acier [MPa]	$S_d$ au point de performance [m]	$S_a$ du point de performance [m/s <sup>2</sup> ]
FeE 400	0.076	0.36832889
FeE 500	0.0595	0.35042557
InE 600	0.054	0.36789182
InE700	0.051	0.38881153
InE 800	0.0508	0.42431099

Les déplacements sont mis sous forme d'histogrammes :



**Figure III.16 :** Histogramme représentant les déplacements relatifs aux points de performances pour les différentes nuances d'acier

Sur la figure III.16 nous constatons que le déplacement diminue progressivement avec l'augmentation de la nuance d'acier utilisée.

### A.3 Remarques :

- L'effet de la résistance caractéristique du béton sur la performance de la structure est minime comparativement à l'effet de la limite élastique de l'acier qui a un effet considérable sur l'amélioration de la performance de la structure.
- Tous les portiques étudiés dans cette partie, on satisfait à la condition donnée par l'article 7.6.2 du **RPA 99/version 2003**, relative au dimensionnement d'un nœud poutre-poteau vis-à-vis du moment fléchissant. Vérification qui conditionne la formation de rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- D'après l'EMS98, le portique de référence a subi des dommages importants (fig.III.9). Aussi, d'après le FEMA 273, la même structure a subi des dommages relativement faibles (fig.III.10) ; on peut donc dire que le règlement EMS98 est plus de sécuritaire sur la performance des structures que le FEMA 273.

## PARTIE B : RESULTATS OBTENUS APRES CALCUL DU FERRAILLAGE DES PORTIQUES (BAEL91 et RPA99)

Le calcul des armatures longitudinales et transversales des poutres et poteaux est effectué en considérant les sollicitations dues aux charges gravitaires (charges permanentes et d'exploitation) et sismiques selon les combinaisons d'actions définies dans les deux codes de calcul utilisés à cet effet : Code de calcul en Béton Armé aux Etats Limites BAEL91 et Règlement Parasismique Algérien RPA99/version 2003.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux acier et béton utilisés sont :

**Pour l'acier :** Les aciers longitudinaux utilisés sont de nuance FeE400 : Contrainte limite élastique  $f_y = 400\text{MPa}$

**Pour le béton :** Contrainte caractéristique à la compression du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$

### B.1. Ferrailage des poutres

**B.1.1. Armatures longitudinales :** Les armatures longitudinales des poutres sont calculées en flexion simple en considérant les combinaisons d'actions définies dans les deux codes de calcul utilisés, à savoir :

**BAEL91 :**  $1.35G+1.5Q$  à l'état limite ultime (ELU)  
 $G+Q$  à l'état limite de service (ELS)

**Avec :** G : charges permanentes et Q : charges d'exploitation

**RPA 99/Version 2003 :**  $G+Q\pm E$  avec E= action sismique  
 $0.8G \pm E$

**B.1.2. Armatures transversales :** Les armatures transversales sont calculées suivant la sollicitation à l'effort tranchant. Cet effort est calculé en considérant les mêmes combinaisons d'actions que celles considérées pour les armatures longitudinales.

#### B.1.3 Recommandation pour le ferrailage des poutres :

*a. Recommandation du BAEL91 :*

➤ **Condition de non fragilité :** Il faut respecter les pourcentages minimaux :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad (\text{III.2})$$

Pour toute les poutres (20 x 30) :  $A_{\min} = 0,665\text{ cm}^2$ .

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :** Les règles BAEL 91 considérant la contrainte tangentielle conventionnelle ou nominale comme étant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad (\text{III.3})$$

$V_u$  : effort tranchant à l'E.L.U.

b: largeur de la poutre.

d: hauteur utile.

$\tau_u$  : doit vérifier la condition:

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min(0,13f_{c28}, 4\text{Mpa})=3,25\text{Mpa} \text{ (fissuration peu nuisible).}$$

$$V_u = 71.86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{71.86 \times 10^3}{200 \times 300}$$

Donc :

$$1.197 < 3.25 \text{ MPA} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**b. Recommandation du RPA 99 version 2003 :**

➤ **Armatures longitudinales :**

○ Le minimum du RPA est explicité dans le chapitre II. Le résultat final donne :

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$$

○ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

$$4\% : \text{en zone courante ; } A_{\max} = 0.04 \times 20 \times 30 = 24 \text{ cm}^2$$

$$6\% : \text{en zone de recouvrement ; } A_{\max} = 0.06 \times 20 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$$

**B.1.4. Extraction des efforts :** Ils sont donnés sur les tableaux ci-dessous.

**Tableau III-9 : Ferrailage en appuis inférieurs des poutres principales**

Niveau	M <sub>sa</sub> [KN.m]	A <sub>s sa</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	A <sub>s adopté</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s min</sub> [cm <sup>2</sup> ]
9	12.418	1.15	2HA14 (fil)	3.08	3
8	12.418	1.15	2HA14 (fil)	3.08	3
7	4.635	0.42	2HA14 (fil)	3.08	3
6	4.635	0.42	2HA14 (fil)	3.08	3
5	7.836	0.72	2HA14 (fil)	3.08	3
4	7.836	0.72	2HA14 (fil)	3.08	3
3	8.481	0.78	2HA14 (fil)	3.08	3
2	8.481	0.78	2HA14 (fil)	3.08	3

**Tableau III-10 : Ferrailage en appuis supérieurs des poutres principales**

Niv	M <sub>elu</sub> [KN.m]	A <sub>s elu</sub> [cm <sup>2</sup> ]	M <sub>sa</sub> [KN.m]	A <sub>s sa</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s max</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	A <sub>s adopté</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s min</sub> [cm <sup>2</sup> ]
9	-39.721	4.65	-33.292	3.20	4.65	2HA14(fil)+2HA12(chap)	5.34	3
8	-39.721	4.65	-33.292	3.20	4.65	2HA14(fil)+2HA12(chap)	5.34	3
7	-38.800	4.53	-38.571	3.75	4.53	2HA14(fil)+2HA12(chap)	5.34	3
6	-38.800	4.53	-38.571	3.75	4.53	2HA14(fil)+2HA12(chap)	5.34	3
5	-37.105	4.30	-41.395	4.04	4.30	2HA14(fil)+2HA12(chap)	5.34	3
4	-37.105	4.30	-41.495	4.04	4.30	2HA14(fil)+2HA12(chap)	5.34	3
3	-34.641	3.99	-40.423	3.94	3.99	2HA14(fil)+2HA12(chap)	5.34	3
2	-34.641	3.99	-40.423	3.94	3.99	2HA14(fil)+2HA12(chap)	5.34	3
1	-31.623	3.60	-31.901	3.06	3.60	2HA14(fil)+2HA12(chap)	5.34	3

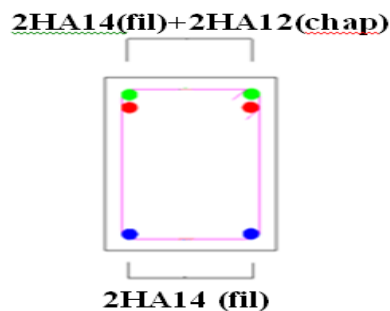
Après avoir extrait les moments, nous ferrailons en prenant la valeur maximale en valeur absolue du moment à l'ELU et le moment maximal accidentel aux appuis. Le ferrailage des poutres est fait par un calcul à l'aide du logiciel « **Socotec** ».

**Remarque :** En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction est faite entre les moments à l'ELU et ceux obtenus des combinaisons accidentelles.

$M_{ELU}$  : Moment max à l'ELU.

$M_{sa}$  : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

Les sections d'acier longitudinales des poutres sont présentées sur la **figure III.17**.



**Figure III.17 : Ferrailage d'une section de poutre**

## B.2. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, qui sont dus à (**G**), (**Q**) et à l'effort sismique (**E**), ainsi qu'à des efforts tranchants.

Leur ferrailage longitudinal se fait en flexion composée avec une fissuration peu nuisible. Les armatures sont déterminées sous les couples de sollicitations suivants :

- Effort normal maximal de compression et moment correspondant.
- Effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- Moment maximal et effort normal correspondant.

**B.2.1. Armatures longitudinales :** Les armatures longitudinales des poteaux sont calculées en flexion composée en considérant les combinaisons d'actions définies dans les deux codes de calcul utilisés, à savoir :

**BAEL 91 :**       $1.35G+1.5Q$       à l'ELU  
                       $G+Q$                       à l'ELS

**RPA 99/Version 2003 :**       $G+Q\pm 1.2 E$   
     $0.8G\pm E$

**B.2.2. Armatures transversales :** Les armatures transversales sont calculées sur la base de la sollicitation à l'effort tranchant. Lequel est calculé en considérant les mêmes combinaisons d'actions que celles considérées pour les armatures longitudinales.

**B.2.3. Recommandation du RPA 99 Version 2003 vis-à-vis des armatures longitudinales:** Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets :

- Pourcentage minimum de 0,9% en zone III: voir chapitre II.
- Pourcentage maximum de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

**Zone courante :**

**Poteaux 50x50 :**  $A_{s\max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$

**Poteaux 45x45 :**  $A_{s\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

**Poteaux 40x40 :**  $A_{s\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

**Poteaux 35x35 :**  $A_{s\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

**Poteaux 30x30 :**  $A_{s\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

**Zone de recouvrement :**

**Poteaux 50x50 :**  $A_{s\max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

**Poteaux 45x45 :**  $A_{s\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$

**Poteaux 40x40 :**  $A_{s\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

**Poteaux 35x35 :**  $A_{s\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

**Poteaux 30x30 :**  $A_{s\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

- Diamètre minimal de 12mm.
- Longueur minimale de recouvrement de  $50 \Phi$  en zone III.
- Distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm en zone III.

**B.2.4. Extraction des efforts :** Le ferrailage des poteaux est calculé à l'aide du logiciel «Socotec». Les résultats sont donnés dans le tableau précédent.

**Tableau III.11. Ferrailage des poteaux.**

Etage	Section	N [KN]	M [KN.m]	Situation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]
RDC	50x50	$N_{\max}=1462.86$	$M_{\text{corres}}=0$	ELU	0
		$N_{\min}=328.29$	$M_{\text{corres}}=-25.537$	ACC	
		$N_{\text{corres}}=647.67$	$M_{\max}=61.153$	ACC	
1 et 2	45x45	$N_{\max}=1291.44$	$M_{\text{corres}}=0$	ELU	0
		$N_{\min}=249.89$	$M_{\text{corres}}=-16.724$	ACC	
		$N_{\text{corres}}=569.93$	$M_{\max}=44.906$	ACC	
3 et 4	40x40	$N_{\max}=958.11$	$M_{\text{corres}}=0$	ELU	0
		$N_{\min}=179.09$	$M_{\text{corres}}=-18.822$	ACC	
		$N_{\text{corres}}=413.22$	$M_{\max}=27.377$	ACC	
5 et 6	35x35	$N_{\max}=633.25$	$M_{\text{corres}}=0$	ELU	0
		$N_{\min}=108.72$	$M_{\text{corres}}=-16.758$	ACC	
		$N_{\text{corres}}=253.35$	$M_{\max}=27.257$	ELU	
7 et 8	30x30	$N_{\max}=315.74$	$M_{\text{corres}}=0$	ELU	2.79
		$N_{\min}=36.28$	$M_{\text{corres}}=-18.843$	ACC	
		$N_{\text{corres}}=74.18$	$M_{\max}=34.276$	ELU	

On opte pour un ferrailage minimum du RPA et de façon symétrique pour les poteaux, afin de tenir compte du sens de séisme.

**B.2.5. Vérification des zones nodales :** Nous utilisons le module **S.D** “*Section Designer*” du logiciel **Etabs version 2013** qui nous permet de déterminer le moment résistant dans les poutres et les poteaux en introduisant les lois de comportement de l’acier (Park) et du béton (Mander). Les résultats sont récapitulés sur le **tableau III-12**.

**Tableau III-12:** Vérification des zones nodales du portique en (R+8)

Niveaux	Sens	$M_n$ [KN.m]	$M_s$ [KN.m]	$M_n+M_s$ [KN.m]	$M_w$ [KN.m]	$M_e$ [KN.m]	$1.25 (M_w+M_e)$ [KN.m]
9	x-x	0	45.39	45.39	32.77	32.77	81.925
8	x-x	45.39	45.39	90.78	32.77	32.77	81.925
7	x-x	45.39	72.99	117.78	32.77	32.77	81.925
6	x-x	72.99	72.99	145.98	32.77	32.77	81.925
5	x-x	72.99	110.24	183.23	32.77	32.77	81.925
4	x- x4444444444	110.24	110.24	220.48	32.77	32.77	81.925
3	x-x	110.24	146.22	256.46	32.77	32.77	81.925
2	x-x	146.22	146.22	292.44	32.77	32.77	81.925
1	x-x	146.22	219.07	365.29	32.77	32.77	81.925

**Remarque :** La vérification de la condition sur les zones nodales est facultative pour les maisons individuelles et les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2. **[RPA 99/version2003]**

Donc d’après le tableau III.12, la vérification des zones nodales est observée.

Les dimensions des sections de béton des poutres et des poteaux ainsi que leurs ferrailrages sont présentés sur la figure III.18.

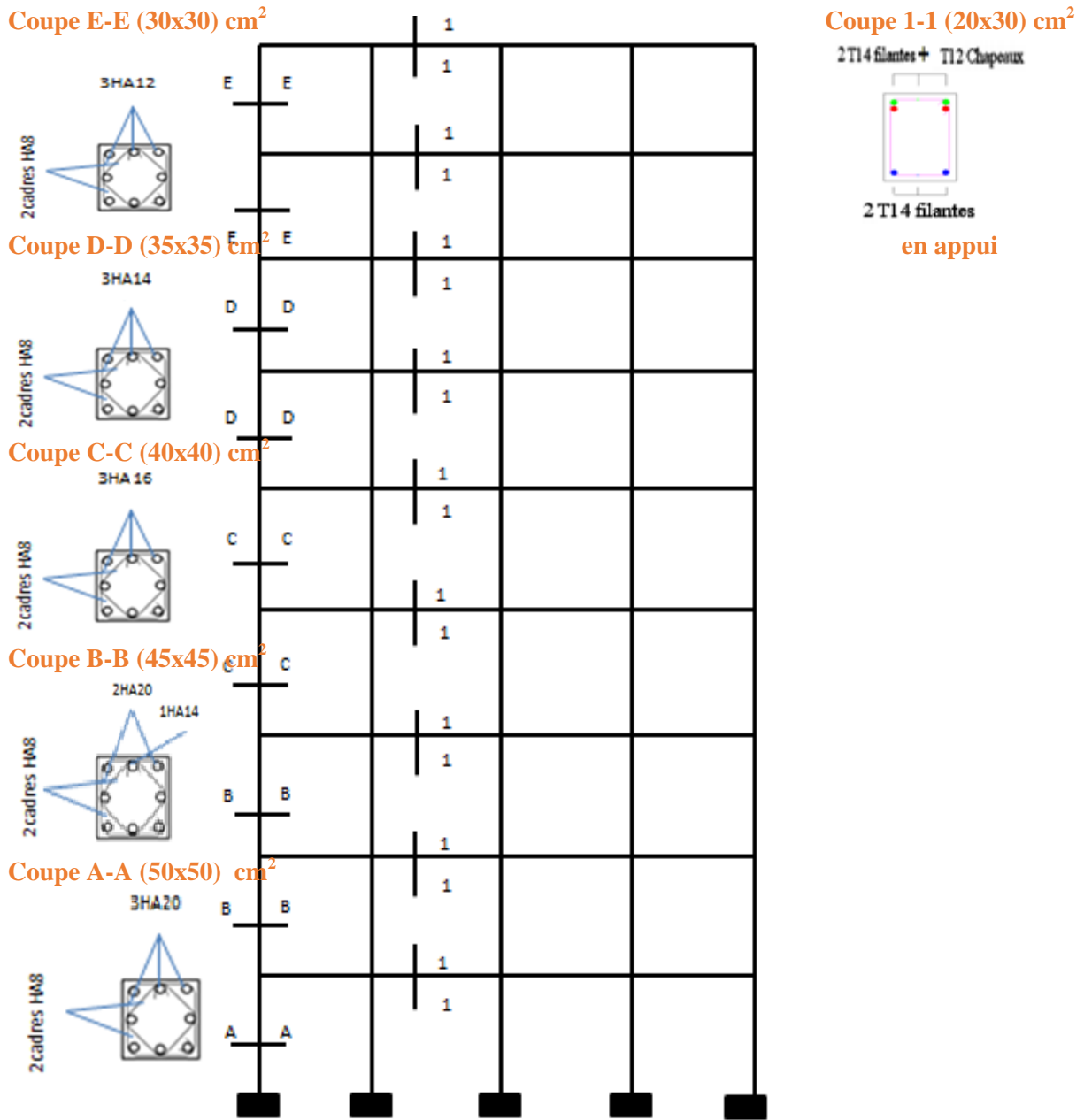


Figure III.18 : Ferrailage du portique R+8

### B.3 Résultat du *PUSHOVER* pour le portique de référence, après calcul du ferrailage :

#### B.3.1. Courbe de capacité

Après avoir effectué l'analyse non linéaire, nous obtenons la courbe de capacité (fig. III.19), directement en format accélération spectrale-déplacement spectral ( $S_a$ - $S_d$ ), à l'aide du logiciel ETABS.

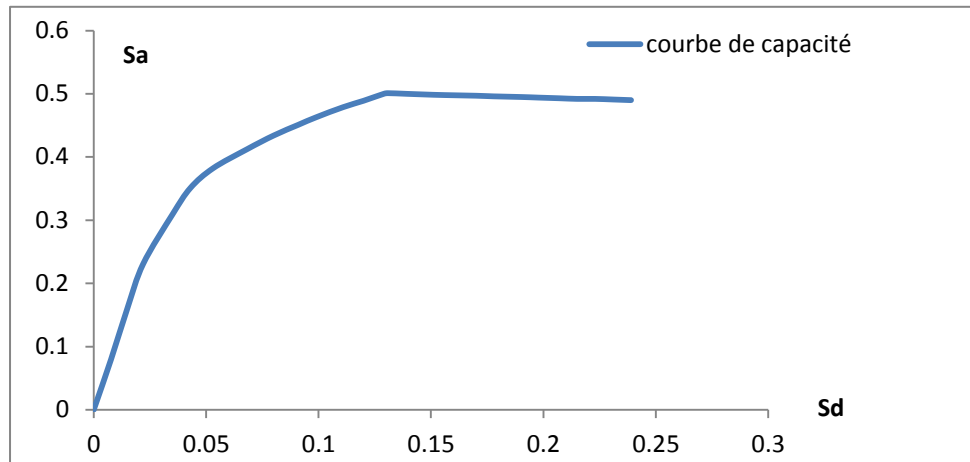


Figure III.19 : Spectre de capacité.

#### B.3.2. Position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement :

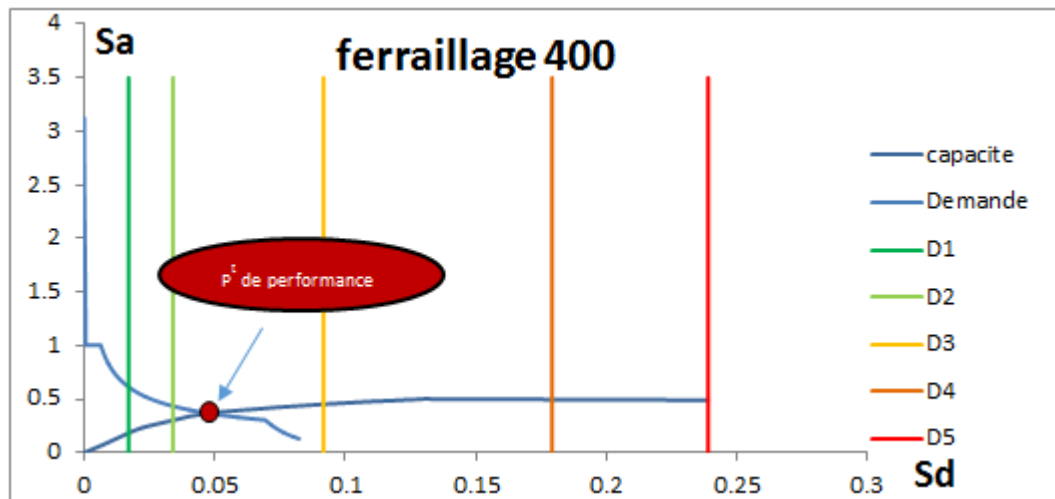
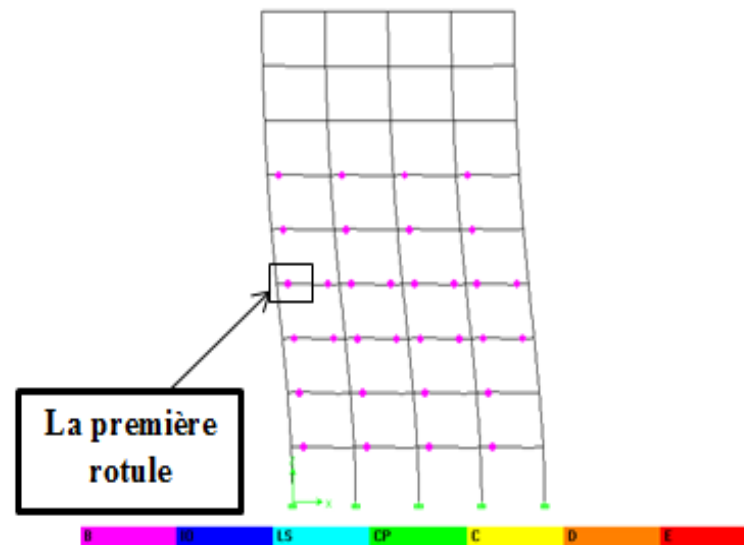


Figure III.20 : Position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement.

#### Discussion :

La figure II.20 présente la position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement du portique de référence après calcul de son ferrailage. En remarque que le point de performance se situe dans le *domaine Orange 3*. La structure a subi des dégâts structuraux modérés et des dégâts non structuraux important. [Tab. I.4 et Fig. I.38]

### B.3.3. Mécanismes de ruine du portique et distribution des rotules plastiques :



**Figure III.21** : Mécanisme de ruine du portique au niveau du point de performance.

#### *Interprétation et Discussion :*

Après calcul du ferrailage, on observe que:

- ✓ Le mécanisme de ruine du portique au niveau du point de performance a lieu dans les poutres et non dans les poteaux. Les rotules sont modérées, de type B [figure I.17].
- ✓ Les rotules plastiques apparaissant dans le 3<sup>ème</sup> et le 4<sup>ème</sup> niveau sont plus nombreuses qu'aux autres niveaux. Aussi, aucune rotule dans les trois derniers niveaux.
- ✓ La première rotule plastique apparaît dans une poutre du 4<sup>ème</sup> niveau.

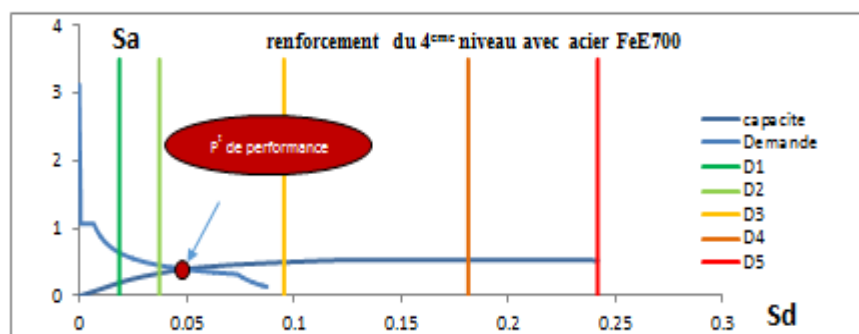
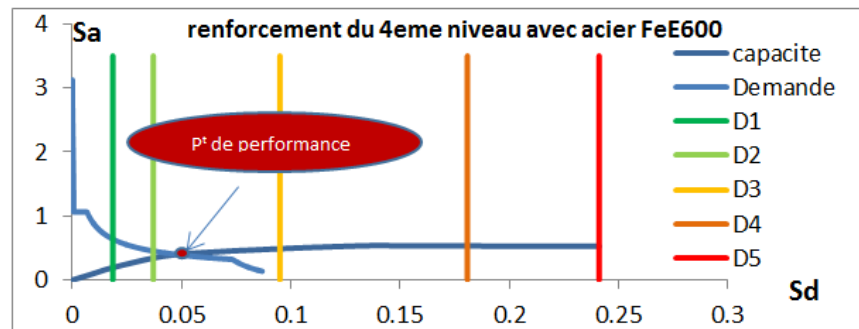
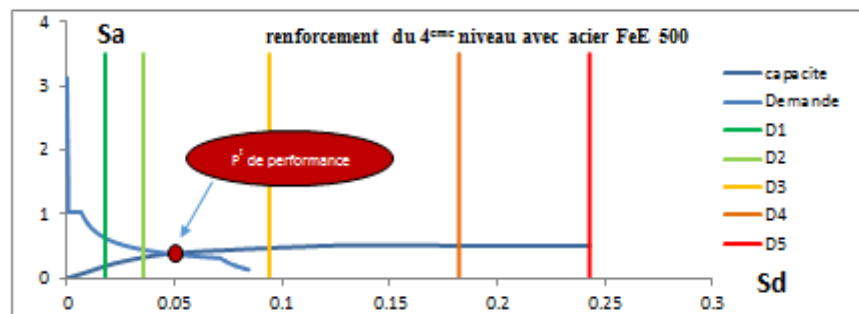
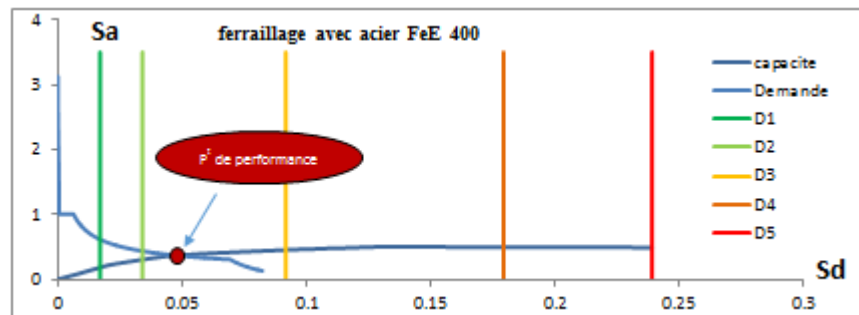
D'après les résultats trouvés dans la première partie (avec le ferrailage minimum du RPA), on déduit que la nuance d'acier a un effet plus prépondérant sur le comportement de la structure comparativement à la résistance caractéristique du béton. Pour cela, dans ce qui suit, on s'intéresse qu'aux valeurs de nuances d'acier pour l'étude de la performance sismique de la structure.

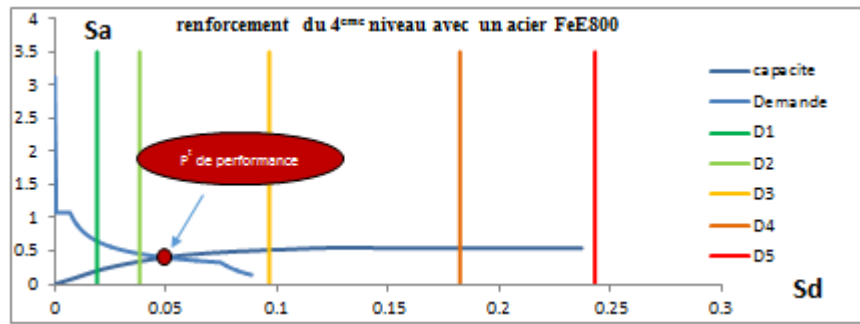
En effet, dans ce qui suit, nous effectuons un renforcement du 4<sup>ème</sup> niveau du portique, lieu d'apparition de la première rotule. Ce renforcement est effectué avec plusieurs nuances d'acier, à savoir : FeE500, InE600, InE700 et InE800. Ce travail est mené afin d'essayer d'avoir un gain en performance sismique sans avoir à redimensionner la structure ni à poser des voiles de contreventement.

## PARTIE C : RENFORCEMENT DU PORTIQUE DE REFERENCE

### C.1. Résultats obtenus après le renforcement du 4<sup>ème</sup> niveau avec plusieurs nuances d'acier :

#### C.1.1. Positions du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement



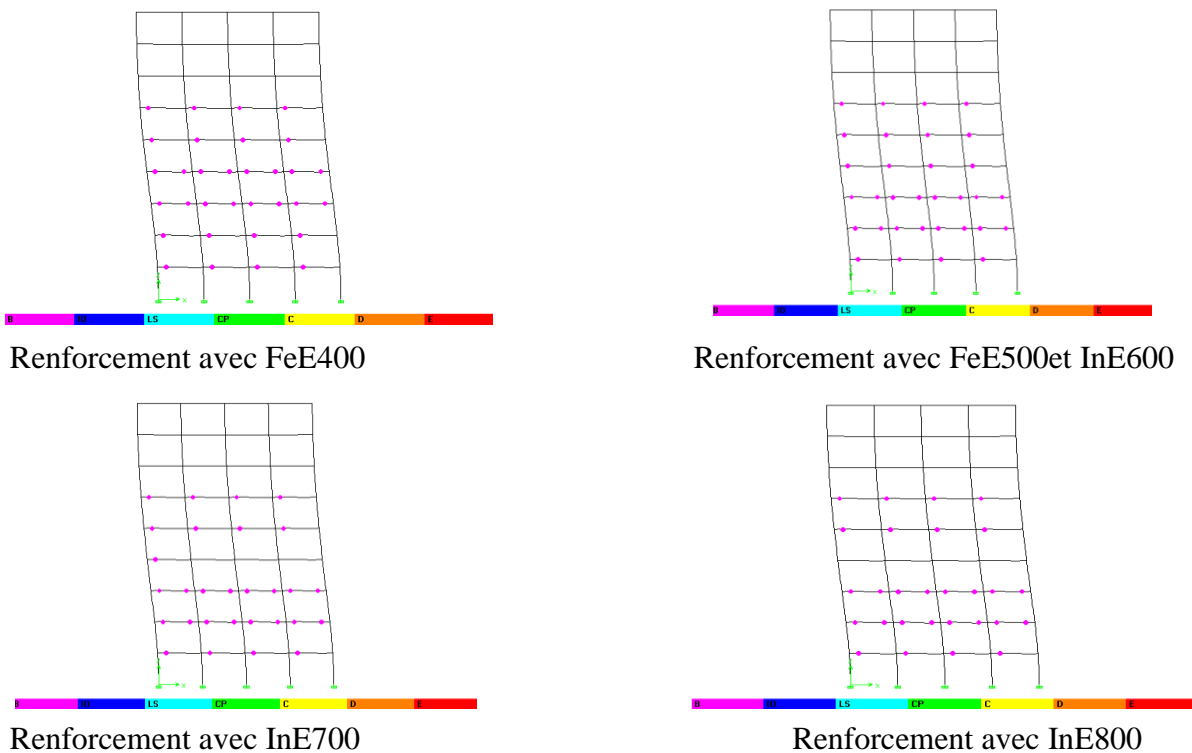


**Figure III.22 :** Positions des points de performance vis à vis des domaines d’endommagement pour le renforcement du 4<sup>ème</sup> niveau, avec les différentes nuances d’acier.

**Interprétation :**

D’après la figure III.22, on constate une petite amélioration de la performance de la structure en fonction de l’augmentation de la nuance d’acier. Toutefois, cela est insuffisant, car le point de performance de la structure se positionne toujours dans le domaine orange 3 (la structure subit des dégâts structuraux modérés et des dégâts non structuraux importants) [Tab. I.4 et Fig. I.38].

**C.1.2.Mécanisme de ruine des portiques :**



**Figure III.23 :** Mécanisme de ruine des portiques pour le renforcement du 4<sup>ème</sup> niveau avec différentes nuances d’acier

**Interprétation :**

On remarque que :

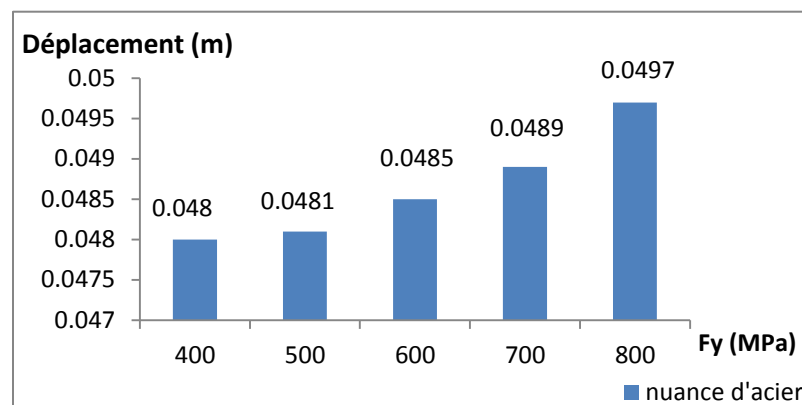
- ✓ les rotules plastiques sont des rotules modérées de type B. Elles apparaissent uniquement dans les poutres et non dans les poteaux. Aussi, aucune rotule plastique n'apparaît dans les trois derniers niveaux.
- ✓ Le comportement élastique du quatrième niveau s'améliore progressivement avec l'augmentation de la nuance de l'acier. Nous notons ainsi, un meilleur comportement du portique avec la nuance d'acier InE800 (aucune rotule plastique n'apparaît à ce niveau).

Les différents points de performances ainsi que les différentes limites élastiques obtenus pour chaque nuance d'acier sont représentés dans le tableau III.13.

**Tableau III.13:** Points de performances et limites des domaines Vert 2, pour les différentes nuances d'acier.

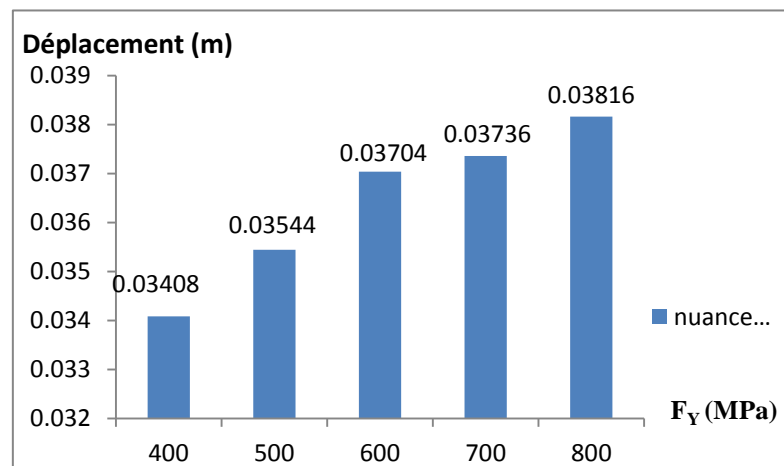
Nuance d'acier	$S_d$ au point de performance [m]	$S_a$ au point de performance [ $m/s^2$ ]	$d_y$	$0.8d_y$ (DV2) [m]
400	0.048	0.3575407	0.0426	0.03408
500	0.0481	0.37318095	0.0443	0.03544
600	0.0485	0.3876091	0.0463	0.03704
700	0.0489	0.0489	0.0467	0.03736
800	0.0497	0.0497	0.0477	0.03816

Les déplacements aux points de performance sont donnés sous forme d'histogrammes :



**Figure III.24 :** Histogramme des déplacements aux points de performances pour les différentes nuances d'acier utilisées.

La figure III.24 schématise les déplacements aux points de performance. Ceux-ci augmentent progressivement avec l'augmentation de la limite élastique des aciers utilisés.



**Figure III.25 :** Déplacement de la limite du domaine « Vert 2 » en fonction de l'augmentation des nuances d'acier.

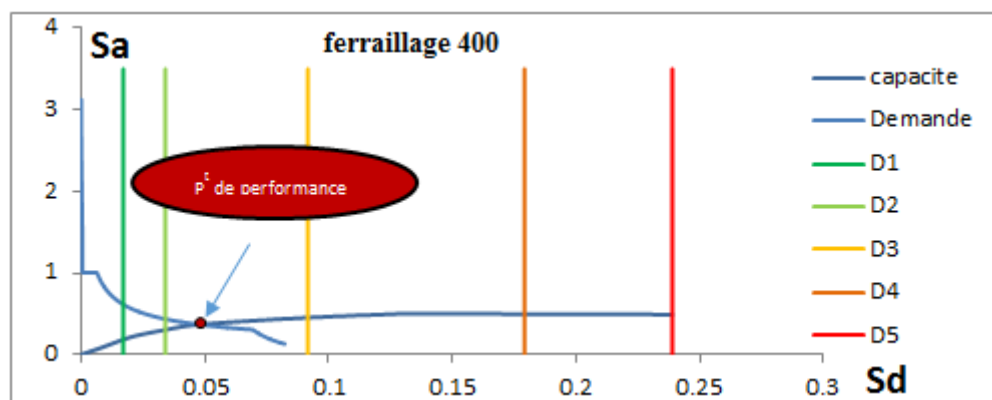
On remarque que la limite du domaine Vert 2 augmente (**fig III.25**) et que le segment élastique des portiques étudiés s'élargie (**Tab III.13**), en fonction de l'augmentation de la nuance d'acier utilisées.

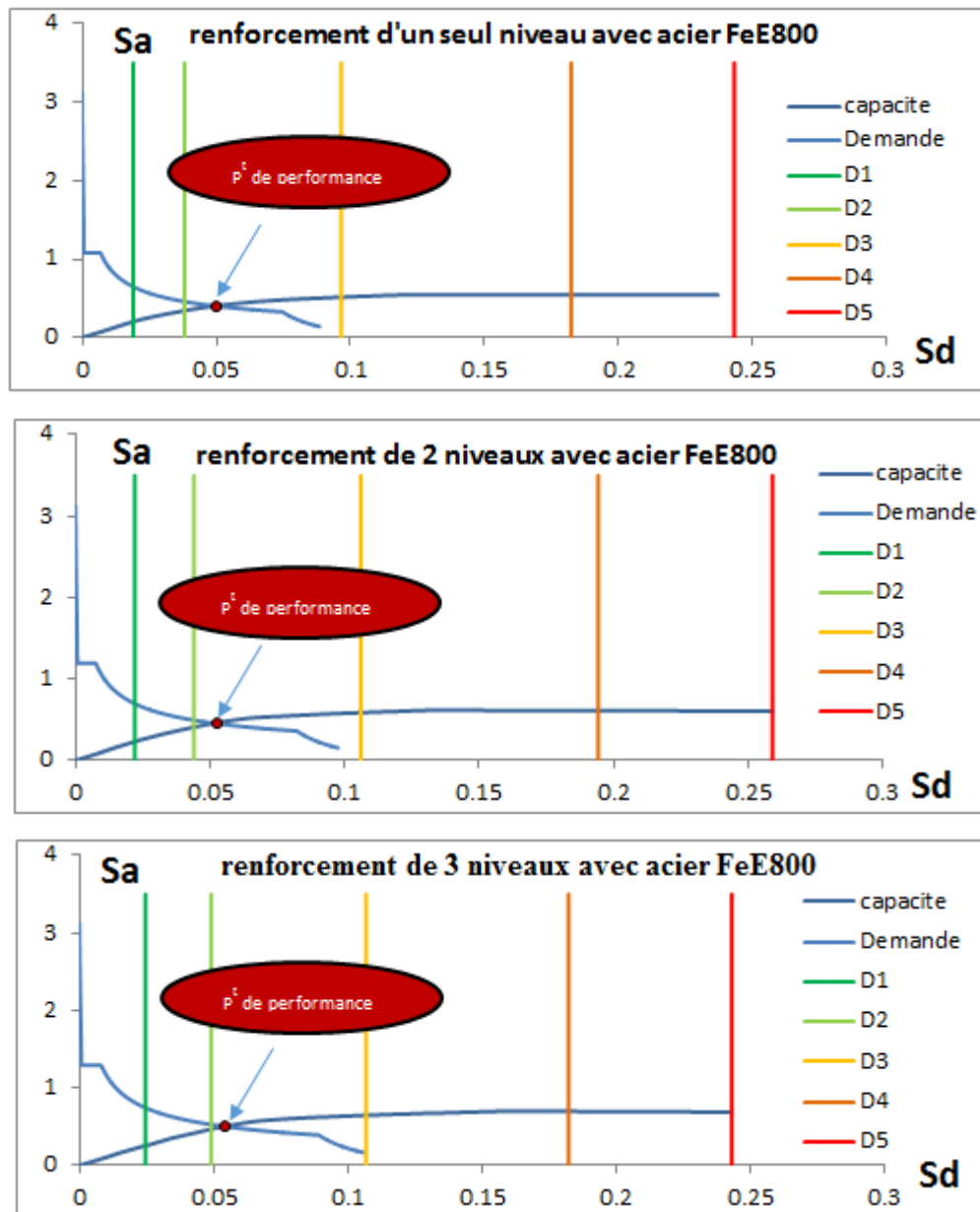
## C.2. Résultats obtenus avec le renforcement de la structure par niveaux:

Malgré le résultat obtenu avec la nuance InE800 (aucune rotule plastique n'apparaît au niveau 4 après renforcement), le point de performance de la structure se situe dans le domaine orange 3. *Notre structure est toujours en danger.*

Pour cela, on effectue un renforcement de plusieurs niveaux de la structure, avec l'acier de nuance InE800 afin d'améliorer sa performance globale.

### C.2. 1. Position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement :





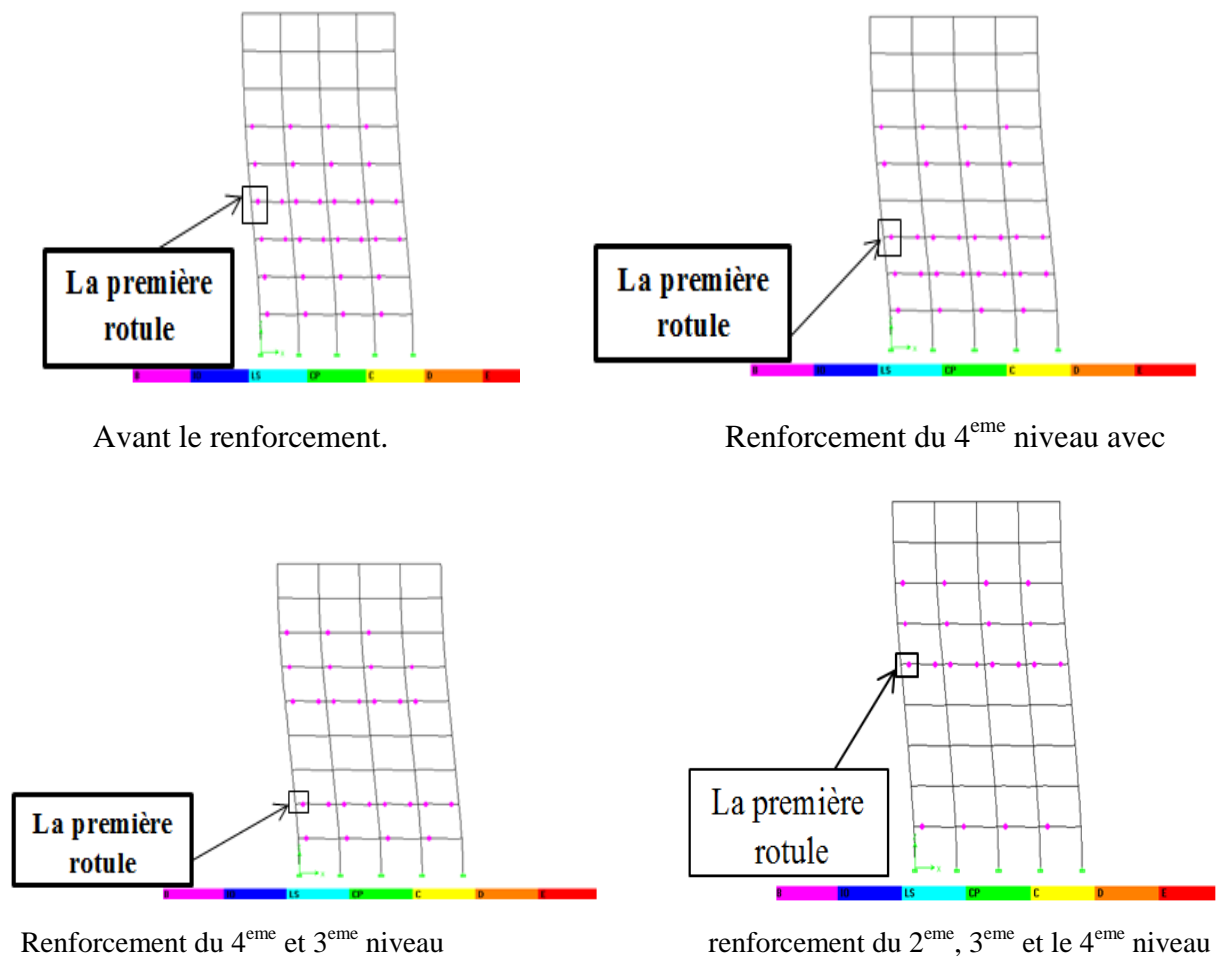
**Figure III.26 :** Position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement, pour le renforcement des niveaux 3 et 4

**Discussion :**

La figure III.26 représente en premier lieu, le comportement de la structure sans renforcement, puis après renforcement du niveau 4. Ensuite, son comportement après renforcement des deux niveaux (3 et 4) et enfin, son comportement après le renforcement de trois niveaux (2, 3 et 4).

On remarque qu'en fonction du nombre de niveaux renforcé, la performance de la structure s'améliore et le point de performance se rapproche du domaine vert. Toutefois, la structure est toujours dans le domaine orange 3, subissant ainsi, des dégâts structuraux modérés et des dégâts non structuraux importants. (Tab I.4 et Fig I.38).

### C.2.2. Mécanisme de ruine des portiques :



**Figure III.27 :** Mécanisme de ruine des portiques avec renforcement des niveaux 2, 3 et 4.

#### *Discussion et interprétation:*

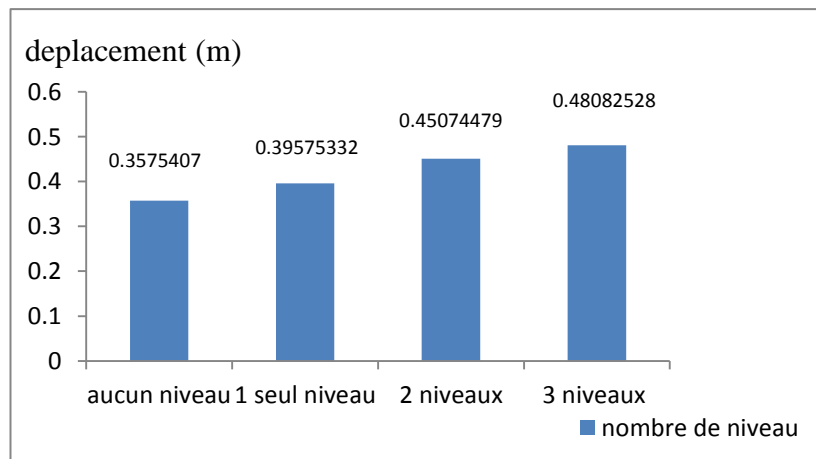
D'après la figure III.27, on constate une apparition des rotules de même type « B » relativement modérées (domaine élastique) [figure I.17], dans tous les portiques. On remarque qu'après renforcement du quatrième niveau, la première rotule plastique apparaît au 3<sup>ème</sup> niveau. Puis, après renforcement des deux niveaux (3 et 4), la première rotule se déplace vers le niveau 2 et ainsi de suite. C'est-à-dire, en renforçant les trois niveaux (2, 3 et 4), la première rotule apparaît au 5<sup>ème</sup> niveau.

Les différents points de performances obtenus pour chaque classe de béton sont représentés dans le tableau III.14.

**Tableau III.14** : Points de performances et limites d'élasticités des portiques en fonction du nombre de niveaux renforcés.

Nombre de niveau renforcés	$S_d$ au point de performance	$S_a$ du point de performance	$d_y$	$0.8d_y$ (DV2)
Aucun niveau	0.048	0.3575407	0.0426	0.03408
1 seul niveau	0.0497	0.39575332	0.0477	0.03816
2 niveaux	0.0514	0.45074479	0.0551	0.04408
3 niveaux	0.0514	0.48082528	0.0614	0.04912

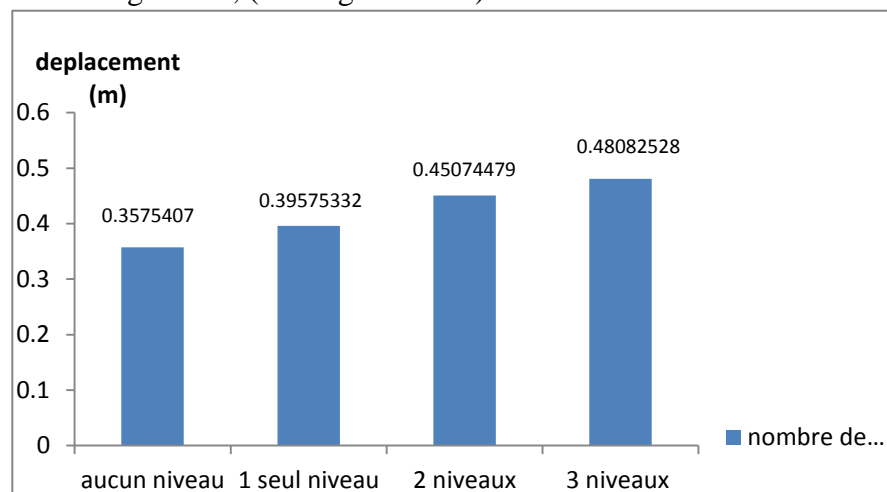
Les déplacements sont mis sous forme d'histogrammes :



**Figure III.28** : Histogramme représentant les déplacements relatifs aux points de performances en fonction de nombre de niveau renforcé.

La figure III.28, montre que le déplacement du point de performance augmente, en fonction du nombre de niveaux renforcés.

Les limites du domaine vert 2 en fonction du nombre de niveaux renforcés sont données sous la forme d'un histogramme, (voir figure III.29).



**Figure III.29** : Limites des domaines verts 2 en fonction du nombre de niveaux renforcés.

Sur la figure III.29, nous constatons une légère augmentation des domaines verts 2 progressivement avec le nombre de niveaux renforcés. Cela est dû à l'élargissement du segment élastique des portiques. Les limites élastiques de ces portiques sont données dans le Tableau III.14.

### C.2. 3 Vérification des zones nodales après renforcement des différents niveaux :

Après renforcement des poutres des niveaux 2, 3 et 4 avec l'acier de nuance InE 800, le moment résistant de ces dernières a augmenté. Donc, on doit vérifier à nouveau le critère (poteaux forts - poutres faibles).

Nous utilisons le module **S.D** "Section Designer" du logiciel **Etabs version 2013** qui nous permet de déterminer le moment résistant dans les poutres et les poteaux en introduisant les lois de comportement de l'acier (Park) et du béton (Mander). Les résultats sont récapitulés sur le **tableau III-15**.

**Tableau III-15:** Vérification des zones nodales du portique en (R+8)

Niveaux	Sens	$M_n$ [KN.m]	$M_s$ [KN.m]	$M_n+M_s$ [KN.m]	$M_w$ [KN.m]	$M_e$ [KN.m]	$1.25 (M_w+M_e)$ [KN.m]
9	x-x	0	45.39	45.39	32.77	32.77	81.925
8	x-x	45.39	45.39	90.78	32.77	32.77	81.925
7	x-x	45.39	72.99	117.78	32.77	32.77	81.925
6	x-x	72.99	72.99	145.98	32.77	32.77	81.925
5	x-x	72.99	110.24	183.23	32.77	32.77	81.925
4	x-x	110.24	110.24	220.48	63.8	63.8	159.5
3	x-x	110.24	146.22	256.46	63.8	63.8	159.5
2	x-x	146.22	146.22	292.44	63.8	63.8	159.5
1	x-x	146.22	219.07	365.29	32.77	32.77	81.925

#### Remarque :

- ✓ La vérification de cette condition est facultative pour les maisons individuelles et les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2. [RPA 99/version2003]. Donc d'après le tableau III.15, on peut dire que la vérification des zones nodales est observée.
- ✓ Les valeurs des moments résistants des poutres renforcées avec la lime élastique  $f_y=800$  MPa (cellules colorées en vert) sont pratiquement le double des valeurs des moments résistants des poutres non renforcées.

### C.3. Résultats après renforcement du portique en entier (toutes les barres longitudinales):

On renforçant seulement un niveau, la performance de la structure s'améliore légèrement seulement, les rotules plastiques se déplacent vers un autre niveau !

Donc, pour essayer de régler ce problème, on effectue un renforcement total de la structure, avec la nuance qui a donné le meilleur résultat, à savoir le InE800.

#### C.3.1. Position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement :

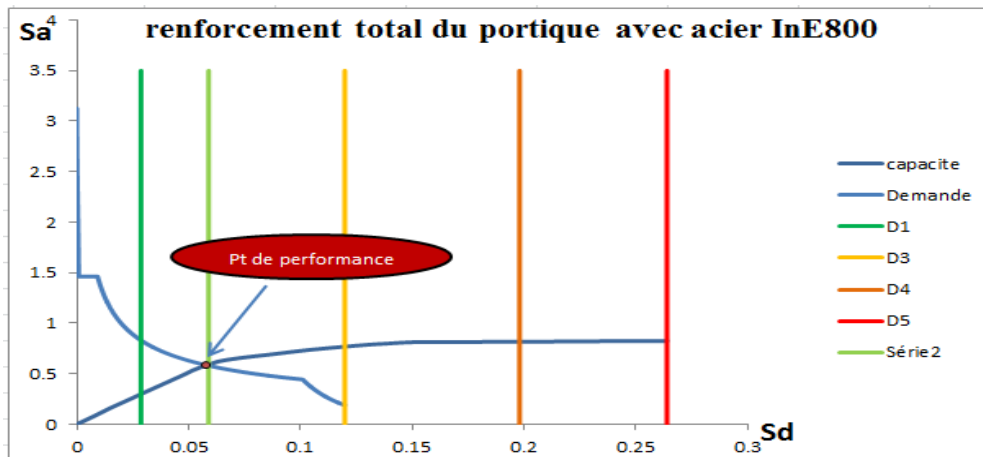


Figure III.30 : Position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement

#### Discussion :

Après le renforcement total du portique, avec un acier qui de limite élastique  $f_y=800$  MPa, le point de performance est pénétré dans le domaine vert 2. Le portique subit alors, des dégâts structuraux légers et des dégâts non structuraux modérés [Tab I.4 et Fig I.38]. Donc on peut dire que notre portique est en *sécurité*.

#### B.3.2. Mécanisme de ruine :

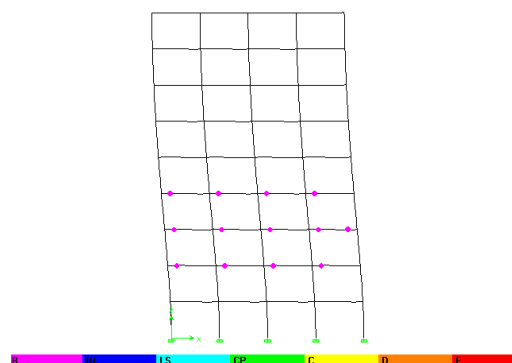


Figure III.31 : Mécanisme de ruine du portique renforcé avec l'acier InE 800.

On constate, une apparition des rotules plastiques uniquement dans trois niveaux. Celles-ci sont modérées, de type B (domaine élastique) [figure I.17]. La structure subit une légère plastification.

**CONCLUSIONS :**

- Avec le ferrailage minimum du RPA, le point de performance de la structure est situé à la limite du domaine orange 4.
- Après calcul du ferrailage sur la base des deux règlements (RPA99/v2003 et BAEL 91), la performance de la structure est améliorée. Nous notons, un point de performance qui se situe dans le domaine *orange 3* et qui se rapproche du domaine *vert 2* d'un pourcentage de **37%**.
- Tous les portiques étudiés dans cette partie, on satisfait à la condition donnée par l'article 7.6.2 du **RPA 99/version 2003**, relative au dimensionnement d'un nœud poutre-poteau vis-à-vis du moment fléchissant. Vérification qui conditionne la formation de rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- Avec un acier de limite élastique  $f_y=800\text{MPa}$ , on arrive à un meilleur résultat, en terme de renforcement local de la structure (renforcement par niveau).  
On peut ainsi utiliser cette technique, dans le renforcement d'un niveau d'une structure où l'on désire avoir une performance optimale. Exemple, étage d'un établissement hospitalier comportant un matériel onéreux (ex : bloc opératoire, ...).
- Avec l'acier InE800, on a pu ramener le point de performance du portique au domaine *vert 2*. En d'autre terme, on a pu ramener une structure vulnérable (située dans le domaine *orange 4*) dans un état de « **sécurité** » (domaine vert).
  - En plus de sa résistance élevée, l'acier inoxydable de nuance 800MPa possède beaucoup d'autres avantages, tels que sa bonne résistance à la corrosion, qui donne une diminution substantielle des coûts de maintenance et une meilleure exploitation de l'ouvrage. Ce qui compense le surcoût dû au prix de l'acier inoxydable.

Certes, le gain en performance sismique est au détriment du coût de réalisation du projet, qui pourrait devenir plus important. Toutefois, l'ajout de voiles augmente aussi ces frais de réalisation, d'un point de vu délai d'exécution. Le choix est ainsi laissé aux concepteurs de projets.

*Conclusion  
générale*

## Conclusion

---

Les différents cas de dommages observés lors des séismes en Algérie ont montré une vulnérabilité avérée des structures en portiques auto-stables. En effet, cette typologie de construction a connue des effondrements en mille-feuilles. En conséquence, dans les zones à risque sismique, l'étude de la performance des structures dans le domaine post-élastique est indispensable.

L'objectif assigné à cette recherche est d'identifier les facteurs qui influent sur la performance et à étudier leurs incidences sur le comportement sismique des structures auto-stables (poteaux-poutres) en béton armé.

Cette étude a été menée en évaluant deux variables qui composent les deux matériaux Acier et Béton, notamment :

- La limite élastique des armatures longitudinales.
- La résistance à la compression du béton ;

Pour mettre en évidence l'effet favorable ou défavorable de ces deux paramètres, des analyses statiques non-linéaires en poussée progressive (*PUSHOVER*) ont été réalisées sur un portique auto-stable en béton armé de neuf niveaux et de 27 m de hauteur.

Les résultats obtenus ont permis d'émettre certaines conclusions :

- ✚ La résistance du béton à la compression semble avoir une incidence bénéfique sur l'amélioration de la performance de la structure. Toutefois, cette amélioration reste insuffisante.
- ✚ L'augmentation de limite élastique des armatures élargie le palier d'élasticité et augmente considérablement la résistance ultime de la structure, améliorant ainsi sa performance sismique.
- ✚ Avec une nuance d'acier de 800MPa, nous pouvons ramener une structure d'un degré d'endommagement avéré (Orange 4) à un niveau de sécurité (Vert 2). Ceci, nous donne la possibilité d'avoir un bon comportement pour une structure auto-stable élancée en R+8 implantée sur site meuble dans une zone de forte sismicité. Ainsi, apporter une solution autre, que celle du RPA qui exige l'ajout de voile de contreventement au-delà de trois niveaux, dans la même zone.

## Références Bibliographiques

---

- [1] ABDELGHANI Seghir. Séisme de BOUMERDES du 21 Mai 2003 : Pathologie de construction et dommages sismiques. Séminaire : Les journées techniques et scientifiques du bâtiment et de la construction- Bejaia 2007.
- [2] ACI, 1995, building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-95), Mand Design, Third Edition American Concrete Institute, Detroit, Michigan, U.S.A
- [3] AFPS, Rapport préliminaire de la mission AFPS : Le Séisme du 21 Mai 2003 en Algérie
- [4] AIT L'HADJ Lamia. Analyse non linéaire d'un immeuble surmonté d'un réservoir d'eau potable par la méthode PUSHOVER. Mémoire de master, UMMTO ,2013.
- [5] AIT L'HADJ.L, HAMMOUM.H and BOUZELHA.K (2017). '*Nonlinear analysis of a building surmounted by a reinforced concrete water tank under hydrostatic load,*' Journal Advances in Engineering Software, 6 mai 2017.
- [6] AKLI Dehbia, RIHANE Malika. Analyse fiabiliste du comportement non linéaire d'un réservoir surélevé sur pilotis. Mémoire de master professionnel, université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2017.
- [7] A.K. Yelles-Chaouche, les seimes en Algérie du Nord, CRAAG, Algérie.
- [8] Applied Technology Council ATC- 40 (1996) Seismic Evaluation And Retrofit of Concrete Buildings Volume 1, Red wood city, California.
- [9] BAEL, 1999, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99.
- [10] BELAID Hania. Réduction du risque sismique par l'amélioration de la ductilité des structures en portiques auto-stables. Mémoire de magister, UMMTO.
- [11] BELKHEIR M.A. influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments .Mémoire de magister, UMMTO, 2012.
- [12] BELMOUDEN Youcef, LESTUZZI Pierino. Evaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants en suisse (EPFL).
- [13] KEBAILI.B, REDJEL.B. Analyse Du Séisme De BOUMERDES Juin 2003 Et Règles parasismiques Algériennes, 1st International Conférence on Sustainable Built Environment infrastructures in Developing countries ENSET Oran (Algeria)- October 12-14,2009.
- [14] Christophe Viau, référence internet <http://christopheviau.com/images/volcans.jpg>.
- [15] Cim béton, Béton armé d'inox, collection Technique CIM BETON.

## *Références Bibliographiques*

---

[16] Computers and Structures Inc, 2000, Three Dimensional Analysis and Design of Building Systems ETABS V9.6, Berkeley, California, USA.

[17] DAVIDOVICI Victor. Rapport de mission séisme de BOUMERDES 2003, Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Algérie ,2003.

[18] DINAR.Y, IMAM Hossain Md, BISWAS.RK and MASUDRANA.Md .Descriptive study of Pushover analysis in RCC structures of rigid joint, IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering, 2014.

[19] EMS-98, Echelle Macroscopique Européenne, Centre Européen De Géodynamique Et De Séismologie, Luxembourg, 1998.

[20] Federal Emergency Management Agency (FEMA). NEHRP The Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA273, 1997.

[21] Ghislaine Leblanc, Guy JACQUET, 2009, Vulnérabilité des constructions aux séismes.

[22] KAHIL A, HAMIZI M, HANNACHI N.E. Estimate of seismic damage-Methodology and application to buildings reinforced concrete-International review of Civil Engineering (I.R.E.C.E), June 2010.

[23] LOUZAI .A, ABED. A . Evaluation of the seismic behavior factor of reinforced concrete frame structures based on comparative analysis between non-linear static pushover and incremental dynamic analyses, 'Bulletin. Vol 13, Issue 6, pp: 1773-1793,2015.

[24] LOUZAI Amar. Evaluation du facteur de comportement de structures en portique en béton armé sur la base d'analyses statique et dynamique non linéaires.Thèse de Doctorat, UMMTO, 2016.

[25] BELAZOUGUI M. Le Béton Armé aux Etats Limites, OPU, Alger,2000.

[26] MEHMET Inel, HAYRIBAYTAN Omzenn . Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings, Elsevier journal of Engineering Structures 28 (2006) 1494-1502.

[27] MILAN Zacek. Conception parasismique, niveau d'avant projet cahier numéro 1, collection conception parasismique, Milan Zacek 2004.

[28] Mohand HAMIZI, Leyla BOUZID, Said BOUKAIS, Naceur Eddine HANNACHI "Méthodologie de l'évaluation de la fonction de vulnérabilité et du risque sismique pour les structures en poteaux poutres, Etude de cas: wilaya de BOUMERDES, Algérie" Annales du bâtiment et des travaux publics, Août 2010, Edition ESKA.

## *Références Bibliographiques*

---

[29]NEKMOUCHE. A , HAMIZI. M, KHELIL. N and KEZMANE.A. Simplified model to control plastic hinges in reinforced concrete frame structures, Asian journal of civil engineering , 2017.

[30]PAULAY T. and PRIESTLEY. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, Edition John Wiley and Sons, Inc , 1992.

[31]Propriétés et générales caractéristiques de l'inox (FR) IUGINOX, <http://www.uginox.com/fr/node/109>.

[32]Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, Centre National De Recherche Appliquée En Génie Parasismique, Algérie.

[33]SAIDI M and SOZEN M.A, 1981, Simple Nonlinear Seismic Response of R/C Structures, Journal of Structural Division, Vol. 107, 937-952.

[34]ZOU.XK and CHAN.CM. Optimal seismic performance-based design of reinforced concrete buildings using nonlinear pushover analysis''. Engineering Structures 27, 2005.