

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Constantine 1  
Faculté des Sciences de L'Ingénieur  
Département de Génie Civil



N°\_D`ordre : ...

N°\_De série : ...

### **Thèse**

Présentée pour l'Obtention du Diplôme de Magister  
en Génie Civil

Option : "Structure"

**INCIDENCE DE L'ARMATURE DE CONFINEMENT SUR  
LA PERFORMANCE PARASISMIQUE DES POTEAUX EN  
BETON ARME**

Présenté par :

**SOUKI ESMA**

### **Membres du Jury de Soutenance :**

Président :	A. BELOUAR	Professeur	Université Constantine 1
Examineur :	N. CHIKH	ruesseforP	Université Constantine 1
Examineur :	A. TEKKOUK	Maître de Conférences (Classe A)	Université Constantine 1
Rapporteur :	N. DJEBBAR	Professeur	Université Constantine 1

## **Remerciements**

*Je tiens en premier à remercier Dieu le tout puissant qui m'a donné volonté, force, patience, courage et santé pour donner terme à ce modeste travail.*

*Je tiens à exprimer spécialement mes remerciements à mes parents, pour m'avoir soutenu et encouragé tout au long de de ma vie.*

*C'est avec un grand honneur d'être encadré par Mr. Djebbar Nabil, Professeur à l'Université de Constantine, que je tiens à le remercier pour sa confiance et pour son effort me permettant d'achever ce travail. J'ai fait mes premiers pas de recherche à travers lui, dans le domaine du génie parasismique.*

*Mes rifs remerciements sont également adressés à Monsieur Belouar Abd Elgheni, Professeur à l'Université de Constantine, pour avoir admis de présider le jury. J'exprime ma profonde gratitude à Monsieur Chikh Nassereddine Professeur à l'Université de Constantine, Monsieur Tekkouk Abd Elhadi, Maître de conférences à l'Université de Constantine qui ont honoré d'avoir accepté d'examiner mon mémoire.*

*Un grand merci à toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou d'autre, pour m'avoir aidé et soutenu moralement et scientifiquement pendant toute ma formation:*

*Boubakeur, Ikram, Mouhamed, Jiji, karima,.....Manel et Zahra, Toumi.*

*Finalement à tous mes frères.*

*Merci à tous du fond du Cœur*

## **RÉSUMÉ:**

Durant les séismes qui se sont survenus récemment, de nombreuses structures en béton armé ont été gravement endommagées ou carrément détruites. Dans ce contexte, une étude a été menée en essayant d'évaluer les différentes capacités de déformation et de résistance, et d'estimer le niveau de ductilité et l'énergie dissipée pour des structures contreventées par des portiques auto-stables en béton armé en (R+4, R+2) à 2 et 3 travées, sous l'effet du paramètre de confinement qui est modélisé sous le terme d'armature transversale, qui régit la capacité de déformation des poteaux. Notre travail a pour but d'évaluer le taux de ces armatures de confinement qui sont analysées sous expressions réglementaires recommandées par le code RPA version 2003 (zone 2 et zone 3) et celles préconisées par quelques codes de notoriété (EC8 et NZS).

On a évalué la capacité sectionnelle réelle des éléments linéaires; poteau rectangulaire et poutre de section en T. Les déformations résultantes d'un déplacement relatif de niveau ou rotations plastiques obtenues sont concentrées aux niveaux des rotules plastiques dans leurs extrémités. Ce concept est largement utilisé par des guides ou procédures d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments. Les courbes réelles des sections ont été idéalisées par des limites prescrites aux FEMA 356.

Par l'analyse Pushover, nous avons obtenu un comportement proche de l'état réel de la structure, qui nous donne la formation et le développement des rotules plastiques, le déplacement en tête, les courbes de capacité...etc.

Cette analyse nous a permis d'évaluer le niveau de performance obtenu et les capacités de résistance et de ductilité, et de préciser le niveau d'endommagement et les mécanismes de ruine qui détectent les liaisons faibles de la structure.

On conclut à la fin que la capacité de ductilité locale des structures étudiées est satisfaite pour tous les codes préconisés, mais le problème réside dans le comportement structurel du point vu de résistance, du fait que la variation du nombre de niveaux influe sur le comportement structurel. Et l'inclusion de la table de compression dans les poutres (section en T) confirme le rapport des moments résistants d'un nœud: poutre forte et poteau faible.

**MOTS-CLEFS:** Performance, Confinement, Analyse statique non linéaire Pushover, Ductilité.

## **ABSTRACT:**

In earthquakes that occurred recently, many reinforced concrete structures were severely damaged or completely destroyed. In this context a study was conducted in trying to devalue the different capacities of deformation and resistance, and estimate the level of ductility and energy dissipated for braced structures by self- stable skeleton in reinforced concrete (R+4, R+2) at 2 and 3 bays, in the efficacy of the parameters of containment is modeled under the term transverse reinforcement, they governed the deformation capacity of the columns.

Our work aims to evaluate the ratio of these frames of the confinement, they are analyzed by regulatory expressions recommended with RPA code 2003 version (zone 2 and zone 3) and those advocated by some codes of notoriety (EC8 and NZS) ..

We evaluate the real capacity sectional linear elements; rectangular Column and beam style T. The resulting deformations of a relative movement and plastic rotations obtained are concentrated at the plastic hinges at their ends. This concept is widely used by guides or evaluation of seismic vulnerability of buildings procedures. We idealize the real curves of sections by limits prescribed in FEMA 356.

By Pushover analysis is obtained close to the actual state of the structure behavior, which gives us the training and development of plastic hinges, head displacements, the capacity curves...etc.

This analysis allowed us to assess the level of performance and the capacities obtained strength end ductility, specify the level of damage and failure mechanisms that detect weak bonds of the structure.

It is concluded at the end that the capacity of local ductility of the structures studied is satisfied for all the recommended codes, but the problem lies in the structural behavior from the point view of resistance, because the variation in the number of level affects the structural behavior. And the inclusion of table the compression in the beams (section of T) which states the ratio of resistant end moments of a node: high beam and low column.

## ملخص:

من خلال الزلازل التي حدثت مؤخرا، الكثير من الهياكل المبنية بالخرسانة المسلحة تعرضت إلى أضرار كبيرة أو حتى إلى التحطم النهائي. في هذا السياق قمنا بدراسة لتحديد مختلف قدرات التشوه و المقاومة، مستوى الماطلية (اليونة) ، و القدرة على نشر الطاقة و هذا بالنسبة للهياكل من نوع أعمدة و رافده (R+ 4 - R+2) ب 2 إلى 3 مجالات. تحت تأثير عامل الحصر الذي هو ممثل عن طريق التسليح العرضي فإنه يتحكم في قدرة تشوه الأعمدة. يهدف عملنا لتقييم مستوى هذا التسليح العرضي حسب القوانين التنظيمية للبناءات المنصوح بها RPA (منطقة 2 ومنطقة 3 ) و البعض المعروفة عالميا EC8 و NZS .

لقد تم تقييم قدرة المنحنى (عزم - دوران) الحقيقي للعناصر الخطية: أعمدة ذات مساحة مستطيلة، و روافد ذات شكل T وتتركز التشوهات الناتجة عن التحرك النسبي للطابق و الدوران البلاستيكي التي يتم الحصول عليها في نهايات منطقة المفاصل البلاستيكية، و يستخدم هذا المبدأ على نطاق واسع لأدلة وإجراءات تقييم الضرر الزلزالي للمباني، حيث تقوم بتمثيل هذه المنحنيات باستعمال حدود منصوص عليها في القانون FEMA 356.

باستعمال التحليل عن طريق PUSHOVER نتحصل على سلوك قريب من الحالة الحقيقية للهيكل، الذي يؤدي إلى تكوين وتطوير المفاصل البلاستيكية، التشوه في الأعلى، منحنيات القدرة... الخ. هذه الدراسة سمحت لنا بتحديد مستوى القدرة، القدرة على المقاومة مستوى الماطلية، تحديد مستوى الضرر وميكانيزمات التحطم و نقاط الضعف فيها. من النتائج المحصل عليها وجدنا أن الماطلية المنصوح بها كافية و لكن الإشكال يكمن في اختلاف طاقة المقاومة باختلاف علو البناءات و كذلك في مساحة الروافد من شكل T تؤثر على معامل  $\alpha$  نسبة العزوم المقاومة للأعمدة على نضيرتها في الروافد لذا لا بد من النظر في المعامل R و  $\alpha$  .

## **TABLE DES MATIERES**

Introduction générale	1
Problématique et principaux objectifs	2

### **CHAPITRE 1 : NOTIONS SUR LA DEMANDE EN PERFORMANCE (PBD).**

1.1. Introduction	4
1.2. Méthodologie de la PBS	4
1.3. Niveaux de performance	5
1.4. Evaluation de la performance	7
1.5. Critères de dimensionnement pour trois niveaux de performance (rigidité, résistance et ductilité)	9
1.5.1. Rigidité	9
1.5.2. Critère de résistance	10
1.5.3. Critère de ductilité	10
1.6. Conclusion	11

### **CHAPITRE 2: CONFINEMENT DE BETON – MODELES DE CONFINEMENT**

2.1. Introduction	12
2.2. Confinement du béton	12
2.3. Aperçu historique	12
2.4. Paramètres influents sur le confinement	15
2.5. Modèles analytiques	20
2.5.1. Modèle du béton non confiné	20
2.5.2. Modèles du béton confiné	21
2.5.2.a. Kent & park modifié	21
2.5.2.b. Sheikh & uzumeri	22
2.5.2.c. Murrat et al	23
2.5.2.d. Mander&al	24
2.5.3. Modèles contrainte déformation des aciers	28
2.5.3.a. Acier en traction	28
2.5.3.b. Acier en compression	29
2.6. Conclusion	30

### **CHAPITRE 3: LOIS DE COPORTEMENT**

3.1. Introduction	31
3.2. Comportement non linéaire	31
3.2.1. Modèles non linéaires	31
3.2.1.a. Modèles globaux	31

3.2.1.b. Modèles locaux	32
3.2.1.c. Modèles semi-globaux	32
3.3. Rotules plastiques	33
3.4. Critère de ruine en rotation (Formule de Priestley, Formule Empirique, Formule Simplifiée de l'ATC40 / FEMA 273-356)	37
3.5. Caractéristiques des rotules plastiques	38
3.6. Rotation de la corde	39
3.7. Rotation élastique de la corde	39
3.8. Rotation ultime de la corde	40
3.9. Lois moment-courbure	42
3.10. Détermination des moments élastiques et ultimes et leurs courbures correspondantes	42
3.10.1. Moment et courbure élastique	42
3.10.2. Moment et courbure ultime	44
3.11. Relations force-déplacement non linéaires	44
3.12. Mécanismes de ruine	45
3.13. Conclusion	49

#### **CHAPITRE 4: ANALYSE PUSHOVER DANS L'EVALUATION ET LA CONCEPTION SISMIQUE DES STRUCTURES**

4.1. Introduction	50
4.2. Méthode d'analyse statique non linéaire (Pushover)	50
4.3. Origine de l'analyse Pushover	51
4.4. But de l'analyse Pushover	51
4.5. Avantages, inconvénients et limites de la méthode	52
4.6. Formulation de l'analyse Pushover	53
4.6.1. Mise en équation	53
4.7. Modèles des charges latérales adoptés par le FEMA 356	54
4.7.1. Distribution pseudo charge latérale ELF (Force latérale équivalente)	55
4.7.2. Distribution sous forme du mode fondamental	55
4.7.3. Distribution SRSS (Square Root of the Sum of Squares)	55
4.7.4. Distribution uniforme	56
4.7.5. Distribution des charges latérales modales (Analyse Pushover Modale, MPA)	57
4.8. Approche des différents guides pour la détermination du point de performance	58
4.8.1. Approches des guides FEMA 273/274 et 356	58
4.8.1.1. Méthodologie	59
4.8.2. Approche du guide ATC 40	62
4.8.2.1. Approche globale	62
4.8.2.2. Etapes de la méthode	62

4.8.2.3. Calcul du point de performance selon ATC 40 (procédure A)	63
4.8.3. Méthode non-linéaire d'analyse des portiques selon EC8	66
4.9. Conclusion	68

## **CHAPITRE 5: INVESTIGATION NUMERIQUE**

5.1. Introduction	69
5.2. Poteaux	69
5.3. Armatures transversales	69
5.4. Poutres	72
5.5. Description de l'ouvrage	73
5.6. Charges permanentes et surcharges d'exploitation	74
5.7. Cas d'étude	74
5.8. Modélisation	75
5.9. Caractéristiques mécaniques des matériaux (béton non confiné, béton confiné, aciers)	77
5.10. Paramètres de l'analyse statique	80
5.11. Méthode d'application de l'analyse Pushover	83

## **CHAPITRE 6: PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS**

6.1. Introduction	87
6.3. Effet du confinement	87
6.2. Analyse sectionnelle	89
6.4. Capacité de résistance et de courbure	91
6.5. Capacité sectionnelle	91
6.5.1. Etats limites:	91
6.5.1.1. Etats limites réel	91
6.5.1.2. Etats limites idéalisés	92
6.5.2. Courbes (M- $\phi$ ) réelles	93
6.5.3. Courbes (M- $\phi$ ) idéalisées	97
6.6. Analyse du comportement structurel	102
6.6.1. Critère du développement des rotules plastiques	102
6.6.1.1. Influence de nombre de niveaux	102
6.6.1.2. Influence de nombre de travées	105
6.6.2. Capacité de déformation (déplacement relatif)	109
6.6.3. Dissipation d'énergie	112
6.6.4. Point de performance ( $S_a$ - $S_d$ )	113
6.6.4.1. Analyse Pushover	113
6.6.4.2. Superposition des courbes ( $S_a$ - $S_d$ )	115
6.6.4.3. Force-Déplacement	117
6.6.4.4. Déplacements relatif- rapport volumétrique des armatures	118



transversales.	119
<b>CONCLUSION GENERALE</b>	122
<b>RECOMMANDATIONS</b>	123
<b>ANNEXE</b>	131
<b>REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE</b>	

## Liste des figures:

### Chapitre 1

Figure 1.1: Processus du PBD.	5
Figure 1.2: Niveaux de performances structurales et non – structurales.	6
Figure 1.3: Représentation du niveau de performance sur la courbe de capacité.	7
Figure 1.4: Stratégie pour l'acceptation de la performance.	8
Figure 1.5: Critères de dimensionnement pour trois niveaux de performance.	9

### Chapitre 2

Figure 2.1: Courbes contraintes déformations d'un béton confiné et non confiné.	13
Figure 2.2: Courbes contrainte-déformation des cylindres en béton confiné par des cercles.	14
Figure 2.3: Courbes charge axiale déformation pour des prismes en béton confiné de section carrée.	14
Figure 2.4: Distribution de la pression latérale de confinement (a) dans la section circulaire et (b) dans la section rectangulaire.	15
Figure 2.5: Effet de l'espacement du ferrailage transversal sur l'efficacité du confinement.	16
Figure 2.6: Influence de la forme de l'armature transversale.	16
Figure 2.7: Influence de la configuration de l'armature transversale.	17
Figure 2.8: Béton confiné par des armatures transversales en spires.	17
Figure 2.9: Courbes contrainte- déformation de béton confiné par des cadres rectangulaires; (a) Chan et blume.al, (b) Baker, (c) Roy et Sozen, (d) Soliman et Yu, (c) Sargin et al.	19
Figure 2.10: Modèle du béton non confiné.	20
Figure 2.11: Courbe contrainte-déformation du béton confine.	21
Figure 2.12: Courbe contrainte-déformation du béton confiné.	23
Figure 2.13: Courbe contrainte-déformation du béton confiné et non confiné, Murat et al (1992).	24
Figure 2.14: Courbe contrainte déformation, Mander et al (1988).	24
Figure 2.15: Béton confiné efficace pour le ferrailage transversal rectangulaire.	25
Figure 2.16: Détermination de la résistance de confinement à partir des contraintes latérales de Confinement.	27
Figure 2.17: Courbe contrainte-déformation des aciers en traction.	28
Figure 2.18: Courbe contrainte-déformation des aciers en compression.	30

### Chapitre 3

Figure 3.1: Modèles globaux de murs porteurs en béton armé et de murs de remplissage en maçonnerie.	32
Figure 3.2: Exemples de relations moment-courbure.	33

Figure 3.3: Influence de l'effort axial sur la résistance et la ductilité d'un poteau	33
Figure 3.4: Exemple de dommages d'un bâtiment suite au séisme de Zemmouri 2003.	34
Figure 3.5: Endommagement d'un portique à 2 étages par flexion dans les zones critiques des poteaux dans une installation portuaire lors du séisme de Buhj (Inde) 2001.	34
Figure 3.6: Rupture par cisaillement d'un poteau en béton armé dans un logement lors du séisme de boumerdès en 2003.	34
Figure 3.7: Changement de la localisation des zones plastiques à cause du remplissage du cadre avec de la maçonnerie (SIA 262).	35
Figure 3.8: Rupture par cisaillement d'un poteau en béton armé lors du séisme de Kalamata (Grèce) en 1986.	35
Figure 3.9: Rupture par cisaillement d'un poteau court en béton armé dans une école d'enseignement technique des chemins de fer lors du séisme de Miyagi-Ken en 1978.	35
Figure 3.10: Endommagement d'un nœud poteau-poutre par cisaillement lors du séisme de Boumerdès en 2003.	36
Figure 3.11: Endommagement d'un portique dans une maison lors du séisme de Boumerdès en 2003.	36
Figure 3.12: Ruine d'un nœud à la jonction poteau-poutre d'angle lors du séisme de Buhj (Inde) en 2001.	36
Figure 3.13: Loi Moment-Rotation simplifiée de l'ATC 40.	38
Figure 3.14: Illustration de la rotation de la corde $\theta$ sur divers éléments de construction.	39
Figure 3.15: Rotation de plastification de la corde $\theta_y$ d'un élément de construction.	40
Figure 3.16: Répartition de la courbure $\phi$ le long d'un élément de construction plastifié.	40
Figure 3.17: Rotation de la corde à la rupture $\theta_u$ d'un élément de construction.	41
Figure 3.18: Relation moment – courbure.	42
Figure 3.19: Distribution des déformations et des contraintes.	43
Figure 3.20: Relation force - déplacement non linéaire d'un porte-à-faux élané	44
Figure 3.21: Distribution de la courbure dans un poteau typique au 1er écoulement d'un portique.	45
Figure 3.22: Mécanisme relatif à la rotation des poteaux dans le ième niveau.	46
Figure 3.23: Distribution de la courbure dans un poteau type au premier écoulement d'un portique.	47
Figure 3.24: Mécanisme relatif à la rotation des poutres.	47
Figure 3.25: Géométrie des déformations plastiques dans un mécanisme de poutre.	48

## Chapitre 4

Figure 4.1: Signification physique de la courbe de capacité.	50
Figure 4.2: Représentation bilinéaire des systèmes MDOF et SDOF.	54

Figure 4.3 : Différents états d'endommagements.	58
Figure 4.4 : Calcul de la rigidité effective $K_{eff}$ .	59
Figure 4.5: Détermination du point de performance.	62
Figure 4.6: Transformation de la courbe Sa-T à la forme ADRS.	63
Figure 4.7: Détermination du point de performance ( $\alpha_{pi}$ , $\delta_{pi}$ ).	64
Figure 4.8: Estimation d'amortissement visqueux équivalent par la méthode spectre de capacité (ATC 40).	65
Figure 4.9: Construction de spectre de demande réduit.	66
Figure 4.10: Transformation de la courbe de capacité en une réponse SDOF dans un format ADRS.	67

## Chapitre 5

Figure 5.1: Section poutre en T en EC8.	72
Figure 5.2: Vue en plan des bâtiments.	73
Figure 5.3 (a, b): Portique principal des bâtiments (01, 02) étudiées suivant la coupe A-A.	74
Figure 5.4 (c, d): Portique principal des bâtiments (03, 04) étudiées suivant la coupe A-A.	75
Figure 5.5: Répartition du moment et de la courbure sur la hauteur d'un poteau.	76
Figure 5.6: Loi de comportement du béton non confiné en compression sous chargement statique.	77
Figure 5.7: Loi de comportement du béton confiné.	78
Figure 5.8 (a, b): Différents paramètres qui influent sur le confinement.	79
Figure 5.9: Loi de comportement de l'acier en traction sous chargement statique.	79
Figure 5.10: Distribution triangulaire des forces statiques.	81
Figure 5.11: Section et ferrailage des poteaux.	82
Figure 5.12: Section et ferrailage d'une poutre.	82
Figure 5.13: Définition des rotules plastiques.	83
Figure 5.14: Assignement des rotules plastiques aux extrémités de poteau.	83
Figure 5.15: Définition de la force statique non linéaire horizontale.	84
Figure 5.16: Définition de la force verticale.	84
Figure 5.17: Formation et développement des rotules plastiques.	85
Figure 5.18: Courbe Pushover ( $S_a - S_d$ ).	85
Figure 5.19: Courbe capacitaire ( $F - D$ ).	86
Figure 5.20: Tableau de la courbe Pushover.	86
Figure 5.21: Tableau de la capacité spectrale.	86

## Chapitre 6

Figure 6.1: Diagramme contrainte- déformation du béton confiné en fonction du pourcentage des armatures transversales du poteau (30x30) $cm^2$ .	88
Figure 6.2: Diagramme contrainte- déformation du béton confiné en fonction du	88

pourcentage des armatures transversales du poteau (40x40) cm <sup>2</sup> .	
Figure 6.3: Différents états limites de la courbe réelle (M-φ).	92
Figure 6.4: Différents états limites de la courbe idéalisée (M-φ).	92
Figure 6.5: Courbe (M- φ) réelle du poteau de rive de (R+2) à 2 travées à la base	93
Figure 6.6: Courbe (M- φ) réelle du poteau de rive de (R+2) à 3 travées à la base	93
Figure 6.7: Courbe (M- φ) réelle du poteau de rive de (R+4) à 2 travées à la base	94
Figure 6.8: Courbe (M- φ) réelle du poteau de rive de (R+4) à 3 travées à la base	94
Figure 6.9: Courbe (M- φ) réelle du poteau central de (R+2) à 2 travées à la base	95
Figure 6.10: Courbe (M- φ) réelle du poteau central de (R+2) à 3 travées à la base	95
Figure 6.11: Courbe (M- φ) réelle du poteau central de (R+4) à 2 travées à la base	96
Figure 6.12: Courbe (M- φ) réelle du poteau central de (R+4) à 3 travées à la base	96
Figure 6.13: Courbe (M- φ) idéalisé du poteau de rive de (R+2) à 2 travées à la base	97
Figure 6.14: Courbe (M- φ) idéalisé du poteau de rive de (R+2) à 3 travées à la base	98
Figure 6.15: Courbe (M- φ) idéalisé du poteau de rive de (R+4) à 2 travées à la base	98
Figure 6.16: Courbe (M- φ) idéalisé du poteau de rive de (R+4) à 3 travées à la base	99
Figure 6.17: Courbe (M- φ) idéalisé du poteau central de (R+2) à 2 travées à la base	99
Figure 6.18: Courbe (M- φ) idéalisé du poteau central de (R+2) à 3 travées à la base	100
Figure 6.19: Courbe (M- φ) idéalisé du poteau central de (R+4) à 2 travées à la base	100
Figure 6.20: Courbe (M- φ) idéalisé du poteau central de (R+4) à 3 travées à la base	101
Graphe 6.21: Histoire du développement des rotules plastiques pour les portiques en (R+4) à 3 travées.	103
Graphe 6.22: Histoire du développement des rotules plastiques pour les portiques en (R+2) à 3 travées.	104
Graphe 6.23: Etat d'endommagement des portiques en (R+4) à 2 et 3 travées garantis un niveau de « LS ».	106
Graphe 6.24: Etat d'endommagement des portiques en (R+4) à 2 et 3 travées garantis un niveau de « LS ».	106
Graphe 6.25: Courbes capacitaires des portiques en (R+4) à 3 travées.	114
Graphe 6.26: Courbes capacitaires des portiques en (R+4) à 2 travées.	114
Graphe 6.27: Courbes capacitaires des portiques en (R+2) à 3 travées.	114
Graphe 6.28: Courbes capacitaires des portiques en (R+2) à 2 travées.	114
Figure 6.29: Superposition des courbes capacitaires (Sa-Sd) des portiques en (R+4) à 3 travées.	115
Figure 6.30: Superposition des courbes capacitaires (Sa-Sd) des portiques en (R+4) à 2 travées.	115
Figure 6.31: Superposition des courbes capacitaires (Sa-Sd) des portiques en (R+2) à 3 travées.	116
Figure 6.32: Superposition des courbes capacitaires (Sa-Sd) des portiques en (R+2) à 2 travées.	116
Figure 6.33: Superposition des courbes force- déplacement.	117
Figure 6.34: Graphe déplacements relatifs-rapport volumétrique des armatures transversales des portiques en (R+4) à 2 et 3 travées.	118

## Liste des Tableaux:

### Chapitre 1

Tableau 1.1: Niveaux de performance, états d'endommagement correspondants et déplacements limites.	6
Tableau 1.2: Combinaison du niveau de performance structurelle et non structurelle.	7

### Chapitre 4

Tableau 4.1: Coefficient $C_0$ .	60
Tableau 4.2: Coefficient $C_2$ .	61
Tableau 4.3: Valeurs du coefficient $\beta_0, \kappa_0$ .	65
Tableau 4.4: Valeurs minimales de SRA SRV.	65
Tableau 4.5: Type de structures.	65

### Chapitre 5

Tableau 5.1: Classes de ductilité	71
Tableau 5.2: Largeur participante $b_{eff}$ de la dalle de compression.	72
Tableau 5.3: Charges et Surcharges d'exploitation.	74
Tableau 5.4: Tableau présentant la vérification de la condition de l'effort tranchant à la base.	80
Tableau 5.5: Charges horizontales sur les portiques dans le sens considéré.	81
Tableau 5.6: Ferrailage longitudinal des poteaux.	81
Tableau 5.7: Caractéristiques géométriques et ferrailage des poutres.	82

### Chapitre 6

Tableau 6.1: Contraintes – déformations.	87
Tableau 6.2: Structures (R+2) à 2 et 3 travées.	90
Tableau 6.3: Structures (R+4) à 2 et 3 travées.	90
Tableau 6.3: Déplacements relatifs, formation et nombre des rotules plastiques.	109
Tableau 6.4: Nombre des rotules plastiques, points de performance.	110
Tableau 6.5: Point de performance, la période effective et l'amortissement effectif.	112

### Annexe

Tableau 1: Moments et courbures ( $M-\varphi$ ) des portiques (R+2) à 2 travées analysés par le RPA zone 2 et zone 3, EC8 et NZS.	123
Tableau 2: Moments et courbures ( $M-\varphi$ ) des portiques (R+2) à 3 travées analysés par le RPA zone 2 et zone 3, EC8 et NZS.	124

Tableau 3: Moments et courbures (M- $\phi$ ) des portiques (R+4) à 2 travées analysés par le RPA zone 2 et zone 3.	125
Tableau 4: Moments et courbures (M- $\phi$ ) des portiques (R+4) à 2 travées analysés par l'EC8 et NZS.	126
Tableau 5: Moments et courbures (M- $\phi$ ) de portique (R+4) à 3 travées analysés par le RPA zone 2 et zone 3.	127
Tableau 6: Moments et courbures (M- $\phi$ ) de portique (R+4) à 3 travées analysés par l'EC8 et NZS.	128
Tableau 7: Participation modale de portique (R+4) à 3 travées analysés par RPA zone 3.	129
Tableau 8: Participation modale de portique (R+2) à 3 travées analysés par RPA zone 3.	129
Tableau 9: Participation modale de portique (R+4) à 2 travées analysés par RPA zone 3.	129
Tableau 10: Participation modale de portique (R+2) à 2 travées analysés par RPA zone 3.	129

## SYMBOLES:

$f_{co}$  : Résistance du béton non confiné.

$\epsilon_{co}$  : Déformation du béton non confiné.

$k_1$  et  $k_2$ : Coefficients en fonction de la composition du béton et la pression de l'étreinte latérale  $f_l$ .

$f_l$ : Pression latérale des aciers transversaux.

$d_s$ : Diamètre du cadre.

$A_{sp}$  : Surface de la barre du cadre.

$s$  : Espacement entre les cadres.

$b_n$ : Largeur du noyau confinée mesurée à l'extérieur du cadre.

$f_{yh}$  : Limite élastique de l'acier.

$\rho_{sh}$  : Rapport volumétrique des cadres transversales.

$B$  : Constante.

$b_c$  : Distance d'axe à axe des étriers extérieurs dans la direction  $x$ .

$d_c$  : Distance entre axe à l'extérieure des cadres transversales dans la direction  $y$ .

$A_s$  : Surface totale de l'armature longitudinale.

$f'_{cc}$  : Résistance de compression du béton confiné.

$\epsilon_{cc}$ : Déformation longitudinale du béton confiné.

$E_c$ : Module d'élasticité longitudinal du béton initial.

$E_{sec}$  : Module d'élasticité du béton à la résistance pic.

$k_e$ : Coefficient d'efficacité de confinement.

$A_{cc}$ : Surface du béton confiné efficace.

$\rho_{cc}$  : Rapport de la section d'armatures longitudinales à la surface du béton confiné.

$A_c$ : Surface du béton confiné prise entre axes d'armature transversale.

$A_{sx}$  : Section d'armatures totale dans la direction  $x$ .

$A_{sy}$  : Section d'armatures totales dans la direction  $y$ .

$f_{lx}$  : Contrainte latérale de confinement dans le béton dans la direction  $x$ .

$f_{ly}$  : Contrainte latérale de confinement dans le béton dans la direction  $y$ .

$f'_l$  : Contrainte effective latérale de confinement des cadres transversales.

$\epsilon_{cu}$ : Déformation ultime du béton confiné.

$\frac{s}{d_b}$  : Coefficient d'élancement de la barre.

$E_r$  : Module réduit.

$f_{suc}$ : Contrainte de flambement.

$L_p$  : Longueur de rotule plastique.

$\theta_{p,u}$ : Rotation de ruine plastique.

$L_v$  : Longueur du cisaillement.

$f_y$  : Contrainte de plastification des aciers.

$d_{bl}$  : Diamètre des barres de flexion.

$\phi_u$  : Courbures ultime.

$\phi_y$  : Courbures de début de plastification.



$\mu_d$  : Ductilité en déplacement.  
 $\mu_\phi$  : Ductilité en courbure.  
 $\Delta_y$  : Déplacements de plastification.  
 $\Delta_{p,u}$  : Déplacements de ruine.  
 $v_d$  : Effort normal réduit.  
 $\omega_t$  : Rapport mécanique d'acier longitudinal.  
 $f_c$  : Résistance en compression du béton.  
 $\theta_y$  : Rotation de plastification de rotule plastique.  
 $a_{st}$  : Coefficient de nuance d'acier.  
 $f_t$  : Résistance à la traction de l'armature longitudinale.  
 $M_u$  : Moment à l'état limite élastique.  
 $A_s'$  : Section des aciers comprimés.  
 $A_s$  : Section des aciers tendus.  
 $b$  : Largeur de la section de poteau.  
 $h$  : Hauteur du poteau.  
 $d$  : Hauteur utile du poteau.  
 $d'$  : Enrobage.  
 $f_{bu}$  : Résistance du béton.  
 $f_s$  : force de compression des armatures supérieures.  
 $f_s'$  : force de traction des armatures inférieures.  
 $y$  : Distance entre l'axe neutre et le bord supérieur de la section du poteau.  
 $x$  : Vecteur du déplacement relatif.  
 $M$  : Matrice de masse.  
 $C$  : Matrice d'amortissement.  
 $Q$  : Matrice de rigidité.  
 $i$  : Vecteur d'influence.  
 $\phi$  : Vecteur modal.  
 $T_{eq}$  : Période élastique du système.  
 $\alpha$  : Rapport d'écrouissage.  
 $F_1$  : Masse participe dans le mode fondamental.  
 $h_i$  : Hauteur de niveau  $i$ .  
 $K$  : Coefficient considérant les effets des modes supérieurs.  
 $m_i$  : Masse du niveau  $i$ .  
 $\phi_i$  : Amplitude du niveau  $i$  au premier mode.  
 $\Gamma_n$  : Coefficient de participation modal pour le mode  $n$ .  
 $\phi_{in}$  : Amplitude du niveau  $i$  au mode  $n$ .  
 $A_n$  : Pseudo – accélération pour le mode  $n$  du système élastique.  
 $F_i$  : Force latérale au niveau  $i$ .  
 $K_i$  : Rigidité latérale élastique dans le sens considéré.  
 $K_e$  : Rigidité latérale effective dans le sens considéré.  
 $V_y$  : Effort tranchant élastique.  
 $S_a$  : Accélération spectrale correspond à la période fondamentale effective.

$w$  : Masse active sous séisme.  
 $V_y$  : Effort tranchant à la limite élastique.  
 $T_s$  : Période caractéristique du sol.  
 $T_e$  : Période calculé de la structure.  
 $\alpha$  : Rapport entre la rigidité post élastique et la rigidité élastique effective.  
 $\delta_t$  : Déplacement cible subit par la structure.  
 $S_d$  : Déplacement spectral.  
 $\Delta_{tête}$  : Déplacement au sommet.  
 $SR_A, SR_v$  : Facteurs de réduction spectraux.  
 $\xi_0$  : Amortissement hystérétique équivalent.  
 $k$  : Coefficient de modification de l'amortissement.  
 $\lambda_g$  : Elancement géométrique.  
 $P_e$  : Effort axial.  
 $A_g$  : Section du béton.  
 $A_{sh}$  : Aire de la barre transversale.  
 $h_f$  : Épaisseur de la dalle de compression.  
 $f_{t28}$  : Résistance à la traction.  
 $\varepsilon_e$  : Déformation élastique.  
 $\varepsilon_u$  : Déformation ultime.  
 $V_x$  : Effort tranchant dynamique selon le sens (x-x).  
 $R$  : Coefficient de comportement global de la structure.  
 $\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique.  
 $D$  : Facteur d'amplification dynamique.  
 $Q$  : Facteur de qualité.  
 $W$  : Poids de la structure.

# **INTRODUCTION GENERALE**

## **INTRODUCTION GENERALE:**

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes sont des manifestations spectaculaires et dévastatrices. Il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. C'est pourquoi la plupart des nations ne sont pas protégées contre les tremblements de terre et leurs conséquences économiques et humaines. La solution parasismique semble être une solution de protection efficace.

Pour cela les chercheurs dans le domaine parasismiques par le biais des différents règlements parasismiques et les procédures d'évaluation sismiques des bâtiments, ont établi une méthode non linéaire par poussée progressive qui engendre une loi de comportement proche d'un état réel des structures nouvelles ou existantes.

Cette méthode permet d'évaluer la performance parasismique des structures et garantie et fournit une stabilité structurelle et une sécurité des vies sous une action sismique, et prévoit l'état d'endommagement recherché.

Dans cette méthode, il apparaît plus simple de décrire l'état d'une structure sous forme de déplacements relatifs des étages et les efforts tranchants correspondants.

En effet, cette méthode permet de mieux appréhender le comportement à la ruine des structures.

## **PROBLEMATIQUE:**

D'après les expertises faites pour les structures en béton armé qui ont subi le séisme de Zemmouri, (Boumerdes, Algérie Mai 2003), il a été constaté différents phénomènes d'endommagement au niveau des zones nodales dans les éléments de contreventement structuraux. Pour cela notre travail sera porté sur la recherche et l'évaluation de la performance structurelle, le niveau de ductilité et la dissipation d'énergie dans ces zones nodales à travers l'évaluation du taux d'armatures transversales qui régit la capacité de déformation des éléments linéaires, par une investigation numérique utilisée sous une méthode d'analyse statique non linéaire par poussée progressive dite Analyse Pushover.

Les structures adoptées dans le cadre de ce travail, sont contreventées par des portiques auto stables en béton armé à structures régulières (R+4 et R+2 à 2 et 3 travées), avec un confinement des poteaux assuré par des armatures transversales préconisées par des différents codes mondialement connus en considérant respectivement le RPA version 2003 (zone 2 et zone 3), EC8 et NZS. Ceci est très important car le confinement est le facteur le plus gouvernant sur la capacité de déformation des éléments linéaires.

L'étude est appuyée sur une analyse de capacité sectionnelle réelle des éléments structuraux constituant les poteaux rectangulaires et les poutres de section en T subdivisées en partie courante supposée et demeurant élastique, et une partie plastifiable créant par des courbures et des rotations concordantes concentrées au niveau d'une longueur aux extrémités dite rotules plastiques. Ces dernières sont largement utilisées par différents règlements parasismiques et des procédures d'évaluation des bâtiments. Leur dimensionnement requiert une attention particulière afin d'éviter la ruine par cisaillement ou par manque d'adhérence et favoriser le développement d'un mécanisme de déformation post-élastique de nature flexionnelle particulière.

Les courbes réelles de ces rotules plastiques sont idéalisées par des états limites prescrits dans le FEMA 356.

A travers un travail d'investigation articulé autour de l'analyse Pushover, qui permet d'obtenir le comportement structurel approché du réel, et d'estimer la performance structurelle à un niveau garantissant l'intégrité structurelle, et enfin d'assurer la sécurité des vies, d'évaluer la capacité en résistance et en ductilité, aussi de préciser la dissipation d'énergie, et enfin le degré d'endommagement.

### **OBJECTIFS:**

Dans le cadre de la problématique de l'évaluation des demandes sismiques décrite, le présent travail s'inscrit et a pour objectif essentiel de situer les limites du rapport d'armatures transversales préconisé par les différents codes RPA (zone 2 et zone 3), EC8 et NZS.

A travers les différents critères de performance retenus des capacités de déformation et de résistance et les séquences de développement des rotules plastiques, niveau d'endommagement et l'énergie dissipée avec l'utilisation d'une méthode de calcul non – linéaire dite Pushover.

A cet effet, la démarche adoptée pour concrétiser cet objectif est scindée en deux parties :

- une partie bibliographique nécessaire pour une mise à niveau des connaissances.
- une investigation numérique traitant la modélisation des portiques considérés, leurs zones nodales et d'évaluer leurs performances parasismiques.

Ce mémoire se compose d'une introduction générale et de six chapitres suivis des conclusions et de recommandations :

**Le chapitre 1** donne des notions générales sur le dimensionnement en performance (PBD).

**Le chapitre 2** traite le concept du béton confiné ; englobant son principe et la présentation de quelques modèles jugés représentatifs ainsi que les différents facteurs influant sur le béton confiné.

**Le chapitre 3** est consacré à des notions de base sur le comportement non linéaire s'approchant du comportement réel de la structure (les rotules plastiques et leurs caractéristiques, les critères de ruine et leur mécanisme).

**Le chapitre 4** porte sur la définition, l'origine, le but, les avantages , et les formules de la méthode PUSHOVER, ainsi que la présentation des différentes approches des guides utilisés pour la détermination du point de performance à savoir du FEMA 273 et 356, ATC40 et l'Euro-code 8.

**Le chapitre 5** a pour objectif de procéder à la modélisation des différentes sections des éléments linéaires (poteaux et poutres), en introduisant les modèles des rotules plastiques idéalisées conformément à la FEMA 356. Les différents paramètres ayant une incidence sur le comportement sectionnel tel que ; taux de ferrailage (longitudinale et transversale), l'effort normal réduit pour les sections des poteaux et la longueur plastique à assigner aux zones plastiques des différents portiques, ont été définis.

**Le chapitre 6** contient des interprétations des résultats obtenus dans notre étude (analyse sectionnelle des éléments linéaires jugés par des graphes aux états réels et idéalisés, représentation des séquences des rotules plastiques et leurs développements en tête des poteaux, les déplacements relatifs de niveau, la dissipation d'énergie et le niveau d'endommagement, les courbes capacitaires et le point de performance).

La synthèse des résultats a permis d'établir les différentes conclusions et recommandations.

**CHAPITRE 1**  
**NOTIONS SUR LA DEMANDE EN**  
**PERFORMANCE.**

## **1. NOTIONS SUR LA DEMANDE EN PERFORMANCE (PBD).**

### **1.1. INTRODUCTION :**

Après les tremblements de terre de San Fernando (1971), Loma Prieta (1989) et de Northridge (1994), les chercheurs du Génie Parasismique, de part le monde, ont commencé le développement de procédures de la conception structurale afin de réduire les pertes liées aux dommages des séismes [1].

Cette tendance moderne est appelée la Conception Sismique Basée sur la Performance (Performance Based Seismic Design, PBSDD) ou (Performance Based Earthquake Engineering, PBEE) capable de concevoir des bâtiments avec un degré prévu de dommages, ou en d'autres termes, de prévoir la réponse d'un bâtiment avec une performance sismique adéquate [2].

La PBSDD est basée sur une approche claire où la performance peut être prévue et évaluée par l'ingénieur pour prendre des décisions basées sur des considérations de cycle de vie de bâtiments plutôt que sur les coûts de construction seul.

### **1.2. METHODOLOGIE DE LA PBD :**

Le processus de la PBD (voir la figure 1.1) inclut une évaluation itérative, commençant par le choix de niveau de performance approprié [3].

- sécurité sur les vies humaines.
- contrôle de l'endommagement.
- éviter l'effondrement lors d'un séisme majeur.

La deuxième étape consiste à réduire ces niveaux de performance en objectifs de performance à atteindre. Ces objectifs peuvent être un niveau de contrainte à ne pas dépasser, une charge, un déplacement, un état limite ou un état d'endommagement.

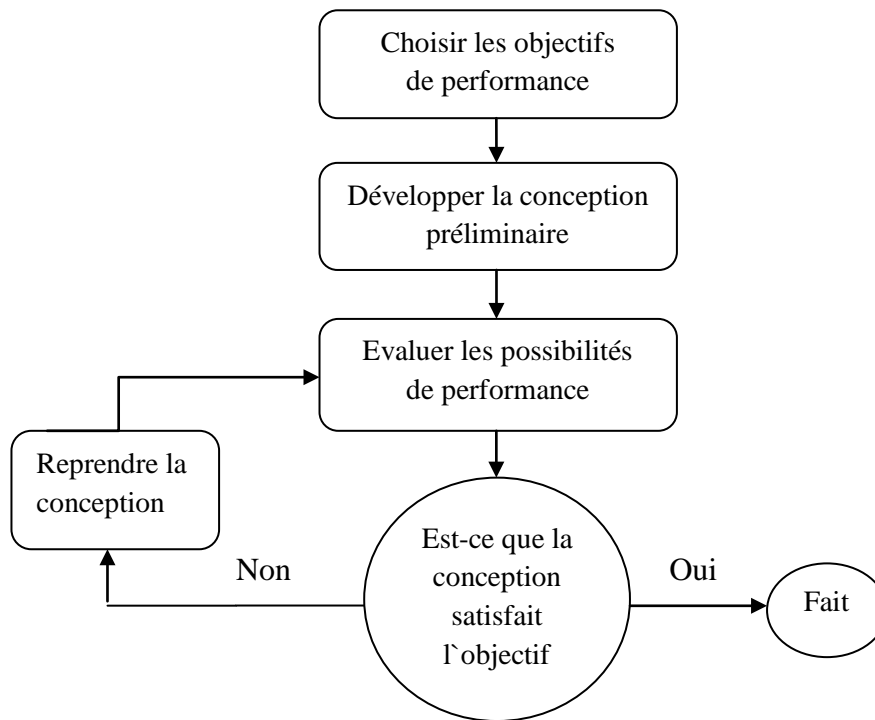
La conception basée sur la performance (PBSDD) consiste en la sélection de critères de dimensionnement pour un système structurel de façon que pour un niveau d'excitation physique avec des niveaux définis de fiabilité, ce système ne sera pas endommagé au-delà des états limites. Plusieurs étapes sont introduites pour que cette conception soit cohérente [3]:

- sélection des objectifs de performance.
- définition des critères de dimensionnement à plusieurs niveaux.
- spécifier les niveaux sismiques d'attaque correspondant aux différents critères de dimensionnement.
- considération de la conception parasismique globale.
- options pour les méthodes d'analyse structurelles appropriées.
- vérification numérique claire.



Cette vérification peut être convertie à travers une analyse par poussées successives (Pushover Analysis) où la capacité de la structure est comparée à la demande exigée par la conception initialement adoptée. Pour ce, le point de performance est déterminé afin d'identifier le niveau de performance résultant.

Si ce niveau ne satisfait pas les conditions de la PBSB, on doit remodeler la conception parasismique jusqu'à atteindre le niveau de performance satisfaisant[4].



**Fig. 1.1:** Processus du PBSB [1].

### 1.3. NIVEAUX DE PERFORMANCE:

La performance sismique est décrite en indiquant l'état maximal de dommages pour un risque sismique identifié (tremblement de terre).

L'objectif de la performance est basé sur les conditions de l'évaluation sismique articulée d'une part sur un état de dommages et un niveau de risque sismique d'autre part [5].

Cependant, il n'existe pas un commun accord sur la définition du niveau d'endommagement acceptable suite à un séisme spécifique mais des critères d'acceptance pour caractériser ces performances.

La déformation a été trouvée par ailleurs le meilleur indicateur recommandé pour définir la performance structurelle en termes d'état d'endommagement.

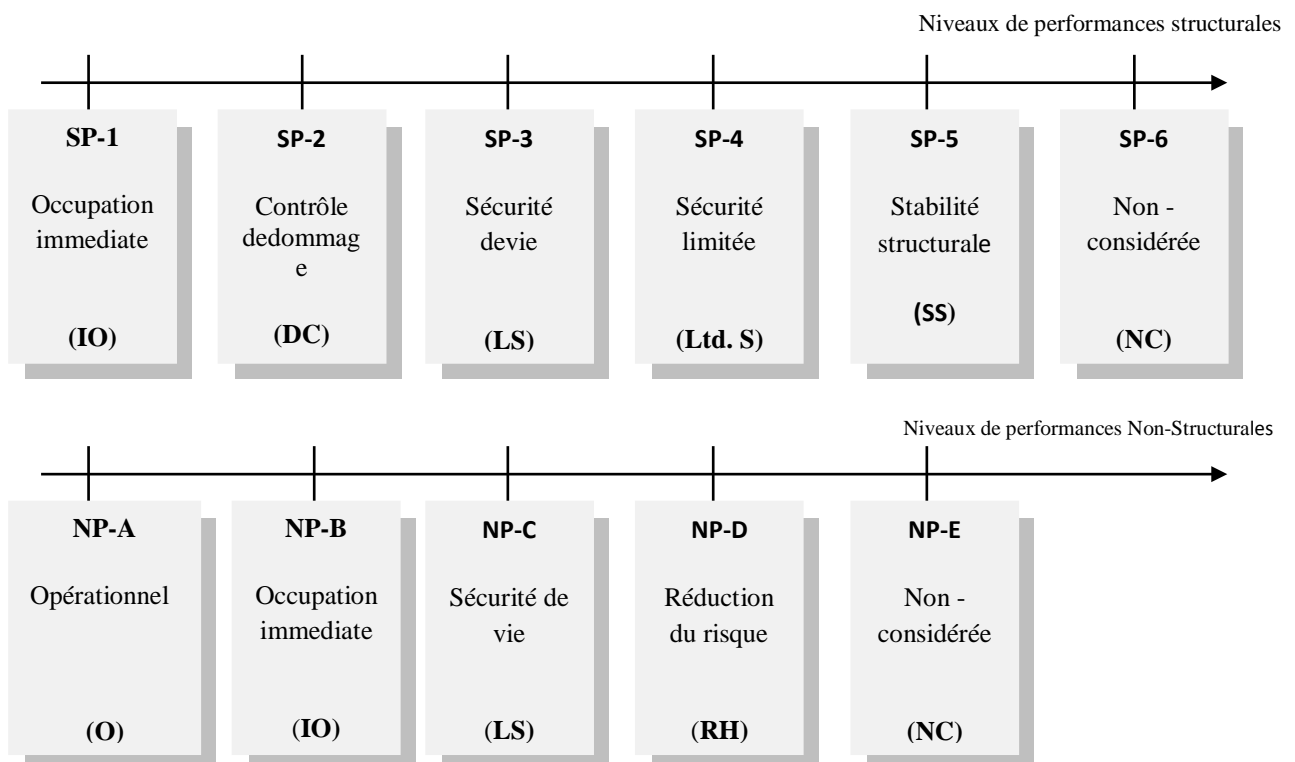
Le tableau 1.1 regroupe quelques niveaux de performance recommandés exprimés en états d'endommagement et en déplacements relatifs correspondants [3].

**Tableau1.1:** Niveaux de performance, états d'endommagement correspondants et déplacements limites.

Niveau de performance	Etat d'endommagement	Déplacement relatif
*Totalemment opérationnel Occupation immédiate	Négligeable	< 0.2%
*Opérationnel, endommagement Contrôle, endommagement modéré	Réparable	< 0.5%
*Sécurité sur les vies	Irréparable	< 1.5%
*Pré ruine, sécurité limitée	Sévère	< 2.5%
*Ruine		> 2.5%

Sur le plan normatif, quelques codes de notoriété ont déjà adopté la conception parasismique basée sur la performance, à l'instar de L'ATC 40 "Applied technology council " et FEMA 273 "Federal Emergency Management Agency ". Le niveau de performance d'un bâtiment est une combinaison du niveau de performance structural (SP-1 à SP-6) et du niveau de performance non structural (NP-A à NP-E), voir la figure 1.2.

Le tableau 1.2 donne les combinaisons recommandées du SP et du NP à des niveaux de performance de bâtiment de l'ATC 40 et FEMA 273.



**Fig. 1.2:** Niveaux de performances structurales et non – structurales.

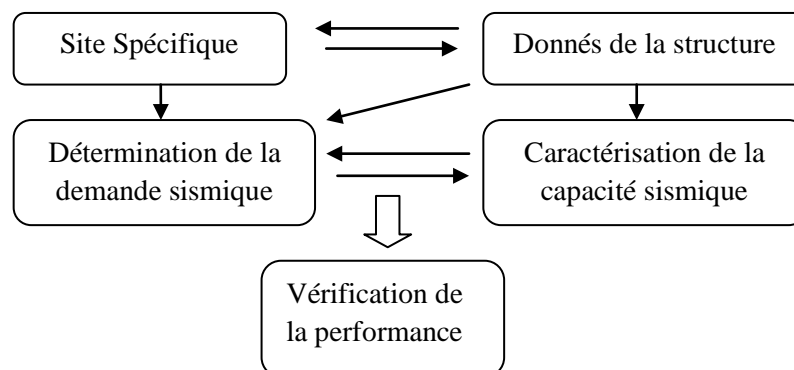
**Tableau. 1.2:** Combinaison du niveau de performance structurelle et non structurelle [6].

Niveaux de performances structurales \ Niveaux de performances non-structurales	SP-1 Occupation immédiate	SP-2 dommage contrôlé	SP-3 Sécurité de vie	SP-4 Sécurité limitée	SP-5 Stabilité structurale	SP-6 Non- considérée
NP-A Opérationnel	1-A Opérationnel	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Occupation immédiate	1-B Occupation immédiate	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Sécurité de vie	1-C	2-C	3-C Sécurité de vie	4-C	5-C	6-C
NP-D Réduction du risque	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E Non- considérée	NR	NR	3-E	4-E	5-E Stabilité structurale	Non- applicable

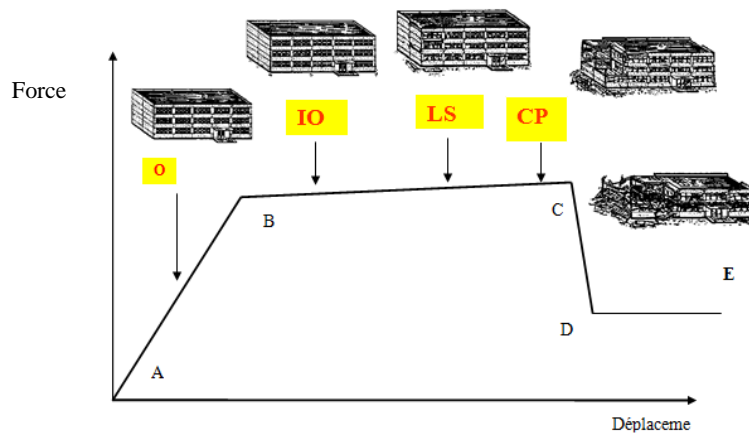
	Niveau de performance généralement utilisé (SP – NP).
	Autre possibilité de combinaison de (SP – NP).
	Combinaison non recommandée de (SP – NP)

#### 1.4. EVALUATION DE LA PERFORMANCE STRUCTURELLE:

L'ATC 40 [5] et FEMA273 [6] prévoient la stratégie de l'évaluation de la performance comme illustrée sur la figure 1.3, basée d'une part sur la caractérisation de la capacité de la structure et la détermination de la demande sismique (la courbe effort sismique –déplacement global) de la structure (voir figure 1.4), et d'autre part sur un processus de la vérification de la performance.



**Fig. 1.3:** Stratégie pour l'acceptation de la performance [4].



**Fig. 1.4:** Représentation du niveau de performance sur la courbe de capacité.

Trois états limites spécifiques peuvent être considérés [4] :

- limite du comportement élastique (aucun endommagement).
- limite d'endommagement (endommagement majeur ou mineur).
- limite de ruine.

Le contrôle du dommage causé par un séisme peut être résumé comme suit :

- Complètement opérationnel – O : Le bâtiment reste opérationnel et les dommages sont négligeables.
- Occupation immédiate – IO : les dommages enregistrés sont non structuraux et facilement réparés.
- Sécurité de vie humaine – LS : la structure reste stable et garde une réserve de capacité avec présence des dommages structuraux localisés, mais nécessite une réparation ou un renforcement.
- Non effondrement – CP : Un état du dommage très sévère, mais le bâtiment ne s'effondre pas.

Ces quatre niveaux de performances, peuvent être obtenus par une analyse Pushover représentés sur une courbe de capacité de la structure.

Le niveau de performance est déterminé à partir de l'excitation sismique et la performance de la structure doit rester entre des limites prescrites, Pour atteindre ce niveau de vérification, le dimensionnement est conduit à travers la formulation "requis -disponible" ou "demande - capacité" [3]:

Capacité requise  $\leq$  Capacité disponible

Trois paires de caractéristiques mécaniques sont généralement considérées dans le dimensionnement parasismique: rigidité, résistance et ductilité.

Rigidité requise  $\leq$  Rigidité disponible.

Résistance requise  $\leq$  Résistance disponible.

Ductilité requise  $\leq$  Ductilité disponible.

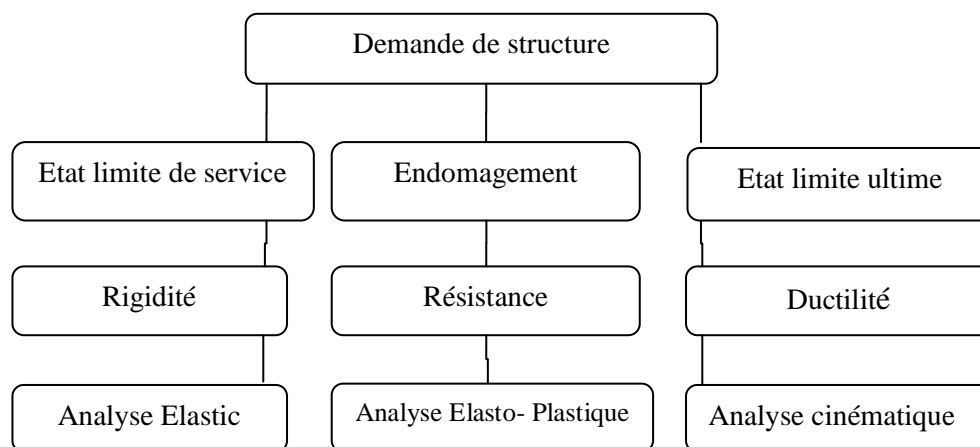
### 1.5. CRITERES DE DIMENSIONNEMENT POUR TROIS NIVEAUX DE PERFORMANCE [3]:

Les niveaux de performance peuvent être traduits en considérant les états limites suivants:

- état limite de service (Serviceability Limit State).
- état limite d'endommagement (Damageability Limit State).
- état limite ultime (Survivability Limit State).

La vérification de la rigidité est raccordée à l'état limite de service et affirme que les déplacements produisent des dommages des éléments non structuraux. Le contrôle de la résistance déterminant dans le dimensionnement pour charges conventionnelles est raccordée à l'état limite d'endommagement par contre, la ductilité est recherché dans le dimensionnement parasismique afin de garantir à l'état limite ultime.

Le dimensionnement parasismique fait appel à des notions spécifiques qui sont connue sous l'appellation "approche en capacité" qui exige la vérification des trois demandes prénommées.



**Fig. 1.5:** Critères de dimensionnement pour trois niveaux de performance.

#### 1.5.1. Rigidité:

La rigidité horizontale détermine le comportement dynamique d'une structure (fréquences propres). Le contrôle de l'endommagement à travers la vérification de la rigidité structurelle est devenu un critère inévitable. Le déplacement global (en tête) de la structure peut caractériser l'endommagement structurel, mais ne peut adéquatement refléter l'endommagement des éléments non structuraux, qui dépendent essentiellement du déplacement relatif entre deux étages, Cette vérification est indiquée à travers la relation suivante :

Déplacement relatif résultant  $\leq$  Déplacement relatif.

La rigidité requise dépend essentiellement du type de structure et du type de séisme, et la rigidité disponible dépend :

a- des déformations limites des éléments non structuraux :

- un endommagement mineur où les fissures 0.2-1mm, facilement réparé.
- un endommagement important où les fissures 1-2 mm, difficilement réparé.
- un endommagement très important avec de larges fissures dépassant les 2 mm, conduisant à la ruine partielle ou totale des éléments.

b- une désolidarisation des éléments non structuraux de la structure porteuse.

### **1.5.2. Résistance:**

La résistance aux forces horizontales est une autre caractéristique essentielle car elle détermine les déformations plastiques, et donc évalue les dégâts, subis par la structure. Pour cela, la structure doit satisfaire le critère:

Demande de Résistance  $\leq$  Capacité de Résistance.

Les deux termes de l'équation sont déterminés respectivement à partir de l'action sismique et la configuration structurelle, spectre de dimensionnement.

Les étapes nécessaires pour déterminer la capacité de résistance sont comme suit:

- identifier les sections critiques ou dissipatives d'énergie, leur fournir le ferrailage nécessaire de résistance et de confinement afin de leur conférer l'aptitude ductile requise.
- dimensionner les régions préalablement conçues comme élastiques de façon à éviter la migration accidentelle des déformations plastiques, en respectant l'approche poteau fort - poutre faible.

La capacité de résistance dépend des caractéristiques des zones dissipatives d'énergie, où une résistance appropriée est fournie tout en évitant la rupture brutale ou autres modes de rupture.

La résistance de ces zones dépend des facteurs suivants:

- la sécurité prise sur les matériaux
- l'utilisation des sections plus importantes que celles résultantes de l'analyse.
- l'effet d'écrouissage produisant une augmentation des moments plastiques.
- la redistribution des moments suite à la formation des rotules plastiques, le moment de calcul peut diminuer ou augmenter.

### **1.5.3. Ductilité:**

Dans le cas de l'action sismique, un comportement ductile est favorable car il permet de dissiper l'énergie introduite sous forme de déformations plastiques dans le domaine post –

élastique. Pour une même sollicitation sismique, une structure ductile pourra être dimensionnée pour une résistance moins importante qu'une structure non-ductile.

Le critère de ductilité est satisfait si:

Demande de Ductilité  $\leq$  Capacité de Ductilité.

Où la demande de ductilité est déterminée à partir du comportement global de la structure, et la capacité de ductilité à partir du comportement local au niveau des sections dissipatives d'énergie (zone nodale).

L'évaluation de la demande de ductilité requise est fonction du déplacement en tête de la structure.

## **1.6. CONCLUSION:**

La philosophie adoptée dans le dimensionnement parasismique des structures conditionne de vérifier les critères suivants :

- la rigidité structurelle pour le niveau de service
- la résistance structurelle pour le niveau d'endommagement.
- la ductilité structurelle pour le niveau ultime.

C'est pour cela que des paliers de performances parasismiques sont imposés dans les codes à fin d'évaluer la vulnérabilité des structures.

**CHAPITRE 2**  
**CONFINEMENT DU BETON – MODELES DE**  
**CONFINEMENT.**



## 2. CONFINEMENT DU BETON – MODELES DE CONFINEMENT

### 2.1. INTRODUCTION:

Le comportement des éléments structuraux en béton armé est directement lié aux lois contraintes déformations des matériaux constitutants (béton non confiné, béton confiné et l'acier). Le but de ce chapitre est de présenter sommairement quelques modèles analytiques existants.

### 2.2. CONFINEMENT DU BETON:

Le confinement du béton est assuré par le ferrailage transversal, généralement sous forme de cerces ou de cadres en acier étroitement espacés. Pour le béton d'une faible contrainte, l'intervention du ferrailage transversal en tant qu'armature de confinement est non significative, par conséquent le béton est considéré comme non confiné. Le béton devient effectivement confiné lorsque les contraintes développées par le noyau du béton s'approchent de la résistance uni-axiale. Les déformations transversales deviennent très importantes en raison de la fissuration interne progressive dans le béton qui s'appuie sur le ferrailage transversal, qui à son tour répond par une réaction de confinement sur le béton [7].

Pour développer un modèle analytique de la courbe contrainte - déformation du béton confiné, plusieurs travaux de recherche ont été réalisés pour évaluer les effets d'un champ de variables telles que :

- la résistance du béton non confiné.
- le taux et la distribution de l'armature longitudinale sur le périmètre du noyau.
- le rapport volumétrique, l'espacement et la configuration de l'armature transversale.
- la forme de la section du béton confiné.
- le rapport entre l'aire de la section confinée et celle de la section totale.
- le chargement cyclique.
- les caractéristiques des aciers.
- l'intensité de l'effort normal;

### 2.3. APERCU HISTORIQUE:

Les premières recherches (Richart, Brandtzaey, et Brown) [8] investies dans le comportement et la modélisation du béton confiné ont montré que la résistance et la déformation longitudinale correspondante à un béton confiné par une pression hydrostatique peut être exprimée par les relations suivantes :

$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f_1 \quad (2.1)$$

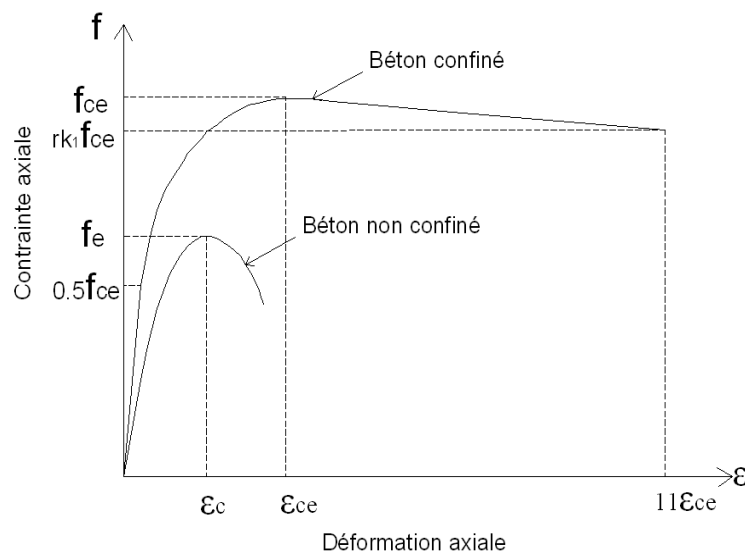
Avec:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left( 1 + k_2 \frac{f_l}{f_{co}} \right) \quad (2.2)$$

Où  $f_{co}$  et  $\varepsilon_{co}$  désignent respectivement la résistance du béton non confiné et la déformation concordante,  $k_1$  et  $k_2$  sont des coefficients fonction de la composition du béton et la pression de l'étreinte latérale  $f_l$ .

Selon les résultats expérimentaux Richart et al (1928) ont évalué moyennement, les coefficients  $k_1$  et  $k_2$  aux valeurs respectives 4.1 et 5  $k_1$ . Il a été conclu que la résistance du béton confiné par une pression hydrostatique passive est sensiblement égale à celle d'un béton soumis à une pression passive latérale équivalente de confinement dû à la présence d'armature en spires étroitement espacées [9].

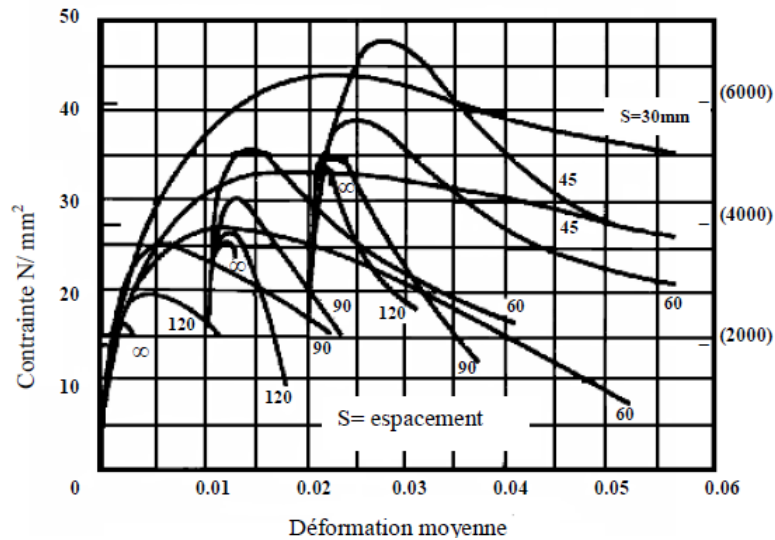
La figure 2.1 présente les courbes typiques contraintes déformations des prismes en béton confiné et non confiné. Cette figure met en évidence les différences de comportement entre ces deux bétons. Le confinement augmente en général deux caractéristiques du béton: la résistance en compression et la déformation correspondante à la contrainte ultime de compression.



**Fig. 2.1:** Courbes contraintes déformations d'un béton confiné et non confiné [8].

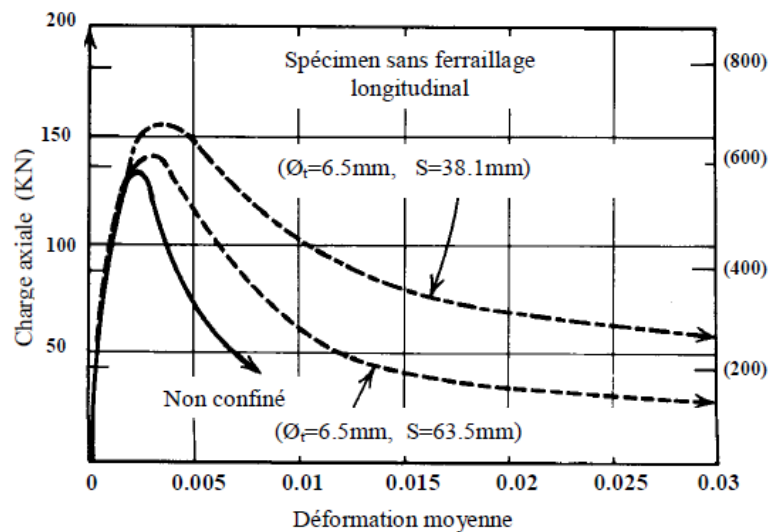
La figure 2.2 montre des courbes contrainte - déformation obtenues à partir de trois ensembles de cylindres de béton confinés par des spires circulaires examinées par Iyengar, Desayi, et Reddy [8], Chaque ensemble désigne une contrainte différente du béton non confiné.

L'augmentation de la contrainte et de la ductilité avec la quantité de l'acier transversal est très significative. Ces tests ont démontré que le confinement de béton par des cadres circulaires est plus efficace que les cadres rectangulaires ou carrée.



**Fig. 2.2:** Courbes contrainte-déformation des cylindres en béton confiné par des cercles [8].  
( $d_s = 150\text{mm}$ ,  $h = 300\text{mm}$ ,  $\varnothing_t = 6.5\text{mm}$ ).

La Figure 2.3 montre des courbes contrainte-déformation de prisme de béton testé par Bertero et Felippa (1964) qui contiennent des diverses quantités d'armatures transversales en forme rectangulaire ou carré. L'effet de la quantité d'acier transversal sur la ductilité est prononcé, Cependant son effet sur la résistance est faible [8].

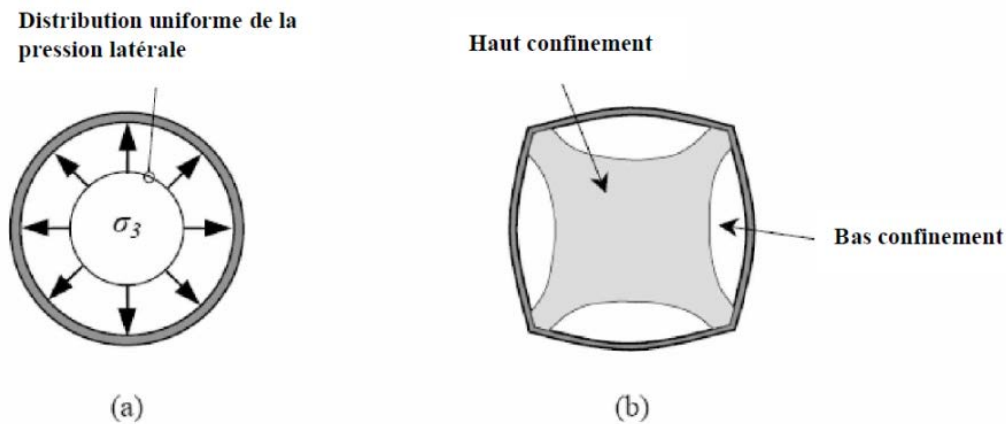


**Fig. 2.3:** Courbes charge axiale déformation pour des prismes en béton confiné de section carrée [8].

La raison de la différence considérable entre le confinement par des cadres circulaires et le confinement par les cadres rectangulaires ou carrés est illustrée dans figure 2.4.

Les cerces, de par leurs formes, développent une traction constante de l'acier transversal et fournissent une pression latérale de confinement uniforme autour de la circonférence, qui

s'approche dans son intensité à celle de la pression hydrostatique. Cependant, les cadres carrés développent des réactions importantes de confinement uniquement au niveau des angles; étant donné que la pression du béton sur les côtés du cadre tend à faire fléchir les côtés vers l'extérieur. Par conséquent une partie considérable de la section droite est considérée comme non confinée. En raison de l'action de courbement interne entre les angles, le béton est considéré effectivement confiné seulement dans les angles et dans la région centrale de la section [9].



**Fig. 2.4:** Distribution de la pression latérale de confinement [10]  
 (a) dans la section circulaire et (b) dans la section rectangulaire.

#### 2.4. PARAMETRES INFLUENTS SUR LE CONFINEMENT:

Plusieurs études ont révélé que les éléments en béton fortement comprimés, munis d'aciers transversaux nécessaires pour la résistance uniquement, exhibent une rupture brutale.

En effet, le béton inscrit entre deux lits successifs d'armature transversale se gonfle et se désintègre et l'armature longitudinale flambe. L'élément est ainsi dans l'incapacité de fournir une résistance additionnelle pour pouvoir supporter une charge plus grande que la charge ultime. Par contre, la présence d'une armature transversale supplémentaire, bien disposée latéralement, contribue à confiner le béton du noyau de la section. Soumise à la même charge ultime, la section dans ce cas se dérobo à l'effort par déformations inélastiques; ce n'est que le béton d'enrobage qui éclate [9]. Ceci illustre bien le comportement ductile des sections de béton confiné où le ferrailage transversal permet [3]:

- d'agir comme armature de cisaillement.
- d'augmenter la capacité de résistance et de déformation du béton confiné en compression.
- d'empêcher le flambement prématuré des armatures longitudinales comprimées.
- de réduire l'effet disruptif du noyau de béton sous une action cyclique de grandes amplitudes.

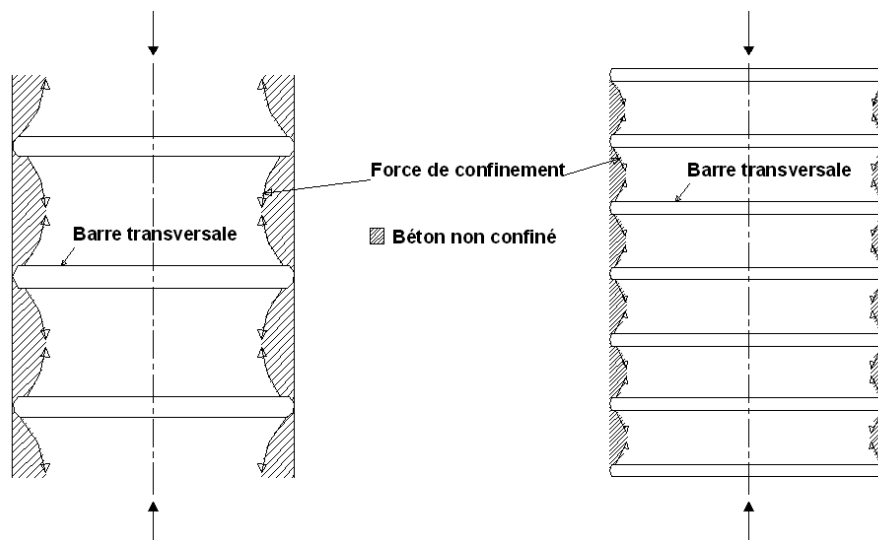
Il est évident selon les figures 2.2 et 2.3 que le confinement par le ferrailage transversal n'a un effet significatif sur la courbe ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) que lorsque la contrainte latérale dans les aciers transversaux générée par l'action extérieure soit conséquente [8].

La relation contrainte déformation du béton confiné dépend de plusieurs facteurs notamment:

1 - Le rapport de l'espace des aciers transversaux et le noyau du béton confiné, car un espacement d'armature transversale minime désignera une pression de confinement élevée.

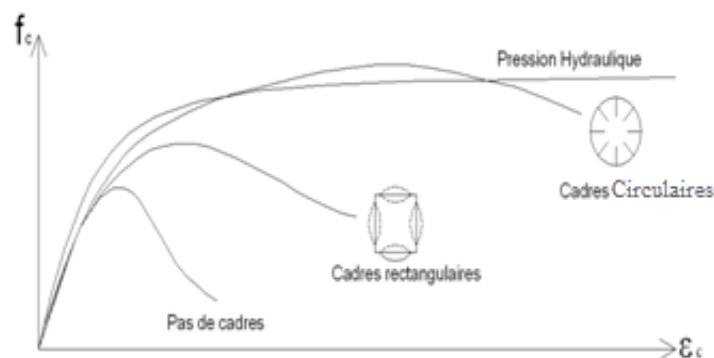
2 - La résistance élastique de l'acier transversal, parce que celle-ci donne une limite supérieure à la pression de confinement [10].

3 - l'espace de l'acier transversal augmente l'efficacité du confinement et contrôle la condition de non flambement comme illustré dans la figure 2.5.



**Fig. 2.5:** Effet de l'espace du ferrailage transversal sur l'efficacité du confinement [8].

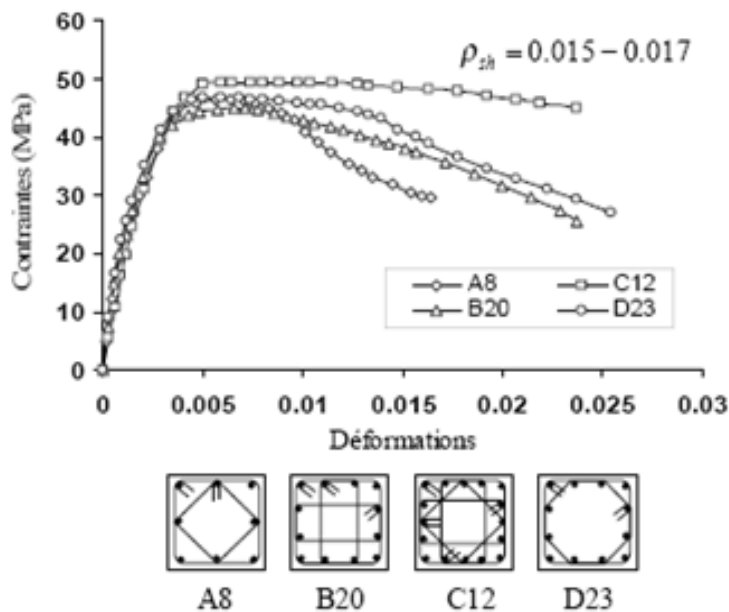
4 - Forme et configuration de l'armature transversale, le confinement par les cadres circulaires est plus efficace car il s'approche du cas idéal celui de la pression hydrostatique (voir la figure 2.6).



**Fig. 2.6:** Influence de la forme de l'armature transversale [11].

La figure 2.7 montre le gain en résistance et en déformation dans le noyau du béton confiné pour des sections relativement de mêmes taux d'armature longitudinale et transversale et d'un même espacement.

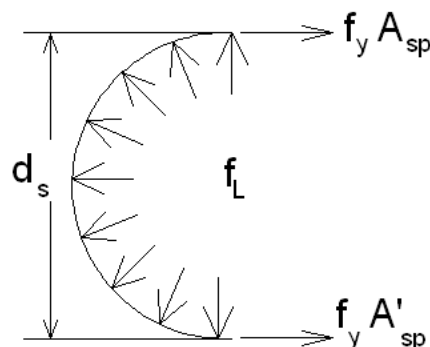
Spécimens ayant la configuration A montrent une faible amélioration dans la résistance du béton et la ductilité, cependant les spécimens ayant la configuration C présentent le plus de gain en résistance et en ductilité.



**Fig. 2.7:** Influence de la configuration de l'armature transversale [7].

### Béton confiné par des cadres circulaires :

Iyengar et al [8], ont proposé une loi de comportement contrainte - déformation du béton confiné, en utilisant dans les essais des cadres circulaires. Ils ont obtenu une pression de confinement calculée à partir d'une tension développée par ces cadres (Voir figure 2.8).



**Fig. 2.8:** Béton confiné par des armatures transversales en spires [8].

La pression latérale sur le béton atteint un maximum lorsque le cadre atteint la limite d'élasticité. L'équilibre des forces agissant sur le demi-cercle du cadre, exige que :

$$2 f_y A_{SP} = d_s s f_l \quad (2.3)$$

Où :

$f_l$  : pression latérale sur le béton.

$d_s$  : diamètre du cadre.

$A_{sp}$  : surface de la barre du cadre.

$s$  : espacement entre les cadres.

La résistance axiale à la compression du béton confiné par un cadre est :

$$f'_{cc} = f'_c + 8.2 \left( \frac{f_y A_{sp}}{d_s s} \right) \quad (2.4)$$

### **Béton confiné par des cadres rectangulaires :**

Plusieurs chercheurs ont proposé des relations contraintes - déformations du béton confiné par des cadres rectangulaire [8]. Certaines des courbes proposées apparaissent dans la figure 2.9.

Dans la courbe tri linéaire de Chan OAB approche de la courbe du béton non confiné et la forme de BC dépendait du ferrailage transversal.

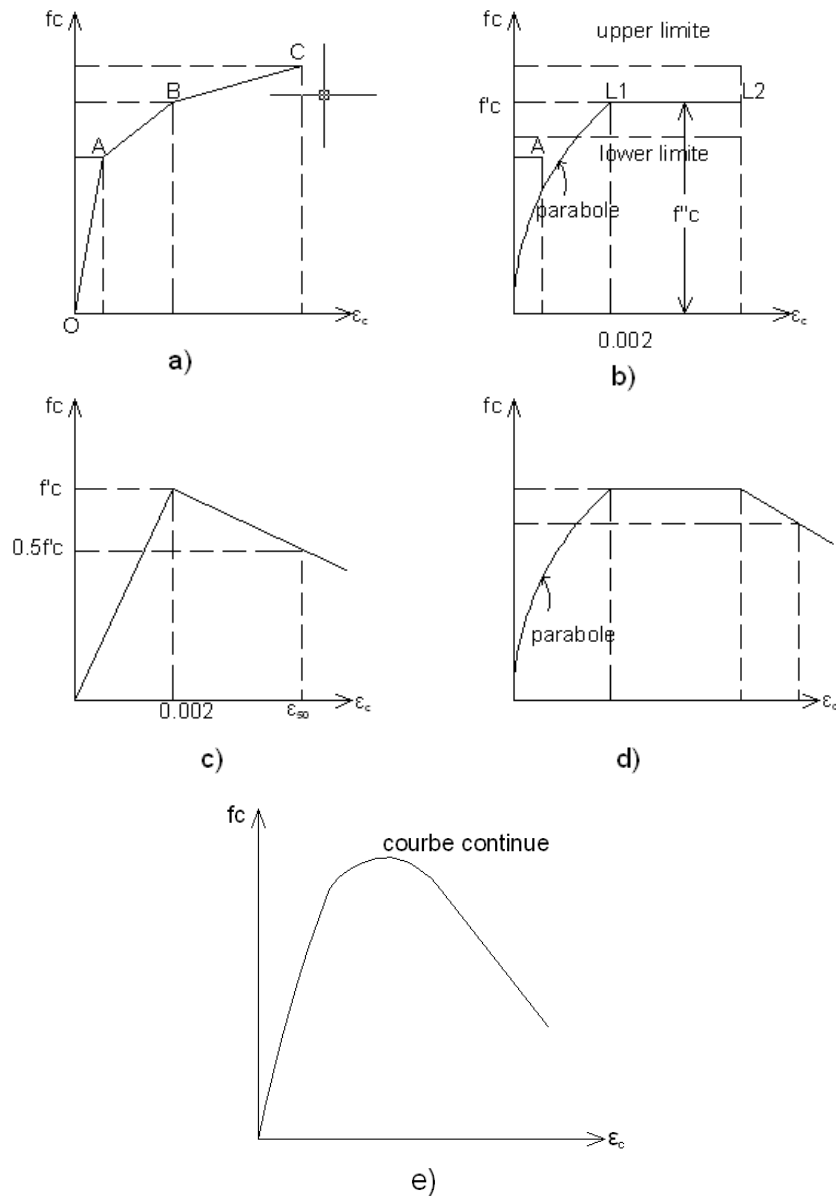
Blume et al (1961) ont adopté également une courbe tri linéaire dans laquelle OA approchée de la courbe du béton non confiné à  $0.85f'_c$  et ABC (parfois remplacée par une seule ligne droite) dépend de la quantité et de la limite d'élasticité de l'acier transversal.

Baker (1964) recommande une parabole d'une contrainte maximale dépendante du gradient de déformation à travers la section, puis une branche horizontale dépendante du gradient de déformation et de la quantité d'acier transversale.

Roy et Sozen (1964) ont suggéré de remplacer la branche tombante avec une ligne droite ayant une déformation au  $0.5f'_c$ , qui était linéairement liée à la quantité en aciers transversaux.

La courbe de Soliman et Yu, (1967) se composait d'une parabole et deux lignes droites avec des contraintes et déformations au niveau des points critiques liés au contenu d'aciers transversaux et l'espacement et la section confinée.

Sargin et al (1971) ont proposé une équation générale qui donne une constante courbe contrainte-déformation liée à la quantité, l'espacement et la résistance élastique de l'acier transversal, le gradient de déformation, et la résistance du béton.



**Fig. 2.9:** Courbes contrainte- déformation de béton confiné par des cadres rectangulaires [8]

(a) Chan et Blume, (b) Baker, (c) Roy et Sozen, (d) Soliman et Yu, (e) Sargin et al.

5 - Le rapport entre le diamètre de la barre transversale à la longueur non soutenue des barres longitudinales dans le cas des étriers ou des cadres rectangulaires effectivement, une barre transversale de faible diamètre n'est efficace qu'au droit des angles étant donné sa faible rigidité flexionnelle. Cependant l'augmentation du diamètre transversal par rapport à la longueur des barres maintenues va sans doute améliorer l'action du confinement en raison de l'importance cette fois de la rigidité flexionnelle de la barre s'opposant efficacement à l'expansion volumétrique du béton à l'intérieur du noyau. Dans le cas d'une spirale circulaire cette variable n'a aucune signification, de part sa forme la spirale sera mise en traction axiale et appliquera une pression radiale uniforme sur le béton.



6 - La quantité et les dimensions des barres longitudinales : Les barres longitudinales sont habituellement de grand diamètre, et le rapport du diamètre de barre à la longueur non maintenue est généralement pris de façon que les barres puissent confiner efficacement le béton. Cependant, les barres longitudinales doivent être placées étroitement contre l'acier transversal, parce que celui-ci transmet les réactions de confinement aux barres longitudinales, et si le mouvement des barres longitudinales est nécessaire pour les mettre en contact efficace avec l'acier transversal, l'efficacité de confinement sera réduite.

7 - La résistance du béton, parce que le béton de faible résistance est un peu plus ductile que le béton de haute résistance.

En dehors des aciers transversaux le béton n'est pas confiné, et l'enrobage du béton peut avoir des contraintes-déformations différentes de celle du béton du noyau. Le béton d'enrobage commence généralement à éclater lorsque la résistance du non confinement est atteinte, surtout si le contenu en acier transversal est élevé, car la présence d'un grand nombre de barres transversales crée une surface plane ou de faiblesse entre le noyau et le béton d'enrobage et précipite l'effritement [8].

## 2.5. MODELES ANALYTIQUES:

Dans la modélisation, l'une des issues les plus importantes qui doit être évidente est le modèle exact contrainte déformation de l'acier et du béton, il est presque impossible de connaître la relation vraie entre contrainte et déformation. Cependant, il est permis d'appliquer les modèles existants, dans le but d'aboutir à des résultats proches à la réalité.

### 2.5.1. Modèle du béton non confiné:

Le diagramme contrainte- déformation du béton non confiné utilisé est le diagramme non linéaire dit parabole-rectangle qui est préconisé par le CBA 93 « Code du Béton Algérien » [12]. La courbe contrainte déformation du béton non confiné est illustrée dans la figure 2.10.

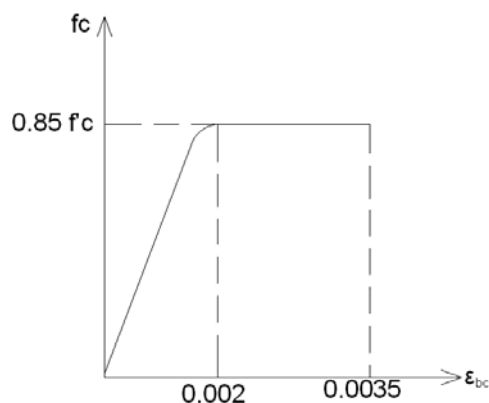


Fig. 2.10: Modèle du béton non confiné.

Le diagramme parabole rectangle est constitué d'un arc de parabole depuis l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées  $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ , prolongé par un palier donné:

$$f_{bcu} = 0.85 f_{cj} \quad (2.5)$$

L'expression graphique du diagramme est donnée par les relations suivantes:

$$\text{-si } 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}, f_{bc} = 0.25 f_{bcu} 10^3 \varepsilon_{bc} (4 - 10^3 \varepsilon_{bc}) \quad (2.6)$$

$$\text{-si } 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}, f_{bc} = f_{bcu} \quad (2.7)$$

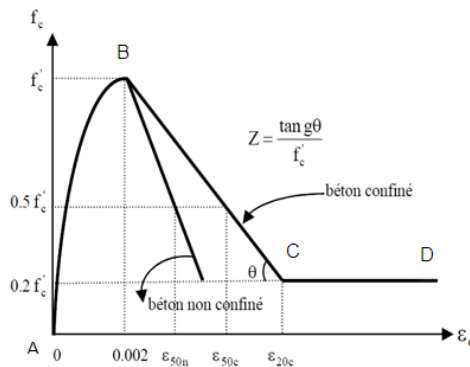
Le coefficient 0.85 à pour objet de tenir compte de ce que la résistance du béton est fonction décroissante de la durée d'application de la charge.

## 2.5.2. Modèles du béton confiné :

### 2.5.2.a. Kent & Park [13]:

Ce modèle a été originalement préconisé par Kent et Park par la combinaison de nombreuses fonctionnalités des courbes auparavant proposées [kent et park] et modifiées par la suite par Park et al. Cette modification a porté spécialement sur l'introduction d'un coefficient K pour adapter l'effet du confinement sur la progression de la résistance et la déformation ultime du béton. Cette augmentation de la résistance est supposée égale à  $\rho_{sh} \cdot f_{yh}$ .

La pente de la branche descendante de la courbe a été maintenue jusqu'à 20% de la résistance ultime, au-delà de cette valeur la pente devient une ligne horizontale, comme l'illustre la figure 2.11.



**Fig. 2.11:** Courbe contrainte-déformation du béton confiné [3].

Ce modèle est régi par les équations suivantes:

- Région AB:

$$\varepsilon_c = 0.002 k, f_c = k f'_{co} \left[ \frac{2\varepsilon_c}{0.002 k} - \left( \frac{\varepsilon_c}{0.002 k} \right)^2 \right] \quad (2.8)$$

- Région BC:

$$\varepsilon_c > 0.002 k, f_c = k f_{co}' [1 - Z_n (\varepsilon_c - 0.002k)] \quad (2.9)$$

Le terme :

$$Z_n = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - 0.002k} \quad (2.10)$$

Avec:

$$\varepsilon_{50u} = \left( \frac{3 + 0.29 f_{co}'}{145 f_{co}' - 1000} \right) \quad (2.11)$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_{sh} \sqrt{\frac{b_n}{s}} \quad (2.12)$$

Où :

$f_{co}'$  : résistance des cylindres en béton.

$\rho_s$  : rapport du volume d'armature transversale au volume du noyau en béton.

$b_n$  : largeur du noyau confinée mesurée à l'extérieur du cadre.

$s$  : espacement des cadres.

Le paramètre  $Z_n$  définit la pente de la branche descendante dans le modèle corrigé, avec:

$$k = 1 + \frac{\rho_{sh} f_{yh}}{f_{co}'} \quad (2.13)$$

$\varepsilon_{50u}$  prend en compte l'effet de la résistance du béton sur la pente de la partie descendante du béton non et  $\varepsilon_{50h}$  donne la ductilité supplémentaire due au cadre rectangulaire.

- Région CD:

$$\varepsilon_c \geq 0.002 k, \varepsilon_c = 0.2 k f_{co}' \quad (2.14)$$

### 2.5.2.b. Sheikh & Uzumeri [14]:

Le développement de ce modèle (1982) est fondé sur l'hypothèse exprimant que l'aire du béton effectivement confinée, déterminée selon la distribution de l'armature longitudinale, la configuration de l'armature transversale résultante et son espacement, est inférieure à l'aire du noyau de béton. Ce modèle, indiqué par la figure 2.12, a été ajusté par des résultats expérimentaux sur des spécimens à échelle réelle sous sollicitation concentrique.

La courbe contrainte déformation est ensuite délimitée en 4 régions selon la déformation qui à son tour se trouve affectée par une multitude de paramètres prenant en considération l'effet de l'étreinte latérale de confinement. L'expression régissant la résistance du béton confiné est :

$$f_{cc}' = 0.85 f_{co}' \left( 1 + \frac{A_e B \sqrt{\rho_{sh} f_{yh}}}{\rho_{occ}} \right) \quad (2.15)$$

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

$f_{yh}$  : limite élastique de l'acier.

$\rho_{sh}$  : rapport volumétrique des cadres transversales.

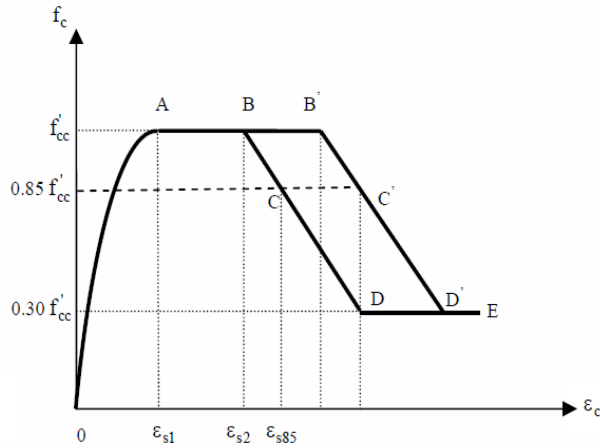
B : constante.

$$\rho_{occ} = 0.85 f'_{co} (b_c d_c - A_s) \quad (2.16)$$

$b_c$  : distance d'axe à axe des étriers extérieurs dans une direction.

$d_c$  : distance entre axe à l'extérieure des cadres transversales dans les deux directions x et y.

$A_s$  : surface totale de l'armature longitudinale.



**Fig. 2.12:** Courbe contrainte-déformation du béton confiné.

### 2.5.2. Murrat et al [15]:

Le modèle indiqué dans la figure 2.13, a été développé à partir d'une combinaison des modèles existants en introduisant l'impact du gradient de déformation sur le béton confiné.

Ce modèle a été approuvé par des résultats expérimentaux. Il a été conclu que le comportement flexionnel des poteaux peut être fidèlement prédit en utilisant le modèle relatif au chargement concentrique pourvu que les paramètres affectant le confinement et l'écroutissage des aciers soient pris en considération. Le gain en résistance est traduit par la relation :

$$f_c = f'_{cc} \left[ 2 \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right) - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^2 \right]^{\left( \frac{1}{1+2k} \right)} \leq f'_{cc} \quad (2.17)$$

Avec:

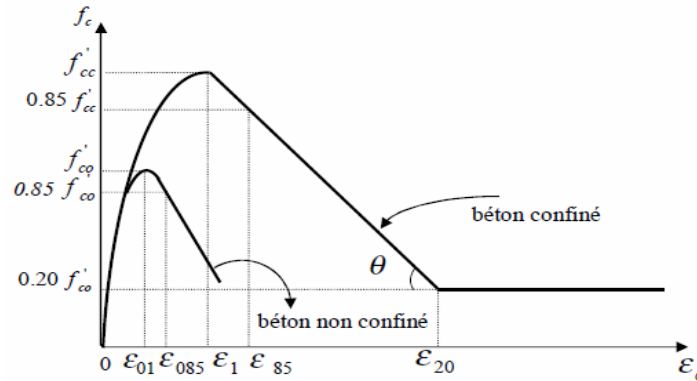
$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f_{le} \quad (2.18)$$

Où :

$$k = \frac{k_1 f_{le}}{f'_{co}} \quad (2.19)$$

$k_1$ : indice de confinement effectif.

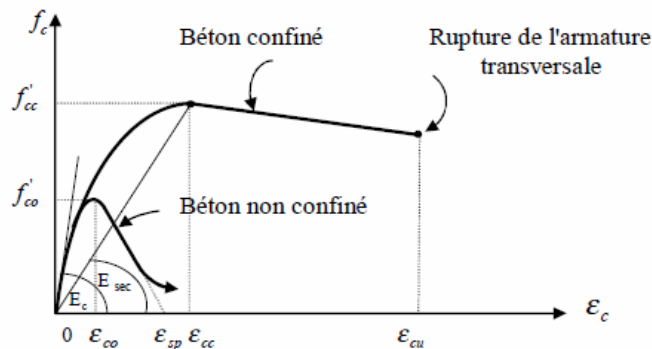
$f_{1e}$ : pression latérale équivalente qui produirait le même effet qu'une pression uniforme.



**Fig. 2.13:** Courbe contrainte-déformation du béton confiné et non confiné.

#### 2.5.2.d. Mander & al [16]:

L'approche est basée sur l'équation proposée par Popovics pour un taux quasi statique de déformation et de chargement mono tonique, développé et unifier un modèle contrainte déformation à la fois pour toutes les formes de section d'acier transversal (spires, diagonales, cerces et cadres rectangulaires). Le modèle est représenté dans la figure 2.14.



**Fig. 2.14:** Courbe contrainte déformation, Mander et al (1988).

La contrainte effective latérale de confinement, égale dans chaque direction qui dépend à son tour de la configuration de l'armature transversale ainsi que longitudinale, a été trouvée en fonction du rapport des résistances à la compression du béton confiné  $f'_cc$  et non confiné  $f'_co$ .

Ce modèle est défini comme suit:

$$f_c = \frac{f'_cc \cdot m \cdot r}{r - 1 + m^r} \quad (2.20)$$

Avec:

$$m = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_cc} \quad (2.21)$$

Où:

$\varepsilon_c$ : déformation longitudinale du béton non confiné.

$\varepsilon_{cc}$ : déformation longitudinale du béton confiné.

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + \left( 5 \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (2.22)$$

Comme suggéré par Richart et al.

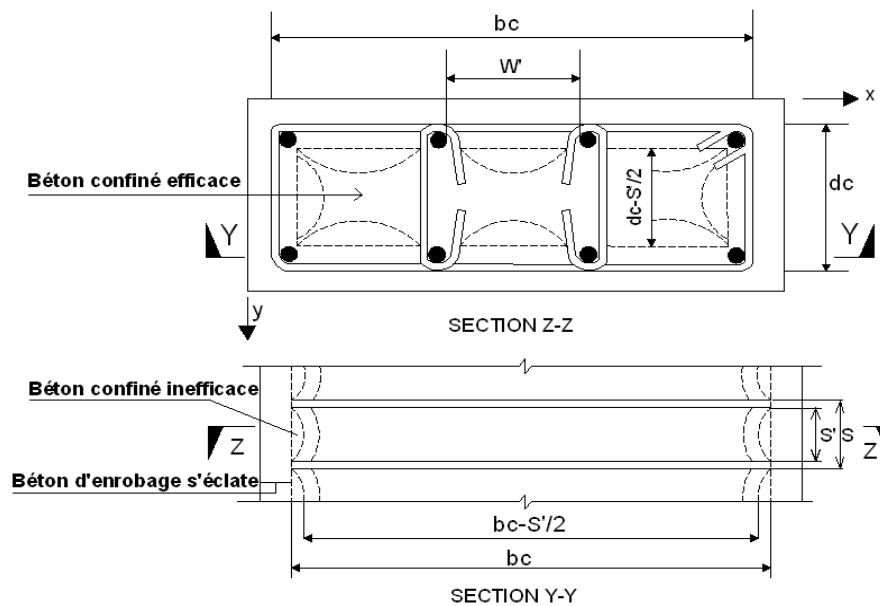
Avec:  $E_c = 5000\sqrt{f'_{co}}$  MPa, le module d'élasticité longitudinal du béton initial.

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.23)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.24)$$

$E_{sec}$ : module d'élasticité du béton à la résistance pic.

La pression transversale maximale des aciers de confinement est effectivement exercée là où la contrainte de confinement est totalement développée due à l'action de courbement (voir figure 2.15).



**Fig. 2.15:** Béton confiné efficace pour le ferrailage transversal rectangulaire.

- La pression latérale effective de confinement et le coefficient d'efficacité :

Lorsqu'on utilise la résistance à la compression du béton confiné pour le calcul de la ductilité et la résistance des poteaux, il est supposé que la section du béton confiné est la section du béton entre les aciers transversaux. Pour répondre à la condition  $A_c < A_{cc}$  on considère que la pression latérale effective de confinement est égale à:

$$f'_1 = f_1 k_e \quad (2.25)$$

$f_l$  : pression latérale des aciers transversaux supposée uniformément distribuée autour de la surface du béton confiné.

$$k_e = \frac{A_c}{A_{cc}} \quad (2.26)$$

$k_e$ : coefficient d'efficacité de confinement.

$A_{cc}$ : surface du béton confiné efficace.

$$A_{cc} = A_c(1 - \rho_{cc}) \quad (2.27)$$

$\rho_{cc}$ : rapport de la section d'armatures longitudinales à la surface du béton confiné.

$A_c$ : surface du béton confiné prise entre axes d'armature transversale.

### - Confinement par les cadres rectangulaires avec ou sans épingles :

Les sections carrées ou rectangulaires sont les plus intéressantes dans l'investigation du confinement à cause de l'action de courbement, qui est supposée agir selon une forme de parabole du second degré avec une tangente initiale de 45°.

La surface efficace confinée au niveau des armatures transversales est obtenue par soustraction de la surface de la parabole qui contient le béton confiné inefficace.

Par conséquent la surface totale du béton confiné inefficace au niveau des armatures transversales pour  $n$  bars longitudinales est:

$$A_i = \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6} \quad (2.28)$$

En incorporant l'influence des surfaces ineffectives en élévation (voir figure 2.15), la surface efficace du béton confiné à mi-chemin entre les niveaux des armatures transversales est :

$$A_e = (b_c d_c - A_i) \left(1 - \frac{s'}{2 b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2 d_c}\right) \quad (2.29)$$

Ou  $b_c$  et  $d_c$  sont les dimensions du béton confiné entre axes des armatures transversales.

Ainsi la valeur du coefficient d'efficacité pour les armatures transversales rectangulaires est :

$$K_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6}\right) \left(1 - \frac{s'}{2 b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2 d_c}\right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (2.30)$$

Les quantités des aciers transversaux de confinement dans les directions  $x$  et  $y$  sont données par les équations suivantes :

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s d_c} \quad (2.31), \quad \rho_y = \frac{A_{sy}}{s b_c} \quad (2.32)$$

$A_{sx}$  et  $A_{sy}$  sont les sections d'armatures totales dans les directions x et y respectivement (voir figure 2.15).

Le rapport des aciers transversaux de confinement est donné par l'équation suivante :

$$\rho_{sh} = \frac{1}{2}(\rho_x + \rho_y) \quad (2.33)$$

Les contraintes latérales de confinement dans le béton dans les deux directions x et y sont données par les équations suivantes :

$$f_{lx} = \rho_x f_{yh} \quad (2.34), \quad f_{ly} = \rho_y f_{yh} \quad (2.35)$$

Les contraintes de confinement latérales effectives dans les directions x et y sont :

$$f'_{lx} = K_e \rho_x f_{yh} \quad (2.36), \quad f'_{ly} = K_e \rho_y f_{yh} \quad (2.37)$$

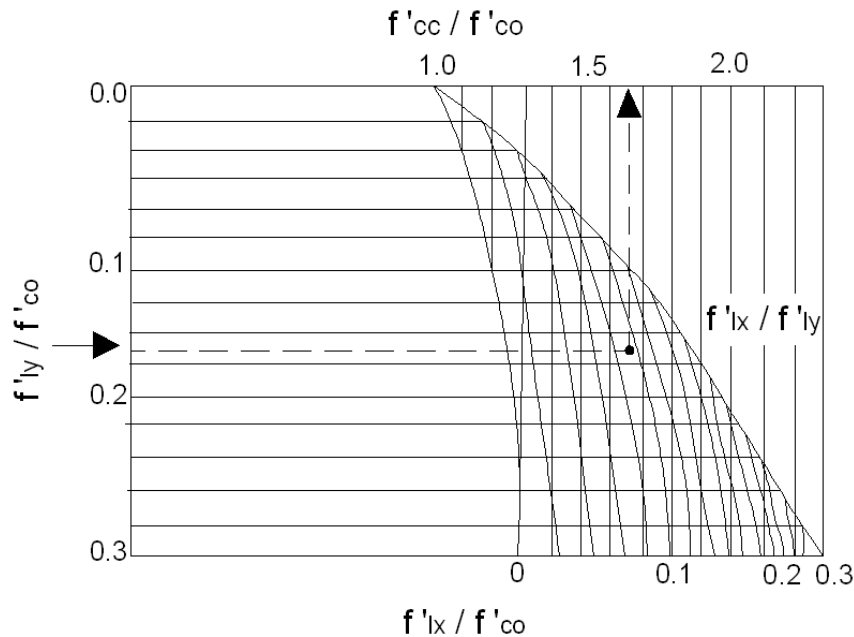
La contrainte effective latérale de confinement des cadres est déterminée comme suit :

$$f'_l = K_e \rho_{sh} f_{yh} \quad (2.38)$$

La résistance de compression du béton confiné est donnée par la relation :

$$f'_{cc} = f'_{co} \left( 2.25 \sqrt{\left( 1 + 7.94 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right)} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} - 1.25 \right) \quad (2.39)$$

Cette résistance est déterminée dans le cas général par utilisation de l'abaque représentée dans la figure 2.16.



**Fig. 2.16:** Détermination de la résistance de confinement à partir des contraintes latérales de confinement.



Déformation ultime du béton confiné est déterminée par la relation :

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_{sh} f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (2.40)$$

Le modèle de Mander et al présente les avantages suivantes :

- a) une seule équation définit la partie ascendante et descendante de la courbe contrainte déformation du béton.
- b) le modèle peut être appliqué pour toute forme de section en béton confiné avec n'importe quel type de configuration d'acier transversal (spires, diagonales, cerces et cadres rectangulaires).
- c) pas de contrainte résiduelle définie.

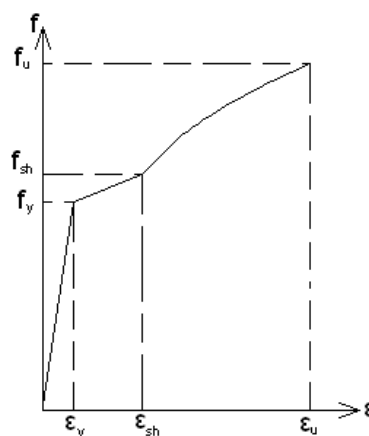
Pour ce, il a été sélectionné pour figurer dans plusieurs codes de notoriété internationale tel que NZS [17] et CALTRANS [18].

### 2.5.3. Modèles contrainte déformation des aciers [19]:

#### 2.5.3.a. Acier en traction :

La courbe contrainte déformation déduite des essais expérimentaux (Mander et al) est idéalisée en une région élastique linéaire, un plateau d'écoulement, une limite élastique au-delà de laquelle la déformation augmente avec une faible augmentation de la contrainte, un plateau d'écrouissage dans lequel la contrainte augmente avec la déformation jusqu'à ce que la rupture se produise.

Le module d'élasticité de l'acier est donné par la pente de la partie élastique linéaire de la courbe. Il est généralement pris égal à 200 GPa [8], voir la figure 2.18.



**Fig. 2.17:** Courbe contrainte-déformation des aciers en traction.

La courbe contrainte déformation dans la zone d'écrouissage  $\epsilon_{sh} < \epsilon_s < \epsilon_{su}$  peut être convenablement prédit par la relation :

$$f_s = f_{su} - (f_{su} - f_y) \left( \frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right)^p \quad (2.41)$$

Où:

$$P = E_{sh} \left( \frac{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}}{f_{su} - f_y} \right) \quad (2.42)$$

### 2.5.3.b. Acier en compression :

Les relations contrainte – déformation de l'acier en compression sont les mêmes que celles en traction, si la stabilité de la barre est maintenue sous l'effet de la compression.

Cependant, selon le diamètre de la barre comprimée et l'espacement latéral des aciers transversaux, la relation contrainte déformation en compression peut être complètement différente, En effet la barre peut perdre la stabilité avant même qu'elle puisse développer l'écrouissage total (phénomène de flambement local).

La figure 2.18 illustre les relations contrainte déformation des barres comprimées en fonction du rapport d'élancement local ( $s/d_b$ ).

Avec :

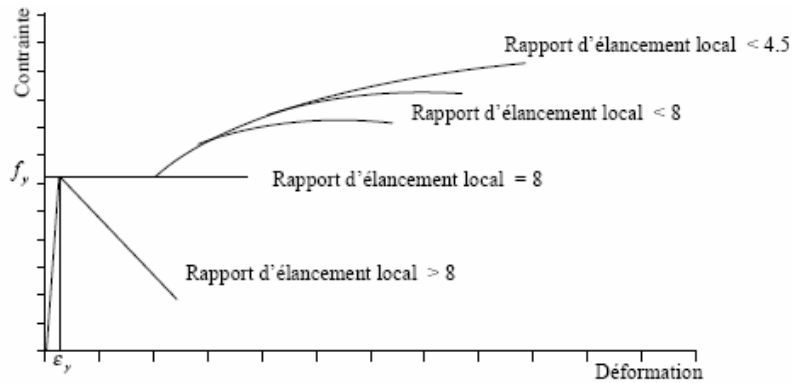
$$\frac{s}{d_b} = 1.5 \sqrt{\frac{E_r}{f_{suc}}} \quad (2.43)$$

Où  $E_r$  est le module réduit et  $f_{suc}$  la contrainte de flambement.

Si le coefficient d'élancement de la barre est supérieur à 8 ( $s/d_b \geq 8$ ), la courbe contrainte – déformation peut présenter un déchargement immédiatement après écoulement, de ce fait ce rapport d'élancement local est pris comme limite de la stabilité de la barre.

Si le coefficient d'élancement de la barre est inférieur à 8, la relation contrainte déformation dans cet intervalle exhibe un écrouissage avec la diminution du rapport, la courbe d'écrouissage s'approche de celle de l'acier tendu.

Lorsque le rapport est au plus égal à 4.5, les relations contrainte déformation deviennent identiques à celles de la traction avec un écrouissage complet.



**Fig. 2.18:** Courbe contrainte-déformation des aciers en compression.

## 2.6. CONCLUSION:

A la lumière des résultats produits par les diverses études, il a été conclu que :

1. le confinement est affecté par plusieurs paramètres dont les plus déterminants sont:

- L'intensité de l'effort axial.
- Le taux et la configuration de l'armature transversale avec l'espacement adéquat.
- La résistance des matériaux, le taux et la distribution appropriée de l'armature longitudinale sur le périmètre de la section.
- La limite élastique des cadres transversaux.

2. l'indice de confinement effectif  $f_{le}/f_{co}$  qui est un indicateur de l'efficacité du confinement de poteaux en béton armé, sera un estimateur plus précis que l'indice de confinement  $\rho_{sh} \cdot f_{yh} / f_{cc}$  (Park et al, Mugurum et al, Saatcioglu et razvi (1983)).

3. Le comportement ductile des sections de béton confiné où le ferrailage transversal permet :

- d'agir comme armature de cisaillement.
- d'augmenter la capacité de résistance et de déformation du béton confiné en compression, et son effet sur ce dernier est beaucoup plus prononcé..
- d'empêcher le flambement prématuré des armatures longitudinales comprimées.

**CHAPITRE 3**  
**LOIS DE COMPORTEMENT**

### 3. LOIS DE COMPORTEMENT

#### 3.1. INTRODUCTION:

Dans le présent règlement parasismique algérien RPA 99 « Règles Parasismiques Algériennes » [20], il existe deux méthodes d'analyse des structures qui se bornent dans le domaine élastique, à savoir la méthode statique équivalente et l'analyse modale spectrale qui admettent un comportement linéaire élastique ne reproduisant pas exactement le comportement réel de la structure. La détermination de la ductilité d'une structure reste toujours un sujet à discuter, d'où la nécessité d'introduire un comportement non linéaire qui approche le comportement réel de la structure. Pour bien illustrer le comportement non linéaire des structures, on donne les différents modèles non linéaires qui sont assez complexes à déterminer donc la nécessité de faire des approches sur ce comportement.

#### 3.2. COMPORTEMENT NON LINEAIRE :

##### 3.2.1. Modèles non linéaires:

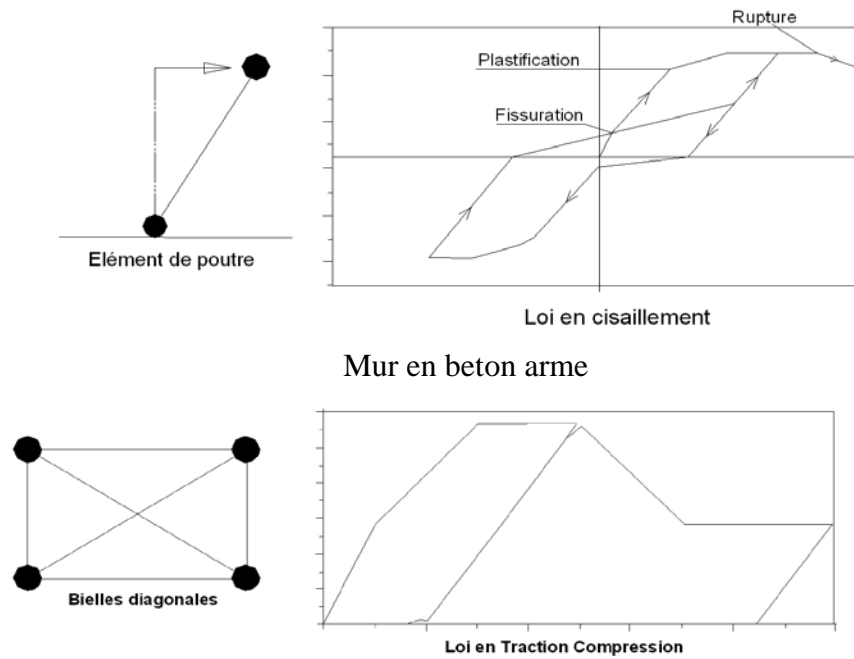
Généralement, on peut distinguer trois familles des modèles non linéaires: les modèles globaux, locaux et semi-globaux.

##### 3.2.1.a. Modèles globaux :

Ces modèles reproduisent le comportement d'un élément de structure étendu sur toute la longueur de type poutre, poteau, mur en béton armé ou maçonnerie, étage complet voire bâtiment complet. Les lois de comportement sont généralement uni axiales construite, (acier, béton). Celle-ci est formulée en fonction des contraintes généralisées (moment, effort tranchant, effort normal) agissant sur une section associée à des déformations (courbure, cisaillement, allongement, déplacement relatif).

Des lois bi, tri ou multilinéaires sont fréquemment utilisées pour représenter le comportement des éléments en béton armé : au comportement élastique, succèdent la fissuration du béton qui entraîne une baisse de rigidité puis la plastification des aciers et parfois l'écrasement du béton ou la rupture des aciers [21].

La figure 3.1 montre une loi de cisaillement pour l'étude de murs en béton armé peu élancés ainsi que la modélisation d'un mur de remplissage en maçonnerie par deux bielles diagonales. Ces lois globales sont généralement l'issue de deux éléments poutre ou barre.



**Fig. 3.1:** Modèles globaux de murs porteurs en béton armé et de murs de remplissage en maçonnerie [22].

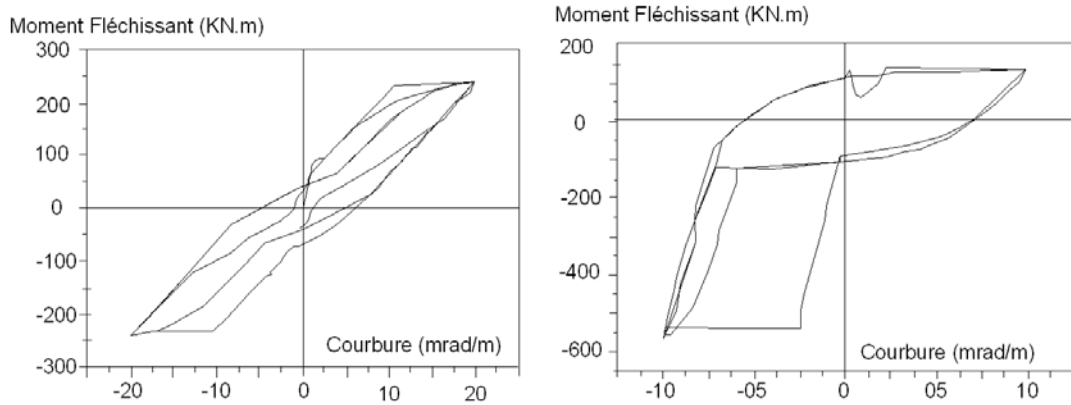
### 3.2.1.b. Modèles locaux :

A ce niveau de modélisation, chaque matériau (maçonnerie, béton, armature, joint de mortier ou joint sec, etc.) peut être représenté. L'association de ces lois permet donc de prévoir le comportement d'un élément de structure mais la lourdeur des calculs limite leur utilisation à des structures ou des chargements simples. Néanmoins l'utilisation de ce niveau de modélisation pour identifier les paramètres des modèles globaux peut s'avérer utile pour l'étude de structures complètes sous chargement sismique [21].

### 3.2.1.c. Modèles semi-globaux :

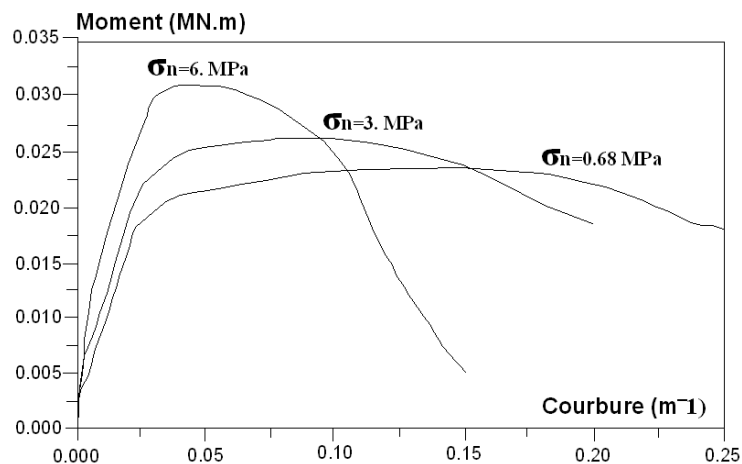
Les modèles à fibre et les modèles multicouches sont des exemples de modèles semi-globaux : ils s'appuient sur des éléments du type poutre supposant à priori un mode de fonctionnement –hypothèse des sections planes qui restent planes - mais les efforts internes sont calculés à partir de lois uni axiales reproduisant le comportement de chaque matériau (béton, acier).

Les paramètres du modèle sont donc les caractéristiques des matériaux et la géométrie de la section. La figure 3.2 montre le résultat d'une analyse non linéaire des sections d'un poteau et d'une poutre [21].



**Fig. 3.2:** Exemples de relations moment-courbure [22].

Un des avantages de ce type de modèle, par rapport aux modèles globaux, réside dans la prise en compte implicite de l'effet de l'effort normal sur le moment fléchissant résistant maximal ainsi que sur la ductilité de la section. Les relations moment-courbure qui sont issues d'une analyse d'une section de poteau soumise à différentes forces axiales montrent bien l'augmentation de moment résistant mais la diminution de ductilité provoquée par un accroissement de contrainte normale [21].



**Fig. 3.3:** Influence de l'effort axial sur la résistance et la ductilité d'un poteau [22].

### 3.3. ROTULES PLASTIQUES:

Le poids propre et la surcharge d'exploitation représentent les charges verticales auxquelles une structure réelle est toujours soumise et qui se combinent aux actions horizontales représentant généralement les charges sismiques.

Pour une direction précise de l'effort horizontal, des moments ultimes s'ajoutent aux droits des zones critiques dites zones plastiques qui s'accumulent jusqu'à obtenir un mécanisme (la ruine), (figure 3.4 ÷ figure 3.12).



**Fig. 3.4:** Exemple de dommages d'un bâtiment suite au séisme de Zemmouri 2003.



**Fig. 3.5:** Endommagement d'un portique à 2 étages par flexion dans les zones critiques des poteaux dans une installation portuaire lors du séisme de Buhj (Inde) 2001.



**Fig. 3.6:** Rupture par cisaillement d'un poteau en béton armé dans un logement lors du séisme de boumerdès en 2003.





**Fig. 3.7:** Changement de la localisation des zones plastiques à cause du remplissage du cadre avec de la maçonnerie (SIA 262).



**Fig. 3.8:** Rupture par cisaillement d'un poteau en béton armé lors du séisme de Kalamata (Grèce) en 1986.



**Fig. 3.9:** Rupture par cisaillement d'un poteau court en béton armé dans une école d'enseignement technique des chemins de fer lors du séisme de Miyagi-Ken en 1978.



**Fig. 3.10:** Endommagement d'un nœud poteau-poutre par cisaillement lors du séisme de Boumerdès en 2003.



**Fig. 3.11:** Endommagement d'un portique dans une maison lors du séisme de Boumerdès en 2003.



**Fig. 3.12:** Ruine d'un nœud à la jonction poteau-poutre d'angle lors du séisme de Buhj (Inde) en 2001.

### 3.4. Critère de ruine en rotation :

Il est observé trois phénomènes principaux au niveau local d'une section endommagée lors de la ruine par flexion, la fissuration de la section, la plastification des aciers et enfin la ruine de la section qui se traduit par l'écrasement du béton en compression, la rupture en traction ou le flambement des aciers sous charges cycliques [23]

Une loi de comportement réaliste pour le béton et l'acier, la prise en compte de l'influence du taux de confinement est toujours bénéfique pour exhiber ces phénomènes par une relation moment-courbure. L'amélioration des courbures de plastification, ultime ou de ruine se fait en tenant compte du glissement acier-béton et de l'effort tranchant qui incline les fissures et qui augmente donc la longueur des rotules [24].

Il existe plusieurs formules pour estimer une rotation de ruine, ces formules [24] s'appuient sur la notion de la longueur plastique  $L_p$ . On peut citer:

#### - Formule de Priestley (1992):

Cette formule s'appuie sur la notion de la longueur de rotule plastique  $L_p$  comme étant la longueur permettant de retrouver la rotation de ruine plastique expérimentalement si elle est multipliée par une courbure plastique ultime, soit :

$$\theta_{p,u} = (\phi_u - \phi_y) L_p \quad (3.1)$$

avec :

$$L_p = 0.08 L_v + 0.022 f_y d_{bl} \quad (3.2)$$

Où :

$L_v$  : longueur du cisaillement.

$f_y$  : contrainte de plastification des aciers.

$d_{bl}$  : diamètre des barres de flexion.

$\phi_u$  et  $\phi_y$  : Courbures ultime et de début de plastification.

Remarquons que la longueur  $L_p$  permet le calcul de la ductilité en déplacement  $\mu_\Delta$  en fonction de la ductilité en courbure  $\mu_\phi$ . En effet, les déplacements de plastification et de ruine valent respectivement :

$$\Delta_y = \phi_y \frac{L_v^2}{3} \quad \text{et} \quad \Delta_{p,u} = \theta_{p,u} (L_v - 0.5 L_p) \quad (3.3)$$

d'où :

$$\mu_\Delta = 1 + 3 \left( \mu_\phi - 1 \right) \frac{L_p}{L_v} \left( 1 - 0.5 \frac{L_p}{L_v} \right) \quad (3.4)$$

- **Formule empirique:**

Validée sur de nombreux tests de poutres et poteaux, utilisée par plusieurs auteurs comme Fardis (1994) ou Arede (1997) et basée sur une formule empirique. La rotation ultime totale vaut :

$$\theta_u = 0.0634 \left( \frac{L_v}{D} \right)^{0.93} \left( \frac{\max(\rho_{sh}, 0.004)}{\max(v_d, 0.05)} \right)^{0.48} \omega_t^{-0.27} f_c^{-0.15} \quad (3.5)$$

Avec :

$L_v$  : hauteur du poteau.

$D$  : largeur du poteau.

$v_d$ : effort normal réduit:

$\rho_{sh}$  : rapport volumique de cadres

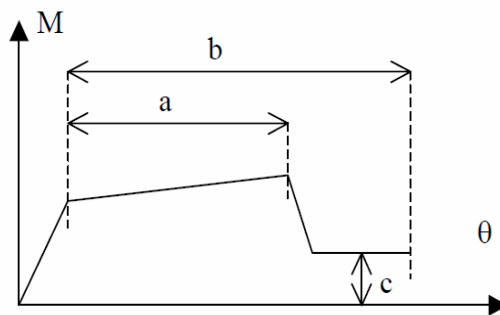
$\omega_t$  : rapport mécanique d'acier longitudinal ( $A_s f_y / f_c$ )

$f_c$ : résistance en compression du béton.

- **Formule simplifiée de l'ATC40 / FEMA 273-356 :**

L'ATC 40 fournit un ordre de grandeur des rotations de ruine pour les poutres et les poteaux. La loi moment rotation comporte une phase élastique puis un plateau plastique de longueur  $a$ , la ruine étant atteinte pour une rotation  $b$  (figure 3.13).

Une fois la ruine atteinte, la capacité portante de l'élément disparaît. Pour l'évaluation de ces rotations le lecteur se reportera directement à l'ATC 40 [05].



**Fig. 3.13:** Loi Moment-Rotation simplifiée de l'ATC 40.

**3.5. Caractéristiques des rotules plastiques :**

Les rotules sont caractérisées par des moments ou des efforts tranchants associés respectivement à des rotations, des courbures ou des déplacements, de fissuration, plastification et ruine. Après la formation des rotules plastiques, les non linéarités sont concentrés au niveau des rotules plastiques et la dégradation de rigidité dans chaque rotule plastique représente un état endommagé de la structure. Pourtant, il s'avère que la rigidité

chute, certes de manière globale entre le début (rigidité élastique) et la fin du séisme (rigidités dégradées encore plus faibles que les rigidités fissurées) mais elle ne diminue pas (forcément) à chaque pas de temps : les fissures éventuelles peuvent se refermer et la rigidité augmente au cours des cycles [24].

### 3.6. Rotation de la corde :

Les rotations de la corde sont comparées au niveau élémentaire (tous les déplacements rigides du corps de l'ouvrage sont soustraits. Par exemple, lors du calcul de la rotation de la corde d'un poteau à partir du déplacement relatif de deux étages, le déplacement rigide du poteau dû à la déformation des étages inférieurs doit être soustrait). La rotation de la corde est l'angle formé par la tangente à l'axe de l'élément de construction au niveau de la rotule plastique (endroit du moment maximal) et la corde reliant celle-ci à l'extrémité de la portée de cisaillement (point de moment nul), comme montre la figure 3.14 [24].

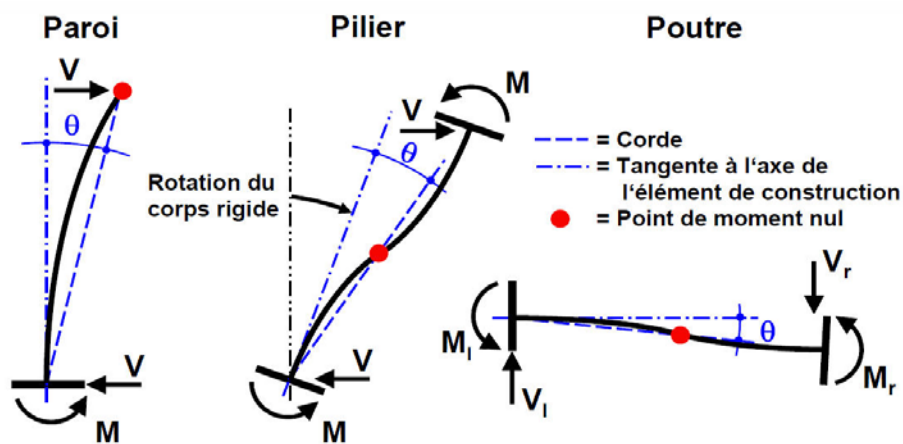
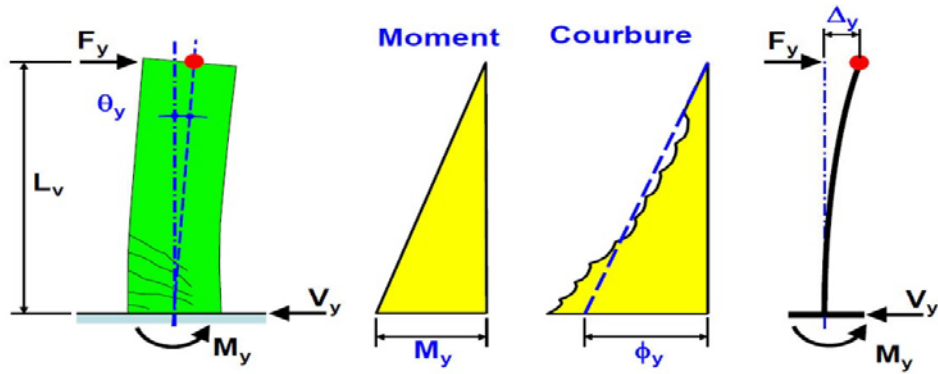


Fig. 3.14: Illustration de la rotation de la corde  $\theta$  sur divers éléments de construction [24].

### 3.7. Rotation élastique de la corde :

Il est admis que le comportement d'un élément est linéaire-élastique jusqu'à la rotation de plastification  $\theta_y$ , malgré les non-linéarités dues au développement progressif de la fissuration. La valeur  $\phi_y$  (courbure de plastification) est atteinte en premier lieu en zone encastrée dite : début de la portée de cisaillement ( $L_v$ : la portée de cisaillement), la répartition de la courbure est linéaire le long de cette portée, (figure 3.15). En se basant sur cette figure 3.15, la rotation de plastification de la corde  $\theta_y$  est le rapport entre le déplacement de plastification  $\Delta_y$  et la portée de cisaillement  $L_v$  [24]:

$$\theta_y = \frac{\Delta_y}{L_v} = \frac{f_y L_v^3}{3EI L_v} = \frac{M_y L_v}{3EI} = \phi_y \frac{L_v}{3} \quad (3.6)$$



**Fig. 3.15:** Rotation de plastification de la corde  $\theta_y$  d'un élément de construction [24].

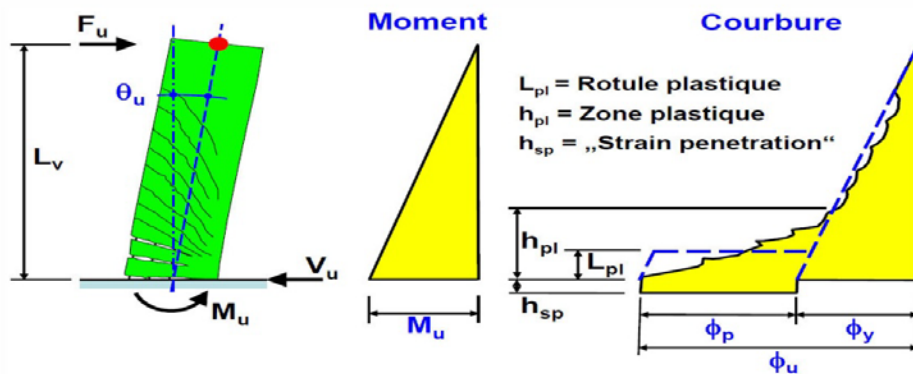
Où  $\phi_y$  représente la courbure de plastification. Le déplacement de plastification  $\Delta_y$  d'un élément de construction peut être obtenu au moyen de l'équation suivante :

$$\Delta_y = \theta_y L_v \quad (3.7)$$

### 3.8. Rotation ultime de la corde :

La figure 3.16 illustre la répartition de la courbure d'un porte-à-faux après plastification, cette répartition présente une zone au pied du porte-à-faux le long de laquelle a lieu la plastification de l'armature où des déformations plastiques,  $h_{pl}$  représentent la longueur de la zone plastique. La plastification des armatures longitudinales s'étend et pénètre sur une longueur  $h_{sp}$  jusqu'aux fondations « Train pénétration » et produit une rotation du porte-à-faux dans la section d'encastrement.

La complexité de la répartition effective de la courbure le long d'un élément de construction peut être simplifiée en incluant le concept de la rotule plastique. La rotule plastique est une dimension fictive qui permet le calcul simplifié des déformations d'un élément de construction en cours de plastification [24].



**Fig. 3.16:** Répartition de la courbure  $\phi$  le long d'un élément de construction plastifié [24].

La littérature donne plusieurs définitions de la longueur des rotules plastiques, c'est l'hypothèse de Priestley qui a été représentée dans l'équation 3.8, avec :

$0.08 L_v$  : la première partie de l'équation 3.8 pour la prise en compte de l'écroûissage à l'encastrement et l'extension de l'allongement plastique dû aux fissures inclinées de flexion accompagnée d'effort tranchant (« shear spread of plasticity »).

$0.022 f_y d_{bl}$  : La deuxième partie de l'équation 3.8 pour la prise en compte de la pénétration des allongements plastiques des armatures longitudinales dans les fondations. L'équation est proportionnelle à  $f_y$  la limite d'écoulement et  $d_{bl}$  diamètre de l'armature longitudinale. La longueur d'ancrage dans les fondations augmente et avec elle, la rotation à la section d'encastrement si les deux paramètres ( $f_y, d_{bl}$ ) augmentes.

$$L_p = a_{st} (0.08 L_v + 0.022 f_y d_{bl}) \text{ [mm]} \quad (3.8)$$

avec:

$a_{st}$ : Coefficient de nuance d'acier.  $a_{st} = 0.8$  pour les aciers d'armature avec :  $(f_t / f_y) < 1.15$

Et:  $a_{st} = 1$  pour les aciers d'armature avec:  $f_t / f_y \geq 1.15$

$L_v$ : portée de cisaillement en [mm].

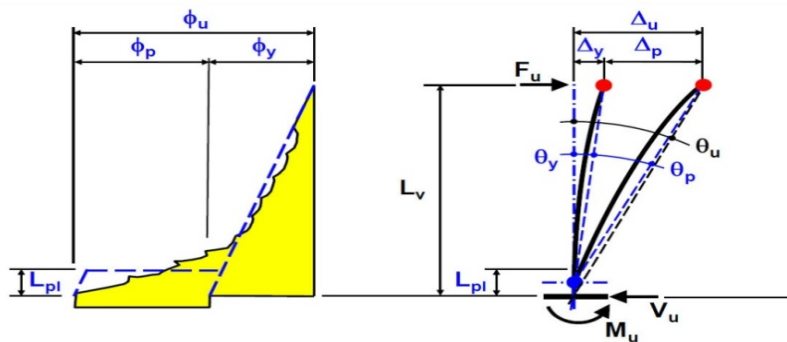
$f_y$ : limite d'écoulement de l'armature longitudinale, en [MPa].

$f_t$ : résistance à la traction de l'armature longitudinale, en [MPa].

$d_{bl}$  : diamètre de l'armature longitudinale, en [mm].

Des relations ressortant de la figure 3.17 nous donnent une rotation plastique  $\theta_p$  qui se situe à mi-hauteur de la rotule plastique. Ainsi, le déplacement ultime  $\Delta_u$  peut être déterminé à l'aide de l'équation 3.9 comme la somme des déplacements élastiques  $\Delta_y$  et plastiques  $\Delta_p$ .

$$\Delta_u = \theta_u L_v = \Delta_y + \Delta_p = \theta_y L_v + \theta_p \left( L_v - \frac{L_p}{2} \right) \quad (3.9)$$



**Fig. 3.17:** Rotation de la corde à la rupture  $\theta_u$  d'un élément de construction [24].

La rotation plastique peut être calculée comme étant l'intégration de la courbure plastique dans la rotule plastique. L'équation 3.9 devient alors :

$$\theta_u L_v = \theta_y L_v + (\phi_u - \phi_y) L_p \left( L_v - \frac{L_p}{2} \right) \quad (3.10)$$

En divisant par  $L_v$ , on obtient l'équation permettant de calculer la rotation de la corde à la rupture :

$$\theta_u = \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_p \left( 1 - \frac{0.5 L_p}{L_v} \right) \quad (3.11)$$

$\phi_u$ : courbure ultime de l'élément de construction.

L'équation 3.11 est aussi utilisée pour déterminer la rotation de la corde des colonnes et des poutres.

### 3.9. Lois moment- courbure :

La loi moment - courbure d'une section dépend de ses caractéristiques géométriques, des caractéristiques mécaniques des matériaux qui la composent mais aussi du ferrailage longitudinal, transversal et de l'effort normal de la section.

Le diagramme suivant illustre la courbe arrondie de la relation moment courbure d'une section en béton armé et l'approximation bilinéaire appropriée.

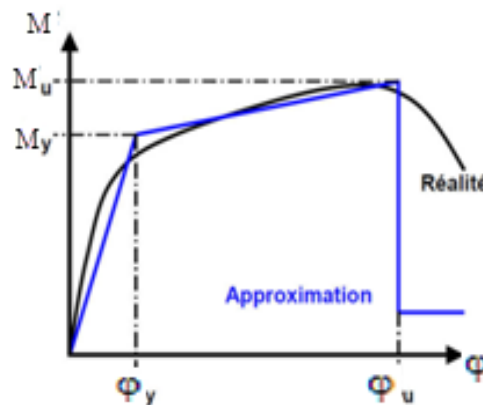


Fig. 3.18: Relation moment – courbure [23].

### 3.10. Détermination des moments élastiques et ultimes et leurs courbures correspondantes :

#### 3.10.1. Moment et courbure élastique :

Le déplacement limite élastique est défini, pour une section droite d'un élément de contreventement, comme l'état où les armatures d'acier tendues atteignent leur déformation élastique maximale :

$$\xi_s = \frac{f_y}{E_s} \quad (3.12)$$

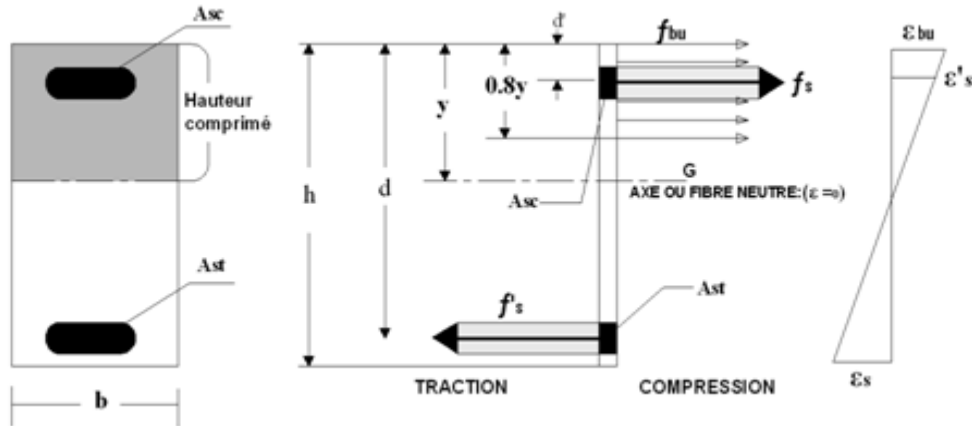
L'équilibre de la section, montrée en figure 3.19, permet d'écrire les équations données, en supposant un diagramme rectangle équivalent des contraintes dans le béton.



La contrainte de traction dans l'acier est donnée pour :

$$\xi_s = 2 \text{‰}, \quad \xi'_s = \xi_s \frac{(y - d')}{(d - y)} \quad (3.13), \quad \text{et} \quad \xi_{bu} = \frac{\xi_s y}{(d - y)} \quad (3.14)$$

Le moment élastique est obtenu par l'état de contrainte suivant :



**Fig. 3.19:** Distribution des déformations et des contraintes [4].

L'équilibre de la section montrée dans la figure s'écrit comme suit :

$$N_u = C_c + C_s - T_s \quad (3.15)$$

avec :

$$C_c = 0.8 b y f_{bu} \quad (3.16), \quad C_s = A'_s f'_s \text{ et } T_s = A_s f_s \quad (3.17)$$

Le moment élastique est comme suit:

$$M_y = A'_s f'_s (d - d') + 0.8 b y f_{bu} (d - 0.4 y) - N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) \quad (3.18)$$

La courbure élastique est :

$$\phi_y = \frac{\xi_s}{(d - y)} = \frac{\xi_{bu}}{y} \quad (3.19)$$

$N_u$  : effort normal ultime.

$M_u$  : moment à l'état limite élastique.

$A_s'$  : section des aciers comprimés.

$A_s$  : section des aciers tendus.

$b$  : largeur de la section de poteau.

$h$  : hauteur du poteau

$d$  : hauteur utile du poteau.

$d'$  : enrobage.

$f_{bu}$  : résistance du béton.

$y$  : distance entre l'axe neutre et le bord supérieur de la section du poteau.

$f_s$  : force de compression des armatures supérieures.

$f_s'$  : force de traction des armatures inférieures.

### 3.10.2. Moment et courbure ultime :

La limite de résistance est définie comme la limite pour laquelle la fibre comprimée la plus éloignée de la section droite de l'élément et les armatures d'acier tendues atteignent leurs déformations maximales ( $\xi_{bu} = 3.5\%$ ), ( $\xi_s = 10\%$ ) respectivement.

La courbure ainsi que le moment fléchissant sont obtenus des équations d'équilibre tirées de la figure 3.19 de la section droite. Après développement des équations d'équilibre, on aboutit aux expressions suivantes pour la courbure ultime et le moment ultime respectivement :

Le moment ultime est comme suit [23]:

$$M_u = A_s' f_s' (d - d') + 0.8 b y f_{bu} (d - 0.4 y) - N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) \quad (3.20)$$

La courbure ultime est :

$$\Phi_u = \frac{\xi_s}{(d - y)} = \frac{\xi_{bu}}{y} \quad (3.21)$$

### 3.11. Relations force-déplacement non linéaires :

Le calcul exact du comportement force - déplacement non linéaire est compliqué. Dans la plupart des cas, une approximation par une relation bilinéaire suffit. La figure 3.20 illustre le comportement réel et l'approximation bilinéaire d'un porte-à-faux élancé. L'approximation bilinéaire est caractérisée par deux points: (1) la plastification nominale ( $F_y, \Delta_y$ ) et (2) la rupture ( $F_u, \Delta_u$ ). Les efforts  $F_y$  et  $F_u$  être déterminés à partir de la résistance de l'élément de construction à l'encastrement. Il faut remarquer ici que la résistance  $F_y$  peut être déterminée à partir du moment de résistance  $M_y$ .

$$F = \frac{M}{L_v} \quad (3.22)$$

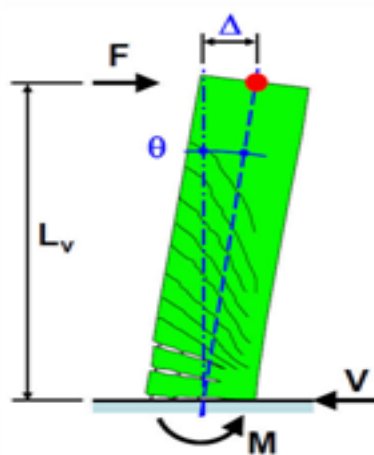


Fig. 3.20: Relation force - déplacement non linéaire d'un porte-à-faux élancé [24].

Les déplacements  $\Delta_y$  et  $\Delta_u$  peuvent être déterminés au moyen des équations 3.6 à 3.11 à partir de la courbure jusqu'à la section d'encastrement. On peut remarquer ici que la relation moment - courbure à l'encastrement joue un rôle important dans le calcul du comportement non linéaire d'éléments de construction élancés en béton armé.

### 3.12. MECANISMES DE RUINE :

La position des rotules plastiques, dépend essentiellement de la demande de ductilité souhaitée, et elle est évaluée à l'aide des facteurs de ductilité en courbure ou en déplacement.

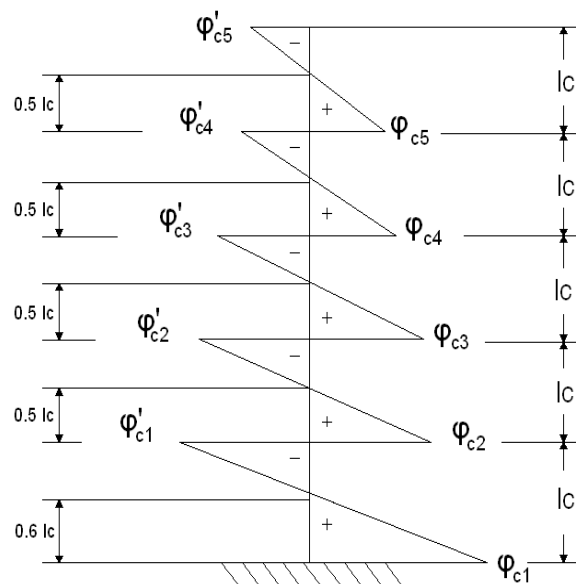
#### Déplacement élastique en tête :

L'expression du déplacement élastique  $\Delta_y$  en tête d'un portique à r étages est comme suit [8]:

$$\Delta_y = \frac{l_c^2}{6} \left[ \varphi_{cl} \left( r + \frac{1}{3} \right) + \varphi_{c2} + \varphi_{c3} + \dots + \varphi_{cr} \right] \quad (3.23)$$

Où :

$\varphi_{cl}, \varphi_{c2}, \dots, \varphi_{cr}$  sont les courbures à la base des poteaux du 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, ..., 1<sup>ème</sup> niveau correspondantes au début de l'écoulement, (figure 3.21).

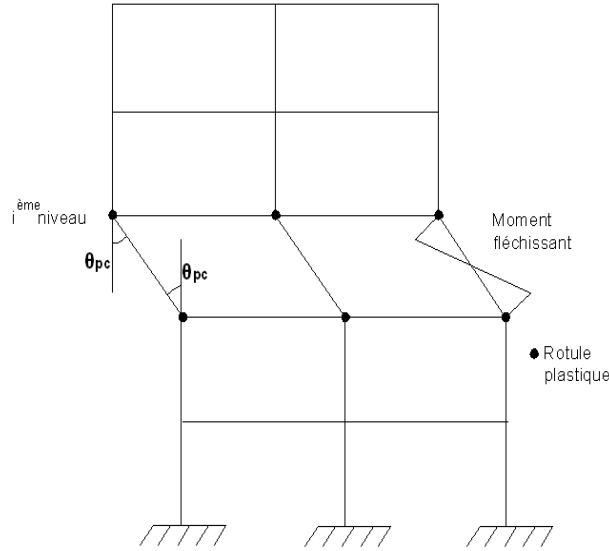


**Fig. 3.21:** Distribution de la courbure dans un poteau typique au 1<sup>er</sup> écoulement d'un portique [8].

Après cette phase élastique, la rotation des rotules plastiques produit des déplacements qui donnent naissance à deux possibilités de mécanisme de ruine.

**1<sup>er</sup> cas : Mécanisme dû à la rotation excessive des poteaux d'un même étage [25].**

Lors des séismes sévères, la plastification se manifeste en premier lieu dans les poteaux, on observe fréquemment une apparition des rotules plastiques en tête et au pied des poteaux du premier niveau, la figure 3.22 montre le mécanisme développé dans le  $i^{\text{ème}}$  niveau, seules les déformations plastiques sont illustrées.



**Fig. 3.22:** Mécanisme relatif à la rotation des poteaux dans le  $i^{\text{ème}}$  niveau.

En général, la rotation plastique admissible des rotules plastiques des poteaux  $\theta_{pc}$  est égale au minimum de  $(\theta_{uc} - \theta_{yc}) l_{pc}$  et  $(\theta_{uc} - \theta_{yc}) l_{pc}$ , où :  $\theta_{uci}$  et  $\theta_{uci}$  sont les courbures ultimes en tête et au pied du poteau du  $i^{\text{ème}}$  niveau respectivement,  $\phi_{uc}$  et  $\phi_{yc}$  sont les courbures élastiques en tête et au pied du poteau du  $i^{\text{ème}}$  niveau respectivement,  $l_{pc}$  et  $l_{pc}$  sont les longueurs des rotules plastiques équivalentes, (figure 3.23).

Le déplacement ultime latéral  $\Delta_u$  en tête correspondant à ce mécanisme est donné par la relation:

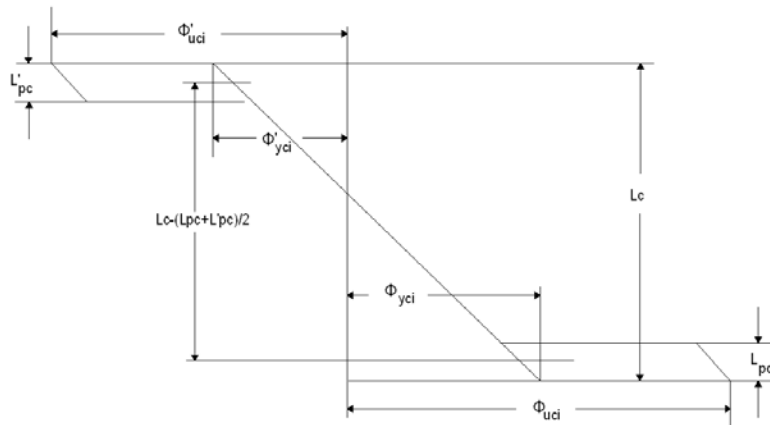
$$\Delta_u = \Delta_y + \theta_{pc} [l_c - 0.5(l_{pc} + l_{pc})] \quad (3.24)$$

L'expression de la ductilité en déplacement  $\mu_{\Delta_c}$  est donnée par :

$$\mu_{\Delta_c} = 1 + \frac{\theta_{pc}}{\Delta_y} [l_c - 0.5(l_{pc} + l_{pc})] \quad (3.25)$$

L'expression de la ductilité en courbure  $\mu_{\phi}$  est donnée par:

$$\mu_{\phi_c} = 1 + \frac{(\mu_{\Delta_c} - 1) \left(r - \frac{1}{3}\right)}{3 \frac{l_{pc}}{l_c} \left(1 - \frac{l_{pc}}{l_c}\right)} \quad (3.26)$$



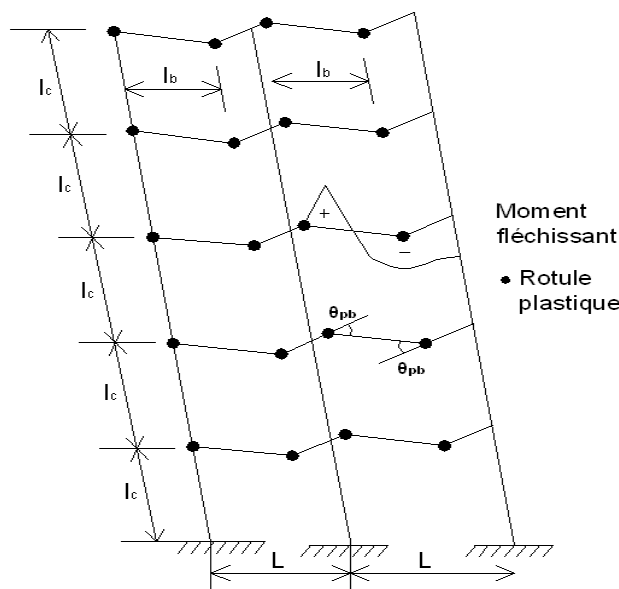
**Fig. 3.23:** Distribution de la courbure dans un poteau type au premier écoulement d'un portique.

Ce mécanisme exige en fait une très grande demande de ductilité de courbure ce qui est impossible à satisfaire pour les ossatures de grande hauteur, par conséquent la ruine est inévitable.

**2<sup>ème</sup> cas : Mécanisme dû à la formation des rotules plastiques dans les poutres [25].**

La plastification dans les régions critiques des poutres précède celle des poteaux qui sont plus rigides, (figure 3.24). La plastification à la base de ces derniers est nécessaire pour le développement d'un tel mécanisme, seulement le reste des poteaux reste élastique. La rotation plastique à la base de chaque poteau est donnée par [26] :

$$\theta_{pc} = \frac{\Delta_U - \Delta_y}{rl_c} \quad (3.27)$$



**Fig. 3.24:** Mécanisme relatif à la rotation des poutres.

Comme les déformations sont petites, les rotations plastiques dans les poutres sont reliées comme suit :

$\delta = l_c \theta_{pc} = l_b \theta_{pb}$ , voir la figure 3.25.

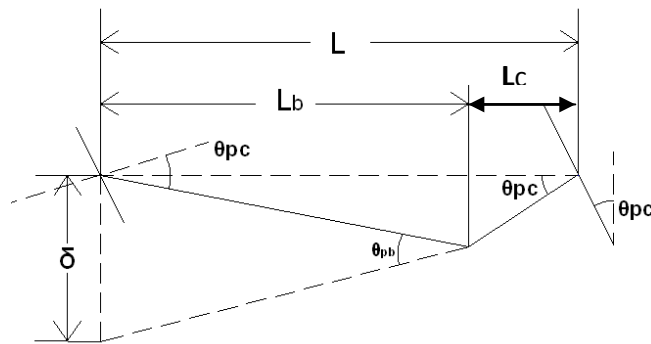
En substituant  $\theta_{pc}$  à partir de:

$$\theta_{pb} = \theta_{pc} \frac{l_c}{l_b} = \frac{\Delta_u - \Delta_y}{r l_c} \frac{l_c}{l_b} \quad (3.28)$$

En réarrangeant l'équation 3.13 avec les approximations possibles nous aurons :

$$\Delta_u = \Delta_y + \frac{r l_c l_b}{l} \theta_{pb} \quad (3.29)$$

où  $\theta_{pc}$  est égale au minimum  $(\theta_{ub} - \theta_{yb}) \Sigma l_{pb}$  ou bien  $(\theta_{ub} - \theta_{yb}) \Sigma l_{pb}$ . Le premier et le deuxième terme correspondent aux moments positifs et négatifs des rotules plastiques. En général elle est limitée par le moment négatif de la rotule plastique des poteaux à la base  $(\theta_{ub} - \theta_{yb}) l_{pb}$ .



**Fig. 3.25:** Géométrie des déformations plastiques dans un mécanisme de poutre [9].

L'expression de la ductilité en déplacement  $\mu_{\Delta}$  en termes des rotules des poutres est donnée par :

$$\mu_{\Delta c} = 1 + \frac{r l_c l_b \theta_{pb}}{l \Delta_y} \quad (3.30)$$

Les expressions de la ductilité en déplacement  $\mu_{\Delta}$  et de la ductilité en courbure  $\mu_{\phi}$ , à la base des poteaux sont données par :

$$\mu_{\Delta c} = 1 + r l_c \frac{\theta_{pc}}{\Delta_y} \quad (3.31)$$

$$\mu_{\phi c} = 1 + \frac{(\mu_{\Delta c} - 1) \left( r - \frac{1}{3} \right)}{3 r \frac{l_{pc}}{l_c}} \quad (3.32)$$

- au niveau des zones nodales des poutres :

$$\mu_{\Delta b} = 1 + r l_c \frac{\theta_{pb}}{\Delta_y} \quad (3.33)$$

$$\mu_{\phi b} = 1 + \frac{\alpha (\mu_{\Delta b} - 1) \left( r - \frac{1}{3} \right)}{3 r \frac{l_{pb}}{l_c}} \quad (3.34)$$

Le paramètre  $\alpha$ , représentant le rapport des courbures élastiques, a pour expression :

$$\alpha = \frac{\phi_{yc}}{\phi_{yb}} \quad (3.35)$$

### 3.13. CONCLUSION :

La courbe capacitaire d'une structure nécessite la détermination des lois de comportement au niveau local des éléments structuraux.

- Il existe trois phases principales au niveau local d'une section endommagée d'après les phénomènes observés lors de la ruine par flexion, la fissuration de la section, la plastification des aciers et enfin la ruine de la section par l'écrasement du béton en compression, la rupture en traction ou le flambement des aciers sous charges cycliques.
- Les rotules plastiques sont caractérisées par des moments ou des efforts tranchants associés respectivement à des rotations, des courbures ou des déplacements de fissuration, plastification et ruine. Après la formation des rotules plastiques, les non linéarités sont concentrées au niveau des rotules plastiques et la dégradation de rigidité dans chaque rotule plastique représente un état endommagé de la structure.

## **CHAPITRE 4**

# **ANALYSE PUSHOVER DANS L'EVALUATION ET LA CONCEPTION SISMIQUE DES STRUCTURES**



## 4. ANALYSE PUSHOVER DANS L'EVALUATION ET LA CONCEPTION SISMIQUE DES STRUCTURES

### 4.1. INTRODUCTION :

Le génie parasismique est un secteur du génie civil qui œuvre pour la réduction des dommages des structures résultant des séismes et la minimisation en pertes matérielles et humaines.

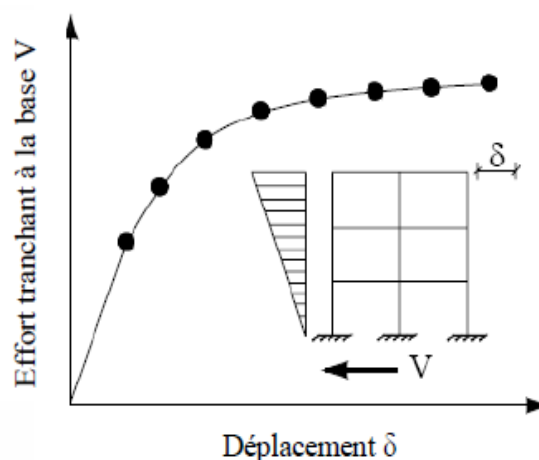
Au cours des 40 années écoulées, ce génie a avancé d'une façon considérable grâce notamment aux moyens expérimentaux améliorés, à l'avancée rapide dans le domaine informatique et au développement de nouvelles méthodes pour l'évaluation et la conception sismique des structures. Ces méthodes basent leur méthodologie essentiellement sur la méthode d'analyse statique non linéaire, plus connue sous le nom de méthode pushover.

### 4.2. METHODE D'ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE (PUSHOVER):

La méthode d'analyse statique non linéaire est une méthode approximative dans laquelle la structure est assujettie à une charge latérale croissante suivant un modèle prédéfini jusqu'à atteindre un déplacement cible.

L'analyse pushover consiste en une série d'analyses élastiques, superposées pour approximer une courbe de capacité ou courbe effort tranchant à la base – déplacement au sommet.

La première étape est d'appliquer la force gravitaire et latérale qui découle d'une loi de comportement du type bilinéaire ou tri-linéaire, la charge latérale est augmentée d'une manière itérative jusqu' à atteindre une première plastification d'un élément (apparition de rotule plastique). En prenant en compte le nouvel état d'équilibre dû à la diminution de la raideur, le processus continue jusqu' à avoir un déplacement limite au sommet de la structure ou jusqu' à atteindre une instabilité structurelle.



**Fig. 4.1:** Signification physique de la courbe de capacité [27].

#### **4.3. ORIGINE DE L'ANALYSE PUSHOVER:**

L'analyse statique PUSHOVER est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent. Ceci implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximal) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent pour les structures faiblement ou moyennement élevées [21].

#### **4.4. BUT DE L'ANALYSE PUSHOVER:**

Le but de l'analyse pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et de déplacements dans les éléments de la structure.

L'analyse pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique [21], on cite :

- l'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- la détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- l'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- l'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- l'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement.

#### **4.5. AVANTAGES, ET LIMITES DE LA METHODE:**

En ce qui concerne le renforcement de bâtiments existants [21], les données précises concernant les propriétés mécaniques réelles sont parfois difficiles à obtenir et il faudra par conséquent faire des hypothèses concernant leur valeur, sur la base des règles en vigueur lors de la construction de l'ouvrage par exemple. Ces hypothèses seront appuyées également par des sondages et des prélèvements locaux. En plus des propriétés intrinsèques des matériaux, il faut connaître l'évolution de celles-ci au cours du temps (dégradation du béton, corrosion de l'acier, etc...). Les lois de comportement des matériaux doivent être aussi complètes que possibles, incluant entre autres les dégradations de raideur en phase plastique et les résistances résiduelles. Cette étape est souvent délicate, d'autant que l'analyse PUSHOVER est sensible à ces données.

L'établissement de la courbe de capacité et l'analyse modale requièrent des moyens numériques performants. Une autre difficulté de cette méthode est qu'elle n'est pas déterministe. Elle intervient dans une étape de vérification. Son utilisation en dimensionnement se fait donc de manière itérative. Par contre, elle permet de s'affranchir du coefficient de comportement. En comparant les courbes de capacité avant et après renforcement, on peut visualiser l'influence des mesures adoptées.

De plus, elle permet de prendre en considération les phénomènes non linéaires comme la formation de rotules plastiques ou la fissuration du béton. Néanmoins, pour cela il faut être en mesure de déterminer les zones où ces phénomènes vont se produire ainsi que leur chronologie [21].

Ensuite, il faut ôter du modèle au fur et mesure les éléments ayant subi une rupture et qui ne conservent pas de rigidité résiduelle. Il faut alors s'assurer que cette opération ne remet pas en cause le comportement dynamique du modèle. Des algorithmes ont été développés pour déterminer la courbe de capacité et son modèle bilinéaire dans le cas de portiques en béton par exemple.

Certains logiciels de calcul de structure utilisent la méthode PUSHOVER, il faut donc s'assurer de la bonne représentativité des efforts statiques équivalents par rapports aux efforts dynamiques. De plus comme les autres méthodes statiques, la PUSHOVER ne permet pas de tenir compte directement des effets du second ordre liés au caractère dynamique de la sollicitation sismique, ni des dissipations d'énergie par hystérésis.

L'analyse PUSHOVER donne donc des résultats satisfaisants lorsque le comportement de l'ouvrage est essentiellement régi par le mode fondamental. Par contre, là où la contribution

des modes plus élevés est non négligeable, il convient de faire une analyse dynamique linéaire pour vérifier leur contribution.

Les règlements parasismiques donnent quelques réponses à ce sujet. Le dernier stade de l'analyse est l'analyse dynamique non linéaire qui tient compte en plus de l'évolution de l'excitation dans le temps et de caractère cyclique, ce qui permet de mettre en évidence des ruptures en chaîne par exemple.

#### 4.6. FORMULATION DE L'ANALYSE PUSHOVER:

L'hypothèse de base de cette méthode et le fait de rapporter les structures 3D ou 2D à un système à un degré de liberté (DDL), basée sur des recherches antérieures (Saiidi et Sozen 1981), qui ont démontré que le déplacement d'un système à plusieurs degrés de liberté peut être approximativement égal à celui d'un système à un seul degré de liberté quand la réponse dominante est celle du premier mode [28].

##### 4.6.1. Mise en équation :

Le vecteur de déplacement relatif  $x$  peut se mettre sous la forme [29]:

$$x = \{\phi\} x_i \quad (4.1)$$

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

$$[M] \{\phi\} \ddot{x} + [C] \{\phi\} \dot{x} + Q = -M \{I\} \ddot{x}_g \quad (4.2)$$

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

$$x^* = \frac{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{I\}} x_i \quad (4.3)$$

Tels que:

$x$  : vecteur du déplacement relatif.

$M, C, Q$  : matrices de masse, amortissement et rigidité.

$i$ : vecteur d'influence.

$\phi$ : vecteur modal.

En multipliant l'équation 4.2 par  $\{I\}^T$ , et en utilisant l'équation 4.1, on obtient l'équation différentielle du système équivalent [30] :

$$M^* \ddot{x}^* + C \dot{x}^* + Q^* = -M^* \ddot{x}_g \quad (4.4)$$

$M^*, C^*$  et  $Q^*$  représentent les propriétés du système à 1DDL équivalent, elles sont données par:

$$M^* = \{\phi\}^T [M] \{I\} \quad (4.5)$$

$$C^* = \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \frac{\{\phi\}^T [M] \{I\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \quad (4.6)$$

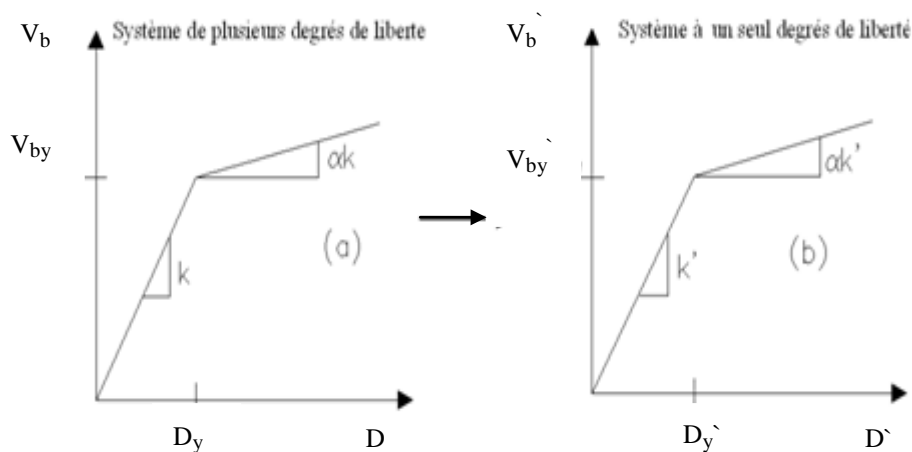
$$Q^* = \{\phi\}^T Q \quad (4.7)$$

La relation force – déplacement de système équivalent SDOF (figure 4.2) déterminée à partir des résultats de l'analyse statique non – linéaire incrémentale de la structure (MDOF).

Afin d'idéaliser le diagramme (effort tranchant– déplacement), on obtient la rigidité élastique efficace qui est présentée comme suit [14]:

$$K_{MDOF} = \frac{V_{bny}}{\mu_{ny}} \quad (4.8)$$

$K_s = \alpha K_{MDOF}$  est la dégradation de rigidité de la structure. La simplification du système équivalent (SDOF) du diagramme (effort tranchant - déplacement) est montrée dans la figure 4.2 [30].



**Fig. 4.2:** Représentation bilinéaire des systèmes MDOF et SDOF [30].

Ayant calculé ces caractéristiques, on peut déterminer la période élastique du système équivalent comme suit:

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{x_y^* M^*}{f_y^*}} \quad (4.9)$$

$\alpha$  : rapport d'écrouissage.

#### 4.7. MODELES DES CHARGES LATÉRALES ADOPTÉS PAR LE FEMA 356 :

L'exactitude relative des prévisions [4] de la méthode Pushover et les limitations des procédures de l'analyse Pushover doivent être identifiées. L'évaluation du déplacement cible, choix du modèle de charges et l'identification des mécanismes latéraux de rupture dus aux modes supérieurs de vibration, sont des questions importantes qui affectent la précision des résultats de l'analyse Pushover.

Les charges latérales d'un modèle mathématique sont appliquées proportionnellement à la distribution des forces d'inertie dans le plan, pour toutes les analyses, au moins deux distributions des charges verticales et latérales seront appliquées.

Actuellement, plusieurs répartitions des charges latérales sont recommandées dans FEMA 356 [31] pour l'analyse statique non linéaire, on peut citer :

#### **4.7.1. DISTRIBUTION PSEUDO CHARGE LATÉRALE ELF (FORCE LATÉRALE EQUIVALENTE) :**

Cette distribution est utilisée seulement quand plus de 75% de toute la masse participe dans le mode fondamental dans la direction considérée. Ce modèle défini dans le FEMA 356, est donné par [4]:

$$F_i = \frac{m_i h_i^k}{\sum m_i h_i^k} \quad (4.10)$$

$h_i$  : hauteur de niveau  $i$ .

$K$  : coefficient considérant les effets des modes supérieurs ( $K=1$  pour  $T_1 \leq 0.5s$ ,  $k=2$  pour  $T_1 \leq 2.5s$ ).

$m_i$ : masse du niveau  $i$

#### **4.7.2. Distribution sous forme du mode fondamental :**

Cette distribution verticale est proportionnelle à la forme de mode fondamental dans la direction considérée dans l'étude. L'utilisation de cette distribution est autorisée seulement quand plus de 75% de la masse totale participe à ce mode [29].

$$F_i = \frac{m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i} \quad (4.11)$$

$m_i$  : masse du niveau  $i$ .

$\phi_i$ : amplitude du niveau  $i$  au premier mode.

#### **4.7.3. Distribution SRSS (Square Root of the Sum of Squares):**

Une distribution verticale proportionnelle à la distribution des efforts des niveaux est calculée par la combinaison des réponses modales de l'analyse modale spectrale du bâtiment, en utilisant suffisamment de modes pour capturer au moins 90 % de la masse totale du bâtiment. Cette distribution des efforts est utilisée lorsque la période du mode fondamental excède 1.0 seconde.

Le modèle des charges latérales considère les effets des modes supérieurs élastiques de vibration pour une longue période et les structures irrégulières. La force latérale dans chaque

niveau est calculée par la combinaison (SRSS) pour les distributions des charges obtenues à partir de l'analyse modale des structures comme suit :

1. Calculer la force latérale à tous les niveaux pour le  $n^{\text{ème}}$  mode par l'équation suivante [20]:

$$F_{bn} = \Gamma_n m_i \phi_{in} A_n \quad (4.12)$$

où :

$\Gamma_n$  : coefficient de participation modal pour le mode n.

$\phi_{in}$  : amplitude du niveau i au mode n.

$A_n$  : pseudo – accélération pour le mode n du système élastique à un seul degré de liberté.

2. Calculer l'effort tranchant de niveau:

$$V_{in} = \sum_{j \geq i}^N F_{jn} \quad (4.13)$$

N : nombre total des niveaux.

3. Combiner les charges modales des niveaux par l'utilisation du SRSS:

$$V_i = \sqrt{\sum_n (V_{in})^2} \quad (4.14)$$

4. Calculer les forces latérales de niveau,  $F_i$  pour tous les niveaux par la combinaison des efforts tranchants de niveau.

5. Normaliser les charges latérales de niveau par l'effort tranchant à la base pour la convenance, tel que :

$$F_i = \frac{F_i}{\sum F_i} \quad (4.15)$$

#### 4.7.4. Distribution uniforme :

Le modèle de charge uniforme est basé sur une distribution uniforme des forces latérales à chaque niveau proportionnelle à la masse totale de chaque niveau, tels que :

$$F_i = \frac{m_i}{\sum m_i} \quad (4.16)$$

$F_i$  : force latérale au niveau i.

$m_i$ : masse du niveau i.

#### 4.7.5. Distribution des charges latérales modales (Analyse Pushover Modale, MPA) :

La procédure de MPA est développée par Chopra et Goel, 2001 [32]. Les étapes ci – dessous sont utilisées pour estimer la réponse maximale non – élastique d’un bâtiment symétrique à plusieurs étages:

1. Calculer les pulsations propres  $\omega_n$  et les modes  $\phi_n$ , pour la vibration élastique linéaire du bâtiment.

2. Pour le  $n^{\text{ème}}$  mode, développer l’effort tranchant à la base en fonction des déplacements (courbe Pushover) pour la distribution des forces.

$$S_n^* = m\phi_n \quad (4.17)$$

$m$  : matrice de masse de la structure.

3. Construire la courbe Pushover comme courbe bilinéaire. Si la courbe Pushover présente une dégradation de rigidité négative, idéaliser cette courbe comme une courbe élasto-plastique parfaite.

4. Convertir la courbe bilinéaire de la méthode Pushover en force – déplacement.

$$\frac{F_{sn}}{L_n} \rightarrow D_n \quad (4.18)$$

$$\Gamma_n = \frac{\phi_n^T m_1}{\phi_n^T m \phi_n} \quad (4.19)$$

$$\frac{F_{sny}}{L_n} = \frac{V_{bny}}{M_n^*} \quad (4.20)$$

$$D_{ny} = \frac{u_{my}}{\Gamma_n \phi_m} \quad (4.21)$$

5. Calculer le déplacement maximal  $D_n$  pour le  $n^{\text{ème}}$  mode du système SDOF inélastique défini par la relation force – déplacement et l’amortissement  $\xi_n$ , la période de vibration du système élastique.

$$T_n = 2\pi \left( \frac{L_n D_{ny}}{F_{sny}} \right)^{1/2} \quad (4.22)$$

6. Calculer le déplacement maximal au sommet avec le  $n^{\text{ème}}$  mode du système SDOF est donné par :

$$U_m = \Gamma_n \phi_m D_n \quad (4.23)$$



7. Répéter les étapes 3 à 6 pour plusieurs modes. Les deux ou trois premiers modes sont suffisants pour cette analyse.

8. Déterminer la réponse totale (demande) par la combinaison des réponses maximales modales par l'utilisation de SRSS :

$$(u_r)_{MPA} = \left( \sum_n u_{mo}^2 \right)^{1/2} \quad (4.24)$$

avec  $u_{mo}$  la valeur maximale du  $u_m$ .

#### 4.8. APPROCHE DES DIFFERENTS GUIDES POUR LA DETERMINATION DU POINT DE PERFORMANCE:

Il existe différents guides traitant la méthode pushover à savoir les guides FEMA 273 et 356, ATC 40 et Eurocode 8. Les trois approches adoptées sont illustrées dans ce qui suit:

##### 4.8.1. Approches des guides FEMA 273 et 356:

On peut dire que ces guides accordent davantage de place à l'évaluation ou au diagnostic sismique des bâtiments qu'à leur réhabilitation. Ils offrent un état de l'art sur l'évaluation rationnelle de la tenue sismique des constructions existantes, en béton, en acier, ou en maçonnerie. Aussi le FEMA 273 a déjà exercé une influence mondiale dans la rédaction de règlements et dans les pratiques d'ingénierie.

On rappelle les niveaux de performance définis dans le FEMA 273 en plus au FEMA 356 (voir chapitre 1.3, tableau 1.2) correspondant à un niveau de performance structurel repéré par un niveau de performance non structurel. Les deux graphiques suivants illustrent le tableau précédemment cité [33]:

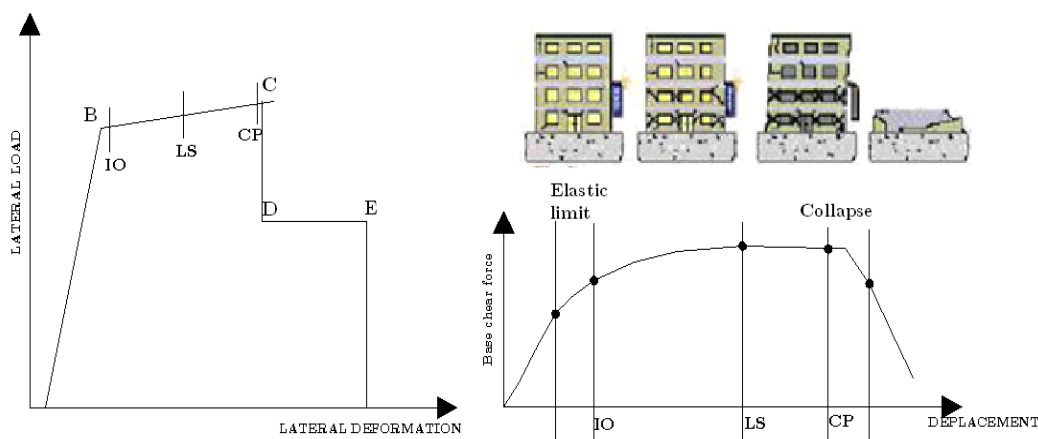


Fig. 4.3 : Différents états d'endommagements.

IO: Immediate Occupancy (Occupation Immédiate), on prendra 10 % de  $(\theta_u - \theta_y)$ .

LS: Life Safety (Sécurité de vies humaines), on prendra 60 % de  $(\theta_u - \theta_y)$ .

CP: Collapse préventions (Non-Effondrement), on prendra 90 % de  $(\theta_u - \theta_y)$ .

#### 4.8.1.1. Méthodologie :

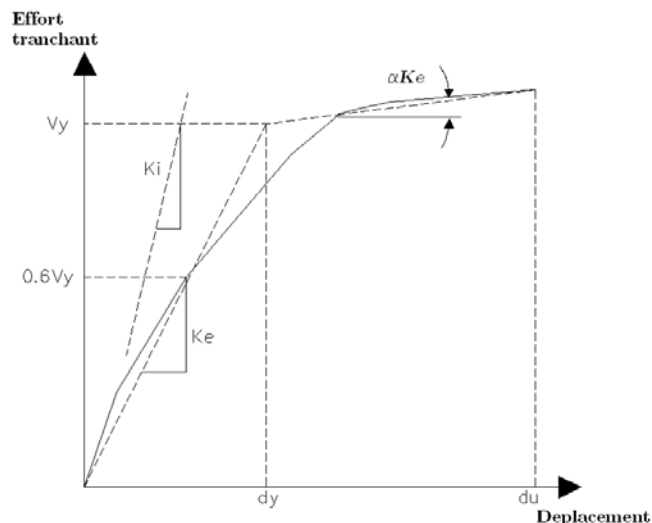
La méthode en déplacement du FEMA 273 comporte les étapes suivantes [33] :

1- pour définir le chargement latéral approprié de notre structure selon le FEMA 273, deux cas sont possibles:

- selon l'allure du mode fondamental qui doit avoir un facteur de contribution modale dépassant les 75%.
- distribution des efforts tranchants dans chaque étage obtenu par la combinaison modale spectrale avec un taux de 90% de participation massique.

2- établir à partir d'un chargement croissant la courbe de capacité comprenant en ordonnée l'effort tranchant à la base de la structure et en abscisse le déplacement correspondant du niveau supérieur calculé par ETABS.

3- déterminer la raideur initiale  $K_i$  et la raideur effective  $K_e$ .



**Fig. 4.4 :** Calcul de la rigidité effectif  $K_{eff}$  [33].

$K_i$  : rigidité latérale élastique dans le sens considéré.

$K_e$  : rigidité latérale effective dans le sens considéré (de la courbe bilinéaire approchée).

$V_y$  : effort tranchant élastique.

4- calculer la période effective fondamentale  $T_e$ .

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (4.25)$$

Avec:

$T_i$  : période fondamentale élastique dans la direction considérée calculée par l'analyse dynamique élastique en (seconde).

5- déterminer les facteurs  $C_0, C_1, C_2, C_3$ .

- Le coefficient  $C_0$  dépend du nombre d'étages.

**Tableau 4.1:** Coefficient  $C_0$ .

Nombre d'étage	Coefficient $c_0$
1	1
2	1.2
3	1.3
5	1.4
+10	1.5

- Le coefficient  $C_1$ : Ce coefficient a pour objet d'estimer le déplacement non linéaire à partir du déplacement calculé linéairement.

$$\text{Si: } T_e \geq T_0 \quad C_1 = 1.0 \quad (4.26)$$

$$\text{Si } T_e < T_0$$

$$C_1 = \frac{1 + (R - 1) \frac{T_s}{T_e}}{R} \quad (4.27)$$

$R$  : rapport exprimant la résistance en termes de demande élastique.

$$R = \frac{S_a}{\left(\frac{V_y}{w}\right)} \cdot \frac{1}{C_0} \quad (4.28)$$

$S_a$  : accélération spectrale correspond à la période fondamentale effective.

$w$  : masse active sous séisme.

$V_y$  : effort tranchant à la limite élastique.

$T_s$  : période caractéristique du sol.

$T_e$  : période calculée de la structure.

- Le coefficient C2: le coefficient de modification qui représente l'effet de l'hystérésis dans la réponse du déplacement maximum.

**Tableau 4.2:** Coefficient C2.

Niveau de performance	T=0.1 secondes		T > T <sub>0</sub>	
	Type 1	Type 2	Type 1	Type 2
Occupation immédiate (IO)	1.0	1.0	1.0	1.0
Sécurité des personnes (LS)	1.3	1.0	1.1	1.0
Non- effondrement (CP)	1.5	1.0	1.2	1.0

- Le coefficient C3: Coefficient de modification qui représente l'augmentation des déplacements due à la dynamique de l'effet (P – Δ).

C<sub>3</sub>=1 pour les structures ayant une rigidité post-élastique positive.

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R - 1)^2}{T_e} \quad (4.29)$$

α : rapport entre la rigidité post élastique et la rigidité élastique effective.

6-Evaluer la valeur de l'accélération spectrale S<sub>a</sub>.

7- Calculer le déplacement cible :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi} g \quad (4.30)$$

8- Localiser ce déplacement δ<sub>t</sub> sur la courbe de capacité pour le relier à la charge correspondante.

9- Calculer les déplacements relatifs à chaque étage (limités 0.75 dans le FEMA 273 / 356).

10-Reprenre les étapes 1 à 9 pour un cas de charge ayant répartition semblable à celle du mode fondamental de vibration.

11- Comparer le plus grand des déplacements relatifs de chaque étage au déplacement relatif admissible du FEMA 273.

## 4.8.2. Approche du guide ATC 40:

### 4.8.2.1. Approche globale :

La méthode d'analyse donnée dans l'ATC 40 [5] est désignée par "la méthode spectrale en capacité et demande". Le principe de cette méthode consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse statique non linéaire par Pushover avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme dérivé du spectre de réponse élastique à 5% d'amortissement. L'intersection de ces deux courbes représente un point de fonctionnement (point de performance) permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et subséquemment son degré d'incursion dans le domaine plastique, ce qui permet d'évaluer l'amortissement équivalent correspondant [21].

Dans l'ATC 40, le point de performance est représenté sur un spectre dont l'amortissement équivalent est compatible avec la ductilité mise en jeu. Cette démarche suppose que la fréquence propre de l'oscillateur simple équivalent correspond à la raideur sécante globale sur la courbe de capacité.

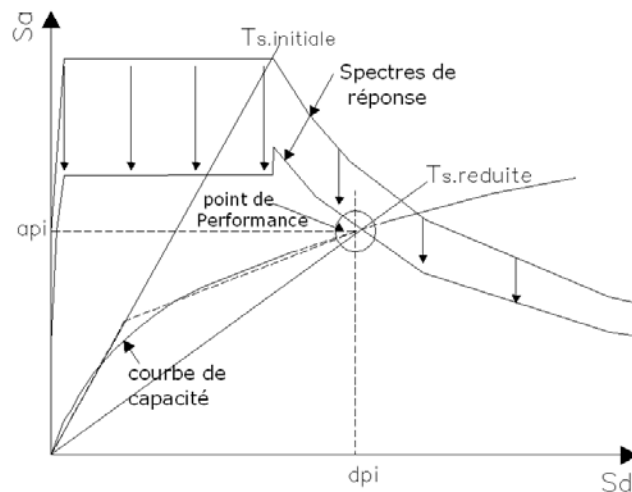


Fig. 4.5: Détermination du point de performance [34].

### 4.8.2.2. Etapes de la méthode :

1- Conversion du spectre de réponse ( $S_a$ ,  $T$ ) en forme ADRS (Accélération-Déplacement de la Réponse Spectrale) en d'autre terme ( $S_a$ ,  $S_d$ ) tel que :

$$D = S_d = \frac{T_n^2}{4 \pi^2} A \quad (4.31)$$

$S_d$ : déplacement spectral.

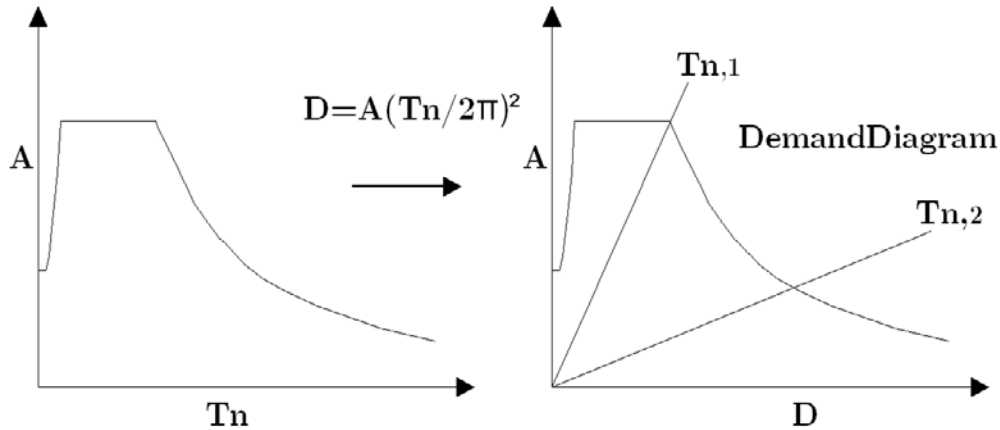
A: accélération spectrale.

$T_n$  : période naturelle.

Si le spectre de réponse est en format de vitesse spectrale, alors la conversion doit être faite par les relations suivantes, [5].

$$A = \frac{2\pi}{T_n} S_v \quad (4.32), \quad D = \frac{T_n}{2\pi} S_v \quad (4.33)$$

Voici notre spectre de réponse et sa forme ADRS correspondante :



**Fig. 4.6:** Transformation de la courbe Sa-T à la forme ADRS [35].

2- Détermination de la courbe de capacité de la structure sous forme ADRS :

$$S_d = \frac{\Delta_{tête}}{\Gamma_1 \Phi_{1,tête}} \quad (4.34), \quad S_a = \frac{V}{\alpha_1 W} \quad (4.35)$$

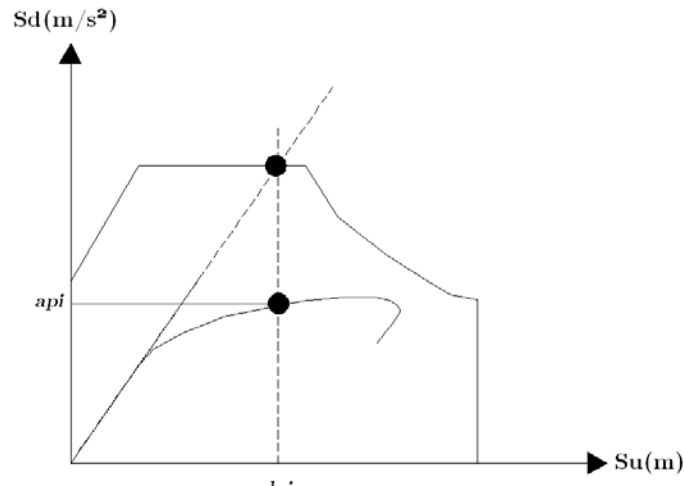
- $\Delta_{tête}$ : déplacement au sommet.
- $\Gamma_1$ : facteur de participation modale du premier mode de vibration.
- $W$  : poids des charges permanentes appliquées à la structure.
- $\Phi_{1,tête}$  : amplitude du premier mode au niveau i.
- $\alpha_1$  : coefficient de masse modale du premier mode (%).
- $W$  : poids des charges permanentes appliquées à la structure.

3- Superposition des deux courbes de capacité et de demande afin de déterminer notre point de performance qui est l'intersection de deux courbes.

#### 4.8.2.3. Calcul du point de performance selon ATC 40:

La procédure existe dans le guide ATC 40 [5] pour le calcul du point de performance et suit les étapes suivantes :

- 1- Tracer le spectre de réponse élastique avec un amortissement  $\xi = 5\%$  en format ADRS.
- 2- Reprendre le tracé de la courbe de capacité (V, D) sous la forme ADRS.
- 3- Sélection du point de performance ( $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$ ) comme montré sur la courbe suivante en utilisant le principe d'égalité de déplacement.



**Fig. 4.7:** Détermination du point de performance ( $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$ ).

4- Développer une représentation bilinéaire de la courbe de capacité ADRS en respectant le principe d'égalité d'énergie. La pente de premier segment est égale à la rigidité élastique du bâtiment, le segment de la partie post élastique passe par le point déjà sélectionné ( $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$ ).

5- Calculer les facteurs de réduction spectraux en utilisant les équations suivantes :

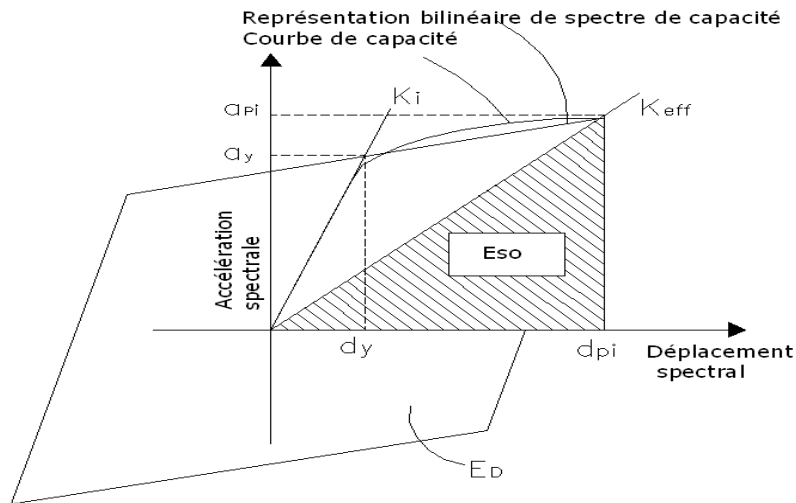
$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \xi_{eff}}{2.12} \quad (4.34), \quad SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \xi_{eff}}{1.65} \quad (4.35)$$

$SR_A, SR_V \geq$  Valeur du tableau 4.4, avec :

$$\xi_{eff} = k \xi_0 + 0.05 \quad (4.36), \quad \xi_0 = 0.637 \cdot \frac{(a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}} \quad (4.37)$$

$\xi_0$  : l'amortissement hystérétique équivalent.

k: coefficient de modification de l'amortissement.



**Fig. 4.8:** Estimation d'amortissement visqueux équivalent par la méthode "Spectre de Capacité" (ATC 40) [34].

**Tableau 4.3:** Valeurs des coefficients  $\xi_0$ ,  $k$ .

Type de structure	$\xi_0$	$k$
Type A	$\leq 16.25$	1.0
	$> 16.25$	$1.13 - \frac{0.51 (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type B	$\leq 25$	0.67
	$> 25$	$0.446 \frac{(a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type C	aucune valeur	0.33

**Tableau 4.4:** Valeurs minimales de  $SR_A$  et  $SR_V$ .

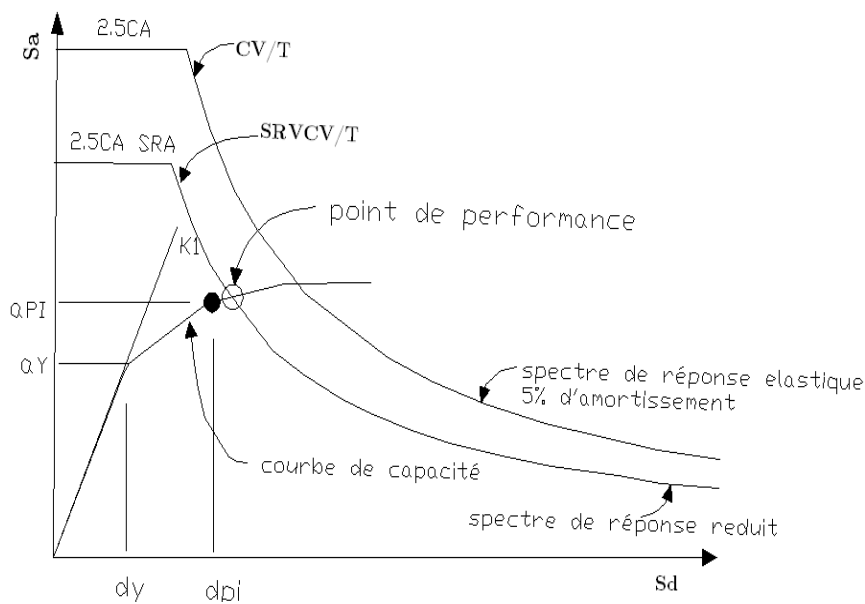
Type de structure	$SR_A$	$SR_V$
Type A	0.33	0.5
Type B	0.44	0.56
Type C	0.56	0.67

**Tableau 4.5:** Type de structures.

Durée de vie	Bâtiment neuf	Bâtiment existant moyen	Bâtiment existant faible
court	Type A	Type B	Type C
long	Type B	Type C	Type C



6- Trouver sur la même figure le spectre de demande en fonction des paramètres définis précédemment et conformément au processus suivant :



**Fig. 4.9:** Construction de spectre de demande réduit.

7- Vérifier si la courbe de capacité traverse le spectre de demande réduit. Le déplacement correspondant à l'intersection est noté  $d_i$  tel que :

$$0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$$

8- Si le taux d'erreur limité à 5% n'est pas vérifié, choisir un nouveau point  $(a_{pi}, d_{pi})$  du spectre de demande réduit et reprendre depuis l'étape 4.

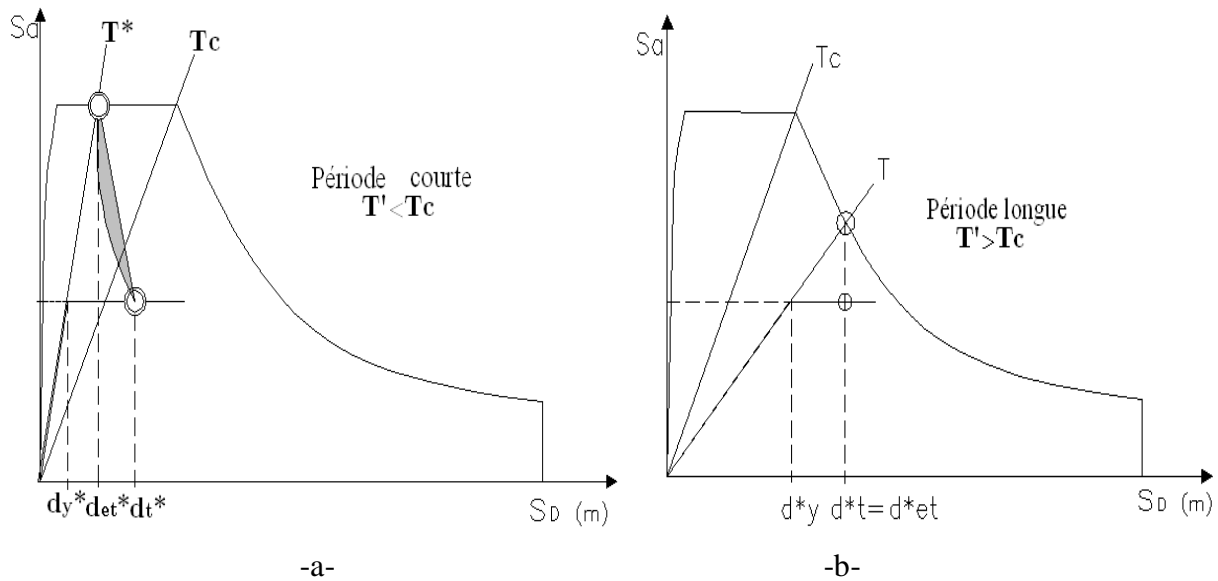
#### 4.8.3. Méthode non-linéaire d'analyse des portiques selon EC8 :

La procédure d'analyse statique monotone non-linéaire (pushover) dans l'EC8 [36] suit l'approche développée par Fajfar de l'université de Ljubljana, Slovénie, Il considère deux répartitions des charges : une distribution uniforme et une répartition des charges modales. Les deux répartitions des charges sont montrées précédemment.

En premier lieu, les répartitions des charges latérales appliquées sont augmentées et la réponse de la structure est tracée en termes de cisaillement à la base en fonction du déplacement au sommet de la structure.

La courbe de capacité est alors transformée en une réponse d'un système équivalent de SDOF. Les courbes non-linéaires de capacité sont linéarisées, et pour cela on peut employer la méthode d'énergie égale. La courbe linéarisée est alors transformée en un spectre de capacité en normalisant la force, par le biais de  $\mathbf{m} \cdot \mathbf{g}$ , avec  $\mathbf{m}^*$  est la masse du SDOF équivalent.

En conclusion, le déplacement cible est déterminé en comparant le spectre de capacité et le spectre de calcul (ou le spectre de demande). La comparaison est commodément effectuée sur le spectre de réponse en format ADRS (accélération spectrale, déplacement spectral).



**Fig. 4.10:** Transformation de la courbe de capacité en une réponse SDOF dans un format ADRS.

La comparaison entre les deux spectres n'est pas immédiate, parce que le spectre de calcul est élastique linéaire. L'EC8 suit une approche simplifiée afin de comparer les deux spectres. Pour de longues périodes, il propose des déplacements maximaux égaux pour les oscillateurs linéaires et élastiques parfaitement plastiques (EPP).

Pour les périodes courtes, l'EC8 propose une énergie égale entre les deux oscillateurs. En conclusion, le déplacement cible du système non-linéaire équivalent (SDOF) est :

- Période courtes  $T^* < T_c$  :

a<sub>1</sub>) La réponse demeure élastique linéaire

$$\frac{F_y^*}{m^*} \geq S_e(T^*) \quad (4.38)$$

La réponse demeure élastique linéaire, avec  $m^* = \sum_{i=1}^N m_i \Phi_i$  et  $d_t^* = d_{et}^*$

a<sub>2</sub>) La réponse dans le plateau non linéaire

$$\frac{F_y^*}{m^*} < S_e(T^*) \quad (4.39)$$

$$d_t^* = \left( \frac{d_{et}^*}{q_u} \right) \left( 1 + (q_u - 1) \left( \frac{T_c}{T^*} \right) \right) \geq d_{et}^* \quad (4.40)$$

avec:

$$q_u < S_e(T^*) / \left( \frac{F_y^*}{m^*} \right) \quad (4.41)$$

- Période moyennes et longues  $T^* \geq T_c$ :

$$d_t^* = d_{et} \quad (4.38)$$

Le déplacement cible au sommet du bâtiment est obtenu:  $d_t = \Gamma d_t^*$

#### 4.9. CONCLUSION :

Les paramètres influent sur l'exactitude du Pushover et affectant la prévision de la performance structurelle sont :

- le choix du modèle latéral de charge.
- les modes supérieurs de vibration.

On conclut que les différents guides traitant la méthode Pushover résultent les mêmes paramètres d'évaluation de la performance des structures, mais ils adoptent différentes méthodes pour l'obtention du point de performance:

Pour la FEMA273/ 356, la méthodologie utilise une charge ayant répartition semblable aux modes de vibrations fondamentales, et l'obtention d'une courbe capacitaire idéalisée par des différentes limites prescrites au FEMA 273/356 qui sont représentées par un déplacement cible et leur charge correspondante.

Alors que l'ATC40 comporte une superposition d'une courbe capacitaire de la structure issue d'une analyse Pushover avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par un séisme dérivé de la réponse élastique à 5% d'amortissement, et l'intersection des deux courbes donne un point de performance, qui évalue le déplacement maximum de la structure et dissipe l'énergie.

Ainsi au EC8, la procédure basée sur une répartition de charge uniforme et modale. On obtient deux courbes : capacitaire et spectrale, ces deux dernières sont transférées en une réponse d'un système simplifié à un seul degré de liberté (SDOF) sous forme ADRS (accélération spectrale et déplacement spectral).

Le but de l'analyse Pushover montre le comportement réel de la structure et permet d'évaluer les différents paramètres de capacité (résistance et déplacement au sommet, niveau de ductilité et la dissipation d'énergie) dans les éléments structuraux, et permet d'avoir une idée sur le processus d'endommagement, en vue de déterminer les zones critiques: Déterminant donc les bases nécessaires pour vérifier et améliorer les différentes règles parasismiques proposées.

**CHAPITRE 5**  
**INVESTIGATION NUMERIQUE**

## **5. INVESTIGATION NUMERIQUE**

### **5.1. INTRODUCTION :**

Dans ce chapitre on présente la méthodologie adoptée pour l'analyse des structures auto-stables en béton armé confinées par des armatures transversales, suivant les différents codes choisis (le RPA zone 2 et zone 3, EC8 et NZS), les matériaux constituant les structures seront analysés par le modèle de Monder.

Ces structures composées par des éléments linéaires subdivisés; en partie élastique et plastique où cette dernière est située dans leurs extrémités dite rotule plastique, qui est à son tour analysée par la formule de la longueur plastique de **Priestley**. Puis on idéalise la capacité sectionnelle de ces rotules plastiques par des limites prescrites aux FEMA 358.

A la fin, on décrit le comportement non linéaire par poussée progressive à travers le logiciel ETABS. Une étude comparative a été faite entre des portiques centraux qui sont différenciés par le nombre de niveaux et de travées.

### **5.2. POTEAUX:**

La capacité de résistance et de déformation des poteaux en béton armé obtenue nous permet d'évaluer la performance parasismique des portiques auto-stables en béton armé, ces deux critères obtenus à partir d'une analyse de la capacité sectionnelle. Les déformations résultantes d'un déplacement relatif de niveau ou rotations plastiques concentrées au niveau des zones plastiques aux extrémités des poteaux, sont largement utilisées dans les règlements parasismiques ou dans les procédures d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments.

L'étude en question a été menée en introduisant une armature de confinement en considérant respectivement les codes RPA 99 (zone 2 et zone 3), l'EC8 et le NZS, Ce paramètre est mis en évidence à travers une étude articulée sur l'analyse Pushover à l'aide du logiciel ETABS où plusieurs cas de portiques ont été considérés (R+2, R+4 avec 2 et 3 travées).

Les caractéristiques géométriques et matérielles avec un effort normal sollicitant, plus une armature transversale bien disposée et un taux d'armatures longitudinales conforme au règlement, permet de créer un niveau de ductilité recherché, aussi bien conduisant à une meilleure cohérence du comportement local.

### **5.3. ARMATURES TRANSVERSALES:**

Comme l'armature transversale contrôle la condition de non flambement des armatures longitudinales comprimées, et agit comme armature de cisaillement tout en augmentant la capacité de déformation des zones dissipatives d'énergie, elle a bénéficié sur le plan normatif de part le monde, de recommandations bien spécifiques.

Le code RPA donne un taux d'armatures transversales  $\rho_{sh}$  minimum pour les poteaux qui est comme suit:

$$\lambda_g \geq 5 \quad \rho_{sh} \text{ min} = 0.3\% \quad (5.2), \quad \rho_{sh} = \frac{A_{sh}}{s b} \quad (5.1)$$

$3 < \lambda_g < 5$  Interpolation linéaire

$$\lambda_g \leq 3 \quad \rho_{sh} \text{ min} = 0.8\%$$

$s \leq \text{Min}(150 \text{ mm}, 10d_{bl})$  en zone 1 et 2 et  $s \leq 10\text{cm}$  en zone 3

L'élanement géométrique  $\lambda_g$ , introduit comme paramètre conditionnant la sélection d'un taux approprié; ne peut à lui seul être le facteur déterminant quant au choix du taux d'armature transversale garantissant le niveau de sécurité recherché. Les limites prescrites relatives aux différentes zones, sont jugées inappropriées, car en zone 1 c'est la capacité de résistance qui prédomine, alors que pour les zones 2 et 3 c'est l'aptitude plastique des sections qui est primordiale. Il serait plus logique d'établir une limite commune pour les zones 2 et 3. Il est clair que le code RPA recommande un taux d'armatures indifféremment de la classe de ductilité, et il s'avère de part sa formulation que ce dernier a été élaboré dans un esprit de résistance [3].

Le code NZS [26] prend en compte l'effet de l'intensité de l'effort normal et recommande la valeur de  $A_{sh}$ , comme étant le maximum des deux valeurs suivantes:

$$A_{sh} = 0.3s \left( \frac{A_g}{f_{ydh}} - 1 \right) \frac{f_{co}}{f_{ydh}} \left( 0.5 + 1.25 \frac{P_e}{\theta f_{co} A_g} \right) \quad (5.2)$$

$$A_{sh} \geq 0.12 s \frac{f_{co}}{f_{ydh}} \left( 0.5 + 1.25 \frac{P_e}{\theta f_{co} A_g} \right) \quad (5.3)$$

On remarque par ailleurs, que les prescriptions de l'EC-8 [25] englobent différents paramètres géométriques et mécaniques des matériaux utilisés ayant incidence sur le comportement local, qui avec l'espacement approprié, fournira le niveau de ductilité recherché [3].

Les valeurs du rapport volumétrique du confinement effectif sont prescrites en fonction de la classe de ductilité et de l'intensité de l'effort normal:

$$\rho_{sh} \geq \max \left[ \frac{30}{\alpha} \left( \mu_{\phi} v_d f_{y,dh} \frac{b_c}{b_0} - 0.035 \right) \right] \quad (5.4)$$

$K_0$  et  $v_d$  sont fonction de la classe de ductilité avec:

$$v_d = \frac{P_e}{A_g f_{ydh}} \leq v_d \text{ max} \quad (5.5)$$

$$\rho_{sh} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume de béton confiné}} \cdot \frac{f_{ydl}}{f_{ydh}} \quad (5.6)$$

$$s \leq \text{Min} \left( \frac{b}{3}, 150\text{mm}, 7d_{bl} \right) \text{(Classe M)}$$

avec:

$b$  : largeur de poteau.

$b_0$  : largeur de poteau entre axe des barres longitudinales.

$\rho_{sh}$  : rapport d'armatures transversales.

$d_{bl}$  : diamètre d'armatures longitudinales.

$v_d$  : effort normale réduit.

$P_e$  : effort axial.

$f_{ydh}$  : limite élastique d'acier transversal.

$f_{ydl}$  : limite élastique d'acier transversal.

$s$  : espacement des cadres transversaux.

$A_g$  : section du béton.

$f_{co}$  : contrainte maximale du béton non confiné.

$A_{sh}$  : aire de la barre transversale.

$\alpha$  : constant.

$\mu_\phi$  : ductilité en courbure.

**Tableau 5.1:** Classes de ductilité [38].

Classe de ductilité	$\mu_\phi$	$K_0$	$v_d \text{ max}$	$\rho_{sh} \text{ min}$	$d_{bl}$
`L`	$\geq 4$	0.40	0.75	0.04	Aucune limitation
`M`	$\geq 7$	0.55	0.65	0.07	$d_{bl} \geq 0.35d_{bl}, \max \sqrt{\frac{f_{ydl}}{f_{ydh}}}$
`H`	$\geq 13$	0.9	0.55	0.13	$d_{bl} \geq 0.40d_{bl}, \max \sqrt{\frac{f_{ydl}}{f_{ydh}}}$

avec:

$\mu_\phi$  : ductilité en courbure.

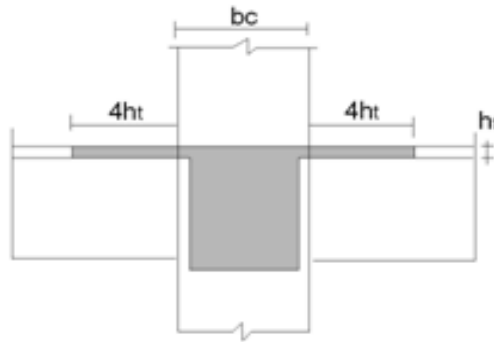
$K_0$  : coefficient d'efficacité de confinement.

$v_d$  : effort normal réduit.

#### 5.4. POUTRES:

Les poutres sont la liaison entre les poteaux et le plancher. Elles permettent de transmettre les efforts à des éléments verticaux, et généralement lors de l'étude préliminaire des ouvrages.

On introduit les poutres comme des sections rectangulaires soumises à la flexion, mais en réalité leurs sections sont en T, sachant qu'une partie de la dalle de compression contribue, d'où la notion de longueur effective (Tableau 5.2).



**Fig. 5.1:** Section poutre en T en EC8 [36].

Les armatures supérieures des poutres en T ou L seront dans l'épaisseur de l'âme.

**Tableau 5.2:** Largeur participante  $b_{eff}$  de la dalle de compression.

Liaisons	$b_{eff}$
Connexion à un poteau de rive présence d'une poutre transversale	$b_{eff} = b_c + 2h_t$
Connexion à un poteau intermédiaire présence d'une poutre transversale	$b_{eff} = b_c + 4h_t$

$h_t$ : épaisseur de la dalle de compression

$b_c$ : largeur de la poutre.

$b_{eff}$  : longueur effective.

La quantité d'armature transversale minimale donnée par le RPA99 (2003) est :

$$A_t = 0.003 \cdot s \cdot b \quad (5.7)$$

avec:

s: hauteur de section du poteau.

b: largeur de section du poteau.



## 5.5. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE:

Pour la détermination des lois de comportement ( $M - \phi$ ) des poteaux et des poutres, on exploite le logiciel non linéaire (Section Désigner). Pour la détermination de la courbe capacitaire et du point de performance de façon à évaluer le niveau de performance, on utilise le logiciel ETABS.

Quatre bâtiments réguliers à usage d'habitation ayant respectivement 3 et 5 niveaux, de hauteur constante égale à 3.06 m avec terrasse inaccessible sont utilisés. Ces bâtiments sont contreventés par portiques auto-stables sans participation de la maçonnerie.

- Les bâtiments 01 (R+2) et 03 (R+4) sont constitués des deux travées dans le sens longitudinal et deux travées dans le sens transversal, voir les figures 5.3.a et 5.4.c.

- Le bâtiment 02 (R+2) et 04 (R+4) sont constitués de trois travées dans le sens longitudinal et trois travées dans le sens transversal, voir les figures 5.3.b et 5.4.d.

Les travées ont 4.5 m et de 3.50 m de longueur respectivement pour le sens longitudinal et transversal du bâtiment.

Les planchers des structures considérées sont en corps creux de (16+4) cm d'épaisseur supportés par des poutres de (30x40) cm<sup>2</sup> dans le sens longitudinal et de (30x35) cm<sup>2</sup> dans le sens transversal. Les bâtiments en question ne présentent aucun décrochement, ni en plan ni en élévation, totalisant une hauteur totale de 9.18 m pour les types (1 et 2; figures 5.2.a et 5.2.b) et 15.30 m pour les types (3 et 4; figures 5.2.c et 5.2.d)

Les dimensions des poteaux sont prises égales à (40x40) cm<sup>2</sup> si le bâtiment est un R+4 pour différents codes (RPA au zone 2 et zone 3, EC8, NZS) et (30x30) cm<sup>2</sup> si ce dernier est un R+2.

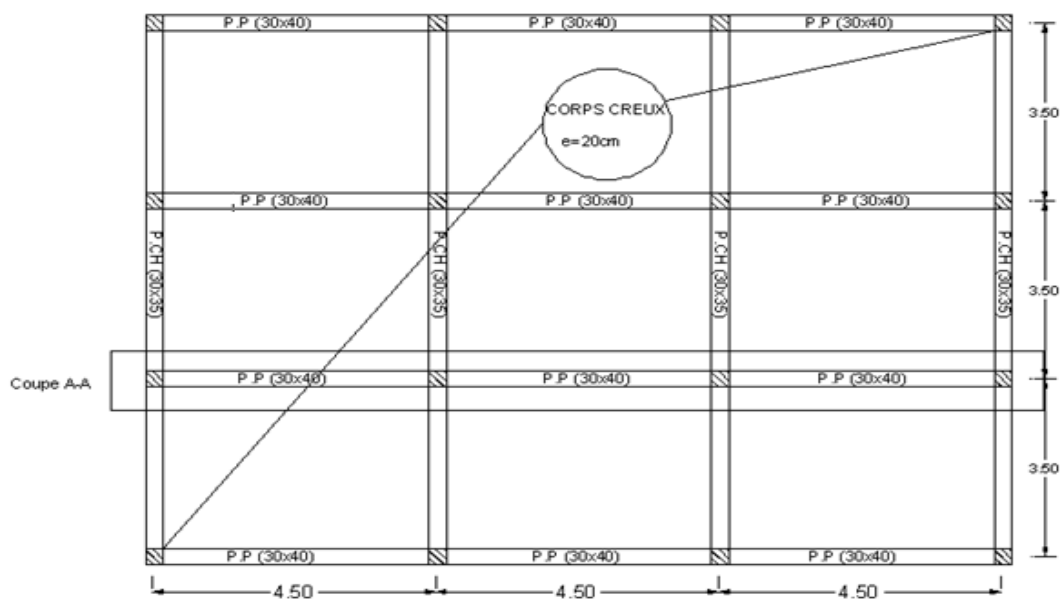


Fig. 5.2: Vue en plan des bâtiments

## 5.6. CHARGES PERMANENTES ET SURCHARGES D'EXPLOITATION:

Pour l'estimation des charges permanentes et surcharges d'exploitation, les valeurs considérées sont montrées dans le tableau 5.3.

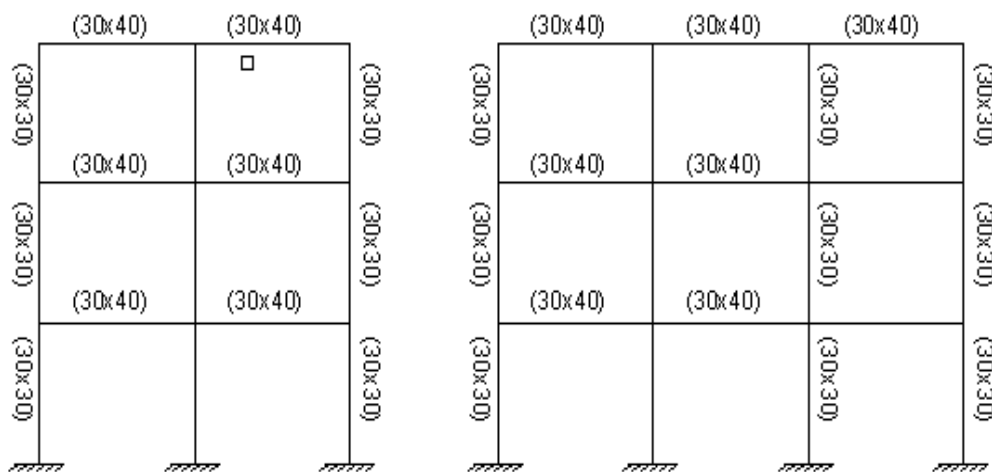
**Tableau 5.3:** Charges et Surcharges d'exploitation.

Planchers en corps creux (e=16+4cm)	Charges Permanentes G (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges d'Exploitation Q (KN/m <sup>2</sup> )
Étage courant	5.15	1.5
Terrasse inaccessible	5.75	1

## 5.7. CAS D'ETUDE:

L'étude a été menée sur des portiques centraux 2 D à l'aide de l'analyse Pushover en utilisant le logiciel ETABS.

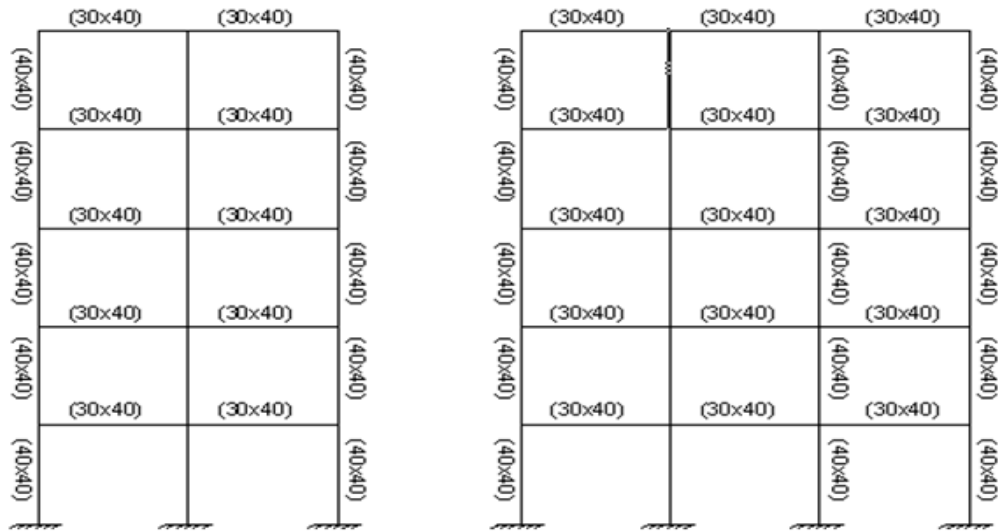
Les figures suivantes (5.3 (a, b) et 5.4 (c, d)) illustrent les différents types de structures considérées:



a) Portique du bâtiment 01

b) Portique du bâtiment 02

**Fig. 5.3 (a, b):** Portiques principaux des bâtiments (01, 02) étudiées suivant la coupe A-A.



c) Portique du bâtiment 03

d) Portique du bâtiment 04

**Fig. 5.4 (c, d):** Portiques principaux des bâtiments (03, 04) étudiées suivant la coupe A-A.

### 5.8. MODELISATION:

La caractérisation de la rotule plastique est faite en deux parties:

- a- détermination de la courbe  $(M - \varphi)$  à l'aide du code de calcul "Section Designer"
- b- idéalisation de cette courbe  $(M - \varphi)$  comme suit:

On modifie légèrement la forme du comportement non linéaire du béton et de l'acier par rapport à des calculs détaillés, sous forme idéalisée, composés d'une première partie bornée par (First yielding) (contenant l'apparition des fissures en béton et la première plastification dans les aciers) et la deuxième partie limitée jusqu'au maximum de résistance et de déformations par une chute de 20% sur la résistance ultime). La troisième partie est limitée par une chute de 80 % sur la résistance ultime.

Les niveaux de performance définis au palier plastique conformément à la FEMA 356 sont:

IO: on prendra 10 % de  $(\theta_u - \theta_y)$ .

LS: on prendra 60 % de  $(\theta_u - \theta_y)$ .

CP: on prendra 90 % de  $(\theta_u - \theta_y)$ .

c- l'évaluation de l'étendue de la rotule plastique est faite à l'aide de l'expression de Priestley et Pauly (1992) qui a été déterminée :

$$L_p = 0.08 l_v + 0.022 f_y d_{bl} \quad (5.8)$$

avec :

$l_v$  : longueur du cisaillement.

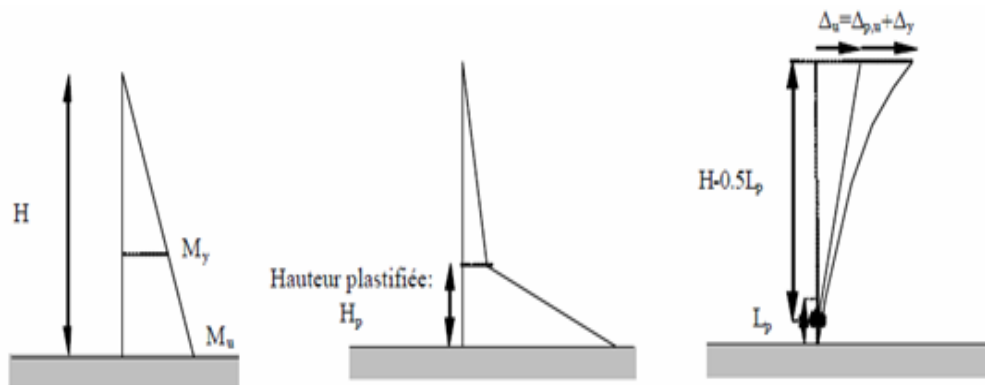
$L_p$ : longueur de la rotule plastique.

Les relations de transformation des courbures à la rotation sont :

$$\theta_y = \varphi_y \left( \frac{l_v}{6} \right) \quad (5.9)$$

$$\theta_u = \theta_y + \left( l_p (\varphi_u - \varphi_y) \left( 1 - \frac{0.5l_p}{l_v} \right) \right) \quad (5.10)$$

La figure ci-dessous représente la répartition des différentes caractéristiques d'une rotule plastique:



a/ Répartition de moment concentrée      b/ Répartition de courbure      c/ Modèle de rotule plastique

**Fig. 5.5:** Répartition du moment et de la courbure sur la hauteur d'un poteau.

La modélisation est inspirée du dimensionnement en capacité (EC8 et NZS) qui préconise une majoration du moment fléchissant en dehors de la zone de concentration des déformations plastiques appelées rotule plastique (située entre  $0.8 M_u$  et  $M_u$ ).

Cette mesure préventive est introduite pour fournir une sur résistance ou sur capacité des zones situées à la frontière des rotules plastiques afin qu'elles puissent exhiber un comportement élastique (béton non fissuré).

Les éléments linéaires seront donc subdivisés en parties plastifiables caractérisés par une rigidité fissurée aux extrémités (rotules plastiques) et une partie courante supposée demeurant élastique caractérisée par une rigidité non fissurée.

On définit la rigidité fissurée  $EI_{eff}$  à la partie plastifiée comme suit [39]:

La rigidité fissurée au niveau des poteaux:  $EI_{p1} = (60 \% \div 80 \%) EI_{El}$ .

La rigidité fissurée au niveau des poutres:  $EI_{p1} = (30 \% \div 50 \%) EI_{El}$ .

## 5.9. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX:

### - Béton non confiné :

Résistance à la compression :  $f_{co} = 25\text{MPa}$

Résistance à la traction :  $f_{t28} = 2.1\text{ MPa}$

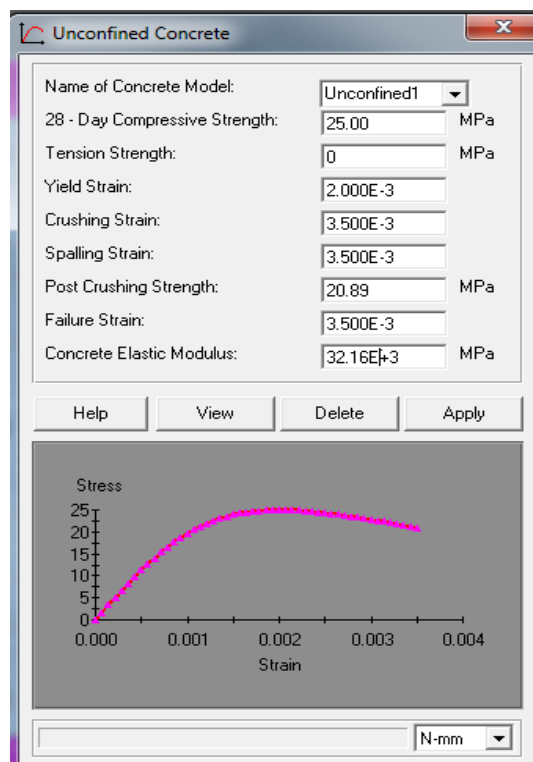
Déformation élastique :  $\varepsilon_e = 2\text{ ‰}$

Déformation ultime :  $\varepsilon_u = 3.5\text{ ‰}$

Résistance de compression calculée du béton :

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{co}}{\theta \gamma_b} = 21.74\text{ MPa}$$

Module d'élasticité :  $E = 32164.195\text{ MPa}$



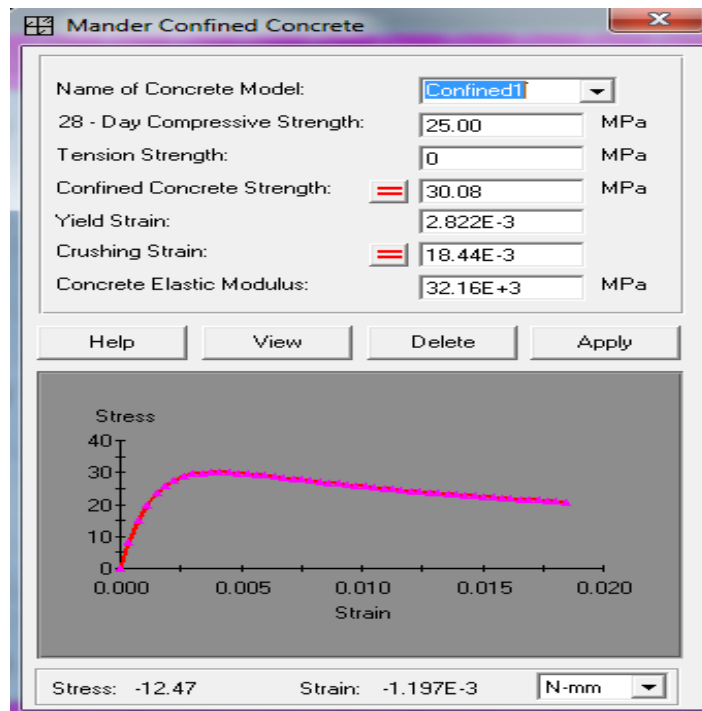
**Fig. 5.6:** Loi de comportement du béton non confiné en compression sous chargement statique.

### -Béton confiné :

Le code de calcul utilisé pour l'évaluation de la capacité sectionnelle; "Section Designer" donnant donc le comportement ( $M-\phi$ ), en l'occurrence pour le béton confiné, adopte le modèle de "Mander" pour les raisons suivantes:

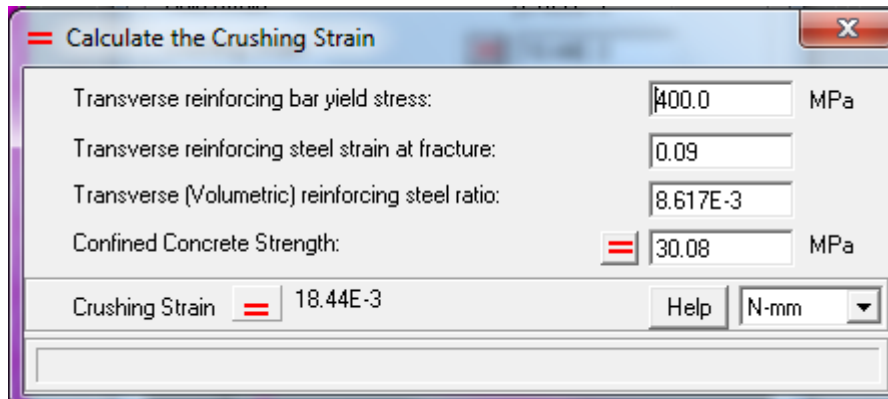
a) le modèle peut être appliqué pour toute forme de section en béton confiné avec n'importe quel type de configuration d'acier transversal (spires, diagonales, cerces et cadres, rectangulaires).

b) une seule équation définit la partie ascendante et descendante, donc la courbe de contrainte-déformation du béton est définie par une seule équation dans les deux parties ascendante et descendante



**Fig. 5.7:** Loi de comportement du béton confiné.

.a.



.b.

**Fig. 5.8 (a, b):** Différents paramètres qui influent sur le confinement.

**- Aciers :**

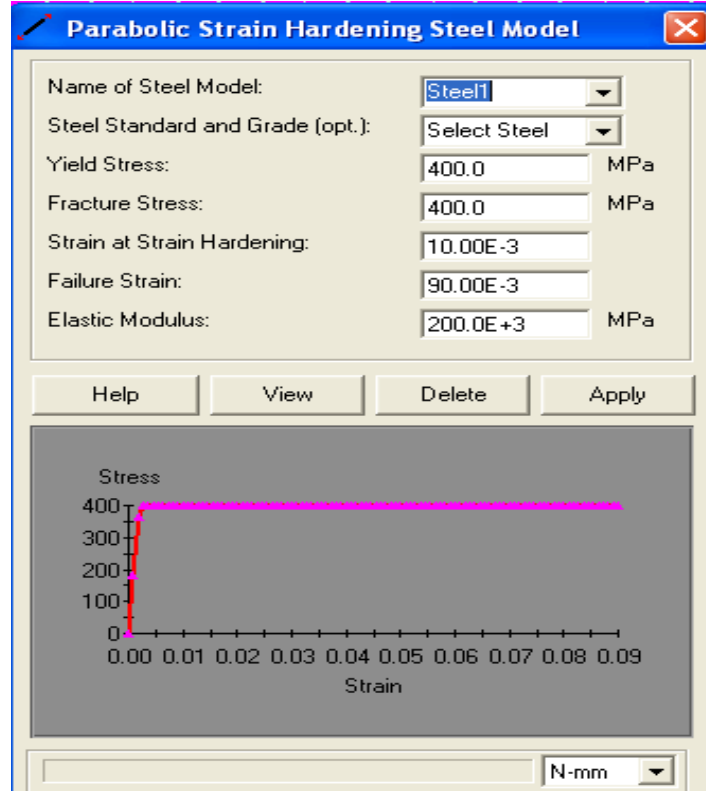
Aciers longitudinaux Fe E400 :  $f_e = 400$  MPa

Acier transversal Fe E400 :  $f_{yh} = 400$  MPa

Déformation élastique :

$$\varepsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 10 \text{ ‰}$$

Déformation ultime :  $\varepsilon_u = 90 \text{ ‰}$



**Fig. 5.9:** Loi de comportement de l'acier en traction sous chargement statique.

### 5.10. PARAMETRES DE L'ANALYSE STATIQUE :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_x$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques suivant le sens (x-x), déterminé par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Conformément au règlement parasismique Algérien (RPA99/version 2003), l'effort tranchant global à la base est évalué comme suit :

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

Il faut vérifier la condition:  $V_x \geq 0.8*V$

$V_x$  : effort tranchant dynamique selon le sens (x-x).

$R = 5$  (coefficient de comportement global de la structure).

$\xi = 6 \%$  (pourcentage d'amortissement critique).

$Q_1 = 1.15$ ;  $Q_2 = 1.25$  (facteur de qualité pour les structures ayant 3 travées et 2 travées respectivement)

$A_1 = 0.3$ ;  $A_2 = 0.2$  (coefficient d'accélération de zone 3 et zone 2 respectivement, groupe 1B)

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

$W$ : poids de portique.

**Tableau 5.4:** Tableau présentant la vérification de la condition de l'effort tranchant à la base:

Portiques			W	$V_x$	Condition $0.8*V \leq V_x$
R+2	zone 3	2 Travées	597.92	90	C.V
		3 Travées	886.55	131.34	C.V
	zone 2	2 Travées	597.92	60	C.V
		3 Travées	859.55	87.4	C.V
R+4	zone 3	2 Travées	1067.85	129.8	C.V
		3 Travées	1571.18	193.67	C.V
	zone 2	2 Travées	1067.85	86.5	C.V
		3 Travées	1571.18	127.34	C.V



**Tableau 5.5:** Charges horizontales sur les portiques dans le sens considéré (\*100):

Bâtiment 01 (R+2) à 2 travées

Niveau	Force XX (KN)
D3	50
D2	33
D1	16

Bâtiment 02 (R+2) à 3 travées

Niveau	Force XX (KN)
D3	51
D2	33
D1	17

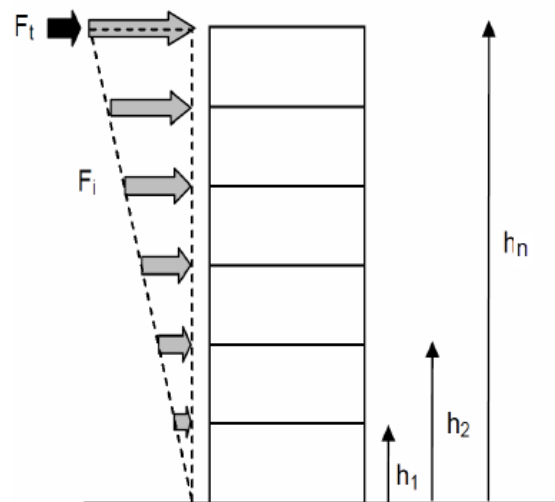
Bâtiment 03 (R+4) à 2 travées

Niveau	Force XX (KN)
D5	33
D4	26
D3	19
D2	13
D1	5

Bâtiment 04 (R+4) à 3 travées

Niveau	Force XX (KN)
D5	34
D4	27
D3	19
D2	13
D1	6

L'analyse statique non linéaire des portiques représentatifs des quatre bâtiments en question a été faite en utilisant le logiciel de calcul ETABS version 9.7.1, dans le but de déterminer les efforts normaux "N", les efforts tranchants à la base "V", les moments fléchissant "M" et les déplacements "d" ainsi que le ferrailage des poteaux et des poutres sous l'effet des combinaisons statiques en utilisant un modèle de chargement triangulaire (voir figure 5.10).



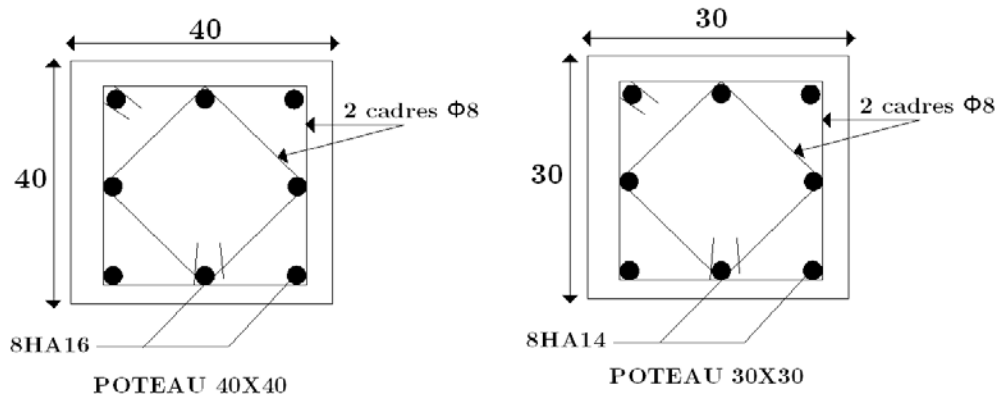
**Fig. 5.10:** Distribution triangulaire des forces statiques.

**Tableau 5.6:** Ferrailage longitudinal des poteaux a été pris comme suit:

Elément :	Dimensions	As	Cadre	Configuration
Poteau 1 (R+2)	(30 x30)	8 Ø 14	Ø8	carré + losange
Poteau 2 (R+4)	(40 x40)	8 Ø 16	Ø8	carré + losange

Le taux d'armature longitudinale :

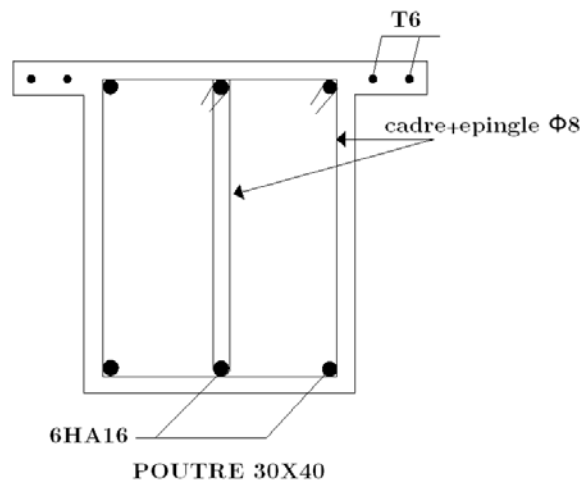
- R+4: 8T16 ( $\rho_1 = 1.0\%$ ; EC8, codes RPA et NZS).
- R+2: 8T14 ( $\rho_1 = 1.0\%$ ; EC8, codes RPA et NZS).



**Fig. 5.11:** Section et ferrailage des poteaux

**Tableau 5.7:** Caractéristiques géométriques et ferrailage des poutres.

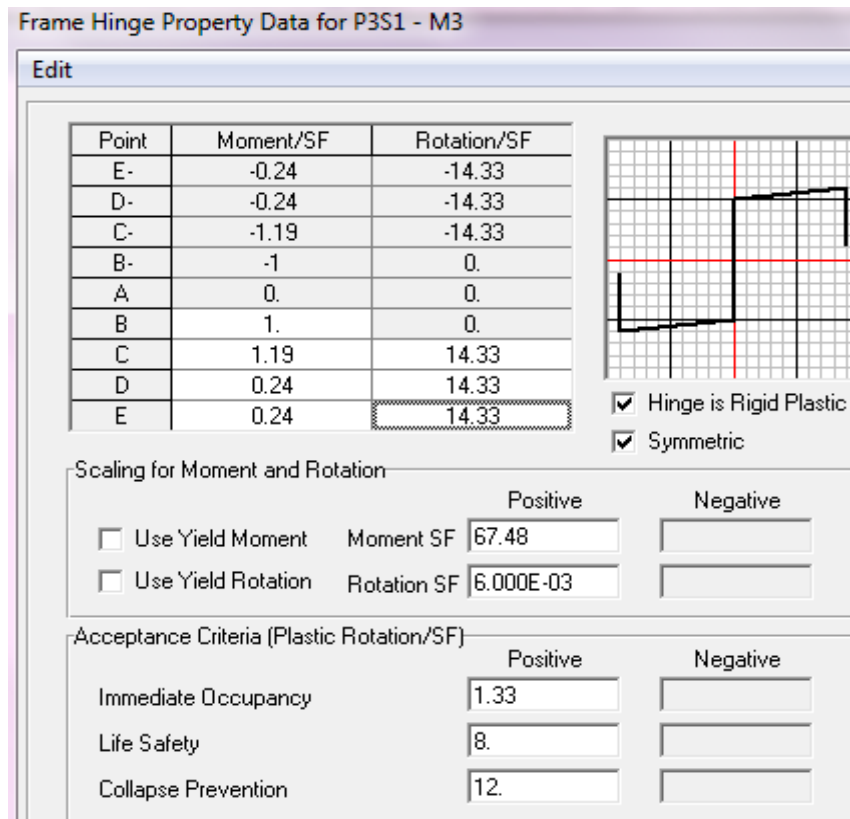
Elément :	Dimensions	As	Cadre	Configuration
Poutre	(30 x40)	6 Ø 16	Ø8	Cadre + épingle



**Fig. 5.12:** Section et ferrailage d'une poutre.

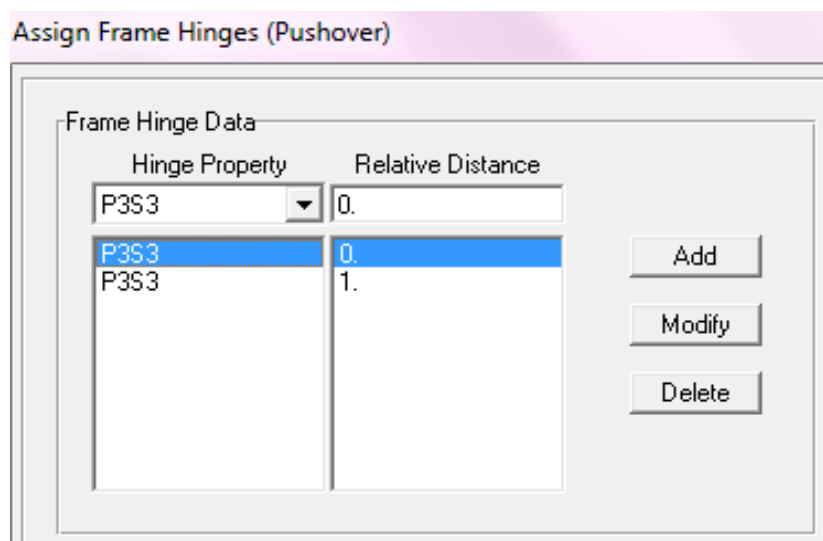
### 5.11. METHODE D'APPLICATION DE L'ANALYSE PUSHOVER:

A travers le logiciel ETABS, Les rotules plastiques sont délimitées et leurs comportements idéalisés sont introduits sous les modules suivants:



**Fig. 5.13:** Définition des rotules plastiques.

On assigne ces rotules plastiques sur des longueurs potentielles aux extrémités des éléments structurelles comme suit:



**Fig. 5.14:** Assignment des rotules plastiques aux extrémités de poteau.

L'étape suivante consiste à appliquer une force latérale distribuée horizontalement  
incrémentée de façon croissante et progressive suivant le sens considéré comme suit:

**Static Nonlinear Case Data**

**Static Nonlinear Case Name** PUSHXXX

**Options**

- Load to Level Defined by Pattern
- Push to Disp. Magnitude 0.306
- Use Conjugate Displ. for Control
- Monitor: UX, 83, STORY3
- Start from Previous Case: PUSHVER
- Save Positive Increments Only

Minimum Saved Steps: 10  
Maximum Null Steps: 50  
Maximum Total Steps: 200  
Maximum Iterations/Step: 10  
Iteration Tolerance: 1.000E-04  
Event Tolerance: 0.01

**Member Unloading Method**: Unload Entire Structure

**Geometric Nonlinearity Effects**: None

**Load Pattern**

Load	Scale Factor
EQXXX	1.
EQXXX	1.

**Active Structure**

Stage	Active Group
1	ALL

Loads Apply to Added Elements Only

**Fig. 5.15:** Définition de la force statique non linéaire horizontale.

On applique en plus une force distribuée verticalement sous l'effet du poids de la structure (G+Q).

**Static Nonlinear Case Data**

**Static Nonlinear Case Name** PUSHVER

**Options**

- Load to Level Defined by Pattern
- Push to Disp. Magnitude
- Use Conjugate Displ. for Control
- Monitor: UZ, 83, STORY3
- Start from Previous Case:
- Save Positive Increments Only

Minimum Saved Steps: 10  
Maximum Null Steps: 50  
Maximum Total Steps: 200  
Maximum Iterations/Step: 10  
Iteration Tolerance: 1.000E-04  
Event Tolerance: 0.01

**Member Unloading Method**: Unload Entire Structure

**Geometric Nonlinearity Effects**: None

**Load Pattern**

Load	Scale Factor
DEAD	1.
DEAD	1.
LIVE	1.

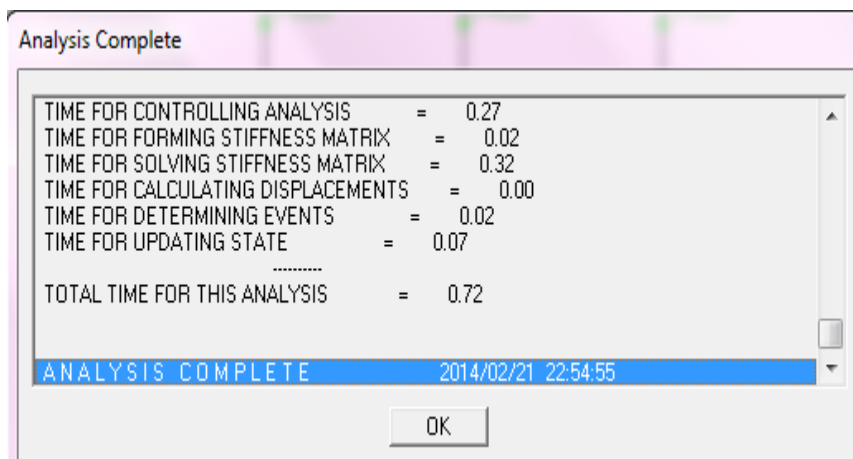
**Active Structure**

Stage	Active Group
1	ALL

Loads Apply to Added Elements Only

**Fig. 5.16:** Définition de la force verticale.

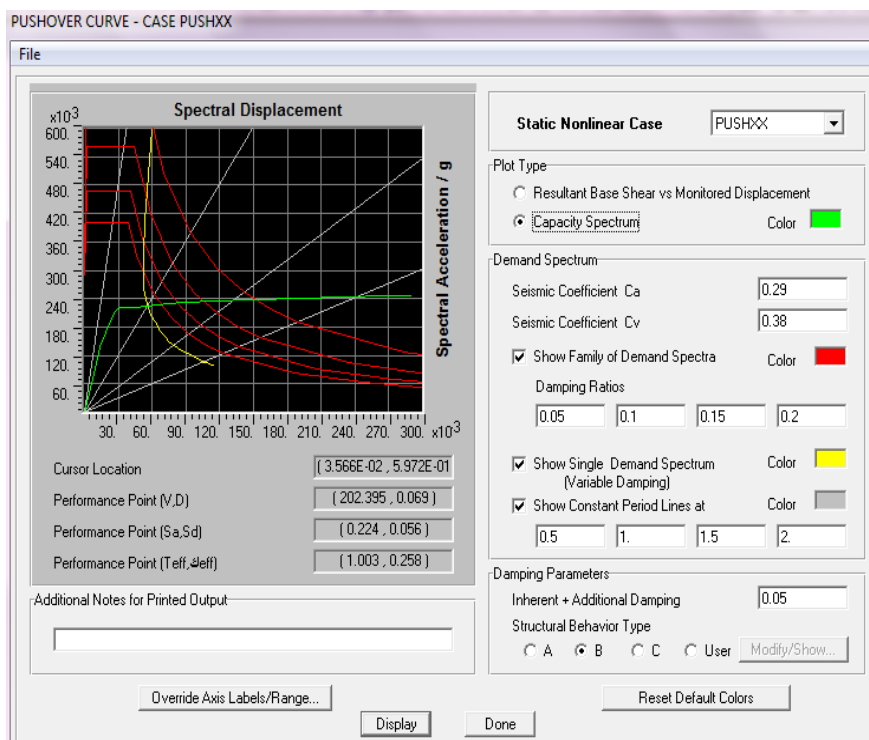
On pousse l'analyse jusqu'à atteindre un déplacement maximum de la structure.



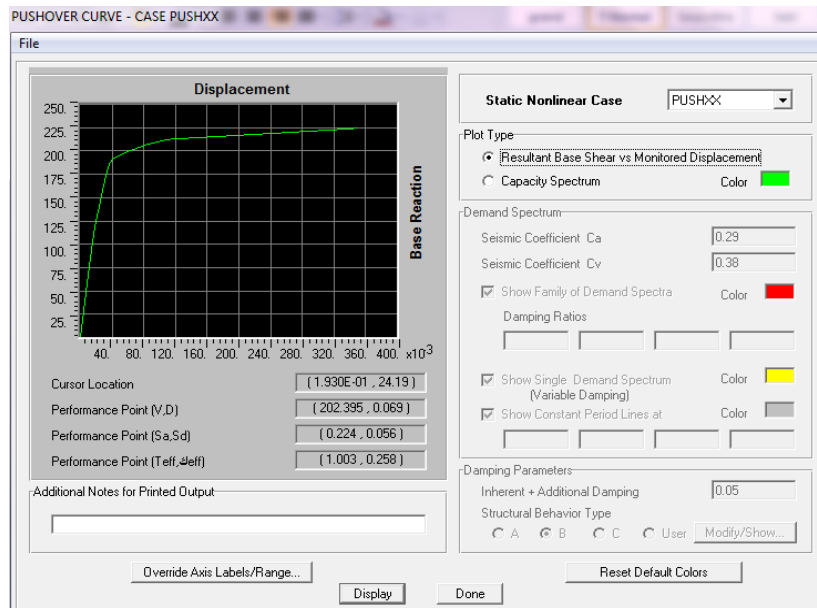
**Fig. 5.17:** Formation et développement des rotules plastiques.

Après ces étapes, l'analyse non linéaire par poussée progressive est menée au fur et à mesure que les rotules apparaissent aux extrémités des éléments linéaires où les différents niveaux de performance atteints sont signalés par couleur spécifique à chaque niveau.

A la fin, on décrit le comportement de la structure qui est traduit par une courbe capacitaire (effort tranchant à la base – déplacement au sommet), ou sous forme (accélération spectrale - déplacement spectral), et on définit le point de performance.



**Fig. 5.18:** Courbe Pushover ( $S_a - S_d$ ).



**Fig. 5.19:** Courbe capacitaire (F - D).

Le tableau suivant présente les différents résultats de la courbe capacitaire (déplacement au sommet, l'effort tranchant à la base, évaluation des niveaux de performance) aux différentes étapes.

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-ID	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E TOTAL
0	0.0000	0.0000	50	0	0	0	0	0	0	50
1	0.0117	76.9459	49	1	0	0	0	0	0	50
2	0.0180	118.4137	43	7	0	0	0	0	0	50
3	0.0320	173.5459	39	11	0	0	0	0	0	50
4	0.0361	185.3123	37	13	0	0	0	0	0	50
5	0.0379	187.9723	36	14	0	0	0	0	0	50
6	0.0411	191.0598	33	13	4	0	0	0	0	50
7	0.0558	198.2392	33	11	6	0	0	0	0	50
8	0.0675	201.8484	31	9	10	0	0	0	0	50
9	0.0808	205.7142	31	8	11	0	0	0	0	50

**Fig. 5.20:** Tableau de la courbe Pushover.

Le tableau suivant présente les différents résultats de la courbe capacitaire (la période effective, l'amortissement effectif, l'accélération spectrale et le déplacement spectral au point C et D) aux différentes étapes.

Step	Teff	βeff	Sd(C)	Sa(C)	Sd(D)	Sa(D)	ALPHA	PF*φ
0	0.635	0.050	0.000	0.000	0.063	0.630	1.000	1.000
1	0.635	0.050	9.068E-03	0.090	0.063	0.630	0.806	1.287
2	0.635	0.050	0.014	0.139	0.063	0.630	0.806	1.287
3	0.707	0.106	0.025	0.204	0.057	0.461	0.807	1.269
4	0.729	0.120	0.029	0.217	0.057	0.429	0.810	1.266
5	0.744	0.134	0.030	0.218	0.056	0.406	0.815	1.264
6	0.773	0.158	0.033	0.220	0.055	0.370	0.823	1.260
7	0.904	0.234	0.045	0.222	0.055	0.273	0.847	1.243
8	0.990	0.256	0.055	0.224	0.059	0.240	0.854	1.238
9	1.078	0.269	0.066	0.227	0.062	0.216	0.859	1.233

**Fig. 5.21:** Tableau de la capacité spectrale.

## **CHAPITRE 6**

### **PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS**

## 6. PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS

### 6.1. INTRODUCTION:

Ce chapitre est consacré à la présentation des différents résultats des 16 portiques étudiés qui sont coffrés et ferrailés suivant des clauses et des Règlements Parasismique Algérien RPA (zone 2 et zone 3) et EC8, NZS, obtenus par :

- Analyse sectionnelle ( $M - \varphi$ ) qui présente une courbe réelle idéalisée en utilisant les limites réelles et celles préconisées par la FEMA 356.
- Analyse Pushover conduite en poussant les structures progressivement jusqu'à ce qu'elles atteignent un niveau de performance garantissant la sécurité de vie (life safety « LS »)

### 6.2. EFFET DU CONFINEMENT:

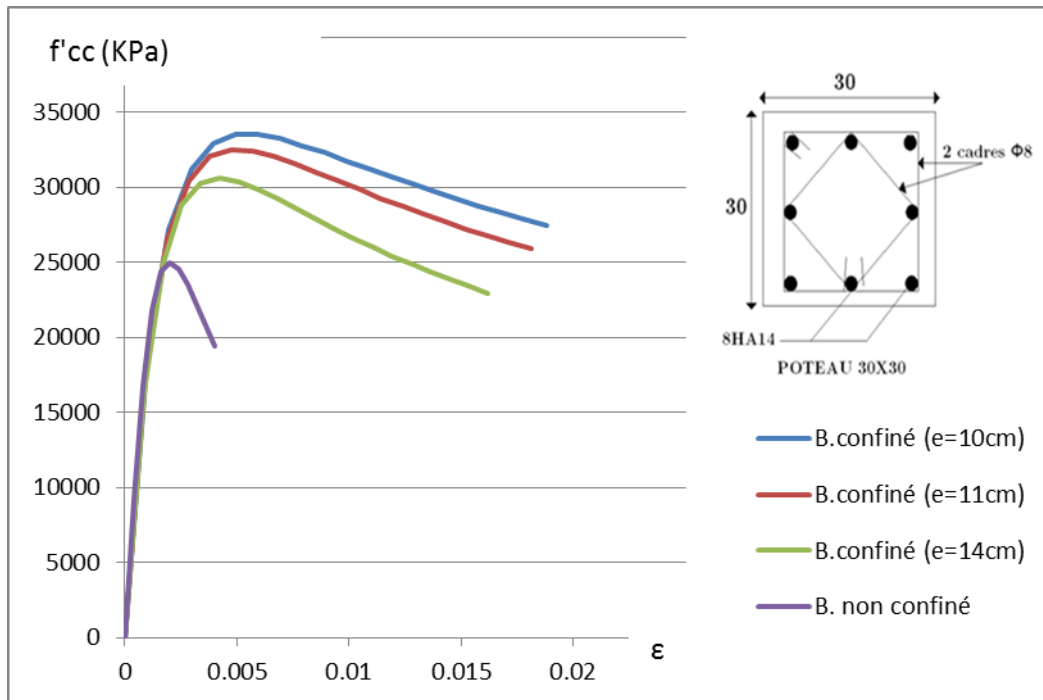
Le tableau et ces graphes présentent les contraintes du béton confiné et non confiné et leurs déformations correspondantes (max et ultime) de chaque poteau en fonction de l'espacement des armatures transversales.

**Tableau 6.1:** Contraintes - déformations

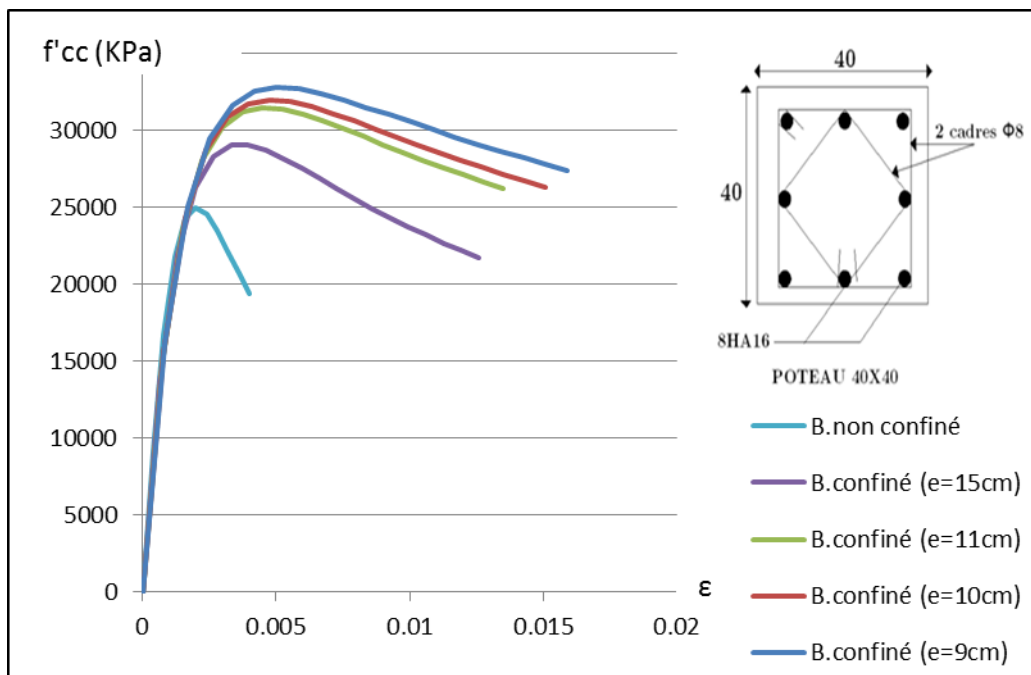
Portique	$A_{sh}$	$f'_{cc}$ (MPa)	$f'_{cu}$ (MPa)	$\epsilon'_{cc}$ (m)	$\epsilon'_{cu}$ (m)	$\epsilon_p=(\epsilon'_{cu}-\epsilon'_{cc})$
POT 40x40 (8T16)	B.Confiné (e=15cm)	29087.03	21736.12	0.0083	0.0043	0.0136
	B.Confiné (e=11cm)	31492.82	25820.18	0.011	0.0045	0.0143
	B.Confiné (e=10cm)	32010.83	32010.83	0.0118	0.0048	0.0151
	B.Confiné (e=9cm)	32821.62	27407.7	0.0053	0.005	0.0159
POT 30x30 (8T14)	B.Confiné (e=14cm)	30574.2	22947.97	0.0043	0.0162	0.0119
	B.Confiné (e=11cm)	32503.13	25901.75	0.0048	0.0181	0.0133
	B.Confiné (e=10cm)	33510.68	27448.61	0.0059	0.0188	0.0129
	B.non Confiné	25000	19391.4	0.002	0.0035	0.0015

- Les figures 6.1 et 6.2 montrent les diagrammes de contrainte- déformation du béton confiné et non confiné à différentes configurations:





**Fig. 6.1:** Diagramme contrainte- déformation du béton confiné en fonction du pourcentage des armatures transversales du poteau (30x30) cm<sup>2</sup>.



**Fig. 6.2:** Diagramme contrainte- déformation du béton confiné en fonction du pourcentage des armatures transversales du poteau (40x40) cm<sup>2</sup>.

- Figure 6.1: Les poteaux de section  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$  avec des espacements de (14, 11, 10) cm ont une augmentation de résistance avec des pourcentages de (22, 30 et 34) respectivement, et une augmentation de déformation avec des coefficients de (4.62, 5.17 et 5.37) respectivement: Des sections en béton confiné par rapport à celles en béton non confiné.

-Figure 6.2: Les poteaux de section  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$  avec des espacements de (15, 11, 10, 9) cm, ont une augmentation de résistance avec des pourcentages de (16, 26, 28, 33) respectivement, et une augmentation de déformation avec des coefficients de (4, 4.1, 4.3, 4.5) respectivement: Des sections en béton confiné par rapport à celles en béton non confiné.

En conclusion :

- Les sections en béton confiné sont plus résistantes et plus ductiles que les sections en béton non confiné.
- Lorsque le taux d'armatures transversales de la section augmente significativement, il influe beaucoup plus sur la déformation que la résistance.

### **6.3. ANALYSE SECTIONNELLE:**

Les tableaux 6.2 et 6.3 regroupent les différents rapports d'armature transversale ( $\rho_{sh}$ ) et leurs espacements (s) et les efforts normaux réduits ( $\nu$ ) plus la classe de ductilité des poteaux pour les types de structures (R+4) et (R+2) en différents code RPA99 (en zone 2 et 3) et EC8, NZS.

**Tableau 6.2:** Structures (R+2) à 2 et 3 travées.

Structure R+2 2T							
ZONE	POTEAU 30X30	v	s(cm)	$\rho_{sh}$ (%)	$\rho_N$ (%)	$\mu_{\phi}$	Classe Ductilité
Zone 2	Angle central	0.073 0.158	14	1.09	15	25	H
					6.9	16	H
Zone 3	Angle central		10	1.52	21	30	H
					9.6	20.8	H
EC8	Angle central		11	1.03	14	29	H
					6.5	20	H
NZS	Angle central	11	1.03	14	29	H	
		10	1.13	7.1	20.8	H	
Structure R+2 3T							
ZONE	POTEAU 30X30	v	s(cm)	$\rho_{sh}$ (%)	$\rho_N$ (%)	$\mu_{\phi}$	Classe Ductilité
Zone 2	Angle central	0.073 0.158	14	1.09	14.86	25.75	H
					7.15	20	H
Zone 3	Angle central		10	1.52	20.8	31	H
					10	21.9	H
EC8	Angle central		11	1.03	14	29.5	H
					7.4	20.5	H
NZS	Angle central	11	1.03	14	29.5	H	
		10	1.13	7.4	21.9	H	

**Tableau 6.3:** Structures (R+4) à 2 et 3 travées.

Structure R+4 2T							
ZONE	POTEAU 40X40	v	s(cm)	$\rho_{sh}$ (%)	$\rho_N$ (%)	$\mu_{\phi}$	Classe Ductilité
Zone 2	Angle central	0.079 0.145	15	0.71	8.9	23	H
					4.88	16	H
Zone 3	Angle central		10	1.06	13.4	29	H
					7.3	21	H
EC8	Angle central		11	0.89	11.2	28	H
					6.1	19	H
NZS	Angle central	10	0.97	12	29	H	
		9	1.08	7.4	16.8	H	
Structure R+4 3T							
ZONE	POTEAU 40X40	v	s(cm)	$\rho_{sh}$ (%)	$\rho_N$ (%)	$\mu_{\phi}$	Classe Ductilité
Zone 2	Angle central	0.079 0.145	15	0.71	8.9	23	H
					4.89	16	H
Zone 3	Angle central		10	1.06	13.4	29	H
					7.3	21	H
EC8	Angle central		11	0.89	11.2	27	H
					6.1	19.7	H
NZS	Angle central	10	0.97	12.2	29.9	H	
		9	1.08	7.4	20	H	

#### **6.4. CAPACITE DE RESISTANCE ET DE COURBURE :**

Les tableaux présentent les moments et les courbures de chaque portique par rapport aux différents codes parasismiques (RPA zone 2 et zone 3, EC8 et NZS) obtenus à partir d'un logiciel non linéaire (voir annexe), ils permettent d'établir les constatations suivantes:

- Les poteaux du RDC des files centrales et de rives des portiques étudiés en (R+2) et en (R+4) de deux et trois travées qui sont analysés par le RPA (zone 2, zone 3) et EC8, NZS, ils assignent une classe de Haute Ductilité **H** ( $\mu\phi > 13$ ). Donc, ces sont données la capacité déformation induite par la réponse sismique.

- L'augmentation du rapport volumétrique de l'armature transversale dans les portiques analysés par le RPA zone 3, EC8 et NZS élève la capacité de ductilité en courbure par rapport à ceux analysés par le RPA zone 2 (poteaux de rive et du centre).

On conclut que tous les portiques analysés par les différents codes adoptés; RPA (zone 2, zone 3) et EC8, NZS permettent de satisfaire le critère de la ductilité.

#### **6.5. CAPACITE SECTIONNELLE:**

##### **6.5.1. Etats limites:**

On distingue deux états limites pour présenter les courbes (M- $\phi$ ) réelles et idéalisées des portiques étudiés.

##### **6.5.1.1. Etats limites réel:**

On prend la courbe (moment- courbure) avec des états limites réels (User Define) (A, B, C, D, E) avec :

A: le point d'origine.

B: le point d'écoulement.

C: la limite ultime réelle du moment ultime et courbure ultime.

D: la résistance résiduelle.

E: la rupture totale des éléments.

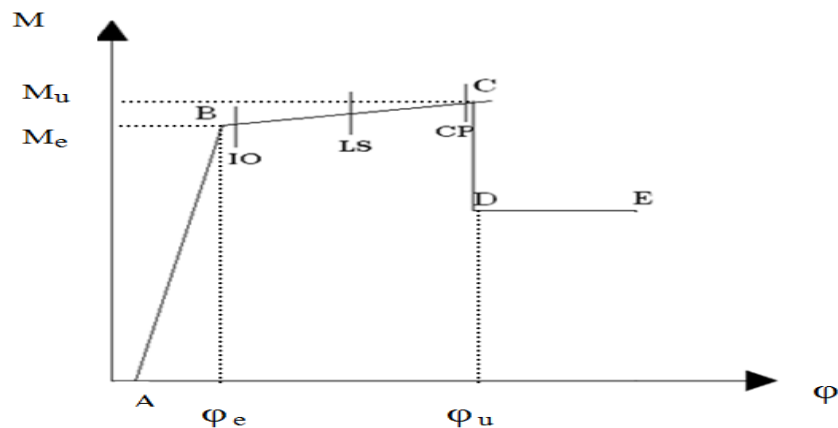
Les états limites correspondent aux niveaux de performance définis dans le FEMA 273/356, et sont comme suit:

IO: on prendra 10 % de  $(\theta_u - \theta_y)$ .

LS: on prendra 60 % de  $(\theta_u - \theta_y)$ .

CP: on prendra 90 % de  $(\theta_u - \theta_y)$ .

Ces limites sont présentées sur la figure suivante:



**Fig. 6.3:** Différents états limites de la courbe réelle (M-φ).

### 6.5.1.2. Etat limite idéalisé:

On idéalise la courbe réelle (moment- courbure) par des états limites comme suit:

A: le point départ.

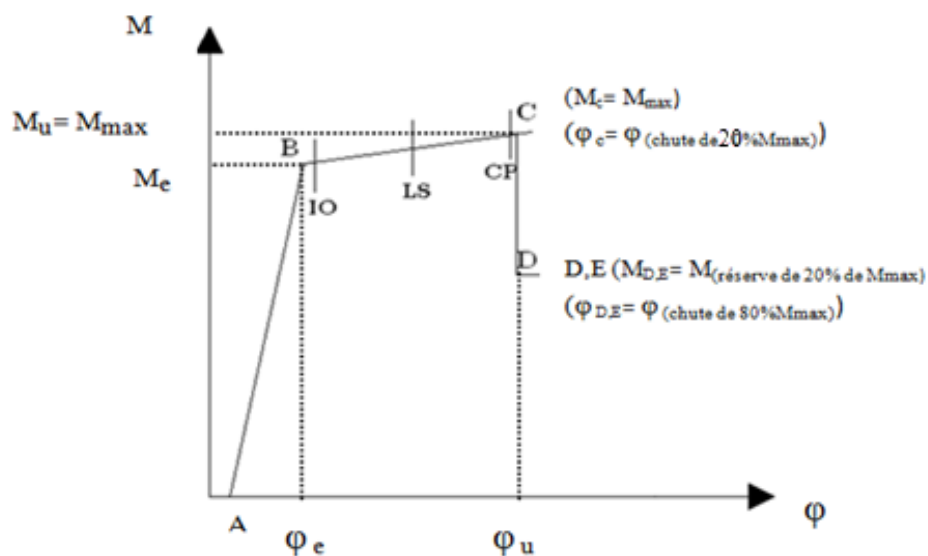
B: le point d'écoulement.

C: la limite ultime (moment ultime est le maximum et la courbure ultime correspond à la courbure de chute de 20% sur le moment max)

D, E: (moment correspond à la réserve de 20 % de moment max et la courbure correspond à la courbure de chute de 80% sur le moment ultime)

Les états limites correspondent aux niveaux de performance définis dans le FEMA 273/356 et sont définis précédemment (IO, LS et CP).

Ces limites de la courbe idéalisée sont montrées sur la figure suivante:

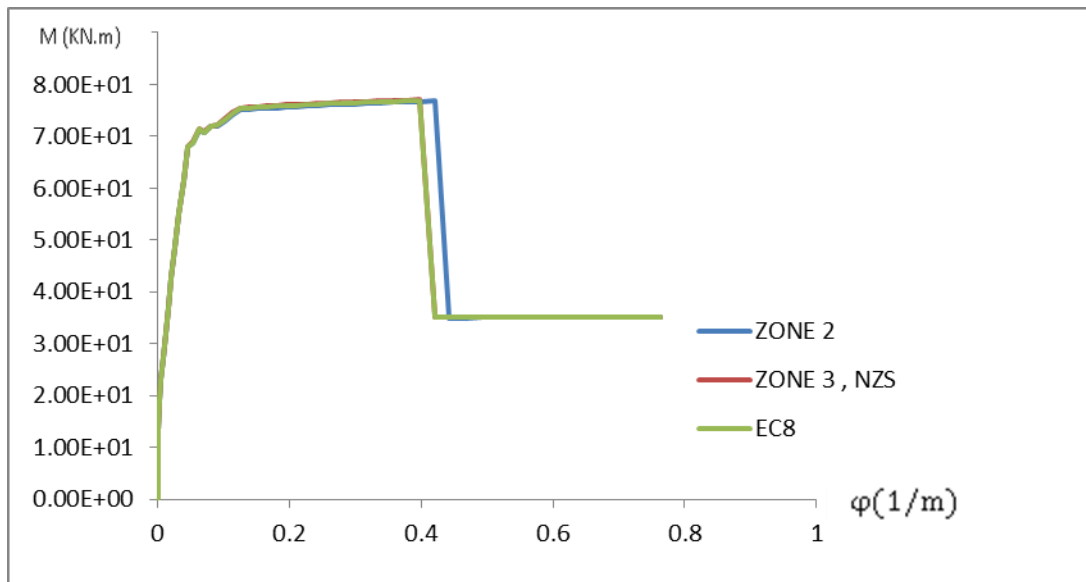


**Fig. 6.4:** Différents états limites de la courbe idéalisée (M-φ).

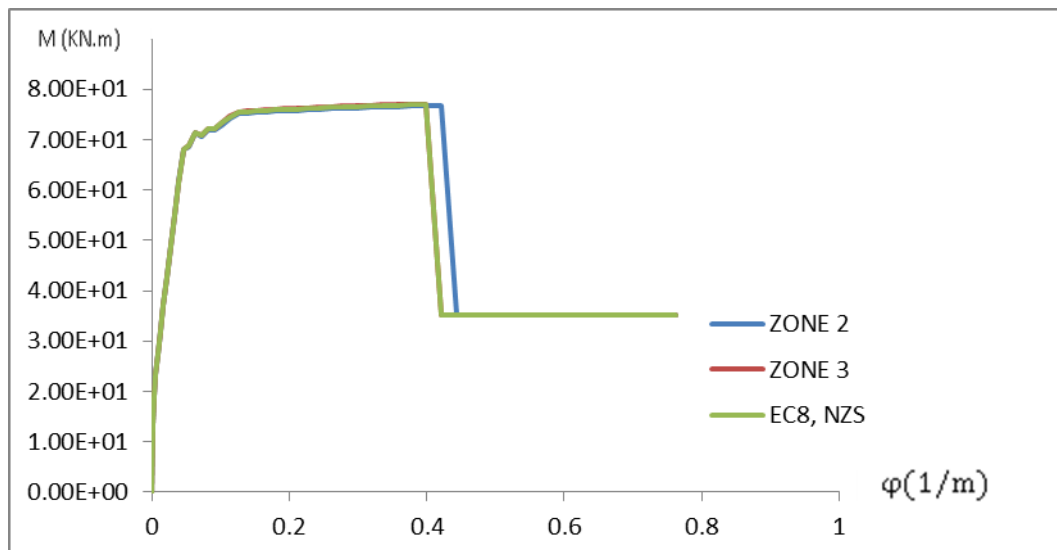
### 6.5.2. COURBES (M- $\phi$ ) REELLES:

Les graphes ci – dessous représentent la capacité sectionnelle du poteau à la base du RDC par rapport à différents règlements (les unités: moment en (KN.m) et courbure en (1/m)):

- Poteaux de rive à la base:

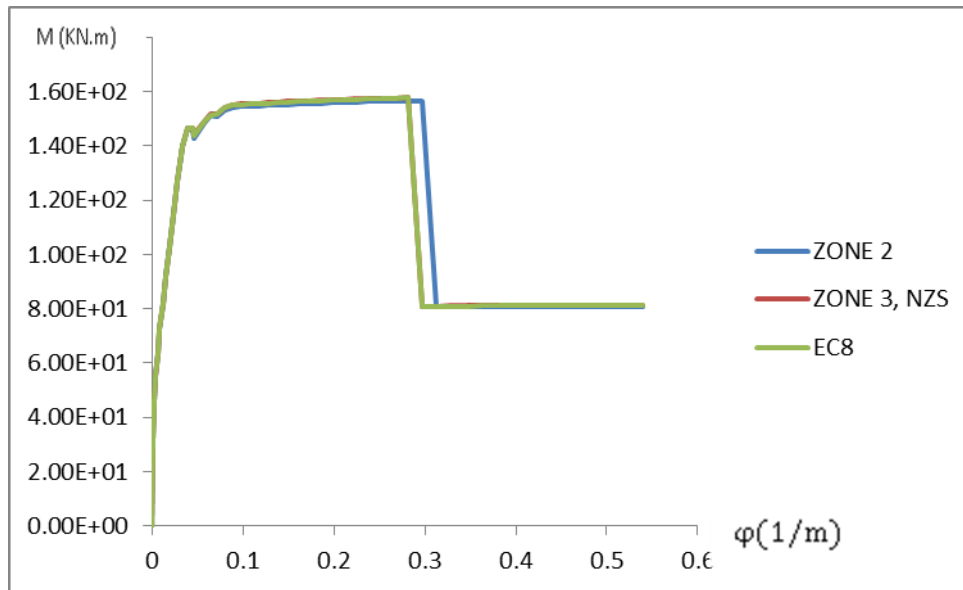


**Fig. 6.5:** Courbe (M-  $\phi$ ) réelle du poteau de rive de (R+2) à 2 travées à la base.



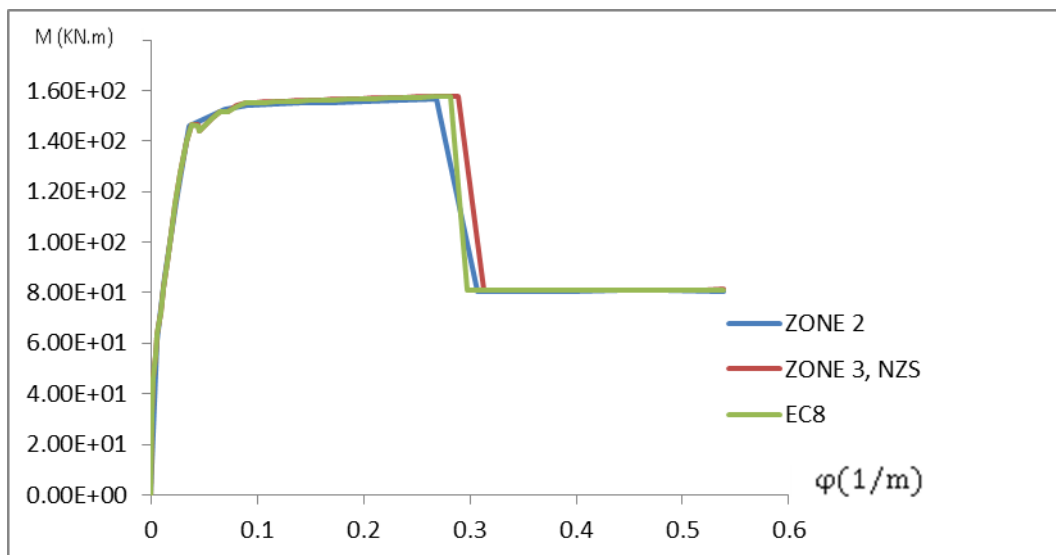
**Fig. 6.6:** Courbe (M-  $\phi$ ) réelle du poteau de rive de (R+2) à 3 travées à la base.

On enregistre les mêmes résultats de résistance ultime et de courbure ultimes aux portiques de (R+2) à 2 et 3 travées analysés par le RPA en zone3(e =10cm), EC8 et NZS (e =11cm) de ( $M_u= 76.90$  KN.m et  $\phi_u = 0.39$  1/m) sont un peu résistants par rapport à ceux analysés par le RPA en zone 2 (e = 14cm) de ( $M_u =76.8$  KN.m et  $\phi_u = 0.42$  1/m).



**Fig. 6.7:** Courbe (M-  $\varphi$ ) réelle du poteau de rive de (R+4) à 2 travées à la base.

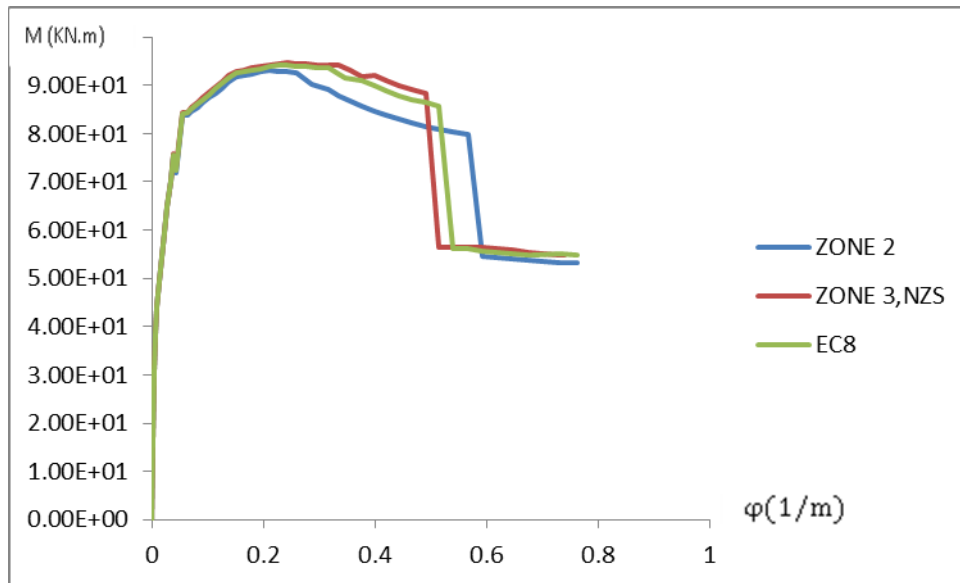
Les résultats de résistance ultime et de courbure ultime aux portiques de (R+4) à 2 travées analysés par le RPA en zone 3 et NZS ( $e = 10\text{cm}$ ), EC8 ( $e = 11\text{cm}$ ) de ( $M_u = 158 \text{ KN.m}$  et  $\varphi_u = 0.28 \text{ 1/m}$ ) sont un peu résistants par rapport à ceux étudiés par le RPA en zone 2 de ( $e = 15\text{cm}$ ) et ( $M_u = 156 \text{ KN.m}$ ,  $\varphi_u = 0.297 \text{ 1/m}$ ).



**Fig. 6.8:** Courbe (M-  $\varphi$ ) réelle du poteau de rive de (R+4) à 3 travées à la base.

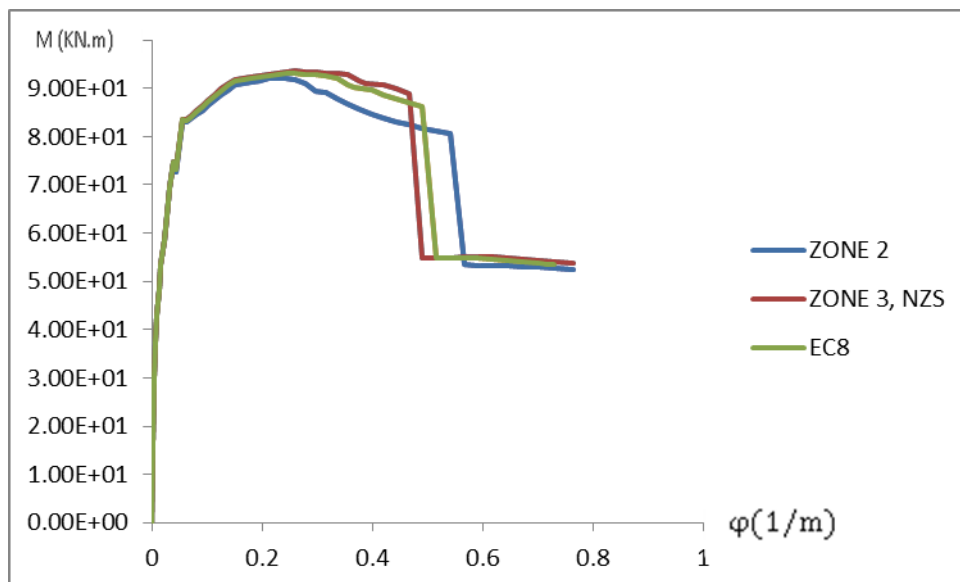
Les résultats de résistance ultime et de courbure ultime aux portiques de (R+4) à 3 travées étudiés par le RPA en zone 3 et NZS ( $e = 10\text{cm}$ ) de ( $M_u = 158 \text{ KN.m}$  et  $\varphi_u = 0.28 \text{ 1/m}$ ), EC8 ( $e = 11\text{cm}$ ) de ( $M_u = 158 \text{ KN.m}$  et  $\varphi_u = 0.289 \text{ 1/m}$ ) sont un peu résistants et sont un peu ductiles par rapport à ceux analysés par le RPA en zone 2 de ( $e = 15\text{cm}$ ) et ( $M_u = 157 \text{ KN.m}$ ,  $\varphi_u = 0.266 \text{ 1/m}$ ).

- Les poteaux de centre à la base:



**Fig. 6.9:** Courbe (M-  $\varphi$ ) réelle du poteau central de (R+2) à 2 travées à la base.

Les résultats de résistance ultime et de courbure ultime aux portiques de (R+2) à 2 travées étudiés par le RPA en zone 3 et NZS ( $e = 10\text{cm}$ ) de ( $M_u = 94.63 \text{ KN.m}$  et  $\varphi_u = 0.46 \text{ 1/m}$ ), EC8 ( $e = 11\text{cm}$ ) de ( $M_u = 94.11 \text{ KN.m}$  et  $\varphi_u = 0.49 \text{ 1/m}$ ) sont résistants et sont moins ductiles par rapport à ceux analysés par le RPA en zone 2 ( $e = 14\text{cm}$ ) de ( $M_u = 93 \text{ KN.m}$ ,  $\varphi_u = 0.54 \text{ 1/m}$ ).

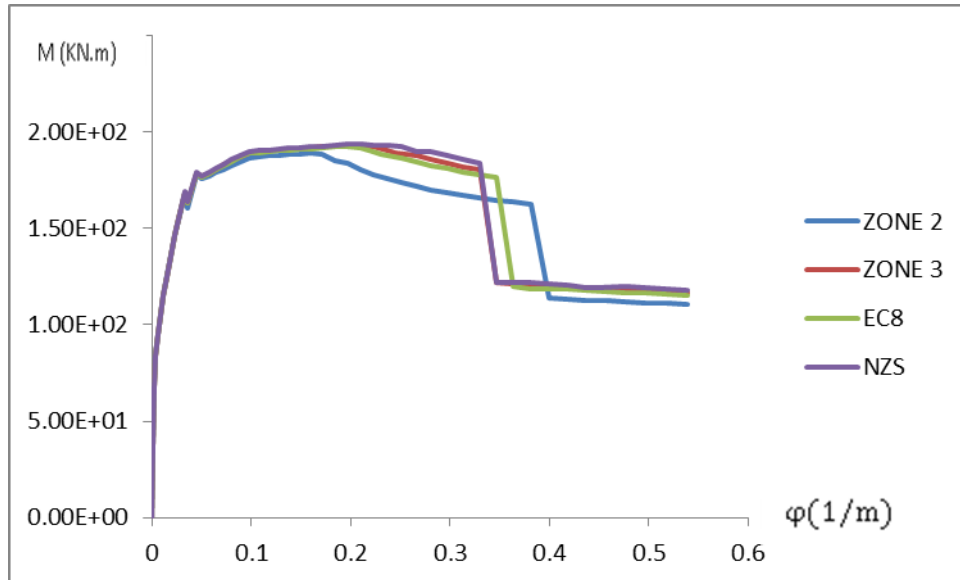


**Fig. 6.10:** Courbe (M-  $\varphi$ ) réelle du poteau central de (R+2) à 3 travées à la base.

Les résultats de résistance ultime et de courbure ultime aux portiques de (R+2) à 3 travées étudiés par le RPA en zone 3 et NZS ( $e = 10\text{cm}$ ) de ( $M_u = 93.53 \text{ KN.m}$  et  $\varphi_u = 0.44 \text{ 1/m}$ ),

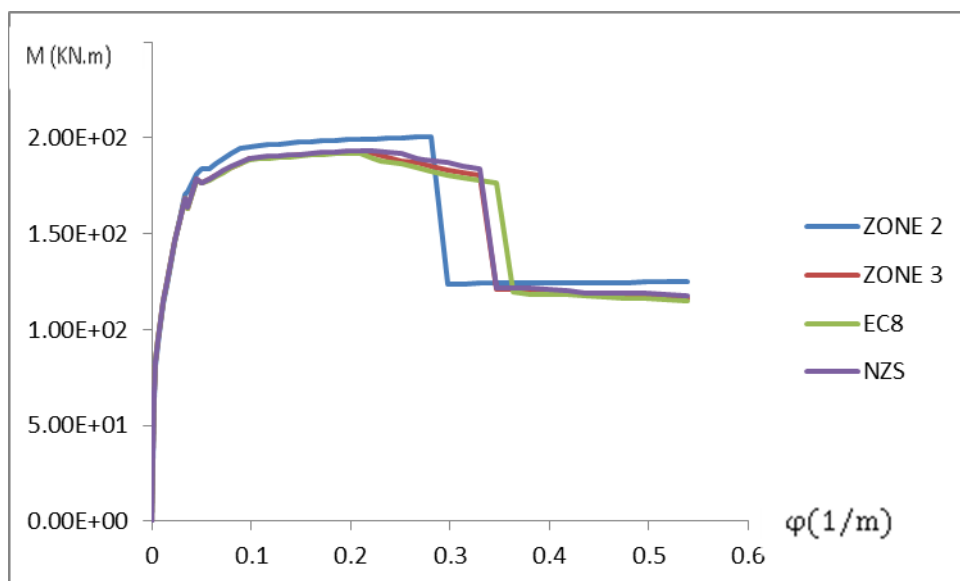


EC8 ( $e = 11\text{cm}$ ) de ( $M_u = 93.16 \text{ KN.m}$  et  $\varphi_u = 0.49 \text{ 1/m}$ ) sont résistants et sont moins ductiles par rapport à ceux analysés par le RPA en zone 2 de ( $e = 14\text{cm}$ ) de ( $M_u = 92.13 \text{ KN.m}$ ,  $\varphi_u = 0.511/\text{m}$ ).



**Fig. 6.11:** Courbe (M-  $\varphi$ ) réelle du poteau central de (R+4) à 2 travées à la base.

Les résultats de résistance ultime et de courbure ultime aux portiques de (R+4) à 2 travées étudiés par le RPA en zone 3 ( $e = 10\text{cm}$ ) de ( $M_u = 192.69\text{KN.m}$  et  $\varphi_u = 0.32 \text{ 1/m}$ ), EC8 ( $e = 11\text{cm}$ ) de ( $M_u = 192.1 \text{ KN.m}$  et  $\varphi_u = 0.34 \text{ 1/m}$ ) et NZS ( $e = 9\text{cm}$ ) de ( $M_u = 193.3 \text{ KN.m}$  et  $\varphi_u = 0.321/\text{m}$ ) sont résistants et sont moins ductiles par rapport à ceux analysés par le RPA en zone 2 ( $e = 15\text{cm}$ ) de ( $M_u = 188.8 \text{ KN.m}$ ,  $\varphi_u = 0.38 \text{ 1/m}$ ).



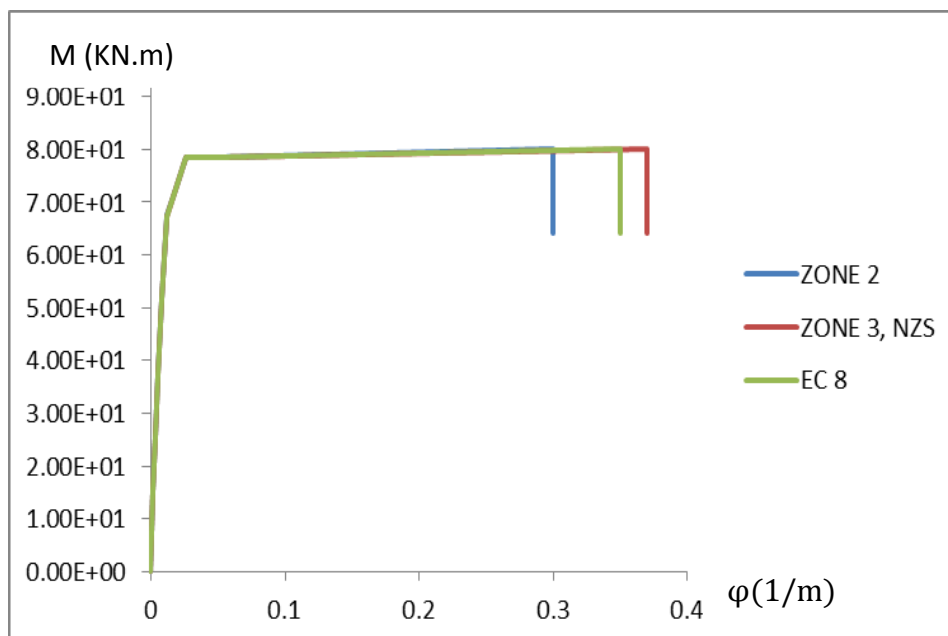
**Fig. 6.12:** Courbe (M-  $\varphi$ ) réelle du poteau central de (R+4) à 3 travées à la base.

Les résultats de résistance ultime et de courbure ultime aux portiques de (R+4) à 3 travées analysés par le RPA en zone 3 ( $e = 10\text{cm}$ ) de ( $M_u = 192.5\text{KN.m}$ ,  $\varphi_u = 0.32\ 1/\text{m}$ ), EC8 ( $e=11\text{cm}$ ) de ( $M_u = 192\text{KN.m}$  et  $\varphi_u = 0.34\ 1/\text{m}$ ) et NZS ( $e = 9\text{cm}$ ) de ( $M_u = 193\ \text{KN.m}$  et  $\varphi_u = 0.33\ 1/\text{m}$ ), sont plus ductiles que ceux étudiés par le RPA en zone 2 ( $e=15\text{cm}$ ) de ( $M_u = 201\ \text{KN.m}$  et  $\varphi_u = 0.28\ 1/\text{m}$ ).

### 6.5.3. COURBES (M- $\Phi$ ) IDEALISEES:

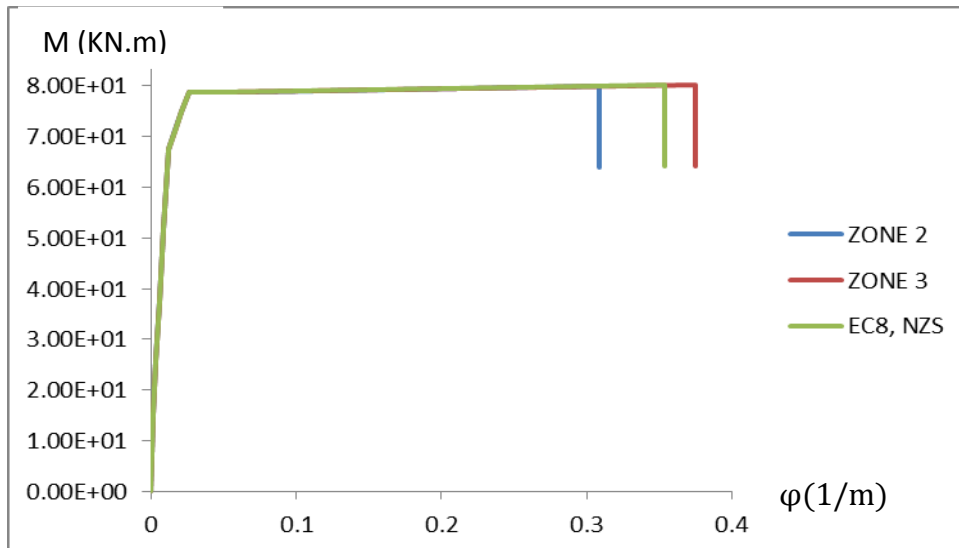
Les graphes ci – dessous représentent la capacité sectionnelle du poteau à la base du RDC par rapport à différents règlements (les unités: moment en (KN.m) et courbure en (1/m)):

- **Poteaux de rive à la base:**



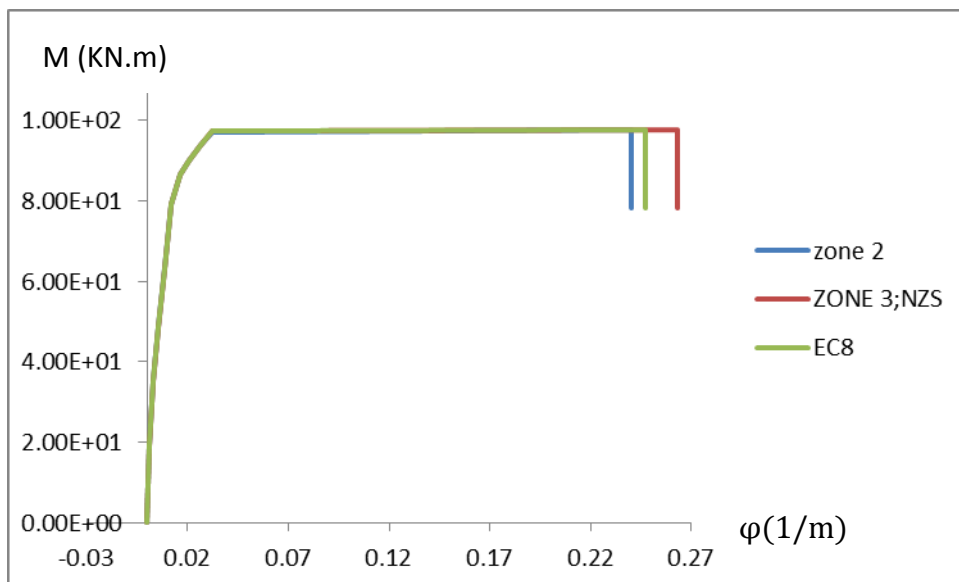
**Fig. 6.13:** Courbe (M-  $\varphi$ ) idéalisé du poteau de rive de (R+2) à 2 travées à la base.

On enregistre les mêmes résultats des résistances ultimes aux portiques de (R+2) à 2 travées et des courbures élevées respectivement au RPA en zone3 ( $e = 10\text{cm}$ ) de ( $M_u = 80.08\ \text{KN.m}$ ,  $\varphi_u = 0.37\ 1/\text{m}$ ) et EC8 et NZS ( $e = 11\text{cm}$ ) de ( $M_u = 80.07\ \text{KN.m}$ ,  $\varphi_u = 0.35\ 1/\text{m}$ ), et inférieure à ceux étudiés par le RPA en zone 2 ( $e = 14\text{cm}$ ) de ( $M_u = 80.05\ \text{KN.m}$ ,  $\varphi_u = 0.30\ 1/\text{m}$ ).



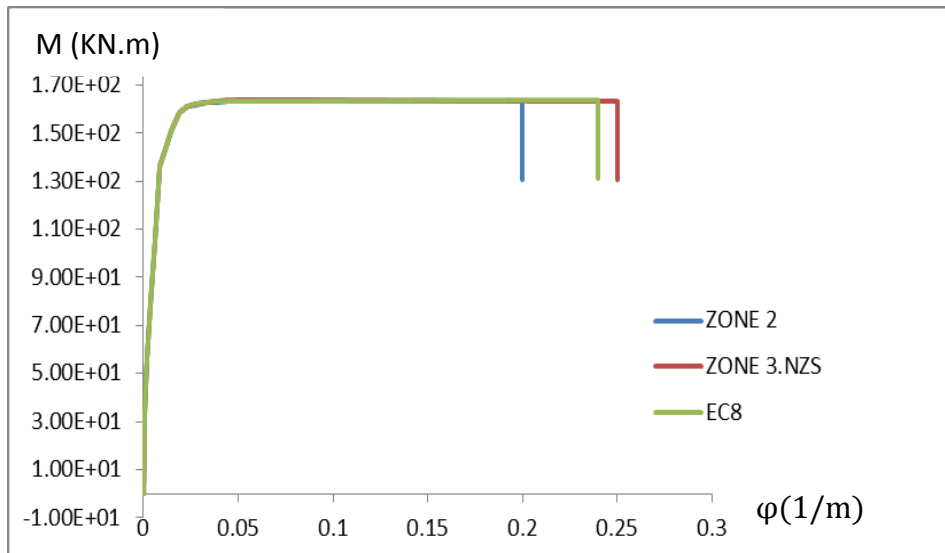
**Fig. 6.14:** Courbe (M-  $\varphi$ ) idéalisé du poteau de rive de (R+2) à 3 travées à la base.

On enregistre les mêmes résultats de résistance ultimes pour les portiques de (R+2) à 3 travées mais les courbures ultimes sont différentes; au RPA en zone 3 ( $e=10\text{cm}$ ) de ( $M_u = 80.20 \text{ KN.m}$ ,  $\varphi_u = 0.38 \text{ 1/m}$ ) et EC8 et NZS ( $e = 11\text{cm}$ ) de ( $M_u = 80.18 \text{ KN.m}$ ,  $\varphi_u = 0.35 \text{ 1/m}$ ) sont plus ductiles que ceux étudiés par le RPA en zone 2 ( $e = 14\text{cm}$ ) de ( $M_u = 79.90 \text{ KN.m}$ ,  $\varphi_u = 0.31 \text{ 1/m}$ ).



**Fig. 6.15:** Courbe (M-  $\varphi$ ) idéalisé du poteau de rive de (R+4) à 2 travées à la base.

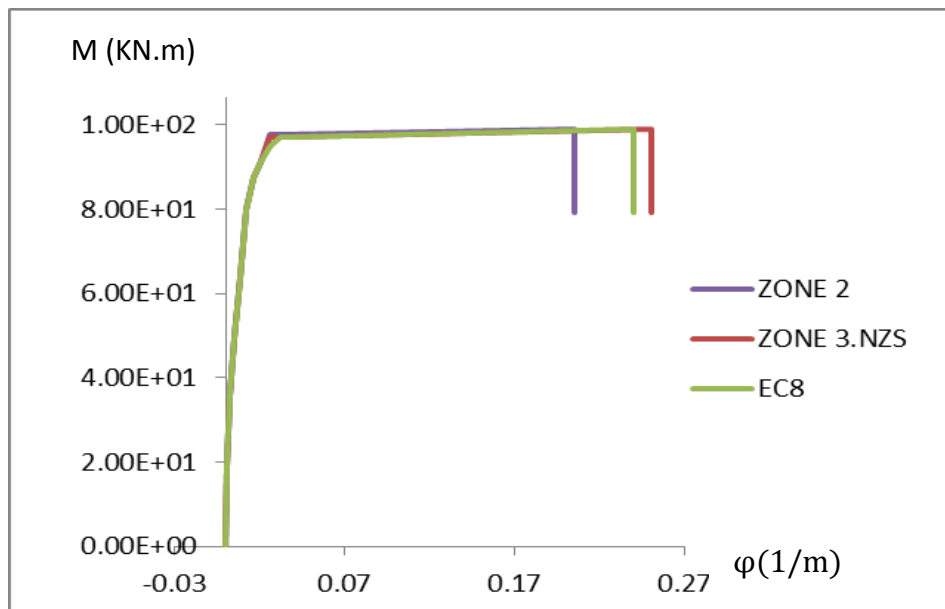
Les résultats des résistances et des courbures montre que pour les portiques en (R+4) à 2 travées analysés par le RPA (zone 3) et NZS ( $e = 10\text{cm}$ ) de ( $M_u = 163.82 \text{ KN.m}$ ,  $\varphi_u = 0.25 \text{ 1/m}$ ), EC8 ( $e = 11\text{cm}$ ) de ( $M_u = 163.76 \text{ KN.m}$ ,  $\varphi_u = 0.24 \text{ 1/m}$ ) sont plus ductiles que ceux analysés par le RPA (zone 2) de ( $e = 15\text{cm}$ ) et ( $M_u = 163.62 \text{ KN.m}$ ,  $\varphi_u = 0.20 \text{ 1/m}$ ).



**Fig. 6.16:** Courbe (M-  $\phi$ ) idéalisé du poteau de rive de (R+4) à 3 travées à la base.

Les résultats des résistances et des courbures montre que des portiques en (R+4) à 3 travées analysés par le RPA en zone 3 et NZS ( $e = 10\text{cm}$ ) de ( $M_u = 163.80 \text{ KN.m}$ ,  $\phi_u = 0.25 \text{ 1/m}$ ), EC8 ( $e = 11\text{cm}$ ) de ( $M_u = 163.74 \text{ KN.m}$ ,  $\phi_u = 0.24 \text{ 1/m}$ ) sont plus ductiles que ceux analysés par le RPA (zone 2) de ( $e = 15\text{cm}$ ) de ( $M_u = 163.46 \text{ KN.m}$ ) et de même ( $\phi_u = 0.20 \text{ 1/m}$ ).

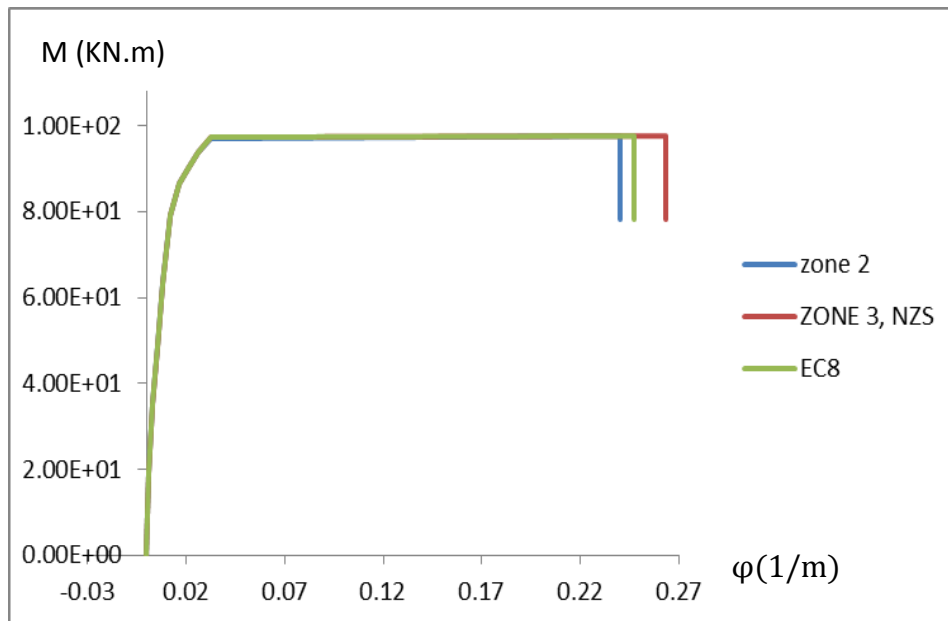
- **Poteaux de centre à la base:**



**Fig. 6.17:** Courbe (M-  $\phi$ ) idéalisé du poteau central de (R+2) à 2 travées à la base.

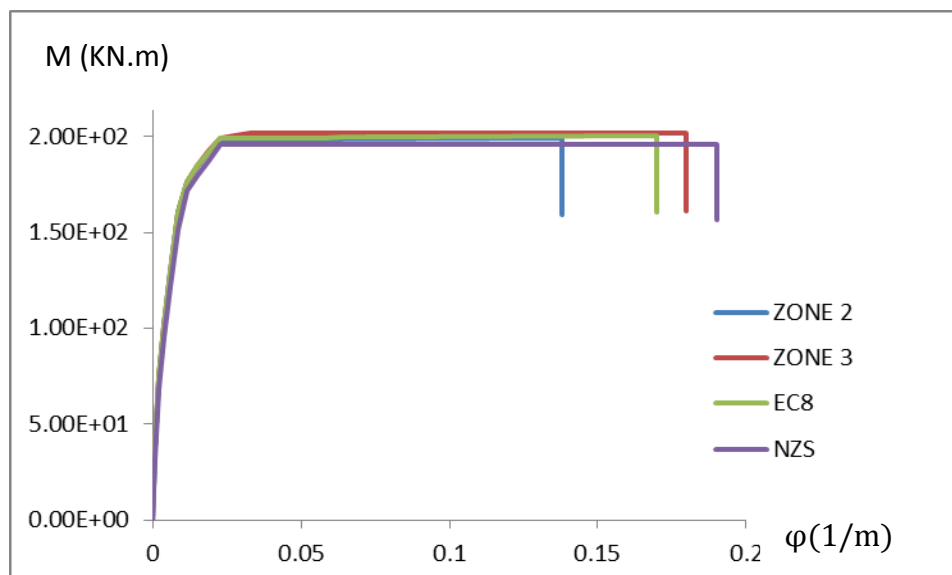
Les résultats des moments et courbures montre que les portiques en (R+2) à 2 travées analysés par le RPA en zone 3 et NZS ( $e = 10\text{cm}$ ) de ( $M_u = 99.07 \text{ KN.m}$  et  $\phi_u = 0.25 \text{ 1/m}$ ),

EC8 ( $e = 11\text{cm}$ ) de ( $M_u = 99.02 \text{ KN.m}$  et  $\varphi_u = 0.24 \text{ 1/m}$ ) sont plus ductiles que ceux analysés par le RPA en zone 2 ( $e = 14\text{cm}$ ) de ( $M_u = 98.93 \text{ KN.m}$ ,  $\varphi_u = 0.20 \text{ 1/m}$ ).



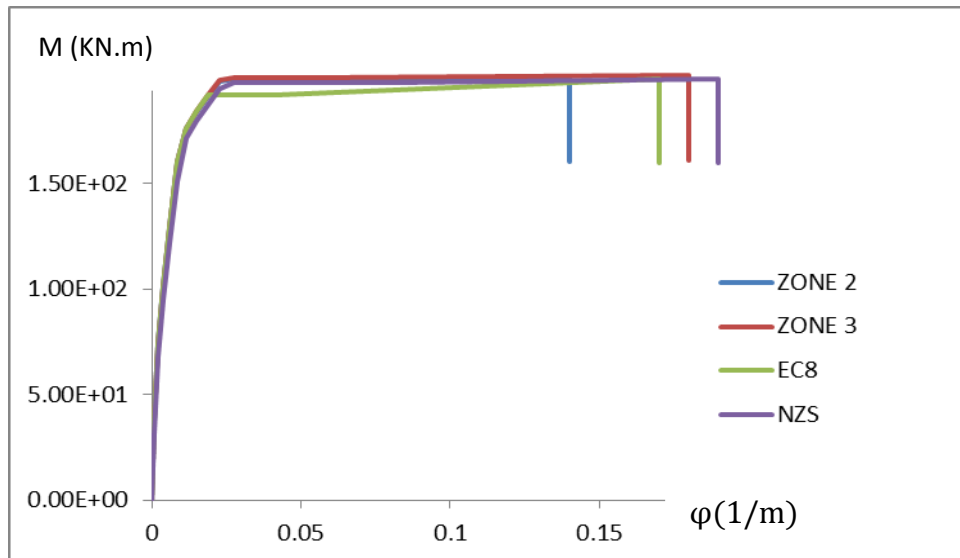
**Fig. 6.18:** Courbe (M-  $\varphi$ ) idéalisé du poteau central de (R+2) à 3 travées à la base.

Les résultats des courbures montre que les portiques en (R+2) à 3 travées analysés par le RPA en zone 3 et NZS ( $e=10\text{cm}$ ) de ( $M_u = 97.85 \text{ KN.m}$ ,  $\varphi_u = 0.26 \text{ 1/m}$ ), EC8 ( $e=11\text{cm}$ ) de ( $M_u = 97.80 \text{ KN.m}$ ,  $\varphi_u = 0.25 \text{ 1/m}$ ) sont plus ductiles que ceux analysés par RPA en zone 2 de ( $e = 14\text{cm}$ ) de ( $M_u = 97.74\text{KN.m}$ ,  $\varphi_u = 0.24 \text{ 1/m}$ ).



**Fig. 6.19:** Courbe (M-  $\varphi$ ) idéalisé du poteau central de (R+4) à 2 travées à la base.

Les résultats des résistances des courbures montrent que les portiques en (R+4) à deux travées analysés par le RPA en zone 3 ( $e = 10\text{cm}$ ) de ( $M_u = 201.73 \text{ KN.m}$ ,  $\varphi_u = 0.18 \text{ 1/m}$ ), EC8 ( $e = 11\text{cm}$ ) de ( $M_u = 200.25\text{KN.m}$ ,  $\varphi_u = 0.17 \text{ 1/m}$ ) et NZS ( $e = 9\text{cm}$ ) de ( $M_u = 195.77 \text{ KN.m}$ ,  $\varphi_u = 0.19 \text{ 1/m}$ ) sont résistants et sont ductiles que ceux analysés par le RPA en zone 2 ( $e = 15\text{cm}$ ) de ( $M_u = 188.88 \text{ KN.m}$ ,  $\varphi_u = 0.14 \text{ 1/m}$ ).



**Fig. 6.20:** Courbe (M-  $\varphi$ ) idéalisé du poteau central de (R+4) à 3 travées à la base.

Les résultats des résistances et des courbures montrent que les portiques en (R+4) à 3 travées analysés par le RPA (zone 3) de ( $e = 10\text{cm}$ ) de ( $M_u = 201.38 \text{ KN.m}$  et  $\varphi_u = 0.18 \text{ 1/m}$ ), EC8 ( $e=11\text{cm}$ ) de ( $M_u = 199.6 \text{ KN.m}$  et  $\varphi_u = 0.17 \text{ 1/m}$ ) sont moins ductiles par rapport aux NZS ( $e=9\text{cm}$ ) de ( $M_u = 199.6 \text{ KN.m}$  et  $\varphi_u = 0.19 \text{ 1/m}$ ), et sont plus ductiles que ceux analysés par le RPA en zone2 ( $e = 15\text{cm}$ ) de ( $M_u = 200.2 \text{ KN.m}$ ,  $\varphi_u = 0.14 \text{ 1/m}$ ).

Sachant que les résistances et les courbures élastiques de tous les portiques sont presque identiques dans tous les codes parasismiques.

En conclusion:

L'analyse des résultats obtenus à partir des courbes (moment- courbure) illustrées par les figures 6.13 à 6.20 permet de relever les points suivants :

- La résistance à la flexion croît proportionnellement avec l'intensité de l'effort normal, contrairement à la capacité de déformation qui décroît.

- Le rapport volumétrique de l'armature transversale influe positivement sur les capacités ; de résistance et de déformation, mais l'effet est plus significatif pour cette dernière.
- Ces constatations ne font que confirmer ce qui a été déjà avancé précédemment (chapitre 3).

## **6.6. ANALYSE DU COMPORTEMENT STRUCTUREL:**

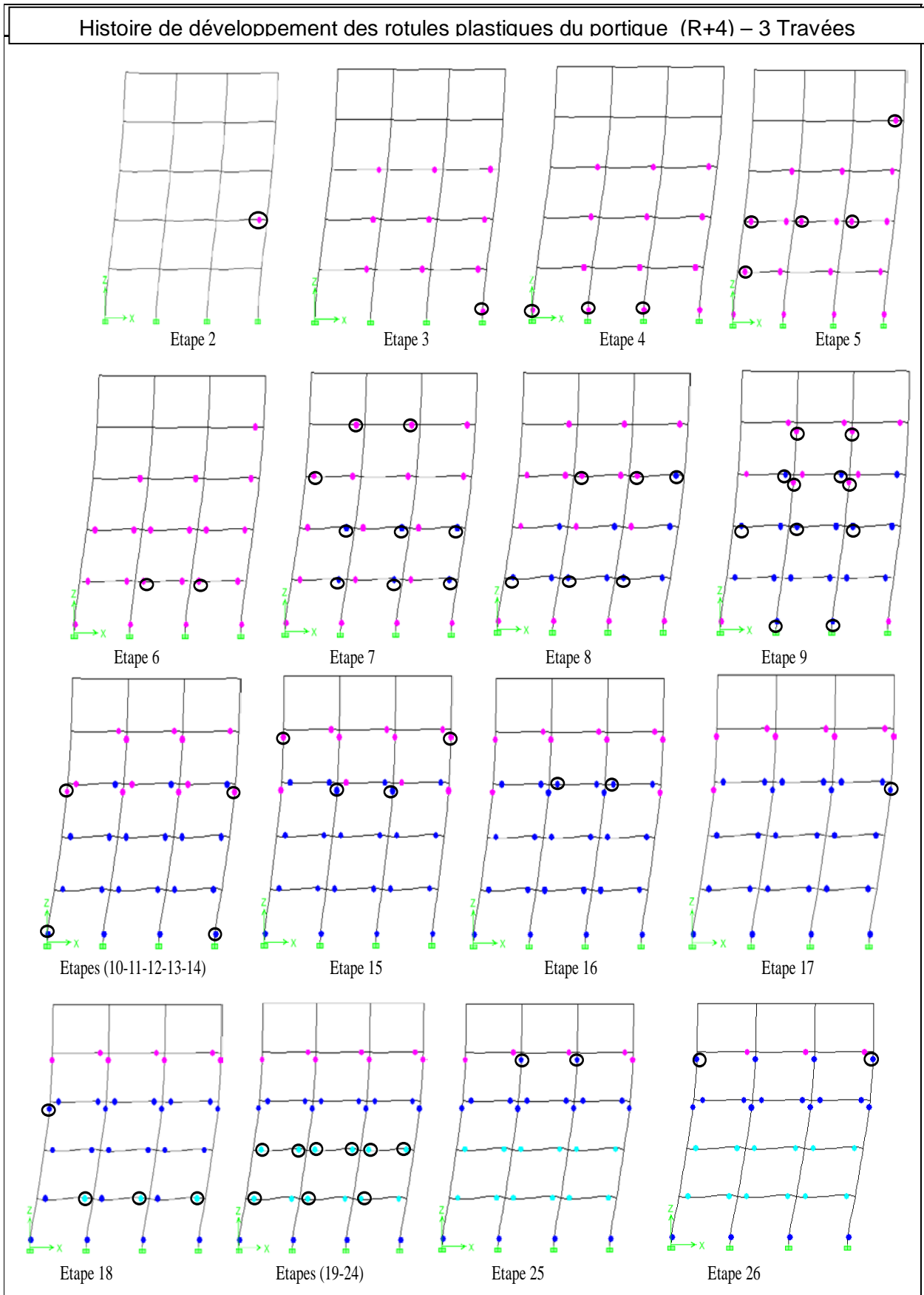
### **6.6.1. Critère du développement des rotules plastiques:**

L'application de la méthode Pushover nous a permis d'analyser le comportement de la structure au-delà du domaine élastique, et cela en considérant le développement de la formation des rotules plastiques dès leurs apparitions à n'importe quel élément structurel.

#### **6.6.1.1. Influence du nombre des niveaux:**

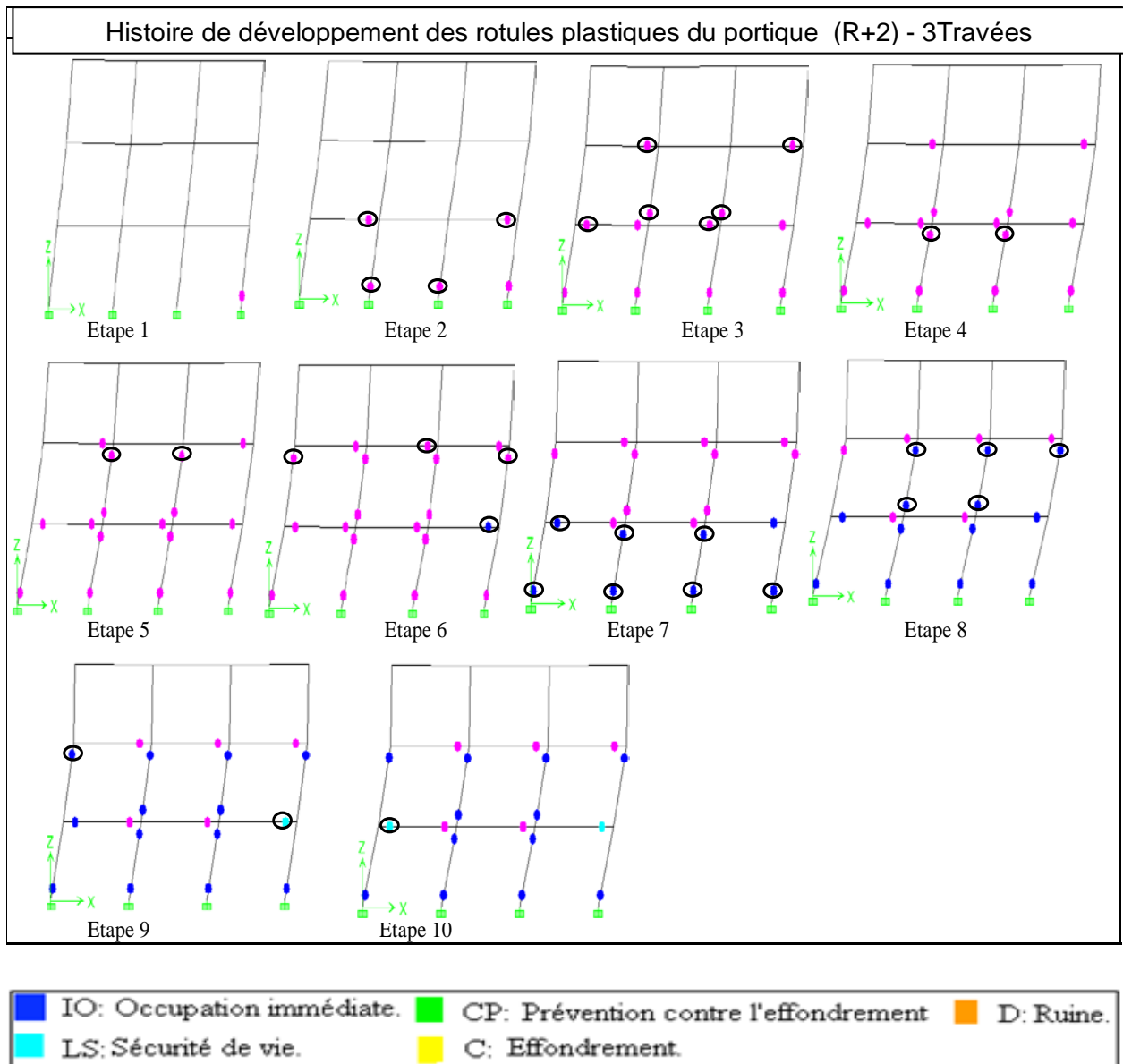
Les illustrations graphiques 6.21 et 6.22 ci-dessous montrent l'histoire du développement des rotules plastiques pour les portiques en (R+4) à 3 travées et en (R+2) à 3 travées jusqu'à atteindre le niveau de performance « LS »:

- Graphe 6.21:





**- Graphe 6.22:**



**• Interprétation des résultats:**

Le développement des rotules plastiques nous permet d'observer ce qui suit:

- Dans tous les codes, et pour les portiques en (R+4), la première rotule du type « B » apparaît au niveau de la poutre du 2<sup>ème</sup> niveau puis se généralise à d'autres niveaux avec un développement de rotule au pied de poteau de rive du RDC. Cette dernière se développe aux pieds de tous les poteaux du RDC et sur les poutres jusqu'au 4<sup>ème</sup> niveau du type « B ».
- Le type de rotules développées aux niveaux des poutres et pieds des poteaux centraux du RDC change à « IO ».

- Une apparition des rotules en tête des poteaux de rive des deux derniers niveaux du type « B », puis un changement du type des rotules développées au « IO » aux pieds des poteaux de rive du RDC, et aux poutres et poteaux du rive de 3<sup>ème</sup> niveau.
- Changement général du type de rotules développées aux poutres du 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> niveau au « LS » avec un changement en têtes des poteaux centraux du 4<sup>ème</sup> niveau.

On a obtenu un mécanisme mixte et une même formation des rotules précédentes (RPA zone 3, EC8 et NZS) soit au RPA zone 2 a une apparition des rotules du type « LS » aux pieds des poteaux centraux du RDC, avec des rotules plastiques de type « B, IO » au niveau des poutres.

- En ce qui concerne les (R+2), tous les codes donnent une première rotule de type « B » apparaissant au niveau de pied de poteau de rive du RDC, et se généralise à tous les pieds des poteaux, en plus d'une apparition des rotules aux poutres du même type.

Les étapes suivantes nous permettent de constater un développement d'autres rotules en poutres et aux pieds des poteaux centraux du 1<sup>er</sup> niveau, en plus en tête des poteaux centraux du RDC du type « B ».

-Une apparition des rotules en têtes des poteaux du centre et de rive respectivement au 1<sup>er</sup> niveau du type « B ».

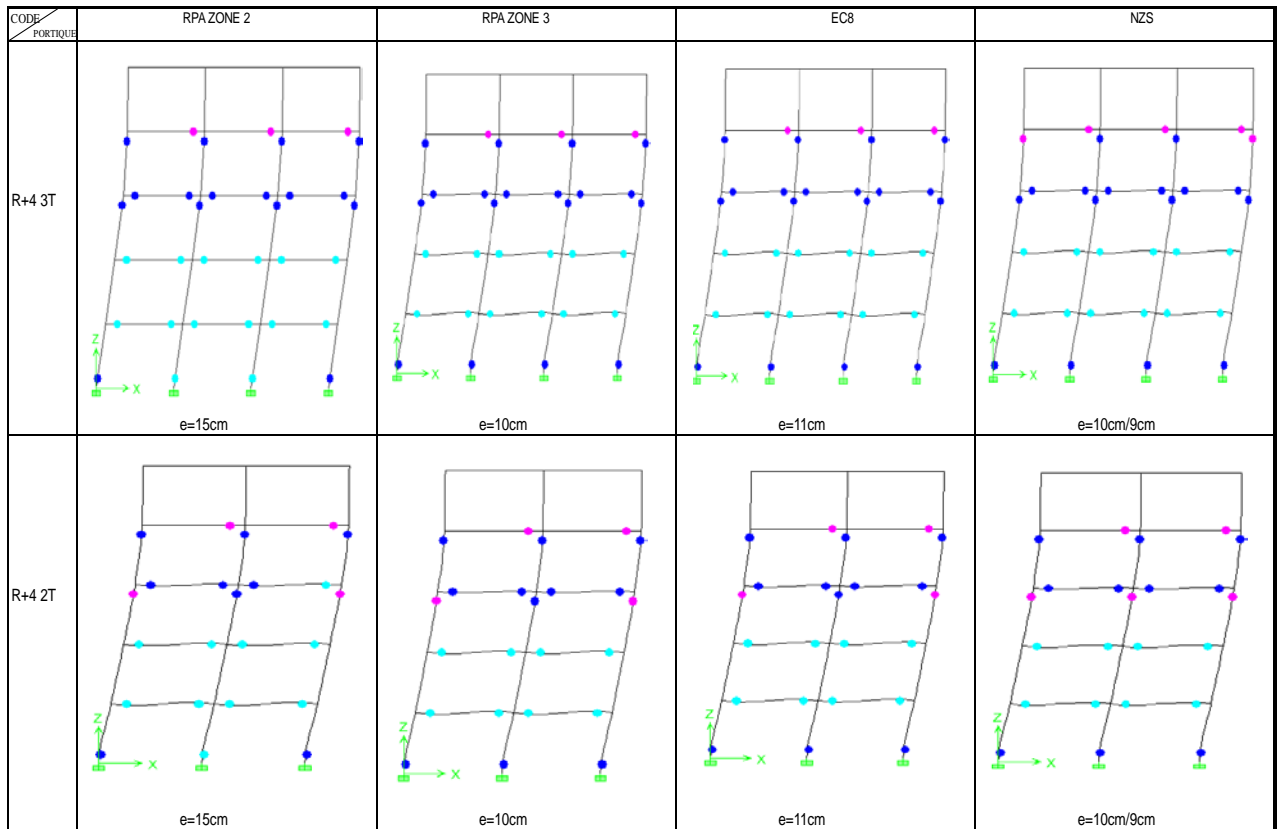
-Puis en suivant l'analyse, le type des rotules développées change aux « IO » en poutres et aux poteaux du RDC (en têtes des poteaux centraux et aux pieds des tous poteaux), Puis en têtes des tous les poteaux et aux pieds des poteaux centraux du 1<sup>er</sup> niveau, avec une évolution aux poutres des rotules en « LS ».

Il en résulte la même formation de rotules précédentes pour tous les codes étudiés avec un mécanisme mixte, et un niveau souple au RDC avec des rotules de type « B, IO, LS » au niveau des poutres et « B, IO » poteaux (en tête et en pieds).

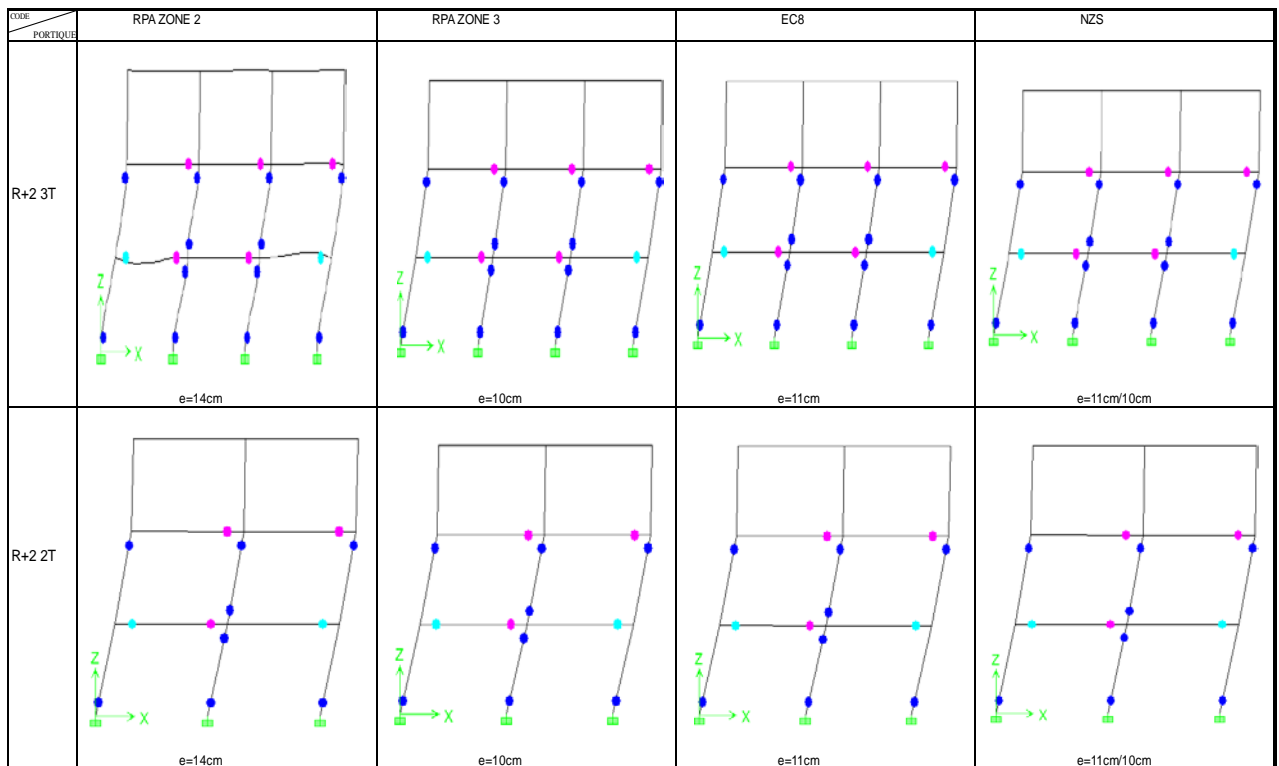
#### **6.6.1.2. Influence de nombre de travées:**

Les illustrations graphiques 6.23 et 6.24 ci-dessous montrent l'état d'endommagement de tous les portiques étudiés en (R+4) et en (R+2) à 2 et 3 travées, garantissant un niveau de performance recommandé par le RPA; permettant d'assurer la stabilité des structures et la sauvegarde des vies « LS » pour chaque code parasismique :

- Graphes 6.23:



- Graphes 6.24:



• **Interprétation des résultats:**

D'après les résultats mentionnés ci- dessus concernant le développement des rotules définis aux graphes 6.23 et 6.24, on remarque les points suivants :

-Pour les portiques en (R+2) à 2 et 3 travées analysés avec le RPA (zone 2, zone3), EC8 et NZS, on a constaté ce qui suit :

- L'apparition des rotules aux poutres du type « B, LS » au RDC et du type « B » au premier niveau.

- On remarque une migration des rotules du type « IO » en tête des poteaux de rive et du centre avec une au pied du poteau central au 1<sup>er</sup> niveau.

- Alors qu'au RDC, il en résulte un développement des rotules du type « IO » aux pieds des poteaux, et des rotules en têtes des poteaux centraux.

-Pour les portiques en (R+2) à 3travées analysés avec le RPA (zone 2, zone3), EC8 et NZS, on a constaté ce qui suit :

- Un développement des rotules dans les poutres du type « B, IO » au RDC par le RPA zone 2 et du type « IO » par le RPA zone 3, EC8 et NZS.

-Au premier et deuxième niveau et pour tous les codes, il existe des rotules du type « B » sauf une rotule du type « IO » au premier niveau pour le RPA zone 3, EC8, et NZS.

- Au premier niveau, on remarque l'apparition de deux rotules du type « B » en têtes des poteaux centraux pour le RPA zone 2 et quatre rotules pour le RPA zone 3, EC8, et NZS: deux rotules du type « IO » en têtes des poteaux du centre et deux du type « B » en têtes des poteaux de rive.

-Au RDC, les portiques développent quatre rotules aux pieds des poteaux du type « IO » pour le RPA zone 2, et du type « LS » pour le RPA zone 3, EC8, et NZS.

-Pour les portiques en (R+4) à 2 travées analysés par le RPA (zone 2, zone3), EC8 et NZS on à constater ce qui suit :

- Une apparition des rotules dans les poutres du type « B » au 3<sup>ème</sup> niveau, et du type « IO, LS » au RPA zone 2 et sauf « IO » au RPA zone 3, EC8, et NZS au 2<sup>ème</sup> niveau. Et des rotules du type « LS » au 1<sup>er</sup> niveau et au RDC.

- Au 3<sup>ème</sup> niveau, on observe une migration des rotules en têtes des poteaux du type « IO ».

-Au 2<sup>ème</sup> niveau; aussi on observe l'apparition des rotules du type « B » en têtes des poteaux de rive et du type « IO » en tête du poteau du centre.

- Au RDC ; les portiques développent trois rotules aux pieds des poteaux du type « IO » pour le RPA zone 3, EC8, et NZS, et du type « LS » au pied de poteau du centre pour le RPA zone 2.

-Pour les portiques en (R+4) à 3 travées analysés avec le RPA (zone 2, zone3), EC8 et NZS on à constater ce qui suit :

- Une apparition de rotules dans les poutres du type « B » au 3<sup>ème</sup> niveau, et du type « IO » au 2<sup>ème</sup> niveau pour le RPA zone 2 et zone 3, EC8 sauf le NZS qui a une migration des rotules du type « B » aux poteaux de rive. Et du type « LS » au 1<sup>er</sup> niveau et au RDC.

- On observe une migration des rotules en têtes des poteaux du type « IO » au 3<sup>ème</sup> niveau et 2<sup>ème</sup> niveau.

- Au RDC; les portiques développent quatre rotules aux pieds des poteaux du type « IO » pour le RPA zone 3, EC8, et NZS, et du type « LS » au pied des poteaux centraux pour le RPA zone 2.

On conclusion:

- Pour les portiques en (R+4) à 2 et 3 travées:

- Le mécanisme au 3<sup>ème</sup> niveau est plus pénalisant qu'au 2<sup>ème</sup> niveau et ces deux derniers niveaux sont plus vulnérables qu'aux deux premiers niveaux du fait qu'il a une migration des rotules en têtes des poteaux du rive et de centre.

- Les poteaux centraux sont plus vulnérables que les poteaux de rive, ce qui apparait aux portiques à 2 travées pour le RPA zone 2 et zone 3, EC8 et au NZS pour les portiques à 3 travées.

- Le mécanisme des portiques étudiés en (R+4) à 2 et 3 est mixte: ces portiques sont plus généreux au RPA zone 3, EC8, et NZS que ceux analysés au RPA zone 2.

- Pour les portiques en (R+2) à 2 et 3 travées:

- Le mécanisme de ces portiques est mixte et plus pénalisant du fait qu'il y a une apparition des rotules en têtes et en pieds des poteaux centraux au RDC et au 1<sup>er</sup> niveau: ces derniers seront des éléments bi-articulés d'où leur vulnérabilité du point de vue structurelle donnant un comportement faible et dangereux.

- Les poteaux centraux sont plus vulnérables que les poteaux de rive par rapport à tous les codes.

### 6.6.2. Capacité de déformation (déplacement relatif):

Les déplacements relatifs en tête des poteaux ont été enregistrés lorsque le niveau « LS » est atteint.

**Tableau 6.3:** Déplacements relatifs, formation et nombre des rotules plastiques :

PORTIQUE	Code	déplacement relatif	Nbr totale de rotule pl	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	POTEAUX				POUTRE			
								B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C
R+4 3T	RPA ZONE 2	2.02	70	37	3	16	14	0	10	2	0	3	6	12	0
	RPA ZONE3	1.95	70	37	3	18	12	0	12	0	0	3	6	12	0
	EC8	1.96	70	37	3	18	12	0	12	0	0	3	6	12	0
	NZS	1.97	70	37	5	16	12	2	10	0	0	3	6	12	0
R+4 2T	RPA ZONE 2	2.11	50	27	4	9	10	2	6	1	0	2	3	9	0
	RPA ZONE3	2.07	50	27	4	11	8	2	7	0	0	2	4	8	0
	EC8	2.07	50	27	4	11	8	2	7	0	0	2	4	8	0
	NZS	2.08	50	27	5	10	8	3	6	0	0	2	4	8	0
R+2 3T	RPA ZONE 2	1.84	42	23	5	12	2	0	12	0	0	5	0	2	0
	RPA ZONE3	1.84	42	23	5	12	2	0	12	0	0	5	0	2	0
	EC8	1.84	42	23	5	12	2	0	12	0	0	5	0	2	0
	RPA ZONE3	1.84	42	23	5	12	2	0	12	0	0	5	0	2	0
R+2 2T	RPA ZONE 2	1.83	30	17	3	8	2	0	8	0	0	3	0	2	0
	RPA ZONE3	2.00	30	17	3	8	2	0	8	0	0	3	0	2	0
	EC8	2.00	30	17	3	8	2	0	8	0	0	3	0	2	0
	NZS	2.00	30	17	3	8	2	0	8	0	0	3	0	2	0

**Tableau 6.4:** Nombre des rotules plastiques, points de performance :

PORTIQUE	Code	PIED DE POTEAU		TETE DE POTEAU		EN TETE ET EN PIED DE POTEAU		NIVEAU SOUPLE		
		Niv	Type/N rotule	Niv	Type/N rotule	Niveau	Type/N rotule	Niveau	Type	Deplacement
R+4 3T	RPA ZONE 2	1	LS(2) / IO(2)	4 3	IO (4) IO (4)	-	-	1	LS(2)/IO(2)	0.089
	RPA ZONE3	1	IO (4)	4 3	IO (4) IO (4)	-	-	1	IO (4)	0.088
	EC8	1	IO (4)	4 3	IO (4) IO (4)	-	-	1	IO (4)	0.088
	NZS	1	IO (4)	4 3	IO (2) / B (2) IO (4)	-	-	1	IO (4)	0.09
R+4 2T	RPA ZONE 2	1	LS(1) / IO(2)	4 3	IO(3) IO (1) / B(2)	-	-	1	LS(1)/IO(2)	0.089
	RPA ZONE3	1	IO (3)	4 3	IO (3) IO (1) / B(2)	-	-	1	IO (3)	0.0317
	EC8	1	IO (3)	4 3	IO (3) IO (1) / B(2)	-	-	1	IO (3)	0.088
	NZS	1	IO (3)	4 3	IO (3) B (3)	-	-	1	IO (3)	0.087
R+2 3T	RPA ZONE 2	1	IO(4)	2 1	IO (4) IO (2)	2 1	IO (2) IO (2)	1	IO (4)	0.088
	RPA ZONE3	1	IO(4)	2 1	IO (4) IO (2)	2 1	IO (2) IO (2)	1	IO (4)	0.088
	EC8	1	IO(4)	2 1	IO (4) IO (2)	2 1	IO (2) IO (2)	1	IO (4)	0.088
	RPA ZONE3	1	IO(4)	2 1	IO (4) IO (2)	2 1	IO (2) IO (2)	1	IO (4)	0.088
R+2 2T	RPA ZONE 2	1	IO (3)	2 1	IO (3) IO (1)	2 1	IO (1) IO (1)	1	IO (3)	0.088
	RPA ZONE3	1	IO(3)	2 1	IO(3) IO (1)	2 1	IO (1) IO (1)	1	IO (3)	0.096
	EC8	1	IO(3)	2 1	IO(3) IO (1)	2 1	IO (1) IO (1)	1	IO (3)	0.096
	NZS	1	IO(3)	2 1	IO(3) IO (1)	2 1	IO (1) IO (1)	1	IO (3)	0.096

- **Interprétation des résultats:**

D'après les résultats mentionnés ci-dessus du type et du nombre des rotules développées dans les tableaux 6.10 et 6.11, on remarque les points suivants :

- On obtient un déplacement correspondant au double (2%) de la valeur préconisée par le RPA99/version 2003 (1%) qui s'accorde avec le niveau de performance « LS » garantissant une sécurité de vie, préservant ainsi l'intégrité structurelle du bâtiment.

- Les rotules plastiques sont développées dans tous les portiques analysés par le RPA zone 2 et zone 3, EC8 et NZS sont du type « B, IO, LS ». Le type des rotules non développées à l'état élastique sont plus élevées que celles développées à l'état plastique.

- Le nombre de rotules plastiques « IO » est plus élevé que celui du type « B » et « LS » dans tous les portiques étudiés et pour tous les codes analysés.

- On remarque une apparition de rotules plastiques au niveau du poteau des portiques de (R+4) à 3 travées du type « B » et « IO » au NZS, et du type « IO » au RPA zone 3 et EC8, et du type « IO » avec « LS » au RPA zone 2.

Ainsi pour les portiques en R+4 à 2 travées, on remarque une apparition des rotules plastiques du type « B », « IO » et « LS » au RPA zone 2, et du type « B » et « IO » au RPA zone 3 et EC8. Mais pour le NZS, on remarque un développement de rotules plastiques du type « B » et « IO » qui sont moins nombreuses que celles développées au RPA zone 3 et EC8.

Ce qui implique que le type de rotules plastiques développées au niveau du poteau est plus pénalisant au RPA zone 2 que celui enregistré au RPA zone 3 et EC8, et ces sont plus généreuses et moins endommagés aux NZS.

- Pour les portiques en (R+2) à 2 et 3 travées, on remarque un seul type de rotules plastiques développées au niveau des poteaux du type « IO ».

- Les rotules plastiques développées au niveau des poutres sont du type « B », « IO » et pour les portiques en (R+4) sont du type « LS ». Pour les portiques en (R+2) sont du type « B » et « LS ».

- L'apparition des rotules plastiques en pied de poteau sont enregistrées pour tous les portiques étudiés du type « IO », sauf pour le RPA zone 2 pour les portiques en (R+4) à 2 et 3 travées les rotules sont du type « IO » et « LS ».



-Une apparition des rotules plastiques en tête de poteau sont enregistrées sur tous les portiques étudiés dans les deux avant derniers niveaux; du type « IO » pour tous les codes analysés. Sauf au NZS en portique de (R+4) à 3 travées et pour le RPA zone 2 et zone 3 avec EC8 aux portiques en (R+4) à 2 travées, les rotules plastiques sont du type « IO » et « B » qui indique un endommagement moins important et réparer.

- Un développement de rotules plastiques en tête et en pied de poteaux pour les portiques en (R+2) à 2 et 3 travées du type « IO » dans les deux premiers niveaux pour tous les codes qui indique un endommagement réparé, mais ces portiques donnent un mécanisme de ruine non désiré et très dangereux.

- L'apparition d'un niveau souple au RDC dans tous les portiques étudiés, d'un déplacement relatif ne dépassant pas le 0.1 % aux portiques en (R+2) et de 0.6 % aux portiques en (R+4) pour tous les codes analysés.

### 6.6.3. DISSIPATION D'ENERGIE:

Après le traçage du spectre de réponse et la courbe capacitaire sous la forme ADRS et la linéarisation équivalente par la méthode de l' ATC 40, on obtient le point de performance, et les facteurs de réduction qui indiquent l'amortissement effectif et la période effective.

**Tableau 6.5:** Point de performance, la période effective et l'amortissement effectif :

PORTIQUE	CODE	POINT DE PERFORMANCE ( V , D)	Sa ,Sd	T <sub>eff</sub>	ξ <sub>eff</sub>	ξ <sub>HEST</sub>
R+4 3T	RPA ZONE 2	285.42 , 0.055	0.214 , 0.045	0.917	0.234	0.184
	RPA ZONE3	292.29 , 0.071	0.218 , 0.057	1.03	0.26	0.21
	EC8	292.88 , 0.070	0.218 , 0.057	1.028	0.259	0.209
	NZS	294.26 , 0.070	0.22 , 0.057	1.022	0.259	0.209
R+4 2T	RPA ZONE 2	196.40 , 0.055	0.219 , 0.044	0.903	0.231	0.181
	RPA ZONE3	200.95 , 0.070	0.222 , 0.056	1.011	0.27	0.22
	EC8	201.02 , 0.070	0.222 , 0.056	1.01	0.259	0.209
	NZS	202.39 , 0.069	0.224 , 0.056	1.003	0.26	0.21
R+2 3T	RPA ZONE 2	211.00 , 0.039	0.263 , 0.032	0.7	0.21	0.16
	RPA ZONE3	215.03 , 0.054	0.266 , 0.046	0.83	0.26	0.21
	EC8	215.58 , 0.054	0.266 , 0.046	0.83	0.258	0.208
	RPA ZONE3	215.10 , 0.054	0.266 , 0.046	0.83	0.258	0.208
R+2 2T	RPA ZONE 2	150.48 , 0.042	0.279 , 0.035	0.8	0.23	0.18
	RPA ZONE3	152.79 , 0.052	0.281 , 0.044	0.79	0.259	0.209
	EC8	152.73 , 0.052	0.281 , 0.044	0.79	0.259	0.209
	NZS	152.69 , 0.052	0.281 , 0.044	0.79	0.259	0.209

- **Interprétation des résultats:**

D'après les résultats mentionnés ci-dessus du point de performance, la période effective et l'amortissement effectif dans les tableaux 6.12, on remarque les points suivants :

- Les périodes effectives obtenus pour le RPA zone 3, EC8 et NZS sont élevées par rapport à celles obtenus sous le RPA zone 2 pour tous les portiques étudiés

- On enregistre les différentes valeurs de l'amortissement effectif des portiques en (R+4) et en (R+2) à 2 et 3 travées qui sont:

- Pour le RPA zone 2 l'amortissement est égale à 0.23, tandis que pour les aux RPA zone 3 et EC8 avec NZS, l'amortissement effectif est de 0.26, et une valeur de 0.27 pour le portique en (R+4) à 2 travées analysé par le RPA zone 3.

- Pour les portiques en (R+2) à 2 et 3 travées, on enregistre des amortissements effectifs égaux à 0.26 pour le RPA zone 3, EC8 et NZS. Le RPA zone 2 nous donne une valeur de 0.21 pour le portique de (R+4) à 2 travées et 0.23 au portique de 3 travées

- Les amortissements effectifs enregistrés aux (RPA zone 3, EC8 et NZS) sont élevés par rapport à ceux obtenus au RPA zone 2 pour tous les portiques étudiés; ce qui produit des amortissements hystérétiques équivalents aux RPA zone 2 inférieurs à ceux résultants aux RPA zone 3, EC8 et NZS. Ces amortissements hystérétiques sont de l'ordre de quatre fois d'amortissement élastique (5%).

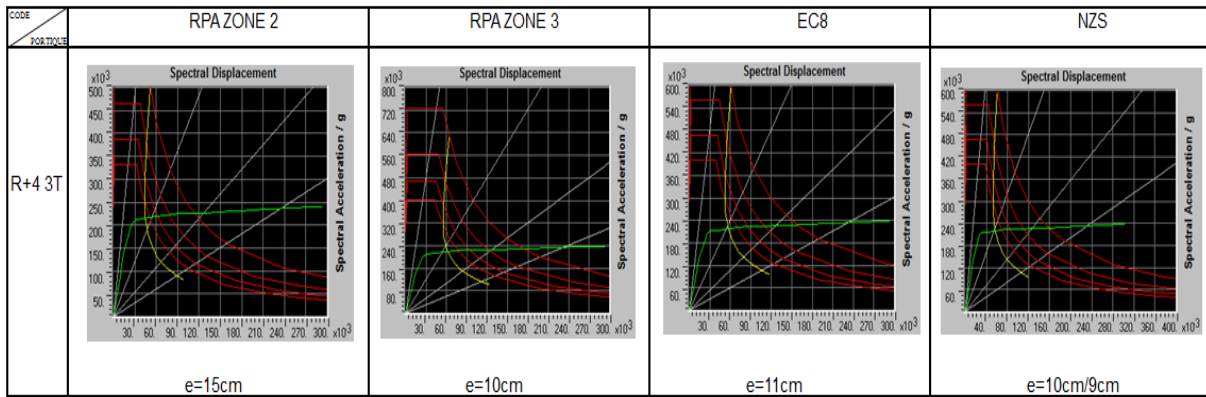
- Une dissipation d'énergie qui est représentée par un amortissement effectif, qu'est varié entre 23 ÷ 27 % pour les codes, Ce qui indique ces portiques analysés affichent une dissipation d'énergie assez conséquente.

#### **6.6.4. POINT DE PERFORMANCE ( $S_a$ - $S_d$ ):**

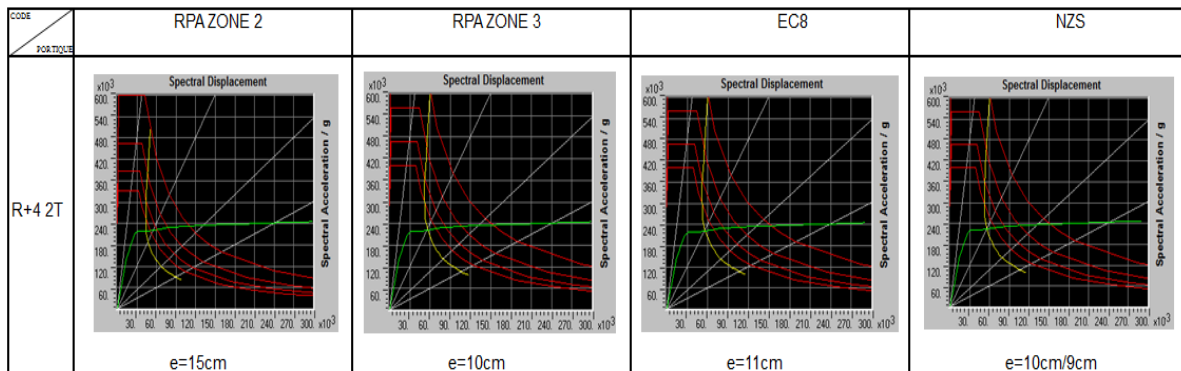
##### **6.6.4.1. Analyse Pushover:**

Les illustrations graphiques ci-dessous montrent les courbes capacitaires des portiques étudiés suivants les différents codes utilisés:

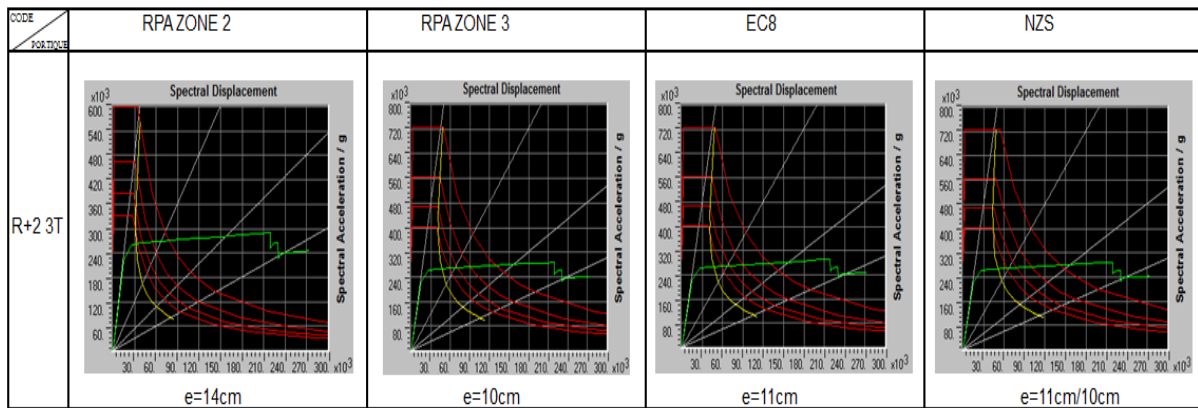
- Graphes 6.25:



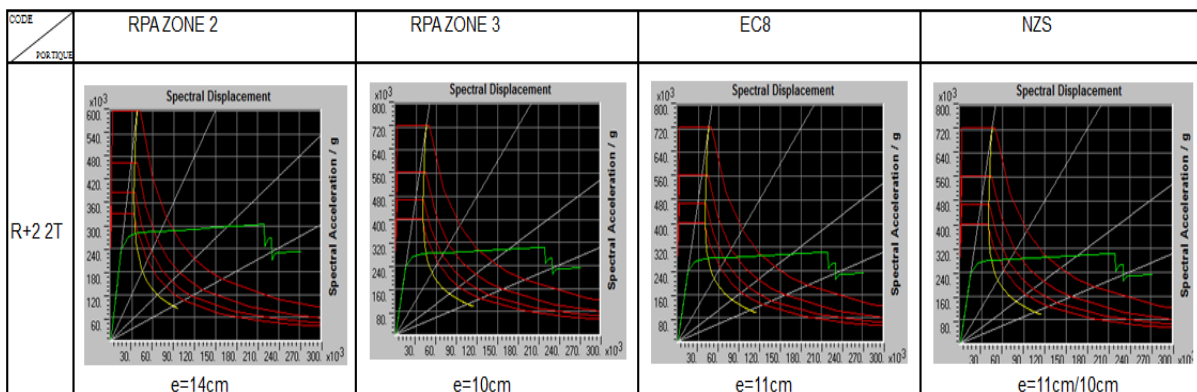
- Graphes 6.26:



- Graphes 6.27:

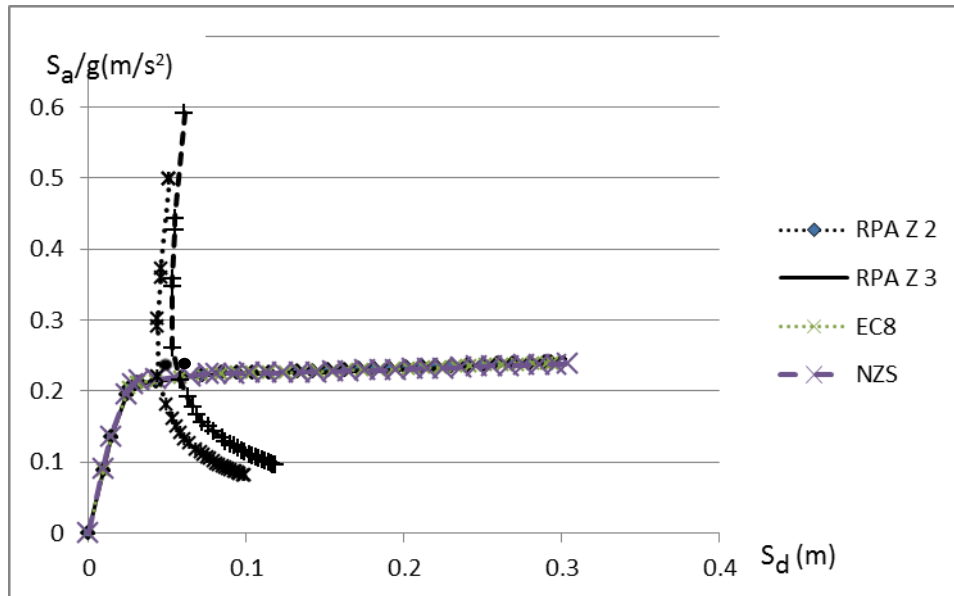


- Graphes 6.28:

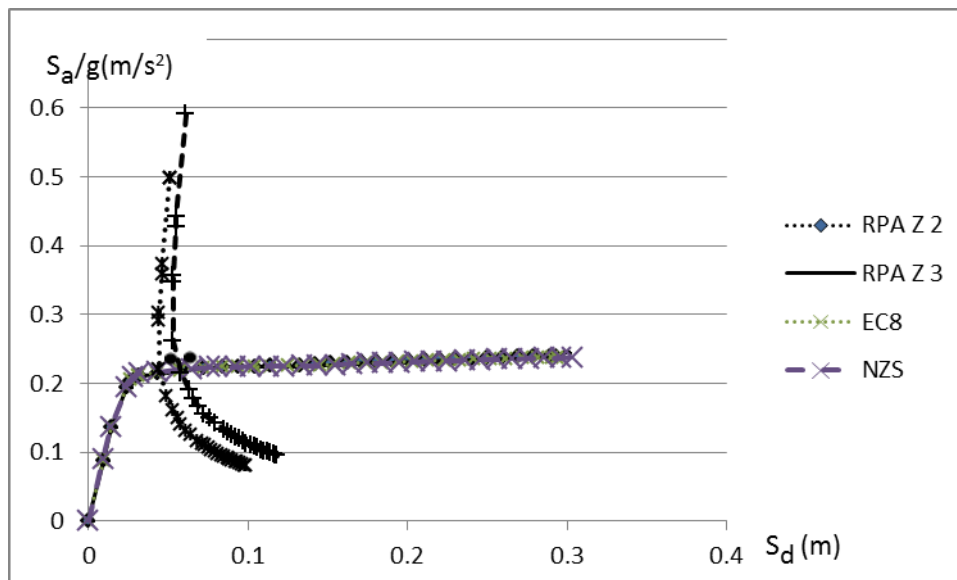


#### 6.6.4.2. Superposition des courbes ( $S_a$ - $S_d$ ):

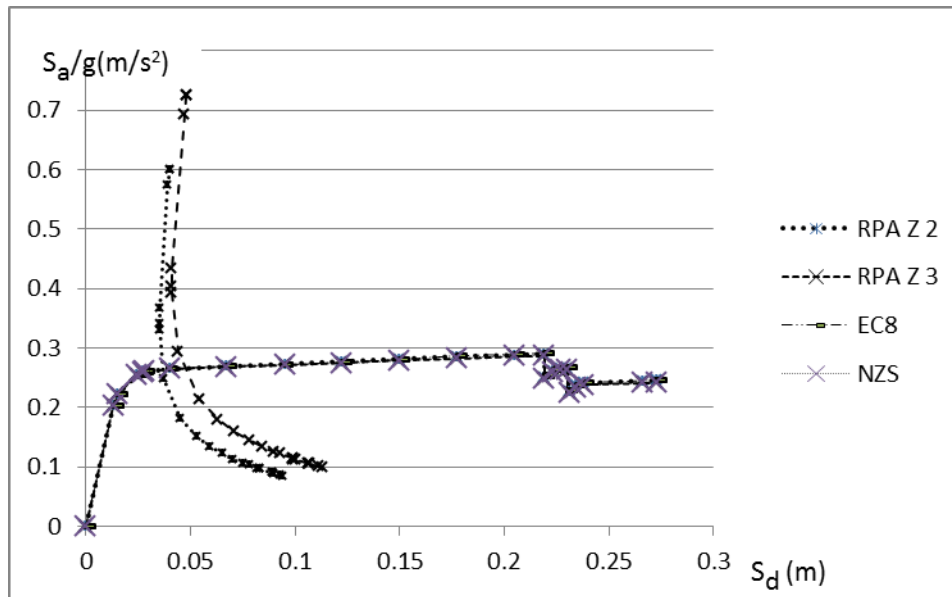
Une superposition des courbes capacitaires des portiques en (R+4) à 3 et 2 travées et celles en (R+2) à 3 et 2 travées avec le RPA (zone 2, zone 3), EC8 et NZS sont faites selon les graphes 6.29 et 6.32, les unités: accélération spectrale en ( $m/s^2$ ), déplacement spectral en (m):



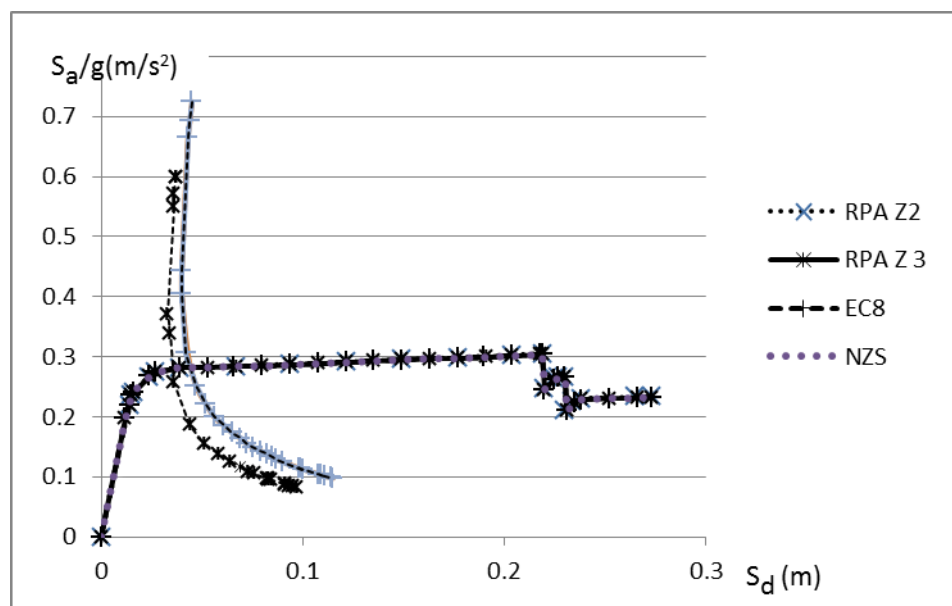
**Fig. 6.29:** Superposition des courbes capacitaires ( $S_a$ -  $S_d$ ) des portiques en (R+4) à 3 travées.



**Fig. 6.30:** Superposition des courbes capacitaires ( $S_a$ -  $S_d$ ) des portiques en (R+4) à 2 travées.



**Fig. 6.31:** Superposition des courbes capacitaires ( $S_a$ -  $S_d$ ) des portiques en (R+2) à 3 travées.



**Fig. 6.32:** Superposition des courbes capacitaires ( $S_a$ -  $S_d$ ) des portiques en (R+2) à 2 travées.

• **Interprétation des résultats:**

D'après les résultats mentionnés ci- dessus donnent la superposition des courbes capacitaires ( $S_a$ - $S_d$ ) définies aux graphes 6.29 et 6.32, on remarque les points suivants :

- Les accélérations spectrales sont élevées aux portiques (R+2) de 24 % par rapport à celles obtenus en (R+4). Par contre les déplacements spectraux des portiques en (R+4) sont supérieurs de 35% par rapport à ceux en (R+2) ; ce qui implique que les portiques en (R+2)

sont plus rigides et résistants par rapport à ceux en (R+4), par contre ces derniers sont plus ductiles et flexibles par rapport à ceux en (R+2).

- Les déplacements spectraux du point de performance enregistrés dans les portiques en (R+2) et (R+4) analysés par le RPA zone 3, EC8 et NZS sont supérieurs par rapport à ceux obtenus par le RPA zone 2, ce qui affirme que les différents codes parasismiques étudiés (RPA zone 2 et zone 3, EC8 et NZS) offrent une ductilité significative.

-Les accélérations spectrales du point de performance obtenues par les portiques en (R+2) à 3 travées étudiés par le RPA zone 3, EC8 et NZS sont inférieures par rapport à celles analysées par le RPA zone 2, ce qui indique que les structures implantées en zone 2 seront plus pénalisantes que celles situées au zone 3.

#### 6.6.4.3. Force- Déplacement:

Une superposition de courbe force-déplacement des portiques étudiés au RPA en zone 3:

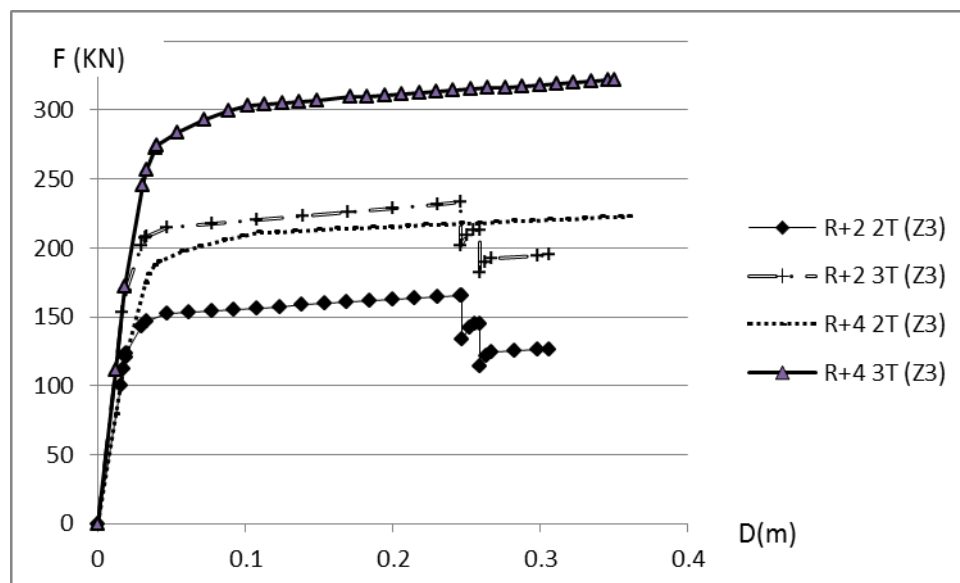


Fig. 6.33: Superposition des courbes force- déplacement.

#### • Interprétation des résultats:

Après analyse des données ci-dessus, on constate que :

- Les efforts tranchants à la base et les déplacements (élastiques et ultimes) respectivement qui sont obtenus aux différents portiques analysés par les codes sont comme suit:

- Pour le portique en R+4 à 3 travées, on obtient (245.56 KN, 0.0306 m) et (321,67 KN, 0.35 m), et de (173.54 KN, 0.032 m) et (222.60 KN, 0.36 m) pour le portique en (R+4) à 2 travées

- Pour le portique en R+2 à 3 travées (171.71 KN, 0.018 m) et (232.93 KN, 0.245 m), et de (111.34 KN 0.011 m) et (165.60 KN, 0.245 m) pour le portique en (R+2) à 2 travées

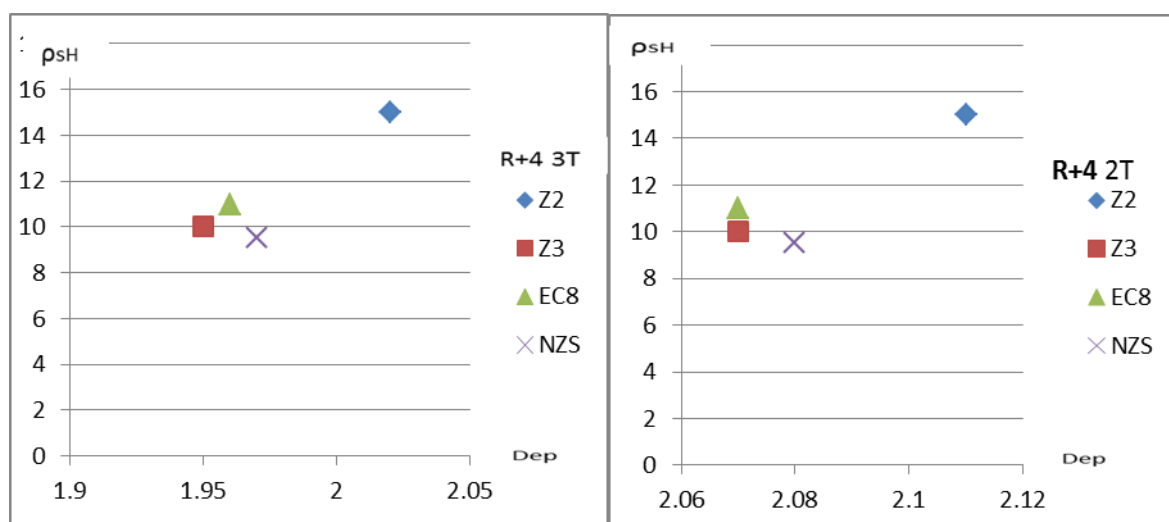
-L`effort tranchant à la base de portique en (R+4) à 3 travées est supérieur de 27.58% à ce en (R+2) à 3 travées, et pour le portique en (R+2) à 3 travées est supérieur de 28. 90 % à ce en (R+2) à 2 travées.

-L`effort tranchant à la base de portique en (R+4) à 3 travées est supérieur de 30.74 % à ce en (R+4) à 2 travées.

- Les efforts tranchants résultants aux portiques (R+4) sont supérieurs à ceux obtenus aux portiques (R+2).

#### 6.6.4.4. Déplacements relatif- rapport volumétrique des armatures transversales:

Les Graphes ci-dessous présentent les déplacements des portiques en fonction du rapport volumétrique des armatures transversales préconisé par chaque code.



**Fig. 6.34:** Graphe déplacements relatifs-rapport volumétrique des armatures transversales des portiques en (R+4) à 2 et 3 travées.

- Le déplacement des portiques en (R+4) à 2 et 3 travées obtenu avec le RPA zone 2 est supérieur à celui obtenu avec le RPA zone 3, EC8 et NZS, ce qui confirme le développement des rotules plastiques du type « IO » au type « LS » à la base qui apparaissent au RPA zone 2.

## **CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS**



## CONCLUSION GENERALE :

Sachant très bien que la philosophie adoptée dans le dimensionnement parasismique des structures est conditionnée par des vérifications des critères suivants :

- la rigidité structurelle pour le niveau de service.
- la résistance structurelle pour le niveau d'endommagement.
- la ductilité structurelle pour le niveau ultime.

C'est pour cela que des paliers de performances parasismiques sont imposés dans les codes à afin d'évaluer la vulnérabilité des structures.

Notre travail consiste à évaluer un dimensionnement structurel se limitant au niveau « LS ».

- En conclusion, on a abouti à ce que la capacité de déformation des éléments structuraux étudiée est liée essentiellement à :

- l'intensité de l'effort normal.
- le rapport volumétrique de l'armature transversale.
- le taux d'armature longitudinale.
- la section du noyau de confinement
- la configuration convenable de l'armature transversale autour du périmètre de la section.

- Pour la sélection de la quantité d'armatures transversale l'élancement géométrique  $\lambda_g$  est le paramètre le plus déterminant au RPA, et l'effort normal au EC8 et NZS.

- L'augmentation du rapport volumétrique de l'armature transversale dans les portiques analysés par le RPA zone 3, EC8 et NZS hisse la capacité de ductilité en courbure par rapport à ceux analysés par le RPA en zone 2 dans les poteaux de rive et du centre.

- La résistance à la flexion croît proportionnellement avec l'intensité de l'effort normal contrairement à la capacité de déformation qui décroît.

- Le rapport volumétrique de l'armature transversale influe positivement sur les capacités de résistance et de déformation, mais l'effet est plus significatif pour cette dernière.

- Le taux d'armature longitudinale  $\rho_l$  améliore nettement la capacité de résistance, tout en réduisant faiblement la capacité de déformation.

- Il a été, en outre, constaté que l'armature de confinement recommandée par le RPA zone 2 et zone 3, EC8 et NZS correspond plutôt à un coefficient de haute ductilité, ce qui affirme une grande réserve de ductilité.

- On conclut que pour les portiques en (R+4) à 2 et 3 travées:
  - Les poteaux centraux sont plus endommagés que les poteaux de rive, ce qui apparait aux portiques à 2 travées pour le RPA zone 2 et zone 3, EC8 et au NZS pour les portiques à 3 travées.
  - Le mécanisme des portiques étudiés en (R+4) à 2 et 3 est mixte, ces portiques sont plus généreux au RPA zone 3, EC8, et NZS par rapport à ceux analysés au RPA zone 2.
  
- On conclut que pour les portiques en (R+2) à 2 et 3 travées:
  - Le mécanisme de ces portiques est mixte et plus pénalisant du fait qu'il y a une apparition des rotules en têtes et en pieds des poteaux centraux au RDC et au 1<sup>er</sup> niveau: ces derniers seront des éléments bi articulés d'où leur vulnérabilité de point de vue structurelle qui donne un comportement faible et dangereux.
  - Le type de rotules plastiques développées au niveau du poteau est plus pénalisé au RPA zone 2 par rapport à celui enregistré au RPA zone 3 et EC8, et est plus généreux aux NZS.
  - L'apparition d'un niveau souple au RDC dans tous les portiques étudiés, d'un déplacement relatif ne dépassant pas le 0.1 % aux portiques en (R+2) et de 0.6% aux portiques en (R+4) pour tous les codes analysés.
  - Les amortissements effectifs enregistrés aux RPA zone 3, EC8 et NZS sont élevés par rapport à ceux obtenus au RPA zone 2 pour tous les portiques étudiés, ce qui produit des amortissements hystérétiques équivalents au RPA zone 2 qui sont inférieurs par rapport à ceux obtenus aux RPA zone 3, EC8 et NZS, et ces amortissements hystérétiques sont de l'ordre de quatre fois du l'amortissement élastique (5%).
  - Une dissipation d'énergie qui est représentée par un amortissement effectif variant entre 23÷27 % pour les codes. Ce qui indique une dissipation d'énergie assez conséquente.
  - Les accélérations spectrales sont élevées aux portiques (R+2) par rapport à ceux obtenus en (R+4). Par contre les déplacements spectraux des portiques en (R+4) sont supérieurs à ceux en (R+2) ; ce qui implique que les portiques en (R+2) sont plus rigides à ceux en (R+4), par contre ces derniers sont plus flexibles à ceux en (R+2).
  - Les déplacements spectraux du point de performance dans les portiques en (R+2) et (R+4) analysés par le RPA zone 3, EC8 et NZS sont supérieurs à ceux obtenus par le RPA zone 2,

ce qui affirme que les différents codes parasismiques étudiés (RPA zone 3, EC8 et NZS) offrent une ductilité significative à celle analysée par le RPA zone 2.

-Les accélérations spectrales du point de performance obtenues pour les portiques en (R+2) à 3 travées étudiées par le RPA zone 3, EC8 et NZS sont inférieures par rapport à ceux analysés par le RPA zone 2, ce qui indique que les structures courtes implantées en zone 2 seront plus pénalisantes que celles situées en zone 3. .

- Les comportements des structures en (R+4) et (R+2) étudiées par le RPA zone 3, EC8 et NZS font apparaître une migration des rotules plastiques du type « B, IO », ce qui implique une dissipation d'énergie assez conséquente et précisément un niveau d'endommagement réparable. Par contre les comportements des structures en (R+4) analysées par le RPA zone 2 nous donnent un niveau de performance de « LS » avec un niveau d'endommagement irréparable ou excessivement réparé. Alors généralement les sections sont ductiles aux différents codes parasismiques utilisés (RPA zone 2 et zone 3, EC8 et NZS).

- On affirme que le nombre des travées ne change pas le mécanisme structurel (structures régulières en plan et en élévation).

- Les différents comportements sont mixtes mais la variation du nombre des niveaux diffère ces comportements structuraux ; les portiques en (R+4) nous offrent des comportements généreux mais les portiques en (R+2) nous donnent des mauvais comportements malgré qu'ils ont des endommagements réparables. Alors il faut voir la valeur du coefficient de comportement prenant en considération le nombre des niveaux.

- Les structures en (R+2) à 2 et 3 travées apparaissent comme des structures les plus vulnérables (ces structures ont été établies lors de l'expertise des bâtiments en (R+2) de séisme de Boumerdès).

- On obtient un mécanisme bi-articulé aux poteaux centraux qui déstabilisent les structures (4/16 ou le 1/3 de l'ensemble) qui prennent les (2/3) de la surface de plancher.
- Risque d'effondrement par le phénomène de (Pain cake) qui a été établi lors de séisme de Boumerdès.
- En faisant inclure la table de compression (section en T à l'instar de EC8) qui engendre "poutre forte - poteau faible".
- Le rapport des moments résistants d'un nœud poutre – poteau, qui ne satisfait pas la condition de la formation des rotules plastiques plutôt dans les poutres que dans les poteaux à

travers le coefficient de majoration  $\alpha$  ( $\alpha \geq 1.25$ ) (N.B: si la poutre est prise rectangulaire, le comportement est différent, voir le travail du Chartoutte Abia [40]).

- Enfin, le but de l'analyse Pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et de déplacements dans les éléments structuraux, et permet d'avoir une idée sur le processus d'endommagement, et ainsi de déterminer les zones critiques, déterminant donc les bases nécessaires pour vérifier et améliorer les différentes règles parasismiques proposées.

### **RECOMMANDATIONS :**

-On peut utiliser le confinement comme une solution pour satisfaire la capacité en ductilité des structures.

- Il faut revoir le coefficient de majoration  $\alpha$  d'un nœud poutre – poteau par l'inclusion d'une section en T dans les poutres à l'instar de l'EC8.

- Il faut revoir le facteur réduit de la force élastique (coefficient de comportement) vis-à-vis le nombre des niveaux qui s'accorde avec les structures rigides et les structures flexibles.

**Nnexes:**

**CAPACITE SECTIONNELLE:**

**Tableau 1:** Moments et courbures (M-φ) des portiques (R+2) à 2 travées, analysés par le RPA zone 2 et zone 3, EC8 et NZS:

(R+2) 2T	POTEAU (30X30)	ETAGE	LIMITE	MOMENT(KN.m)	CURVATURE(l/m)	IO	LS	CP	SF/MOM	SF/ROTA
Zone 2	Riv	S1	B	67.48	0.01	1.33	8.00	12.00	1.00	1.00
			C	80.04	0.30				1.19	14.33
			D	16.01	0.30				0.24	14.33
		S2	B	62.43	0.01	1.57	9.40	14.10	1.00	1.00
			C	74.14	0.35				1.19	16.67
			D	14.83	0.35				0.24	16.67
		S3	B	57.06	0.01	1.72	10.30	15.45	1.00	1.00
			C	67.85	0.38				1.19	18.17
			D	13.57	0.38				0.24	18.17
	Central	S1	B	80.00	0.01	0.88	5.28	7.92	1.00	1.00
			C	94.78	0.20				1.18	9.80
			D	18.96	0.20				0.24	9.80
		S2	B	73.08	0.01	1.15	6.90	10.35	1.00	1.00
			C	87.42	0.26				1.20	12.50
			D	17.48	0.26				0.24	12.50
		S3	B	63.67	0.01	1.53	9.20	13.80	1.00	1.00
			C	75.61	0.34				1.19	16.33
			D	15.12	0.34				0.24	16.33
zone 3	Riv	S1	B	67.39	0.01	1.57	9.40	14.10	1.00	1.00
			C	80.00	0.37				1.19	16.67
			D	16.00	0.37				0.24	16.67
		S2	B	62.36	0.01	1.73	10.40	15.60	1.00	1.00
			C	74.15	0.39				1.19	18.33
			D	14.83	0.39				0.24	18.33
		S3	B	57.01	0.01	1.72	10.30	15.45	1.00	1.00
			C	67.85	0.38				1.19	18.17
			D	13.57	0.38				0.24	18.17
	Central	S1	B	79.90	0.01	1.10	6.60	9.90	1.00	1.00
			C	99.00	0.25				1.24	12.00
			D	19.80	0.25				0.25	12.00
		S2	B	72.88	0.01	1.38	8.30	12.45	1.00	1.00
			C	87.70	0.31				1.20	14.83
			D	17.54	0.31				0.24	14.83
		S3	B	63.60	0.01	1.73	10.40	15.60	1.00	1.00
			C	75.60	0.40				1.19	18.33
			D	15.12	0.40				0.24	18.33
EC8	Riv	S1	B	67.41	0.01	1.60	9.60	14.40	1.00	1.00
			C	80.00	0.36				1.19	17.00
			D	16.00	0.36				0.24	17.00
		S2	B	62.38	0.01	1.73	10.40	15.60	1.00	1.00
			C	74.15	0.40				1.19	18.33
			D	14.83	0.40				0.24	18.33
		S3	B	57.00	0.01	1.72	10.30	15.45	1.00	1.00
			C	67.84	0.39				1.19	18.17
			D	13.57	0.39				0.24	18.17
	Central	S1	B	79.93	0.01	1.07	6.40	9.60	1.00	1.00
			C	99.00	0.24				1.24	11.67
			D	19.80	0.24				0.25	11.67
		S2	B	72.94	0.01	1.35	8.10	12.15	1.00	1.00
			C	87.69	0.30				1.20	14.50
			D	17.54	0.30				0.24	14.50
		S3	B	63.62	0.01	1.73	10.40	15.60	1.00	1.00
			C	75.63	0.39				1.19	18.33
			D	15.13	0.39				0.24	18.33
NZS	Riv	S1	B	67.41	0.01	1.60	9.60	14.40	1.00	1.00
			C	80.00	0.36				1.19	17.00
			D	16.00	0.36				0.24	17.00
		S2	B	62.38	0.01	1.73	10.40	15.60	1.00	1.00
			C	74.15	0.40				1.19	18.33
			D	14.83	0.40				0.24	18.33
		S3	B	57.00	0.01	1.72	10.30	15.45	1.00	1.00
			C	67.84	0.39				1.19	18.17
			D	13.57	0.39				0.24	18.17
	Central	S1	B	79.90	0.01	1.10	6.60	9.90	1.00	1.00
			C	99.00	0.25				1.24	12.00
			D	19.80	0.25				0.25	12.00
		S2	B	72.88	0.01	1.38	8.30	12.45	1.00	1.00
			C	87.70	0.31				1.20	14.83
			D	17.54	0.31				0.24	14.83
		S3	B	63.60	0.01	1.73	10.40	15.60	1.00	1.00
			C	75.60	0.40				1.19	18.33
			D	15.12	0.40				0.24	18.33

**Tableau 2:** Moments et courbures (M-φ) des portiques (R+2) à 3 travées, analysés par le RPA zone 2 et zone 3, EC8 et NZS:

(R+2) 3T	POTEAU (30X30)	ETAGE	LIMITE	MOMENT(KN.m)	CURVATURE(l/m)	IO	LS	CP	SF/MOM	SF/ROTA
Zone 2	Riv	S1	B	67.56	0.01	1.38	8.30	12.45	1.00	1.00
			C	79.90	0.31				1.18	14.83
			D	15.98	0.31				0.24	14.83
		S2	B	62.49	0.01	1.62	9.70	14.55	1.00	1.00
			C	74.20	0.36				1.19	17.17
			D	14.84	0.36				0.24	17.17
		S3	B	57.13	0.01	1.70	10.22	15.33	1.00	1.00
			C	67.92	0.39				1.19	18.03
			D	13.58	0.39				0.24	18.03
	Central	S1	B	79.26	0.01	1.07	6.40	9.60	1.00	1.00
			C	97.74	0.24				1.23	11.67
			D	19.55	0.24				0.25	11.67
		S2	B	72.54	0.01	1.18	7.07	10.61	1.00	1.00
			C	86.79	0.26				1.20	12.78
			D	17.36	0.26				0.24	12.78
		S3	B	63.08	0.01	1.53	9.20	13.80	1.00	1.00
			C	74.89	0.34				1.19	16.33
			D	14.98	0.34				0.24	16.33
zone 3	Riv	S1	B	67.49	0.01	1.68	10.10	15.15	1.00	1.00
			C	80.19	0.38				1.19	17.83
			D	16.04	0.38				0.24	17.83
		S2	B	62.42	0.01	1.80	10.80	16.20	1.00	1.00
			C	74.22	0.40				1.19	19.00
			D	14.84	0.40				0.24	19.00
		S3	B	57.07	0.01	1.73	10.40	15.60	1.00	1.00
			C	67.93	0.39				1.19	18.33
			D	13.59	0.39				0.24	18.33
	Central	S1	B	79.15	0.01	1.17	7.00	10.50	1.00	1.00
			C	97.85	0.26				1.24	12.67
			D	19.57	0.26				0.25	12.67
		S2	B	72.34	0.01	1.45	8.70	13.05	1.00	1.00
			C	86.84	0.32				1.20	15.50
			D	17.37	0.09				0.24	15.50
		S3	B	63.01	0.01	1.77	10.61	15.92	1.00	1.00
			C	74.89	0.40				1.19	18.69
			D	14.98	0.40				0.24	18.69
EC8	Riv	S1	B	67.51	0.01	1.58	9.50	14.25	1.00	1.00
			C	80.18	0.35				1.19	16.83
			D	16.04	0.20				0.24	16.83
		S2	B	62.44	0.01	1.80	10.80	16.20	1.00	1.00
			C	74.22	0.40				1.19	19.00
			D	14.84	0.09				0.24	19.00
		S3	B	57.09	0.01	1.75	10.50	15.75	1.00	1.00
			C	67.92	0.39				1.19	18.50
			D	13.58	0.11				0.24	18.50
	Central	S1	B	79.18	0.01	1.08	6.47	9.71	1.00	1.00
			C	97.80	0.25				1.29	11.79
			D	19.56	0.31				0.25	11.79
		S2	B	72.40	0.01	1.38	8.25	12.38	1.00	1.00
			C	86.82	0.31				1.19	14.75
			D	17.36	0.09				0.24	14.75
		S3	B	63.02	0.01	1.78	10.70	16.05	1.00	1.00
			C	74.91	0.40				1.08	18.83
			D	14.98	0.11				0.24	18.83
NZS	Riv	S1	B	67.51	0.01	1.58	9.50	14.25	1.00	1.00
			C	80.18	0.35				1.19	16.83
			D	16.04	0.20				0.24	16.83
		S2	B	62.44	0.01	1.80	10.80	16.20	1.00	1.00
			C	74.22	0.40				1.19	19.00
			D	14.84	0.09				0.24	19.00
		S3	B	57.09	0.01	1.75	10.50	15.75	1.00	1.00
			C	67.92	0.39				1.19	18.50
			D	13.58	0.11				0.24	18.50
	Central	S1	B	79.15	0.01	1.17	7.00	10.50	1.00	1.00
			C	97.85	0.26				1.24	12.67
			D	19.57	0.26				0.25	12.67
		S2	B	72.34	0.01	1.45	8.70	13.05	1.00	1.00
			C	86.84	0.32				1.20	15.50
			D	17.37	0.09				0.24	15.50
		S3	B	63.01	0.01	1.77	10.61	15.92	1.00	1.00
			C	74.89	0.40				1.19	18.69
			D	14.98	0.40				0.24	18.69

**Tableau 3:** Moments et courbures (M-φ) des portiques (R+4) à 2 travées, analysés par le RPA zone 2 et zone 3:

(R+4) 2T	POTEAU (40X40)	ETAGE	LIMITE	MOMENT(KN.m)	CURVATURE(l/m)	IO	LS	CP	SF/MOM	SF/ROTA
Zone 2	Riv	S1	B	136.25	0.01	1.40	8.37	12.56	1.00	1.00
			C	163.63	0.20				1.20	14.95
			D	32.73	0.20				0.24	14.95
		S2	B	128.51	0.01	1.55	9.30	13.95	1.00	1.00
			C	153.85	0.22				1.20	16.50
			D	30.77	0.22				0.24	16.50
		S3	B	120.26	0.01	1.77	10.61	15.91	1.00	1.00
			C	143.84	0.25				1.20	18.68
			D	28.77	0.25				0.24	18.68
		S4	B	111.72	0.01	1.98	11.85	17.78	1.00	1.00
			C	133.53	0.28				1.20	20.75
			D	26.71	0.28				0.24	20.75
		S5	B	102.91	0.01	1.95	11.70	17.55	1.00	1.00
			C	122.98	0.27				1.20	20.50
			D	24.60	0.27				0.24	20.50
	Central	S1	B	160.65	0.01	0.95	5.70	8.55	1.00	1.00
			C	188.86	0.14				1.18	10.50
			D	37.77	0.14				0.24	10.50
		S2	B	150.03	0.01	0.95	5.70	8.55	1.00	1.00
			C	184.16	0.14				1.23	10.50
			D	36.83	0.14				0.25	10.50
		S3	B	139.16	0.01	1.33	7.95	11.93	1.00	1.00
			C	168.07	0.19				1.21	14.25
			D	33.61	0.19				0.24	14.25
S4		B	125.67	0.01	1.63	9.75	14.63	1.00	1.00	
		C	150.52	0.23				1.20	17.25	
		D	30.10	0.23				0.24	17.25	
S5		B	110.70	0.01	1.98	11.85	17.78	1.00	1.00	
		C	132.30	0.28				1.20	20.75	
		D	26.46	0.28				0.24	20.75	
Zone 3	Riv	S1	B	136.02	0.01	1.64	9.87	14.80	1.00	1.00
			C	163.83	0.25				1.20	17.44
			D	32.77	0.25				0.24	17.44
		S2	B	128.43	0.01	1.85	11.09	16.64	1.00	1.00
			C	154.08	0.28				1.20	19.49
			D	30.82	0.28				0.24	19.49
		S3	B	120.19	0.01	1.85	11.09	16.64	1.00	1.00
			C	144.03	0.28				1.20	19.49
			D	28.81	0.28				0.24	19.49
		S4	B	111.67	0.01	1.83	10.98	16.47	1.00	1.00
			C	133.65	0.28				1.20	19.30
			D	26.73	0.28				0.24	19.30
		S5	B	102.87	0.01	1.81	10.84	16.26	1.00	1.00
			C	123.02	0.28				1.20	19.07
			D	24.60	0.28				0.24	19.07
	Central	S1	B	160.31	0.01	1.16	6.93	10.40	1.00	1.00
			C	201.73	0.18				1.26	12.56
			D	40.35	0.18				0.25	12.56
		S2	B	149.75	0.01	1.34	8.03	12.05	1.00	1.00
			C	185.37	0.21				1.24	14.39
			D	37.07	0.21				0.25	14.39
		S3	B	138.92	0.01	1.57	9.45	14.17	1.00	1.00
			C	166.71	0.24				1.20	16.74
			D	33.34	0.24				0.24	16.74
S4		B	125.59	0.01	1.86	11.18	16.77	1.00	1.00	
		C	150.61	0.28				1.20	19.63	
		D	30.12	0.28				0.24	19.63	
S5		B	110.65	0.01	1.82	10.93	16.39	1.00	1.00	
		C	132.42	0.28				1.20	19.21	
		D	26.48	0.28				0.24	19.21	

**Tableau 4:** Moments et courbures (M- $\phi$ ) des portiques (R+4) à 2 travées, analysés par l'EC8 et NZS:

EC8	Riv	S1	B	136.13	0.01	1.56	9.38	14.07	1.00	1.00
			C	163.77	0.24				1.20	16.63
			D	32.75	0.24				0.24	16.63
		S2	B	128.47	0.01	1.73	10.40	15.59	1.00	1.00
			C	154.03	0.26				1.20	18.33
			D	30.81	0.26				0.24	18.33
		S3	B	120.22	0.01	1.83	10.98	16.47	1.00	1.00
			C	144.00	0.28				1.20	19.30
			D	28.80	0.28				0.24	19.30
		S4	B	111.69	0.01	1.83	10.98	16.47	1.00	1.00
			C	133.62	0.28				1.20	19.30
			D	26.72	0.28				0.24	19.30
		S5	B	102.89	0.01	1.81	10.84	16.26	1.00	1.00
			C	123.00	0.27				1.20	19.07
			D	24.60	0.27				0.24	19.07
	Central	S1	B	160.47	0.01	1.06	6.38	9.57	1.00	1.00
			C	200.25	0.17				1.25	11.63
			D	40.05	0.17				0.25	11.63
		S2	B	149.88	0.01	1.25	7.49	11.24	1.00	1.00
			C	184.62	0.19				1.23	13.49
			D	36.92	0.19				0.25	13.49
		S3	B	139.03	0.01	1.48	8.89	13.33	1.00	1.00
			C	168.24	0.23				1.21	15.81
			D	33.65	0.23				0.24	15.81
S4		B	125.63	0.01	1.85	11.09	16.64	1.00	1.00	
		C	150.56	0.28				1.20	19.49	
		D	30.11	0.28				0.24	19.49	
S5		B	110.67	0.01	1.83	10.98	16.47	1.00	1.00	
		C	132.40	0.28				1.20	19.30	
		D	26.48	0.28				0.24	19.30	
NZS	Riv	S1	B	136.02	0.01	1.64	9.87	14.80	1.00	1.00
			C	163.83	0.25				1.20	17.44
			D	32.77	0.25				0.24	17.44
		S2	B	128.43	0.01	1.85	11.09	16.64	1.00	1.00
			C	154.08	0.28				1.20	19.49
			D	30.82	0.28				0.24	19.49
		S3	B	120.19	0.01	1.85	11.09	16.64	1.00	1.00
			C	144.03	0.28				1.20	19.49
			D	28.81	0.28				0.24	19.49
		S4	B	111.67	0.01	1.83	10.98	16.47	1.00	1.00
			C	133.65	0.28				1.20	19.30
			D	26.73	0.28				0.24	19.30
		S5	B	102.87	0.01	1.81	10.84	16.26	1.00	1.00
			C	123.02	0.28				1.20	19.07
			D	24.60	0.28				0.24	19.07
	Central	S1	B	171.72	0.01	0.90	5.40	8.10	1.00	1.00
			C	195.77	0.19				1.14	10.00
			D	39.15	0.19				0.23	10.00
		S2	B	141.92	0.01	1.43	8.61	12.91	1.00	1.00
			C	176.98	0.22				1.25	15.35
			D	35.40	0.22				0.25	15.35
		S3	B	132.52	0.01	1.73	10.37	15.55	1.00	1.00
			C	167.16	0.26				1.26	18.28
			D	33.43	0.26				0.25	18.28
S4	B	122.57	0.01	1.86	11.18	16.77	1.00	1.00		
	C	149.97	0.28				1.22	19.63		
	D	29.99	0.28				0.24	19.63		
S5	B	109.28	0.01	1.83	10.98	16.47	1.00	1.00		
	C	131.91	0.28				1.21	19.30		
	D	26.38	0.28				0.24	19.30		



**Tableau 5: Moments et courbures (M-φ) de portique (R+4) à 3 travées, analysés par le RPA**

zone 2 et zone 3:

(R+4) 3T	POTEAU (40X40)	ETAGE	LIMITE	MOMENT(KN.m)	CURVATURE(l/m)	IO	LS	CP	SF/MOM	SF/ROTA
Zone 2	Riv	S1	B	136.31	0.01	1.30	7.77	11.66	1.00	1.00
			C	163.46	0.20				1.20	13.95
			D	32.69	0.20				0.24	13.95
		S2	B	128.45	0.01	1.44	8.61	12.91	1.00	1.00
			C	153.36	0.22				1.19	15.35
			D	30.67	0.22				0.24	15.35
		S3	B	120.26	0.01	1.64	9.87	14.80	1.00	1.00
			C	143.81	0.25				1.20	17.44
			D	28.76	0.25				0.24	17.44
		S4	B	111.74	0.01	1.81	10.84	16.26	1.00	1.00
			C	133.53	0.28				1.20	19.07
			D	26.71	0.28				0.24	19.07
		S5	B	102.94	0.01	1.83	10.98	16.47	1.00	1.00
			C	123.00	0.28				1.19	19.30
			D	24.60	0.28				0.24	19.30
	Central	S1	B	160.60	0.01	0.88	5.26	7.89	1.00	1.00
			C	200.19	0.14				1.25	9.77
			D	40.04	0.14				0.25	9.77
		S2	B	150.09	0.01	1.04	6.24	9.36	1.00	1.00
			C	184.06	0.16				1.23	11.40
			D	36.81	0.16				0.25	11.40
		S3	B	139.22	0.01	1.23	7.35	11.03	1.00	1.00
			C	167.84	0.19				1.21	13.26
			D	33.57	0.19				0.24	13.26
S4		B	125.62	0.01	1.51	9.03	13.54	1.00	1.00	
		C	150.08	0.23				1.19	16.05	
		D	30.02	0.23				0.24	16.05	
S5		B	110.47	0.01	1.83	10.98	16.47	1.00	1.00	
		C	132.00	0.28				1.19	19.30	
		D	26.40	0.28				0.24	19.30	
Zone 3	Riv	S1	B	136.01	0.01	1.67	9.99	14.99	1.00	1.00
			C	163.23	0.25				1.20	17.65
			D	32.65	0.25				0.24	17.65
		S2	B	128.35	0.28	1.85	11.09	16.64	1.00	1.00
			C	153.65	0.28				1.20	19.49
			D	30.73	0.28				0.24	19.49
		S3	B	120.17	0.01	1.86	11.18	16.77	1.00	1.00
			C	144.01	0.28				1.20	19.63
			D	28.80	0.28				0.24	19.63
		S4	B	111.67	0.01	1.81	10.84	16.26	1.00	1.00
			C	133.64	0.28				1.20	19.07
			D	26.73	0.28				0.24	19.07
		S5	B	102.89	0.01	1.81	10.84	16.26	1.00	1.00
			C	123.00	0.28				1.20	19.07
			D	24.60	0.28				0.24	19.07
	Central	S1	B	160.15	0.01	1.15	6.92	10.38	1.00	1.00
			C	201.39	0.18				1.26	12.53
			D	40.28	0.18				0.25	12.53
		S2	B	149.72	0.01	1.34	8.03	12.05	1.00	1.00
			C	185.01	0.21				1.24	14.39
			D	37.00	0.21				0.25	14.39
		S3	B	138.90	0.01	1.57	9.45	14.17	1.00	1.00
			C	166.68	0.24				1.20	16.74
			D	33.34	0.24				0.24	16.74
S4	B	125.52	0.01	1.87	11.22	16.83	1.00	1.00		
	C	150.52	0.28				1.20	19.70		
	D	30.10	0.28				0.24	19.70		
S5	B	110.40	0.01	1.82	10.93	16.39	1.00	1.00		
	C	132.12	0.28				1.20	19.21		
	D	26.42	0.28				0.24	19.21		

**Tableau 6:** Moments et courbures (M-φ) de portique (R+4) à 3 travées, analysés par l'EC8 et NZS:

EC8	Riv	S1	B	136.12	0.01	1.55	9.29	13.94	1.00	1.00
			C	163.75	0.24				1.20	16.49
			D	32.75	0.24				0.24	16.49
		S2	B	128.39	0.01	1.74	10.42	15.63	1.00	1.00
			C	153.93	0.26				1.20	18.37
			D	30.79	0.26				0.24	18.37
		S3	B	120.20	0.01	1.83	10.98	16.47	1.00	1.00
			C	142.93	0.28				1.19	19.30
			D	28.59	0.28				0.24	19.30
		S4	B	111.69	0.01	1.81	10.84	16.26	1.00	1.00
			C	133.62	0.28				1.20	19.07
			D	26.72	0.28				0.24	19.07
	S5	B	102.91	0.01	1.81	10.88	16.33	1.00	1.00	
		C	123.02	0.28				1.20	19.14	
		D	24.60	0.28				0.24	19.14	
	Central	S1	B	162.79	0.01	1.08	6.47	9.71	1.00	1.00
			C	199.57	0.17				1.23	11.79
			D	39.91	0.17				0.25	11.79
		S2	B	149.85	0.01	1.25	7.49	11.24	1.00	1.00
			C	184.58	0.19				1.23	13.49
			D	36.92	0.19				0.25	13.49
		S3	B	139.01	0.01	1.47	8.85	13.27	1.00	1.00
			C	168.55	0.23				1.21	15.74
			D	33.71	0.23				0.24	15.74
S4		B	125.56	0.01	1.87	11.22	16.83	1.00	1.00	
		C	150.43	0.28				1.20	19.70	
		D	30.09	0.28				0.24	19.70	
S5	B	110.43	0.01	1.81	10.84	16.26	1.00	1.00		
	C	132.10	0.28				1.20	19.07		
	D	26.42	0.28				0.24	19.07		
NZS	Riv	S1	B	136.01	0.01	1.67	9.99	14.99	1.00	1.00
			C	163.23	0.25				1.20	17.65
			D	32.65	0.25				0.24	17.65
		S2	B	128.35	0.01	1.85	11.09	16.64	1.00	1.00
			C	153.65	0.28				1.20	19.49
			D	30.73	0.28				0.24	19.49
		S3	B	120.17	0.01	1.86	11.18	16.77	1.00	1.00
			C	144.01	0.28				1.20	19.63
			D	28.80	0.28				0.24	19.63
		S4	B	111.67	0.01	1.81	10.84	16.26	1.00	1.00
			C	133.64	0.28				1.20	19.07
			D	26.73	0.28				0.24	19.07
	S5	B	102.89	0.01	1.81	10.84	16.26	1.00	1.00	
		C	123.00	0.28				1.20	19.07	
		D	24.60	0.28				0.24	19.07	
	Central	S1	B	171.56	0.01	1.06	6.36	9.54	1.00	1.00
			C	199.66	0.19				1.16	11.60
			D	39.93	0.19				0.23	11.60
		S2	B	153.30	0.01	1.43	8.61	12.91	1.00	1.00
			C	183.32	0.22				1.20	15.35
			D	36.66	0.22				0.24	15.35
		S3	B	132.50	0.01	1.71	10.27	15.40	1.00	1.00
			C	166.28	0.26				1.25	18.12
			D	33.26	0.26				0.25	18.12
S4		B	122.53	0.01	1.83	10.98	16.47	1.00	1.00	
		C	149.22	0.28				1.22	19.30	
		D	29.84	0.28				0.24	19.30	
S5	B	109.04	0.01	1.81	10.84	16.26	1.00	1.00		
	C	131.14	0.28				1.20	19.07		
	D	26.23	0.28				0.24	19.07		

## ANALYSE MODALE SPECTRALE:

**Tableau 7:** Participation modale de portique (R+2) à 2 travées analysés par RPA zone 3:

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	2.01	0	72.78	0	72.78
2	0.77	0	0	0	72.78
3	0.50	87.74	0	87.74	72.78
4	0.31	0	21.50	87.74	94.28
5	0.20	0	0	87.74	94.28
6	0.16	10.01	0	97.75	94.28
7	0.11	0	5.72	97.75	100
8	0.10	2.25	0	100	100
9	0.10	0	0	100	100

**Tableau 8:** Participation modale de portique (R+2) à 3 travées analysés par RPA zone 3:

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	2.13	0	72.81	0	72.81
2	0.97	0	0	0	72.81
3	0.51	88.05	0	88.05	72.81
4	0.32	0	21.47	88.05	94.28
5	0.23	0	0	88.05	94.28
6	0.17	9.81	0	97.86	94.28
7	0.12	0	5.72	97.86	100
8	0.10	2.14	0	100	100
9	0.10	0	0	100	100

**Tableau 9:** Participation modale de portique (R+4) à 2 travées analysés par RPA zone 3:

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	2.90	0	67.82	0	67.82
2	0.97	0	0	0	67.82
3	0.63	82.23	0	82.23	67.82
4	0.46	0	20.69	82.23	88.51
5	0.27	0	0	82.23	88.51
6	0.20	10.79	0	93.01	88.51
7	0.16	0	7.03	93.01	95.55
8	0.12	0	0	93.01	95.55
9	0.11	4.30	0	97.32	95.55
10	0.08	0	3.29	97.32	98.83
11	0.07	2.05	0	99.36	98.83
12	0.07	0	0	99.36	98.83

**Tableau 10:** Participation modale de portique (R+4) à 3 travées analysés par RPA zone 3:

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	3.05	0	67.85	0	67.85
2	1.24	0	0	0	67.85
3	0.64	82.61	0	82.61	67.85
4	0.48	0	20.68	82.61	88.53

5	0.33	0	0	82.61	88.53
6	0.20	10.61	0	93.22	88.53
7	0.17	0	7.03	93.22	95.55
8	0.14	0	0	93.22	95.55
9	0.11	4.20	0	97.42	95.55
10	0.09	0	3.28	97.42	98.83
11	0.08	0	0	97.42	98.83
12	0.07	1.97	0	99.40	98.83

## **REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE**

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES:

- [1] R. Hamburger, “Development of Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guide Lines”, Performance - Based Seismic Design Concepts and Implementation Proceedings of an International Workshop, Bled, Slovenia (2004).
- [2] H. Krawinkler, “Advancing Performance - Based Earthquake Engineering”, PEER, California (2000).
- [3] N. Djebbar, "Contribution à l'Etude de la Performance Parasismique des Eléments Linéaires en Béton", Thèse de Doctorat d'Etat, Université Mentouri, Constantine (2006).
- [4] B.A. Cheikh, “Evaluation des Performances Sismiques des Ossatures en Béton Armé par la Méthode PBSB (Performance Based Seismic Design” Basée sur l'Analyse Statique Non – Linéaire”, Thèse de Magister, Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, Alger (2009).
- [5] Applied Technology Council ATC-40, “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”, (1996).
- [6] Federal Emergency Management Agency FEMA 273, “Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, (1997).
- [7] B. Bousalem, N. Djebbar, N. Chikh, “Performance Parasismique des Portiques en Béton, Aspect Théorique et Constat Réglementaire, 2<sup>ème</sup> Partie: Confinement des Zones Dissipatives d'Energie”, Revue Algérie Equipement N°34, (2002)
- [8] R. Park, T. Paulay, “Reinforced Concrete Structures”, John Wiley and Sons, New York, London, Sydney, Toronto (1974).
- [9] R. Hachem, “Etude de la Ductilité de Déplacement des Poteaux en Béton Armé ” Thèse de Magister, Université Mentouri, Constantine (2004).
- [10] N. Karamichalis, “Curvature Ductility of Reinforced Concrete Beams”, (2001).
- [11] V. Davidovici, “Génie Parasismique“, Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [12] CBA 93, Code du Béton Algérien, CGS, Alger (1993).
- [13] R. Park, M.J.N. Priestley, W.D. Gill, “Ductility of Square Confined Concrete Columns”, Journal of Structural Engineering, (1982).
- [14] G. Olivier, “Contribution à l'Analyse du Comportement et au Dimensionnement des Colonnes Elancées en Béton Armé”, Thèse (Lois de Comportement du Béton Comprimé Fretté pour l'Analyse Structurale), (1994).

- [15] M. Saatcioglu, S.R. Razvi, “Strength and Ductility on Confined Concrete”, Journal of Structural Engineering, (1992).
- [16] J.B.Mander, M.J. Priestley, “Flexural Members with Confined Concret”, Journal of the Structural Division, (1971)
- [17] New Zealand Standard NZS, “Code of Practice for General Structural Design“, Standards, Association of New Zealand, (1992).
- [18] Caltrans Seismic Design Criteria, Version 1.1, (1999).
- [19] J.B. Mander, M.J. Priestley, R. Park, ‘Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete’ Journal of Structural Engineering, (1988).
- [20] RPA99 Règles Parasismiques Algériennes, CGS, Alger (2000).
- [21] S.Zebdji, M. Ben Bouzid, “Analyse Statique Non Linéaire par Poussée Progressive « Pushover » d’un Bâtiment Renforcé”, Projet Fin d’Etude Ingéniorat, Ecole Nationale des Travaux Publics, Alger (2008).
- [22] M. A. Aouameur- Mesbah, Analyse Non-Linéaire Matérielle et Géométrique des Structures Coques en Béton Armé sous Chargements Statiques et Dynamiques”, Thèse de Doctorat d’Etat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, (1998).
- [23] B. Fettar, “l’Impact de l’Analyse Non Linéaire sur les Structures”, Thèse de Magister, Université de Biskra, (2011).
- [24] A. Dazio, “Capacité Portante des Constructions en Béton”, Zurich (2005).
- [25] B. Bousalem, N. Djebbar, N. Chikh, “Concept de Demande de Ductilité et de Longueur Plastique dans la Performance des Portiques en Béton”, 2<sup>ème</sup> Séminaire National de Génie Civil et de l’Habitat, Université de Constantine, (1999).
- [26] H.Scholz, “Ductility and Plastic Design of RC Sway Frames”, Magazine of Concrete Research, (1993).
- [27] R. P. Paultre, J. “ Proulx, “Evaluation et Réhabilitation Sismique des Poteaux en Béton Armé de Viaduc Nathalie”, Centre de Recherche en Génie Parasismique et en Dynamique des Structures (CRGP), Université de Sherbrooke, (1994).
- [28] A. Ourabah, S. Hamouche, A. Seghir, A. Tahakourt, “Analyse Pushover d’une Structure Auto Stable (R+8) Pushover Analysis of Multistory Structures”, Symposium International sur la Construction en Zone Sismique, Université Hassiba Benbouali, Chlef (2010).
- [29] S. Oguz, “Evaluation of Pushover Analysis Procedures for Frame Structures”, Thèse de Masters, Middle East Technical University, (2005).

- [30] H. Krawinkler, "Pros and Cons Analysis of Seismic Evaluation", Engineering Structures, Elsevier Science LTD, (1998).
- [31] Federal Emergency Management Agency FEMA-356, "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Washington (2000).
- [32] A. Chopra, K. Goelrakesh, "A Modal Pushover Analysis of Sac Buildings", Pacific Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley (2004)
- [33] AFPS, "Méthode en Déplacement: Principe – Codification - Application", Cahier Technique (2006).
- [34] P. Mouroux, C. Negulescu, "Comparaison Pratique entre les Méthodes en Déplacement de l'ATC 40 (en Amortissement) et de l'Eurocode 8 (en Ductilité)", 7<sup>ème</sup> Colloque National AFPS, Ecole Centrale Paris (2007).
- [35] M. Hemsas, S.M. Elachachi, "Evaluation de la Performance et Analyse du Comportement Non Linéaire des Murs Voiles en B.A soumis à une Action Sismique", Rencontres de l'AUGC, Bordeaux (2007).
- [36] Eurocode 8, "Calcul des Structures pour leur Résistance aux Séismes", (2010-2011).
- [37] Federal Emergency Management Agency FEMA-440, "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures", Prepared by Applied Technology Council ATC 55, Washington (2000).
- [38] Eurocode 8, "Calcul des Structures pour leur Résistance aux Séismes", (version 1998).
- [39] M. Saatcioglu, A.H. Salamat, S.R. Razvi, "Confined Columns under Eccentric Loading", Journal of Structural Engineering (1995).
- [40] A. Chertout, "Evaluation du Rapport des Moments Aboutissants aux Nœuds Poteaux-Poutres des Portiques Autostables en Béton Arme", Thèse de Magister ", Université Mentouri, Constantine (2010).