

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE MENTOURI CONSTANTINE

**Faculté des Sciences de l'Ingénieur
Département de Génie Civil**

THESE

Présentée pour l'obtention du diplôme de Doctorat d'Etat en Génie Civil
Option: Mécanique des structures

**"Contribution à l'Etude de la Performance Parasismique
des Eléments Linéaires en Béton"**

Par :

DJEBBAR NABIL

Devant le Jury

Président :

Pr HOUARI H.

Université Constantine

Rapporteur :

Dr CHIKH N. (M.C)

Université Constantine

Examineurs :

Pr MIMOUNE M.

Université Constantine

Pr GUENFOUD M.

Université Guelma

Dr ZEGHICHE J. (M.C)

Université Annaba

Remerciements

Je tiens à signifier ma profonde reconnaissance à Mr CHIKH Nasr-Eddine, Maître de conférence à l'Université de Constantine, de m'avoir guidé pour l'élaboration de ce travail tout en me témoignant une grande confiance. Je le remercie aussi pour le soutien moral et les conseils qu'il m'a prodigués, enrichissant ainsi la matière scientifique par sa compétence technique.

Mes remerciements vont aussi à mon compagnon de route Mr BOUSALEM Brahim, Maître de conférence à l'Université de Constantine qui n'a cessé de m'encourager tout en restant disponible me laissant ainsi profiter de son inqualifiable générosité et bien sûr sa compétence scientifique.

J'adresse également mes profonds remerciements au président de jury Mr Houari Hacène, Professeur à l'Université de Constantine de l'honneur qu'il m'a fait en acceptant la présidence du jury de cette thèse.

J'exprime aussi ma profonde gratitude pour Mr MIMOUNE Mostefa, Professeur à l'Université de Constantine, Mr GUENFOUD Mohamed, Professeur à l'Université de Guelma et Mr ZEGHICHE Jahid, Maître de Conférence à l'Université d'Annaba de m'avoir honoré en acceptant d'examiner ce travail.

Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont apporté aide et soutien tout le long de ce parcours, notamment Dr Djerbib Youcef, Maître de conférence à l'Université de Sheffield et Dr Abbachi Ammar, Maître de conférence à l'Université d'Abha pour leur inestimable disponibilité et support lors de mes visites de stage.

Sommaire

1.Introduction 1

2- Notions de performance dans la conception en performances 8

- 2.1 Conception philosophique de base 8
- 2.2 Objectifs de performance 9
- 2.3 Niveaux de performance 10
- 2.4 Conception à niveaux de performance multiples 11
- 2.5 Cohérence dans la conception parasismique 15
- 2.6 Définition des différents états limites 17
- 2.7 Méthodes d'analyse 18
 - 2.7.1 Élastiques linéaires 19
 - 2.7.2 Nonlinéaires et inélastiques non linéaires 20
- 2.8 Méthodes de dimensionnement 23
- 2.9 Dimensionnement en déformation contrôlée 27
- 2.10 Critères de dimensionnement pour 3 niveaux de performance 29
 - 2.10.1 Rigidité, résistance et ductilité
 - 2.10.2 Critère de rigidité 31
 - 2.10.3 Critère de résistance 32
 - 2.10.4 Critère de ductilité 34
- 2.11 Critères de dimensionnement pour 2 niveaux de performance 36

Notions sur les spectres

- 2.12. Spectre de réponse pour SDOF 38
 - 2.12.1. spectre de réponse élastique 38
 - 2.12.2. spectre inélastique 43
 - 2.12.3. spectre de capacité 44
- 2.13. Spectre de réponse pour MDOF 47
- 2.14 Spectre de déplacement relatif (SDDS)
- 2.15 Spectre de déplacement d'écoulement ou du point d'écoulement (YDS) 49
- 2.16 Conclusion 51

3- Comportement global 55

Introduction

- 3.1 Notions de ductilité 56
 - 3.1.1 Demande de ductilité de déplacement 57
 - 3.1.2 Structures faisant l'objet d'une ductilité limitée 62
- 3.2 Facteur de comportement R 62
 - 3.2.1 Facteur de ductilité R_{μ} 65
 - 3.2.2 Facteur de réserve de résistance R_s 68
 - 3.2.3 Facteur de redondance R_R 70
 - 3.2.4 Facteur de correction MDOF - SDOF 70
 - 3.2.5 Facteur tenant compte de l'effet dynamique P- Δ 71
 - 3.2.6 Evaluation systématique
 - 3.2.7 Introduction du facteur R dans la conception en performances 72
- 3.3 Conclusion 73

4- Evaluation de la période limite 76

Introduction

4.1 Méthodes utilisées 78

4.1.1 Méthodes de linéarisation équivalente 79

4.1.2 Méthodes basées sur le facteur de modification de déplacement 85

4.2 Profile de déplacements 86

4.3 Déplacement en tête 86

4.4 Considération pratique 87

4.5 Procédures d'évaluation de la période T_{max} 87

4.5.1 Procédures 1 87

4.5.2 Procédures 2 91

4.6 Illustration pratique 92

4.7 Conclusions 97

Annexe du chapitre 4 99

5- Comportement local 119

5.1 Introduction

5.2 Confinement du béton – armature de confinement 119

5.3 Modélisation 120

5.3.1 Aperçu historique 120

5.3.2 Modèles représentatifs 123

5.4 Ductilité locale et notion de longueur de confinement 131

5.5 Capacité flexionnelle ; analyse moment – courbure 134

5.6 Paramètres influant la performance des sections en béton confiné 142

5.7 Conclusions 144

6- Eléments linéaires 147

6.1 Introduction

6.2 Poteaux 147

6.2.1 Armatures transversales : confrontation réglementaire 148

6.2.2 Illustration pratique 150

6.2.3 Incidence de l'armature de confinement sur le niveau d'endommagement des poteaux 153

6.2.3.1 Niveaux de performance 154

6.2.3.2 Courbes d'endommagement 156

6.2.4 Cas d'études 158

6.2.5 Influence de l'élancement 160

6.2.6 Conclusion 162

6.3 Poutres 164

6.3.1 Ductilité locale 164

6.3.2 Estimation de la ductilité de courbure 165

6.3.3 Etude paramétrique 168

6.3.4 Proposition d'une formulation unifiée simple 170

6.3.5 Evaluation du taux d'acier tendu max ρ_{max} 172

6.5.1 Section de béton non confiné 174

6.5.2 Section de béton faiblement confiné 174

6.3.6 Conclusions 177

7- Nœuds poteau - poutre

- 7.1 Principes de base **179**
- 7.2 Comportement des nœuds sous cisaillement alterné **182**
 - 7.2.1 Effort tranchants dans le noyau **182**
- 7.3 Résistance du nœud à l'effort tranchant **184**
 - 7.3.1 Mécanisme bielles-treillis **184**
 - 7.3.2 Mécanisme de Kim et Mander **187**
 - 7.3.3 Mécanisme de Bakir - Boduruglu **191**
 - 7.3.4 Mécanisme de Shiohara **194**
 - 7.3.5 Influence du cisaillement alterné sur le mécanisme de transfert **199**
- 7.4 Facteurs influençant la résistance du nœud **201**
 - 7.4.1 Influence des poutres transversales et hourdis de planchers **201**
 - 7.4.2 Ancrage des barres longitudinales des poutres **201**
 - Force d'adhérence
 - Limitation du diamètre des barres
- 7.5 Considérations réglementaires **203**
 - 7.5.1 Effort tranchant **203**
- 7.6 Relation entre l'évolution de l'endommagement ; contrainte de cisaillement et angle de distorsion **206**
- 7.7 Proposition d'une relation contrôlant la distorsion à travers le taux d'armature transversale du noyau **210**
- 7.8 Conclusions **221**

8- Conclusions et recommandations

- 8.1 Conclusions **225**
- 8.2 Recommandations **233**

Liste des figures

Chapitre 2

- Figure 2.1 Niveaux de performance
- Figure 2.2 Réponse structurelle pour différents niveaux de chargement
- Figure 2.3 Méthodes d'analyse élastique linéaire
- Figure 2.4 Méthodes d'analyse inélastique
- Figure 2.5 Critères de dimensionnement pour trois niveaux de performance
- Figure 2.6 Caractéristiques pour trois niveaux de performance
- Figure 2.7 Valeurs du déplacement relatif d'étage pour différents états limites
- Figure 2.8 Spectre élastique correspondant à un PGA de 0.5g pour 5%
- Figure 2.9 d'amortissement
- Figure 2.10 Spectre lissé
- Figure 2.11 Spectre normalisé pour séisme interplate et intraplate
- Figure 2.12 Spectres inélastiques
- Figure 2.13 Spectre de capacité
- Figure 2.14 Caractéristiques séisme proche vs séisme lointain
- Modèles pour systèmes MDOF
- Figure 2.15 a/ Cantiliver b/ Shear beam
- Figure 2.16 Comportement structurel ; séisme ,proche et séisme lointain
- Effet de l'augmentation de la rigidité latérale pour un déplacement d'écoulement constant; avec réduction de la période, demande de ductilité et déplacement max de la réponse.

Chapitre 3

- Figure 3.1 Mécanismes de déformation post-élastique
- Figure 3.2 Effort tranchant de base - déplacement global
- Figure 3.3 Facteur de comportement R_{μ} ($\mu=5$, site rocheux)

Chapitre 4

- Figure 4.1 Dimensionnement à deux niveaux de performance
- Figure 4.2 Comportement d'un système élasto - plastique
- Figure 4.3 Amplification de la période, méthodes de linéarisation

- Figure 4.4 Comparaison du rapport d'amortissement visqueux pour les 4 méthodes
- Figure 4.5 Rapports d'amortissement visqueux normalisés pour les 4 méthodes
- Figure 4.6 Variation du coefficient d'amplification de la période tenant compte de la nature du site
- Figure 4.7 Variation du coefficient d'amplification de la période en faisant abstraction au site
- Figure 4.8 Organigramme , procédures 1 et 2

Chapitre 5

- Figure 5.1 Courbe contrainte déformation pour béton confiné (Kent et Park 1971)
- Figure 5.2 Courbe contrainte déformation pour béton confiné (Sheikh et Uzumeri 1982)
- Figure 5.3 Courbe contrainte déformation pour béton confiné (Kent et Park modifié 1982)
- Figure 5.4 Courbe contrainte déformation pour béton confiné (Mander et al 1988)
- Figure 5.5 Courbe contrainte déformation pour béton confiné (Murat et al 1992)
- Figure 5.6 Courbe contrainte déformation pour béton confiné (Bousalem et al 2004)
- Figure 5.7 Courbe contrainte déformation pour béton confiné (Cusson et al 1992)
- Figure 5.8 Diffusion de la plastification sur une longueur l_p
- Figure 5.9 Déformations dans un élément fléchi de longueur dx
- Figure 5.10 Modèle pour béton non confiné
- Figure 5.11 Modèle contrainte déformation de l'acier longitudinal
- Figure 5.12 Analyse moment courbure d'une section comprimée fléchie en béton armé
- Figure 5.13 Performances flexionnelles des section en béton confiné
- Organigramme 5.1 Détermination de $M-\phi$

Chapitre 6

- Figure 6.1 Capacités de résistance et de déformation des structures R+3 et R+4
- Figure 6.3 Courbes d'endommagement pour un niveau de ductilité faible
- Figure 6.4 Variation du niveau d'endommagement en fonction de l'élancement et du niveau de ductilité
- Figure 6.5 Flexion d'une section doublement armée
- Figure 6.6 Section soumise en flexion avec effort normal
- Figure 6.7 Influence de ρ et ρ_{sh} sur le facteur de ductilité de courbure
- Figure 6.8 Ductilité sectionnelle fonction des différents taux de ferrailage (éq.6.13)

- Figure 6.9 Corrélation et $\rho_{proposée}$ et $\rho_{analytique}$
- Figure 6.10 Section en béton non confiné renfermant un taux max d'armature tendue ρ_{max}
- Figure 6.11 Section faiblement confinée renfermant un taux max d'armature tendue ρ_{max}

Chapitre 7

- Figure 7.1 Différents mécanismes de ruine possibles
- Figure 7.2 Noyau du nœud sous actions sismiques
- Figure 7.3 Mécanismes de transfert
a- diagonale en béton b- treillis c- béton en compression acier en traction
- Figure 7.4 Modèles de fissuration d'un nœud poteau - poutre
- Figure 7.5 Modèles pour noyaux fissurés
- Figure 7.6 Déformation inélastique du noyau (panneau)
- Figure 7.7 Comparaison des mécanismes proposés et existants
- Figure 7.8 Mécanismes de ruine considérés
- Figure 7.9 Forces internes agissant sur les sections critiques, mode – B
- Figure 7.10 Définitions des forces internes et leurs notations
- Figure 7.11 Relation distorsion endommagement, performance parasismique résiduelle, service, réparation et sécurité contre la ruine
- Figure 7.12 Influence du nombre de lits sur l'angle de distorsion (EC-8)
- Figure 7.13 Influence de l'effort normal sur l'angle de distorsion (EC-8)
- Figure 7.14 Variation de ρ_{sh} fonction de l'élancement du noyau
- Figure 7.15 Angle de distorsion si la relation de Bakir et al est adoptée (n=2 et n=3)
- Figure 7.16 Variation de ρ_{sh} fonction de l'élancement du noyau (Heggar et al)
- Figure 7.17 Angle de distorsion si la relation de Heggar et al est adoptée (n=2 et n=3)
- Figure 7.18 Angle de distorsion donné par les relations de Heggar et al ; et Bakir et al

Liste des Tableaux

Chapitre 2

- Tableau 2.1 Niveaux de performance, états d'endommagement correspondants et déplacements limites
- Tableau 2.2 Niveaux de performance selon : 1.ATC, 2.SEAOC et 3.Yawamaki
- Tableau 2.3 Approches de dimensionnement parasismiques
- Tableau 2.4 Niveaux d'aléas sismiques proposés

Chapitre 3

- Tableau 3.1 Facteur de ductilité de courbure des sections poteaux et poutres
- Tableau 3.2 Plages de périodes selon les sites
- Tableau 3.3 Facteur de redondance

Chapitre 4

- Tableau 4.1 Coefficient d'amplification de la période pour un site rocheux (S1) ; procédure 1
- Tableau 4.2 Coefficient d'amplification de la période pour un site ferme (S2) ; procédure 1
- Tableau 4.3 Coefficient d'amplification de la période pour un très meuble (S4) ; procédure 1
- Tableau 4.4 Coefficient d'amplification de la période pour un site rocheux (S1) ; procédure 2
- Tableau 4.5 Coefficient d'amplification de la période pour un site ferme (S2) ; procédure 2
- Tableau 4.6 Coefficient d'amplification de la période pour un très meuble (S4) ; procédure 2
- Tableau 4.7 Variation du coefficient d'amplification de la période tenant compte du site
- Tableau 4.8 Variation du coefficient d'amplification de la période en faisant abstraction au site

Chapitre 5

- Tableau 5.1 Relations entre les gains en résistance et en déformation et les facteurs
- Tableau 5.2 Longueurs de confinement selon différents règlements

Chapitre 6

- Tableau 6.1 Capacités de résistance et de déformation des structures R+4
- Tableau 6.2 Capacités de résistance et de déformation des structures R+3
- Tableau 6.3 Niveaux de performance, états d'endommagement correspondants et déplacements limites

Tableau 6.4	Evaluation de l'endommagement des poteaux en considérant le code RPA99
Tableau 6.5	Evaluation de l'endommagement des poteaux en considérant les codes NZS et l'EC-8
Tableau 6.6	Endommagement moyen des poteaux usuels
Tableau 6.7	Expressions proposées ; endommagement résultant fonction de la flexibilité des poteaux
Tableau 6.8	Evaluation de l'endommagement des poteaux en considérant les codes NZS et l'EC-8
Tableau 6.9	Valeurs de ρ_{\max} préconisé par l'EC-8 pour les classes de ductilité M et H
Tableau 6.10	Valeurs de ρ_{\max} préconisé par le code RPA99

Chapitre 7

Tableau 7.1	Niveau de performance ; versus distorsion et endommagement structurel
Tableau 7.2	Critères de dimensionnement nécessaires au contrôle de l'endommagement du noeud

Résumé

L'essence d'une conception rationnelle est fidèlement traduite entre demande et capacité. Afin de limiter les pertes économiques il devient nécessaire d'adopter une approche de dimensionnement à plusieurs niveaux de performance. Il a été trouvé par ailleurs que la conception à trois niveaux de performance où la méthodologie de dimensionnement intéresse respectivement le service, l'endommagement et l'ultime ou survie est la plus pratique.

Pour aboutir à une conception rationnelle on doit adopter à la limite une conception à deux niveaux de performance à savoir le service et l'ultime.

La cohérence dans la stratégie du dimensionnement parasismique exige la vérification de la rigidité de la structure pour le niveau de service, la résistance pour le niveau d'endommagement et la ductilité pour le niveau ultime. L'examen du code Parasismique Algérien révèle qu'il n'adopte principalement qu'une procédure de dimensionnement à un seul niveau concernant l'état limite ultime (ELU) satisfaisant la "sécurité de la vie" (à l'instar des codes basés sur la conception en force) et que la ductilité locale des éléments linéaires (poteaux et poutres), n'a pas bénéficié de recommandations appropriées pouvant leur garantir fidèlement le comportement escompté, du moment que la boucle de contrôle sur la déformation au niveau des zones dissipatives d'énergie est carrément inexistante. Faute d'outils le concepteur est dans l'impossibilité d'apprécier le niveau de ductilité local ou de pouvoir le contrôler afin d'établir la corrélation nécessaire entre comportement global, local de la structure, garantissant un comportement structurel homogène.

La présente thèse a principalement pour but de passer en revue la procédure de dimensionnement établie au sein du code RPA99 et apporter l'information et outils nécessaires pour une éventuelle réhabilitation réglementaire. Cette dernière pourra se concrétiser d'une part à travers une refonte globale en la structurant autour d'une conception à 3 niveaux de performance où l'endommagement structurel et non structurel sera la pierre angulaire; ou bien la hisser à une conception à 2 niveaux pour répondre au minimum requis où la boucle de contrôle sur la déformation doit être implicitement considérée à travers des recommandations spécifiques aux zones critiques dissipatives d'énergie, tout en permettant un contrôle global à travers le déplacement relatif de niveau en considérant la limite sur la période structurelle d'un système élastiquement équivalent.

L'évaluation de la période est conduite dans l'esprit de l'introduire dans un coffrage d'un dimensionnement en capacité, garantissant une rigidité latérale minimale (période maximale, T_{max}) d'où une capacité de résistance minimale requise pour contrôler l'endommagement

structurel à travers le contrôle d'un niveau de déformation tolérable ou un niveau de ductilité donné. Cette alternative pourra donc faire l'objet de boucle de contrôle globale du niveau d'endommagement tolérable si ce dernier est traduit en déplacement relatif de niveau.

Le travail entrepris sur le contrôle local a permis de proposer des expressions permettant d'introduire un taux d'armature ajustable pour les différents poteaux en prenant en considération une descente de charge différente ainsi qu'un déplacement de niveau constant conduisant à une meilleure cohérence du comportement global ; garantissant par l'occasion une capacité de déformation d'ensemble par rapport à un niveau d'endommagement désiré si ce dernier sera pris comme critère en dans le processus de dimensionnement. On pourra alors parler de capacité de déformation de niveau à l'instar d'un déplacement de niveau. Dans le même contexte, une formule unifiée simple d'utilisation a été proposée, corrélant le taux d'armature tendue et la ductilité de courbure des poutres en béton armé; en prenant en considération l'incidence des différents paramètres affectant cette dernière notamment ρ'/ρ , le taux d'armature transversale ρ_{sh} et les caractéristiques mécaniques des matériaux. Afin de se prémunir contre l'éventualité d'une ruine prématurée ou une migration accidentelle des déformations plastiques, des considérations réglementaires relatives aux noyaux de nœuds ont été rassemblées pouvant servir à une future inspiration, et une formulation reliant l'armature transversale du noyau à l'angle de distorsion limite a été proposée, s'accommodant avec la variation de l'élanement du noyau, les caractéristiques des matériaux ainsi que du nombre de lits à disposer latéralement. Cette formulation pourra servir d'outil de contrôle du niveau d'endommagement résultant.

Contribution to the Study of Seismic Performance of Reinforced Concrete Linear Elements

Abstract

The essence of a rational earthquake-resistant structures design is based on the correlation of demand with capacity. In order to reduce economical losses, it becomes necessary to adopt a multi level performance design approach. It has been found however that a three performance level design in which the design methodology addresses respectively the serviceability, the damage and the ultimate or life safety which is the most practical. A rational design requires a two performance levels at least namely serviceability and the ultimate. A coherent seismic design strategy demands the verification of the structural rigidity for the serviceability level, the resistance for the damage level and the ductility for the ultimate level. The examination of the Algerian seismic code reveals that it adopts principally a one level design procedure concerning the ultimate limit state satisfying "life safety" (like force based codes) in which the local ductility of linear elements (beams and columns) has not benefited of appropriated recommendations guarantying faithfully the desired behaviour, because the deformation control routine at the level of the dissipating zones of energy does not exist. Because of the lack of means, the designer is not able to appreciate or to control the local ductility level in order to establish the necessary **correlation** between global and local structural behaviour guarantying a homogenous structural behaviour. The present thesis reviews principally the design procedure adopted by the RPA99 code and brings the information and necessary means for eventual regulation rehabilitation. This could be concretised through a global recasting by structuring the design procedure around a three level performance design in which the structural and non structural damage will be the angular stone; or to lift it up to be based on two performance levels fulfilling the minimum required, where the deformation control routine should be implicitly considered by the way of specific recommendations for the critical zones dissipating of energy enabling a global control interstorey drift by considering the limit structural period of an equivalent elastic system.

The evaluation of the period is conducted in order to be incorporated within a capacity design procedure guarantying a minimum lateral rigidity (period max, T_{max}) hence a minimum resistance capacity de résistance required for the structural damage control by the control of a permissible deformation level or a desired ductility level. This alternative may serve as a global control loop for a tolerable damage level if this last is expressed in term of interstorey

drift. The investigation related to the local control has made possible to propose expressions allowing the introduction of an adjustable steel ratio for different columns while considering a different axial load and constant level drift leading by the way to a better coherence of the global behaviour; guarantying by the way a global deformation capacity versus a desired damage level if this later is considered as a design criteria. We can consider a deformation capacity level similarly as a drift level. Within the same context a simplified design equation correlating tension steel to a ductility curvature of reinforced concrete beams, taking into account the influence of different parameters namely the ratio of compression to tension steel ρ'/ρ , the transverse steel ratio ρ_{sh} and the mechanical characteristics of materials.

In order to avoid an early collapse or an accidental migration of plastic deformations, regulation recommendations relative to beam-column joints were gathered for a future inspiration. A formulation linking the required transverse steel to the limit distortion angle has been proposed, adapted to a variation of the slenderness of the core joint, the material characteristics and the number of steel layers. This formulation may serve as a helpful mean in order to control the resulting damage level.

يرتكز التصميم العقلاني للهياكل المضادة للزلازل على تحقيق العلاقة بين الطلب والقدرة لتقليص الخسائر الاقتصادية يصبح من الضروري تبني مدخل لتصميم يرتكز على ثلاثة مستويات للأداء, حيث أن منهجية التصميم تخص على التوالي الخدمة, الضرر و الحالة الحدية القصوى أو حماية النفس البشرية التي تعد الأكثر تداول.

لكي نصل إلى تصميم عقلاني يجب أن ننتبى تصميم أدنى يرتكز على مستويين: الخدمة والأقصى. يقتضي الترابط في استراتيجية التصميم لمقاومة الزلازل التحقق من جساءة الهيكل لحالة الخدمة, المقاومة لمستوى و التضرر و الماطلية للمستوي الأقصى.

المتفحص للقواعد الجزائرية الخاصة باتوصيات والتدابير المتخذة في الحسابات ضد الزلازل يكتشف أن هذه القواعد تركز أصلا على طريقة تصميم تعتمد على مستوي واحد, خاص بالحالة الحدية القصوى المرضية لمستوى لحماية الحياة البشرية, على غرار النظم المرتكزة على مبدأ القوة.

بما أن الماطلية المحلية للعناصر الخطية لم تستعد من توصيات ملائمة تستطيع ضمان السلوك المرتجي بوفاء, حيث أن حلقة مراقبة التشوه على مستوى المناطق الحرجة الماضية للطاقة غير متواجدة أصلا, نتيجة غياب الأدوات أصبح المصمم عاجز عن تقدير أو مراقبة المستوي المحلي للماطلية لإنشاء الصلة اللازمة بين السلوك الكلي المحلي للهيكل الضامن للسلوك الهيكلي المتجانس.

الهدف الرئيسي لهذه الأطروحة يتمثل في تفحص طريقة التصميم المعتمد من طرف القواعد المتداوله وتقديم المعلومات والأدوات اللازمة لإعادة تأهيل قانوني محتمل.

يصبح الأمر ملموسا عن طريق إعادة صهر كلية ببناء تصميم ثلاثي المستويات من جهة من جهة أين الضرر الهيكلي والغير الهيكلي يكون حجرة ركن أو ارتقاء بالتصميم إلى مستويين على الأقل.

لتحقيق المطلوب الأدنى حيث تكون حلقة مراقبة التشوه نأخذ بعين الاعتبار ضمنا عن طريق توصيات خاصة بالمناطق الماصة للطاقة مع السماح بالمراقبة الكلية من خلال الإزاحة النسبية حين اعتبار الدورة الهيكلية للنظام موافق المرونة .

يتم تقدير الدورة بنية إدماجها في قولبة تحديد الأبعاد وفق الإقتدار يضمن جساءة جانبية دنيا, بالتالي قدرة أدنى للمقاومة المطلوبة التي تسمح بمراقبة الضرر الهيكلي من خلال مراقبة مستوى التشوه المسموح به أو مستوى معين للماطلية .

يستطيع إذا هذا البديل أن يكون محل حلقة مراقبة كلية لمستوى الضرر المسموح به إذا ترجم هذا الأخير إلى إزاحة نسبية. أمكن العمل المباشر الخاص بالمراقبة المحلية من اقتراح عبارات تسمح إدخال نسبة تسليح قابلة التعديل لأعمدة عدة أخذين بعين الاعتبار اختلاف توزيع الحمولة النازلة مع قيمة ثابتة لإزاحة المستوى الأمر

الذي سيؤدي إلى إنساج أفضل للسلوك الهيكلي العام، الضامنا لإقتدار للتشوه الكلي المناسب لمستوى الضرر المنشود ، إذا أخذ هذا الأخير كمعيار في سياق تحديد الأبعاد .

وبالتالي نستطيع إذن أن نشير إلى اقتدار التشوه للمستوى على غرار إزاحة المستوى.

اقترحنا في هذا السياق صيغة موحدة سهلة الاستعمال تربط نسبة التسليح المشدود وماطلية النقص للعتبات الخرسانية آخذين بعين الاعتبار مختلف العناصر المؤثرة نذكر منها خاصة..... نسبة التسليح العرضي والخواص الميكانيكية للمواد.

لكي يتم تقادي إمكانية انهيار سابق لأوانه أو هجرة حديثة للتشوهات اللادنة، اعتبارات قانونية المتعلقة بنواة العقد قد جمعت لتمكين إلهام مستقبلي، وصيغة جامعة بين التسليح العرضي للنواة وزاوية الالتواء الحدي قد اقتُرحت , قابلة التكيف مع تغير الانحناء للنواة و خواص المواد مع عدد طبقات التسليح العرضي .
هذه الصيغة تستعمل كأداة رقابة لمستوى الضرر الناجم.

Introduction

L'essence d'une conception rationnelle est fidèlement traduite entre demande et capacité. La philosophie de base dans la conception parasismique actuelle souligne de nouveaux aspects tirés des derniers puissants tremblements de terre. Ces aspects sont jugés comme très importants et doivent être donc introduits dans le dimensionnement pratique. Afin de limiter les pertes économiques il devient nécessaire d'adopter une approche de dimensionnement à plusieurs niveaux de performance. Il a été trouvé par ailleurs que la conception à trois niveaux de performance où la méthodologie de dimensionnement intéresse respectivement le service, l'endommagement et l'ultime ou survie est la plus pratique. Pour aboutir à une conception rationnelle on doit adopter à la limite une conception à deux niveaux de performance à savoir le service et l'ultime. La cohérence dans la stratégie du dimensionnement parasismique exige la vérification de la rigidité de la structure pour le niveau de service, la résistance pour le niveau d'endommagement et la ductilité pour le niveau ultime. Vu les différences importantes entre un séisme lointain et un séisme proche du foyer épical, il devient aussi vital d'introduire l'effet d'impulsion caractérisant le séisme proche dans le dimensionnement pratique.

Problématique

Le code RPA99 spécifie incontestablement 2 niveaux de performance (art1.2) :

- le premier relatif à un séisme modéré, relativement fréquent, exigeant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages structuraux et non structuraux.

- le second relatif à un séisme majeur, plus rare, exigeant une ductilité et une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec dommages limités sans effondrement, ni perte de stabilité.

Cependant son examen révèle qu'il n'adopte principalement qu'une procédure de dimensionnement à un seul niveau concernant l'état limite ultime (ELU) satisfaisant la "sécurité de la vie" (à l'instar des codes basés sur la conception en force) car le premier niveau est nullement reflété au sein de ses clauses réglementaires. Ceci implique que la structure peut être endommagée mais ne doit pas s'effondrer. On constate en plus de cela, que la ductilité locale des éléments linéaires (poteaux et

poutres), n'a pas bénéficié de recommandations appropriées pouvant leur garantir fidèlement le comportement escompté, du moment que la boucle de **contrôle** sur la **déformation** au niveau des zones dissipatives d'énergie est carrément inexistante. Faute d'outils le concepteur est dans l'impossibilité d'apprécier le niveau de ductilité local ou de pouvoir le contrôler afin d'établir la **corrélation** nécessaire entre comportement global, local de la structure, garantissant un comportement structurel homogène.

Objectifs

La présente thèse a principalement pour but de passer en revue la procédure de dimensionnement établie au sein du code RPA99 et apporter l'information et outils nécessaires pour une éventuelle réhabilitation réglementaire. Cette dernière pourra se concrétiser d'une part à travers une refonte globale en la structurant autour d'une conception à 3 niveaux de performance où l'endommagement structurel et non structurel sera la pierre angulaire; ou bien la hisser à une conception à 2 niveaux pour répondre au minimum requis où la boucle de contrôle sur la déformation doit être implicitement considérée à travers des recommandations spécifiques aux zones critiques dissipatives d'énergie, tout en permettant un contrôle global à travers le déplacement relatif de niveau en considérant la limite sur la période structurelle d'un système élastiquement équivalent.

Dans le souci d'établir la cohérence nécessaire dans le processus de dimensionnement, il devient impératif:

A- de spécifier des critères de performance pour le niveau de service en recommandant des valeurs appropriées pour le déplacement relatif par exemple.

B- d'introduire pour le niveau ultime:

1- sur le plan du comportement structurel global

a- une nouvelle formulation pour le facteur de comportement en le reliant avec le niveau de ductilité qui lui est concordant.

b- s'assurer du rapport des moments des poteaux sur ceux des poutres aboutissant au même nœud, garantissant certes le mécanisme de rotulation des poutres.

2- réviser la limite sur la période élastique (si ce paramètre demeurera sélectionné comme clivage de contrôle) fonction du niveau de ductilité de déplacement concordant avec le facteur de comportement global.

3- sur le plan du comportement local:

a- poteaux :

Garantir la ductilité de section résultante du niveau de ductilité global fixé; à travers l'utilisation d'une nouvelle formulation du ferrailage transversal fonction de la flexibilité des poteaux, l'intensité de l'effort normal, le niveau d'endommagement et le déplacement relatif de niveau tolérable.

b- poutres :

Utilisation d'une formule unifiée simple corrélant le taux d'armature tendue et la ductilité de courbure des poutres en béton armé; tout en prenant en considération l'incidence des différents paramètres affectant cette dernière notamment ρ'/ρ , le taux d'armature transversale ρ_{sh} et les caractéristiques mécaniques des matériaux.

Etant donné que la tendance réglementaire actuelle est orientée vers la conception en performance, ces 2 propositions pourront faire l'objet d'outils nécessaires permettant au concepteur de contrôler et de garantir le niveau de ductilité désiré.

4- afin de se prémunir contre l'éventualité d'une ruine prématurée ou une migration accidentelle des déformations plastiques, il devient nécessaire d'introduire une clause réglementaire pour les noyaux des nœuds (inexistante jusqu'à présent) ou adopter une formulation reliant l'armature transversale dans le noyau garantissant la résistance de ce dernier tout en contrôlant sa déformation angulaire concordante avec un niveau d'endommagement préalablement fixé

Ce complément réglementaire s'avère indispensable afin de hisser notre réglementation parasismique en vigueur pour qu'elle puisse reposer réellement sur une conception à 2 niveaux répondant ainsi au minimum requis, ou à 3 niveaux si l'endommagement structurel sera pris en considération.

Organisation de la thèse

La thèse est présentée sous forme de chapitres traitant les différents paramètres entrant dans le processus de dimensionnement parasismique des portiques autostables en béton armé. Le travail a été subdivisé en 8 chapitres:

- **le chapitre 1**, constitue l'introduction définissant la problématique du sujet et les objectifs recherchés
- **le chapitre 2**, donne un aperçu sur les notions de conception en performances en introduisant les définitions nécessaires relatives aux niveaux de performance, objectifs de performance, états limites à considérer, tout en faisant allusion aux caractéristiques mécaniques couramment adoptées dans une conception parasismique cohérente, dans laquelle les critères de dimensionnement structurel sont exprimés en objectifs de performance à atteindre. Un bref aperçu a été aussi attribué aux méthodes d'analyse, méthodes de dimensionnement avec les critères qui leurs sont concordants ainsi que des notions sur les spectres.
- **le chapitre 3**, a été principalement orienté sur le comportement global, en prenant en considération les deux paramètres régissant le comportement global à savoir le niveau de demande ductilité de déplacement et le facteur de comportement. Une présentation des différents mécanismes de ruine est introduite en premier lieu, où la demande de ductilité de déplacement est corrélée localement en ductilité de courbure ou de rotation au niveau des zones nodales (poteaux et poutres) selon le mécanisme de ruine considéré. Comme le code RPA a été initialement établi dans le format du code américain UBC, les valeurs du coefficient de comportement R ont donc un caractère empirique n'ayant aucune base technique et leurs fiabilités sur la performance présumée de la réponse parasismique reste donc inconnue. Les différents termes entrant dans la formulation de ce facteur ont été présentés en second lieu, mettant en relief le déficit sécuritaire résultant de l'application de ce dernier tel qu'il est établi par le code Algérien.

- **le chapitre 4**, a été consacré à l'étude de la limite sur la période, introduite par le code RPA comme facteur de contrôle dans le processus de dimensionnement fonction du système structurel. Un travail a été entrepris ayant pour but l'évaluation de cette limite à travers deux procédures basées sur des méthodes approchées, en considérant un déplacement limite en tête (global drift). Le niveau de ductilité concordant au coefficient de comportement global est déterminé en exploitant les relations $R-\mu-T_n$ communément reconnues à travers le monde, et par l'occasion l'amortissement équivalent du système structurel en utilisant des relations $\mu-\xi$ jugées satisfaisantes. L'étude a englobé trois cas de figure de structures en portiques autostables, nus et avec remplissage en maçonnerie rigide participante ou non participante; tout en considérant la spécificité du sol d'assise, rocheux, ferme et alluvionnaire (très meuble). L'évaluation de la période est conduite dans l'esprit de l'introduire dans un coffrage d'un dimensionnement en capacité. Ce dimensionnement consiste à garantir une rigidité latérale minimale (période maximale, T_{max}) d'où une capacité de résistance minimale requise pour contrôler l'endommagement structurel à travers le contrôle d'un niveau de déformation tolérable ou un niveau de ductilité donné. Cette alternative pourra donc faire l'objet de boucle de contrôle globale du niveau d'endommagement tolérable si ce dernier est traduit en déplacement relatif de niveau.
- **le chapitre 5**, prend en considération le comportement local où la notion du béton confiné est introduite à travers une étude bibliographique sur différents modèles de confinement universellement établis ainsi que les paramètres étudiés. Une évaluation de la capacité de déformation à travers le facteur de ductilité de courbure a été par la suite entreprise mettant en évidence l'influence de certains paramètres sur ce facteur notamment, la quantité de l'armature longitudinale, la quantité de l'armature de confinement, sa configuration ainsi que l'intensité de l'effort normal. Les longueurs de confinement réglementaires universellement admises sont également proposées en guise d'alternative pouvant servir à l'amélioration de la réglementation parasismique algérienne en vigueur.

- **le chapitre 6**, a été consacré à l'étude des éléments linéaires :

Le travail entrepris dans ce chapitre a porté principalement sur la proposition d'outils permettant le contrôle sur la déformation locale tout en s'accordant avec l'idée de capacité de déformation d'ensemble, afin de hisser la procédure de dimensionnement actuelle vers une conception à 2 niveaux de performance. Le travail présenté dans la première partie de ce chapitre a été consacré aux poteaux, prend en considération un déplacement relatif d'étage limite et un niveau d'endommagement modéré garantissant aussi bien la sécurité des vies humaines que l'intégrité structurelle avec une éventuelle réparation non onéreuse, a été conduit dans l'esprit de palier au vide réglementaire relatif à l'estimation de la vulnérabilité sismique des portiques autostables en béton armé. Des expressions ont été proposées reliant le rapport volumétrique de l'armature transversale (ρ_{sh}), l'effort normal réduit (N/N_0) et la flexibilité des poteaux (L/i) selon la classe de ductilité et le niveau d'endommagement souhaité. Ces expressions permettent d'introduire un taux d'armature ajustable pour les différents poteaux en prenant en considération une descente de charge différente ainsi qu'un déplacement de niveau constant conduisant à une meilleure cohérence du comportement global. Cette alternative permet le contrôle sur la déformation locale tout en s'accordant d'une part avec l'idée de capacité de déformation d'ensemble par rapport à un niveau d'endommagement désiré; et d'autre part avec l'approche de dimensionnement parasismique en performances. Ainsi on pourra alors parler de capacité de déformation de niveau à l'instar d'un déplacement de niveau. En prenant en considérant le niveau d'endommagement structurel, cette alternative a été élargie de façon à pouvoir englober un troisième niveau de performance.

L'étude entreprise dans la seconde partie de ce chapitre, a été consacrée à la ductilité des poutres, éléments structuraux où la grande proportion de l'énergie de dissipation prend place à travers un mécanisme flexionnel de rotules plastiques. Ceci ne sera atteint qu'à travers une conception et un dimensionnement conduisant à des sections exhibant un comportement suffisamment ductile. Une formule unifiée simple d'utilisation a été proposée

dans ce contexte, corrélant le taux d'armature tendue et la ductilité de courbure des poutres en béton armé; prenant en considération l'incidence des différents paramètres affectant cette dernière notamment ρ'/ρ , le taux d'armature transversale ρ_{sh} et les caractéristiques mécaniques des matériaux.

Ces deux propositions pourront faire l'objet d'outils nécessaires permettant au concepteur de contrôler et de garantir le niveau de ductilité désiré.

- **le chapitre 7**, a été dicté par le vide inhérent à notre code en vigueur relatif aux noyaux des nœuds. Une recherche bibliographique sur le comportement des nœuds sous cisaillement alterné, leur résistance à l'effort tranchant ainsi qu'une revue sur les différents modèles a été présentée en premier lieu. Afin de se prémunir contre l'éventualité d'une ruine prématurée ou une migration accidentelle des déformations plastiques, des considérations réglementaires relatives aux noyaux de nœuds ont été rassemblées pouvant servir à une future inspiration. Il est communément reconnu que la déformation angulaire du noyau affecte directement la largeur des fissures, caractérisant de ce fait l'endommagement structurel. Une formulation reliant l'armature transversale du noyau à l'angle de distorsion limite a été proposée, pouvant servir d'outil de contrôle du niveau d'endommagement résultant. Cette formulation s'accorde avec le dimensionnement en performances et s'accommode avec la variation de l'élançement du noyau, les caractéristiques des matériaux ainsi que du nombre de lits à disposer latéralement.
- **le chapitre 8**, porte les principales conclusions recueillies ainsi que les recommandations pour de futurs travaux de recherche.

2.1. Conception philosophique de base:

La procédure de dimensionnement structurel basé sur plusieurs niveaux de performance n'est pas un concept nouveau. Sous chargement gravitaire, surcharge d'exploitation, neige, vent, les états limites considèrent le service et le niveau ultime.

Les niveaux de performance visés par les codes courants relatifs aux bâtiments sont:

- sécurité sur les vies humaines
- contrôle de l'endommagement
 - séisme de faible intensité (endommagement négligeable)
 - séisme modéré (endommagement réparable)
- éviter l'effondrement lors d'un séisme majeur

Plusieurs interprétations ont été faites sur l'approche en performance, la définition la plus appropriée est que cette approche se réfère à la méthodologie dans laquelle les critères de dimensionnement structurel sont exprimés 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.

Cependant la fiabilité de calcul actuel garantissant ces objectifs reste inconnue, à l'image des critères de vérification spécifiques à un séisme faible ou modéré pouvant survenir fréquemment dans la vie du bâtiment. Cependant la majorité des codes prennent comme règle un seul objectif de performance garantissant la protection des occupants dans le cas d'un séisme majeur. En 1997 Bertero [1] a recensé 38 sur 41 codes parasismiques universellement établis basés sur un seul critère de performance. Le constat établi après les séismes survenus récemment a montré que les structures érigées conformément aux codes parasismiques modernes se sont comportées comme prévu en enregistrant une perte de vies minimale. Cependant, la perte économique conséquente de l'endommagement permanent est faramineuse (100 milliards en 1995 pour le Japon seul). Pour ce, le contrôle de l'endommagement doit être plus explicite dans la conception parasismique spécialement en sites urbains afin d'éviter le préjudice résultant.

La conception basée sur la performance (PBD) consiste en la sélection de critères de dimensionnement pour un système structurel de façon que pour un niveau d'excitation tellurique avec de niveaux définis de fiabilité, ce système ne sera pas endommagé au delà des états limites ou

d'autres limites considérées. Plusieurs étapes sont introduites pour que cette conception soit cohérente:

- 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 (compréhensible)

2.2. Objectifs de performance:

La performance à atteindre (satisfaire) peut être spécifiée à travers des limites sur n'importe quel paramètre de réponse tel que:

- contraintes
- déformations
- déplacements
- accélérations

Les objectifs de performance sont des états d'acceptance de la performance de la structure. La performance "cible" peut être caractérisée par des limites exprimées en termes de contraintes, déformations, déplacements, accélérations etc... Pour ce, les objectifs de performance sont exprimés en terme d'un état spécifique d'endommagement ou en probabilité de "ruine" contre une probabilité prescrite d'un niveau "demande". Bien que les documents basés sur la philosophie en performance avancent les mêmes concepts, cependant au niveau du détail ils spécifient différents niveaux de performance [2]. Il est reconnu que les limites exprimées en déplacement relatif spécifiques à différents niveaux d'endommagement peuvent varier considérablement fonction du système structurel et du matériau de construction.

Cependant plus de recherche est nécessaire afin d'arrêter des estimations qualitatives réalistes reliant déformation relative – état d'endommagement. En plus, les critères de dimensionnement relatifs à différents paramètres restent à être définis pour différents niveaux de performance. Il s'avère donc nécessaire d'apporter un consensus sur le nombre et la définition de ces niveaux de performance associés aux états d'endommagement ainsi que les critères de dimensionnement qui leur sont concordants afin d'implanter la conception en performance.

2.3. Niveaux de performance:

Le principe philosophique de base établi dans la conception parasismique est qu'il est économiquement non justifiable que dans une zone sismique toutes les structures doivent être conçues pour survivre au tremblement de terre le plus violent possible sans jamais enregistrer d'endommagement. Il est donc plus raisonnable pour un séisme sévère de tolérer un certain niveau d'endommagement tant que la ruine est évitée. Pour ce, les recommandations prescrites par les codes parasismiques ne peuvent pas garantir pour les bâtiments courants érigés dans des zones sismiques, de structure saine sans endommagement lors d'un séisme sévère. 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:

- a- Sécurité des vies (Life safety): exigence fondamentale
- b- Réparation de l'endommagement (Reparable damage): une distinction est faite entre endommagement structurel réparable et endommagement structurel non réparable
- c- Effondrement évité (Collapse prevention): afin d'éviter les blessures et les pertes en vies humaines, la structure doit rester debout après un tremblement de terre.

Pour une performance structurelle définie en termes d'un état d'endommagement, la déformation reste le meilleur indicateur. Il est communément admis d'exprimer les objectifs de performance en faisant appel à un état d'endommagement spécifique ou une probabilité de ruine par rapport à un niveau prescrit de demande probable.

En terme de déplacement la réponse structurelle peut être reliée à un état limite de déformation, qui à son tour est supposé être directement lié à un certain niveau d'endommagement; le tableau 2.1 regroupe quelques niveaux de performance recommandés exprimés en états d'endommagement et déplacements relatifs correspondants.

Tableau 2.1: niveaux de performance, états d'endommagement correspondants et déplacements limites.

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

2.4. Conception à niveaux de performance multiples:

Trois points importants sont à relever de la courbe effort sismique – déplacement global de la structure (fig.2.1), peuvent caractériser différents états limites:

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

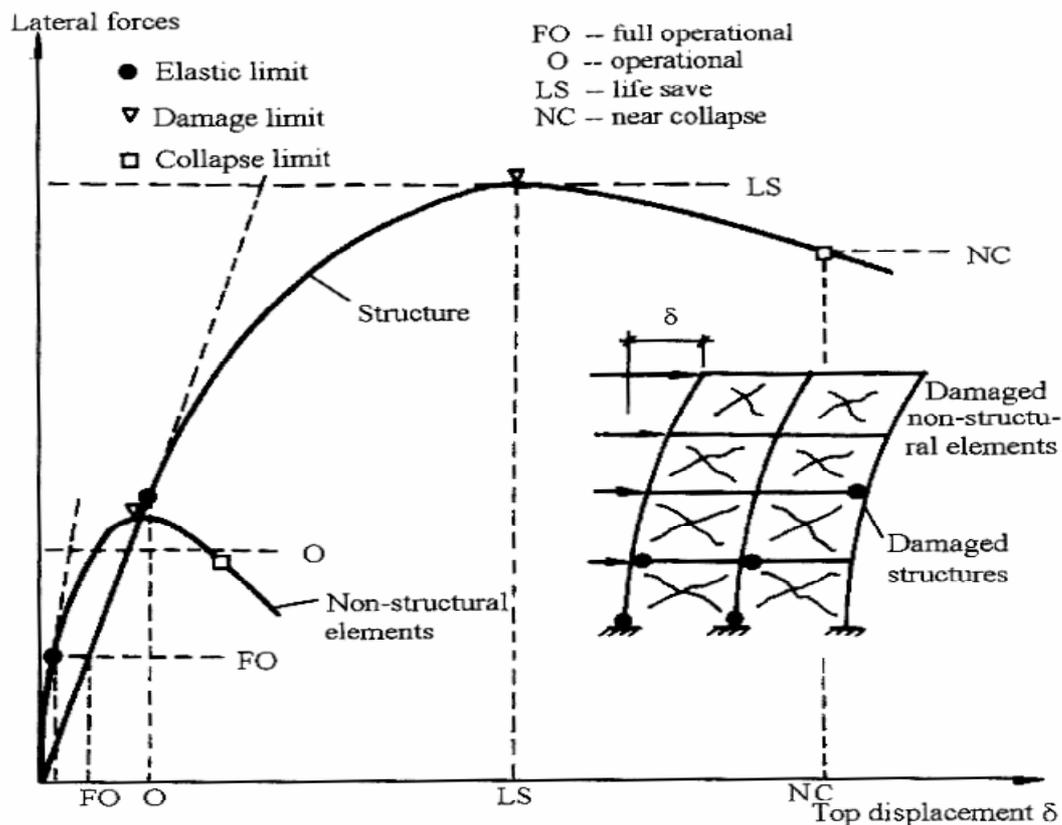


Figure 2.1: Niveaux de performance

Plusieurs approches de conception à niveaux multiples tenant compte de différents états limites deviennent donc possibles:

- (i) Conception à 4 niveaux: principalement élaborée par les codes américains SEAOC (1995) et ATC (1995), ou 4 niveaux de performance sont définis en combinant l'endommagement structurel et non structurel, fonctionnalité (services) et nature de la réparation (Tableau 2.2)

(ii) Conception à 3 niveaux suggérée par plusieurs chercheurs [1] :

- Etat limite de service (SLS: serviceability limit state)

pour un séisme fréquent appelé aussi séisme de service. Cet état limite exige que l'endommagement des éléments structuraux et non structuraux doit rester très faible. La structure demeure dans le domaine élastique ou enregistrant de faibles déformations plastiques.

- Etat limite d'endommagement (DLS: damageability limit state)

pour un séisme occasionnel. Cet état limite considère une intensité sismique produisant un endommagement modéré dans des éléments structuraux, réparable sans difficultés techniques.

- Etat limite ultime (ULS: survivability-ultimate limit state)

pour un séisme d'occurrence rare, résultant du plus fort tremblement de terre possible. L'endommagement des éléments structuraux et non structuraux est prévisible; dans la majorité des cas non réparable, cependant les vies sont préservées.

(iii) Conception à 2 niveaux : malgré qu'il est reconnu que la méthodologie idéale est d'adopter 3 ou 4 niveaux de dimensionnement les codes en vigueur à l'instar de l'EC8 se basent uniquement sur 2 niveaux [1]:

- Etat limite de service (SLS: serviceability limit state)

Structure conçue afin de demeurer élastique ou enregistrant de faibles déformations plastiques, où les éléments non structuraux restent sains ou comportent un endommagement mineur.

- Etat limite ultime (ULS: survivability-ultimate limit state)

Pour lequel la structure exploite son aptitude de se déformer dans le domaine post-élastique et les éléments non structuraux sont partiellement ou totalement endommagés.

Les accélérations correspondantes à l'ELS sont données par l'EC8 comme des fractions de celles relatives à l'ELU. Cette méthodologie ne peut pas garantir un contrôle du niveau d'endommagement, c'est pour ça que cette relation n'est pas clairement indiquée au sein de ce code.

Tableau 2.2. Niveaux de performance selon: 1.ATC, 2.SEAOC et 3.Yawamaki.

Désignation	Global	Structure	Réparations
1.Operational 2.Fully operational 3.Keep function	- presque pas de dommages - services encore opérationnels	- pas de dommages - pas de déformations résiduelles visibles	aucune réparation n'est nécessaire
1.Immediate occupancy 2.Functional 3.Keep major functions	-léger dommage non structurel -principaux services opérationnels	- très faible dommage structurel - pas de déformation résiduelle - rigidité et résistance originale préservée	-Réparation légère pour les éléments non structurels -Aucune réparation pour les éléments structurels
1.Life safety 2.Life safe 3.Life safety	-considérable dommage non structurel -activité interrompue -bâtiment accessible pour les urgences	-dommage structurel considérable -la structure perd sa rigidité et résistance originale, mais une réserve de résistance latérale contre la ruine est préservée	-Réparation des éléments non structurels -Réparation immédiate des éléments structurels
1.Collapse prevention 2.Near collapse 3.No guarantee for life safety	-éléments non structurels complètement ruinés -aucune entrée n'est autorisée	- dommage structurel très sérieux - perte substantielle de résistance - structure supporte uniquement les charges verticales - ruine partielle est probable mais la ruine globale est évitée	- Réparation n'est probablement pas pratique et c'est aux experts d'en décider de la démolition du bâtiment.

Par ailleurs [3] d'autres codes (new zélandais, japonais et chinois) spécifient deux niveaux; un état limite ultime (ULS) préservant les vies humaines sous un séisme rare et un état limite de service (SLS) limitant les dommages sous un séisme plus fréquent

Les clauses réglementaires du code parasismique Japonais (Building Standard Law of Japan) ont été révisées en Juin 2000 avec l'esprit de réorientation vers la conception basée sur la performance [4]. Les objectifs de performance sont les suivants:

- a - sécurité sur les vies humaines
- b- contrôle de l'endommagement pour 2 niveaux d'action sismique
 - séisme de faible intensité
 - séisme modéré

Deux états limites sont considérés afin de garantir la sécurité minimale, préservant les propriétés et la vie de ses occupants.

- a- pour la protection de la vie humaine, aucun étage ne doit être ruiné sous des conditions d'action sismique ayant une période de retour de plusieurs centaines d'années (séisme rare ou très rare).
- b- l'endommagement doit être évité dans les portiques, éléments, les finitions internes et externes pour des événements sismiques pouvant survenir plus d'une fois dans la vie du bâtiment avec une période de retour variant entre 30 et 50 ans (séisme fréquent).

Le spectre de calcul relatif au début de l'état limite d'endommagement (IO: immediate occupancy) est réduit au 1/5 du spectre relatif à l'état limite garantissant la vie humaine (LS: Life Safety). Ce dernier état est supposé être atteint lorsque:

- les limites des matériaux sont atteintes au niveau de n'importe quel élément
- ou le déplacement d'étage atteint 0.5% de sa hauteur pour n'importe quel niveau.

L'état limite garantissant la vie humaine est atteint lorsque la structure n'est plus en mesure de supporter les charges verticales de calcul à n'importe quel étage sous de déformations horizontales additionnelles; en d'autres termes si l'un des éléments structurels a atteint sa capacité ultime de déformation. La déformation ultime doit être évaluée comme la somme des déformation de flexion, de cisaillement et la déformation résultante de la déformation du nœud.

2.5. Cohérence dans la conception parasismique:

Dans ce contexte de conception de performance (PBD), pour un niveau déterminé d'excitation sismique la structure est conçue de façon que sa performance reste entre les limites prescrites. Pour atteindre ce niveau de vérification, le dimensionnement est conduit à travers la formulation "requis - disponible" ou "demande - capacité":

Capacité requise \leq Capacité disponible

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

Rigidité requise \leq Rigidité disponible

Résistance requise \leq Résistance disponible

Ductilité requise \leq Ductilité disponible

L'utilisation de 4 niveaux de performance est la plus rationnelle et celle à 2 niveaux représente l'option **minimale acceptable**. Afin de réduire le travail de vérification, il paraît recommandable de ne pas prendre en considération plus de 3 niveaux d'états limites (vérification), à savoir: serviceability (service), damageability (endommagement) et survivability (ultime ou survie). Afin d'établir la cohérence réglementaire, la structure doit être vérifiée pour les 3 états limites précités pour les critères de performance suivants:

- service
- contrôle de l'endommagement
- ultime
- rigidité
- résistance
- capacité de déformation ou ductilité

Tableau 2.3: Approches de dimensionnement parasismiques.

Performance	Intensité sismique	Rupture à éviter	Vérification	Méthode d'analyse	Objectif de performance
Service	Faible	Elément non structurel	Rigidité	Elastique	déplacement d'étage
Endommagement	Modéré	Ruine locale	Résistance	Elasto-plastique	Capacité de la section
Ultime	Sévère	Ruine globale	Ductilité	Mécanisme	Capacité de rotation

Le tableau 2.3 et la figure 2.2 montrent la relation entre les niveaux de performance et les autres paramètres de la conception parasismique.

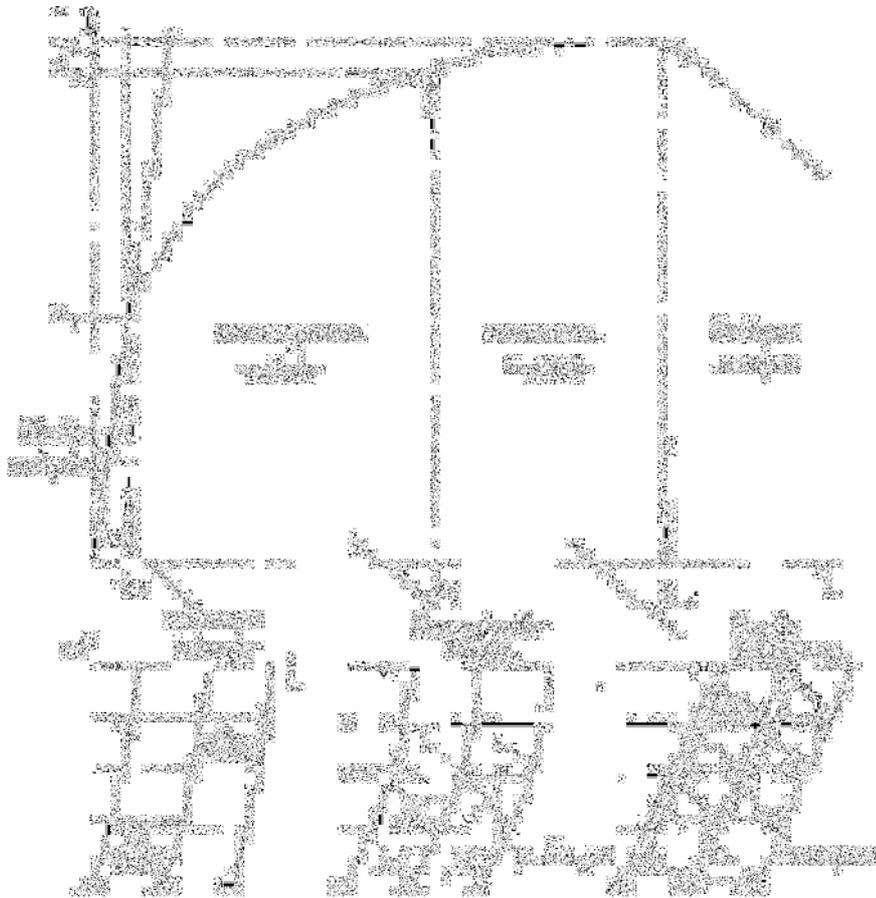


Figure 2.2. Réponse structurelle pour différents niveaux de chargement

Les niveaux de performance sont reliés à l'aléa sismique ainsi qu'aux niveaux de conception ou états limites [2]. Le tableau 4 regroupe quelques niveaux d'aléas sismiques proposés dans la littérature.

Tableau 2.4: Niveaux d'aléas sismiques proposés.

Fréquence sismique	Période de retour (années)	Probabilité de dépassement
Fréquent	43	50% dans 30 ans
Occasionnel	72	50% dans 50 ans
Rare	475	10% dans 50 ans
Très rare	970	5% dans 50 ans
Extrêmement rare	2475	2% dans 50 ans

Les intensités des séismes de dimensionnement sont déterminées fonction d'une probabilité de dépassement dans 50 ans; considérée comme la période pour laquelle le bâtiment est entretenu sans aucune intervention structurelle. Il faut cependant signaler que si pour un séisme rare ou très rare les périodes de retour proposées dans la littérature sont satisfaisantes, pour les séismes fréquent et occasionnel ces périodes sont très divergentes [1]. Ceci est du à la difficulté de choisir un critère rationnel pour des états limites de non endommagement conjuguée avec une définition très arbitraire du niveau d'endommagement.

Pour une évaluation approximative et en guise de simplification, des accélérations correspondantes aux différents niveaux de performance sont proposées:

- serviceability 0.4A
- damageability A
- survivability 1.6A

avec A: accélération déterminée avec une période de récurrence de 50ans

2.6. Définition des différents états limites:

Serviceability level : E.L.S

La structure doit exhiber un comportement élastique sous un séisme fréquent de faible intensité. Les déformations latérales sont contrôlées par le déplacement relatif d'étage limite donné pour les éléments non structuraux. L'interaction des éléments structuraux et non structuraux doit être prise en considération. La vérification de base concerne la rigidité, cependant la vérification de la résistance reste facultative.

Damageability level : E.L.E

Une analyse élasto-plastique est menée sous un séisme occasionnel modéré. Les déformations latérales sont contrôlées par le déplacement relatif d'étage limite donné pour les éléments non structuraux. Comme les éléments non structuraux sont partiellement endommagés l'analyse structurelle est menée sans aucune interaction avec ces derniers. La vérification de base concerne la résistance, cependant les vérifications de la rigidité et de la ductilité sont optionnelles.

Survivability level: E.L.U

Une analyse plastique est menée sous un séisme sévère rare, considérant le comportement d'un éventuel mécanisme de rotules plastiques. La vérification de base concerne la ductilité, cependant la vérification de la résistance est seulement optionnelle. Les éléments non structuraux sont totalement ruinés et la stratégie de dimensionnement se réfère au contrôle de la formation du mécanisme de rotation désiré (séquence de rotation) ainsi que la capacité de rotation des rotules plastiques.

On peut dire qu'une solution structurelle capable de satisfaire simultanément 2 niveaux d'exigence ou plus représente un cas de **dimensionnement optimal**.

2.7. Méthodes d'analyse:

Les méthodes classiques pour le calcul sismique ont pour objectifs de fournir une capacité de résistance et déformation (ductilité) suffisantes afin de préserver les vies humaines et déplacements limites en service afin de contrôler les dégâts qui peuvent survenir. Les critères de calcul sont définis par les contraintes limites et forces évaluées dans les éléments structuraux à partir des niveaux prescrits sur l'effort tranchant latéral appliqué. Des modèles élastiques linéaires, non linéaires ou inélastiques non linéaires sont utilisés fonction du niveau de la réponse structurelle.

2.7.1. Élastiques linéaires: (fig.2.3)

a- Statique équivalente: (Equivalent lateral force analysis) (fig.2.3a)

C'est la méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments. Elle est basée sur l'hypothèse que le comportement structurel est dicté par le mode de vibration fondamental. La distribution horizontale des charges statiquement appliquées est proche du premier mode ce qui représente une grande simplification. Son utilisation se limite aux bâtiments réguliers faiblement et moyennement élevés. Afin de tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie de la structure, le spectre de dimensionnement n'est autre que le spectre élastique corrigé à l'aide d'un coefficient réducteur R appelé aussi coefficient de comportement.

b- Superposition modale spectrale: (Mode superposition method) (fig.2.3b)

Cette méthode est largement reconnue comme une puissante méthode pour le calcul de la réponse dynamique linéaire des systèmes élastiquement amortis. Cette méthode s'avère intéressante car la réponse des systèmes à plusieurs degrés de liberté (MDOF) est exprimée à travers une superposition modale, chaque mode est déterminé à partir de l'analyse spectrale des systèmes à un seul degré de Liberté (SDOF).

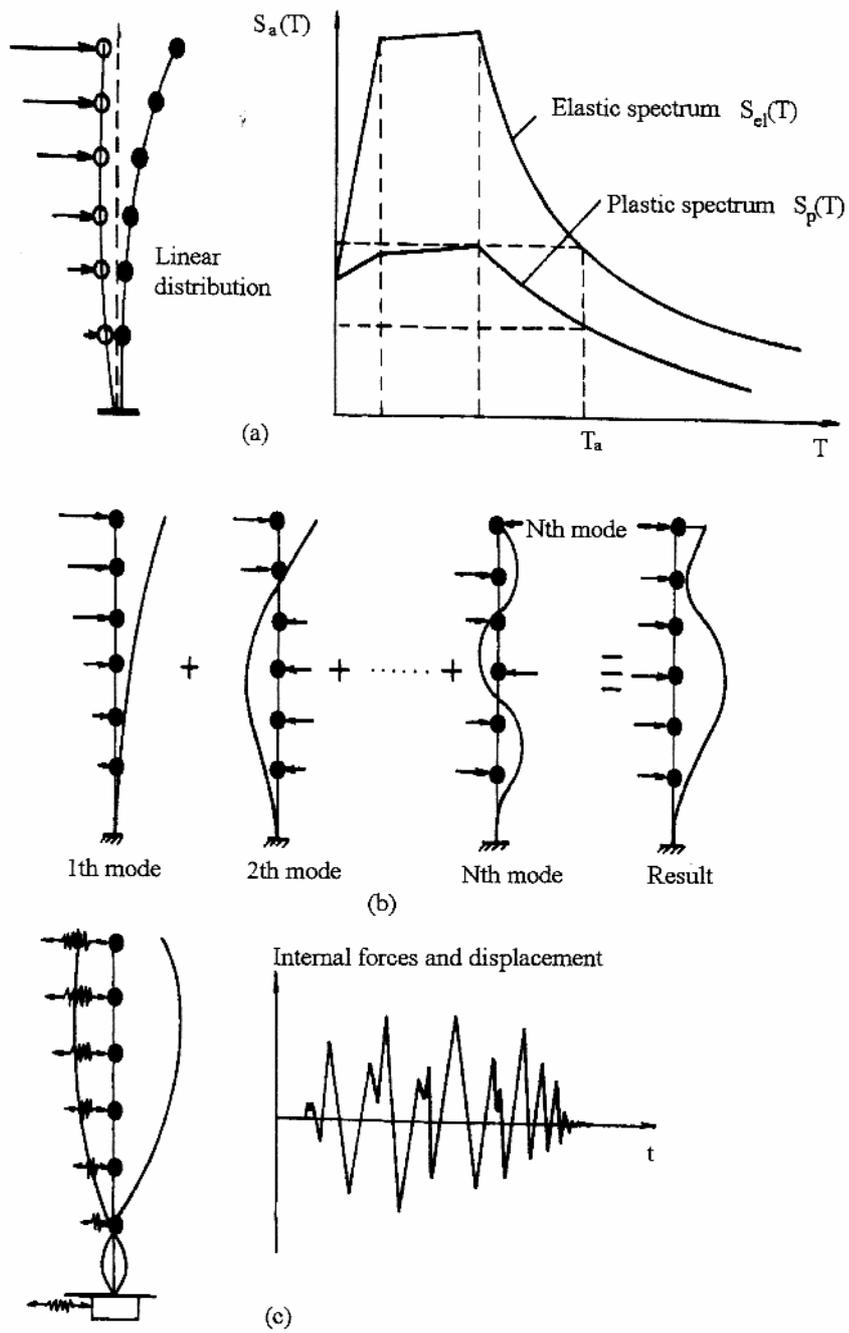


Figure 2.3: Méthodes d'analyse élastique linéaire

- (a) Statique équivalente
- (b) Superposition modale
- (c) Temporelle

L'analyse modale consiste à combiner la réponse des différents modes par des règles de superposition modale afin d'obtenir la moyenne de la réponse structurelle maximale. Cependant cette méthode présente 2 principaux inconvénients à savoir:

- le calcul des fréquences de vibration pour chaque mode, qui varie réellement durant l'évènement sismique à cause du changement de rigidité (formation des rotules plastiques, l'endommagement des éléments structuraux et non structuraux) et la rigidité du sol d'assise (adoucissement du sol pour de larges déformations, interaction sol - structure).
- l'utilisation d'un facteur de comportement constant pour un niveau de ductilité donné (car le facteur de comportement est fonction de la période de vibration)

c- Analyse temporelle élastique: (Elastic time-history analysis, ETHA)

C'est l'analyse de la réponse dynamique linéaire (fig.2.3c) faite par intégration directe dans le temps des équations du mouvement. L'un des principaux avantages de cette procédure c'est de conserver les réponses avec leurs signes respectifs. Néanmoins elle ne donne qu'un aperçu limité sur la réponse structurelle inélastique sous un séisme sévère.

2.7.2- Non linéaires et inélastiques non linéaires: (fig.2.4)

a- Analyse plastique: (Plastic analysis)

Cette procédure (fig2.4a) a été initialement développée pour les portiques métalliques afin de tirer profit de la redistribution des contraintes dans des systèmes redondants ductiles au delà des charges élastiques limites. Elle est généralement utilisée pour établir le mécanisme de ruine afin de comprendre le comportement ultime de la structure.

b- Analyse Pushover (Push-over analysis)

La structure est soumise à un chargement incrémental distribué le long de la hauteur et la courbe inélastique charge - déplacement est obtenue en contrôlant le déplacement en tête de structure (fig2.4b). La méthode est relativement simple et fournit l'information concernant la résistance, la déformation, la ductilité et la distribution de la demande statique non linéaire; ce qui permet d'identifier les éléments critiques pouvant atteindre les états limites lors d'un séisme. Malgré quelques limitations qui lui sont inhérentes telle que la négligence de la variation des allures de chargement ainsi que l'influence des modes supérieurs, cette méthode donne une estimation raisonnable de la capacité de déformation globale spécialement pour les structures où le premier mode est prépondérant. Elle est plus appropriée pour des périodes courtes et structures faiblement élevées [5].

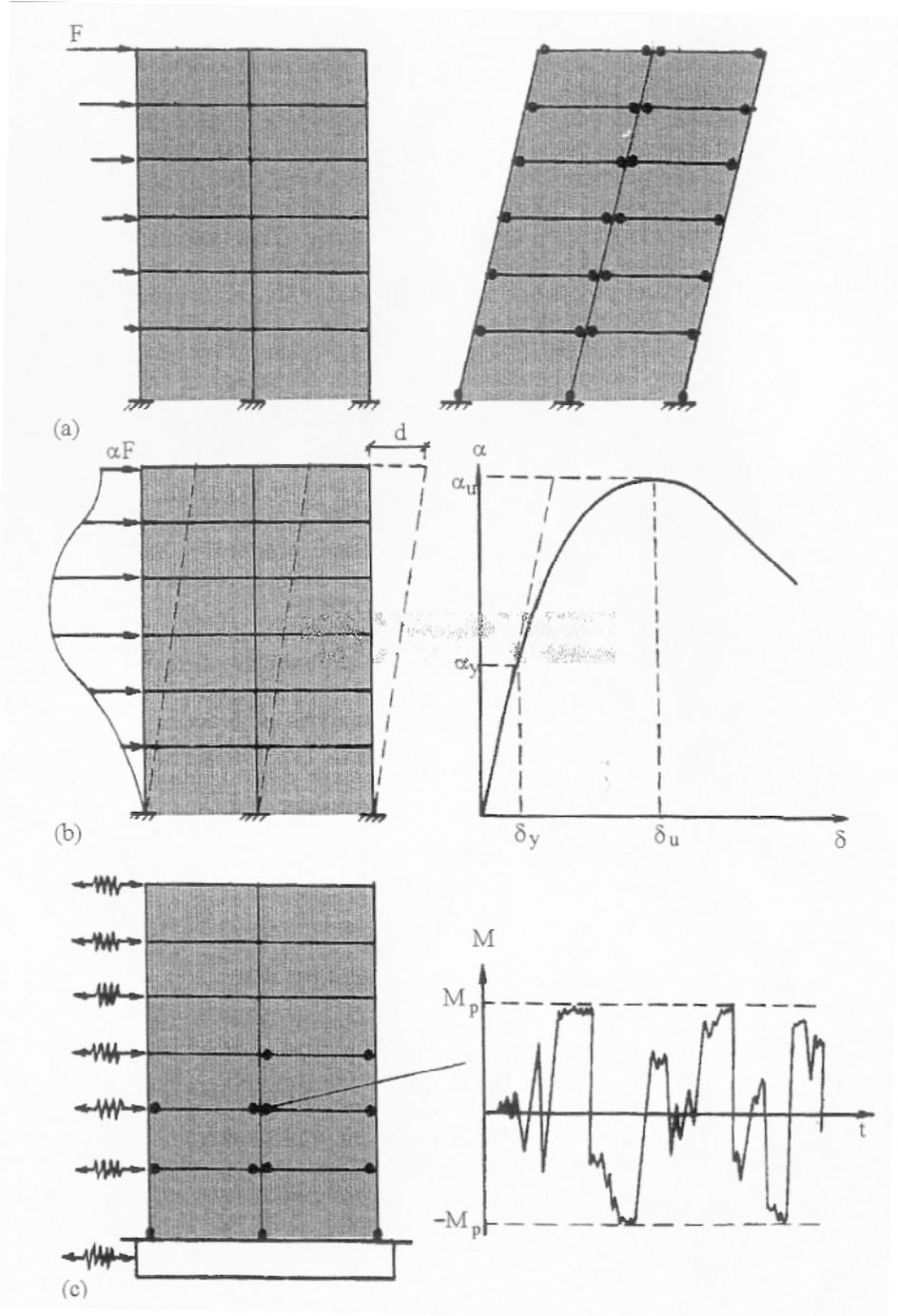


Figure 2.4. Méthodes d'analyse Inélastique: (a) Plastic; (b) Pushover; (c) Temporelle (THA)

c- Analyse temporelle inélastique (Inelastic time-history analysis, ITHA or Non-linear response history analysis RHA)

Cette méthode est basée sur l'intégration directe des équations de mouvement ou des algorithmes contenant les déformations élastoplastiques de la structure sont adoptés. Cette analyse est conduite en utilisant les enregistrements réels ou simulés. La variation des déplacements à différents niveaux du portique est représentée sur la figure 2.4c. Cette méthode est la seule apte à décrire le comportement actuel lors d'un séisme, cependant le grand problème réside dans le choix d'un enregistrement (accélérogramme) propre, du fait de la grande variabilité induite par la nature du sol et la distance de la source. Il devient donc essentiel d'utiliser plusieurs types d'enregistrements ou un accélérogramme artificiel contenant les principales caractéristiques.

d- Analyse modale pushover (Multimodel Pushover Analysis, MPA)

Récemment développée, cette méthode est considérée comme une amélioration significative de l'analyse statique pushover couramment utilisée (POA), en prenant en compte la contribution des modes supérieures à la réponse ou la distribution des forces d'inertie à cause de la dégradation de rigidité. La distribution le long de la hauteur de la réponse estimée par la méthode modale pushover (MPA) est généralement similaire aux résultats dits "exactes" obtenus à l'aide de l'analyse temporelle inélastique (RHA) [6], du fait de la comparaison établie sur les valeurs médianes (moyennes) du déplacement d'étage (demandes). Cette étude a montré que la méthode MPA donne une bonne estimation de la variation de la demande le long de la hauteur du bâtiment. Cependant l'écart enregistré par celle-ci tend à augmenter pour des périodes longues et des hauts niveaux de ductilité. Il a été par ailleurs constaté [7] que cette méthode comparativement avec la méthode RHA:

- produise de très bons résultats pour des structures faiblement étagées (jusqu'à 5 niveaux) pour les déplacements d'étages ainsi que pour les rotations des rotules plastiques.
- surestime légèrement la réponse non linéaire pour les niveaux inférieurs et surestime celle des niveaux supérieurs des structures moyennement élevées (jusqu'à 10 niveaux); même constatation que pour la méthode statique pushover avec chargement linéaire triangulaire (TLPOA).
- prédit les déplacements d'étage d'une manière excellente des niveaux supérieurs d'une structure élevée (entre 20 et 30 niveaux), mais elle reste à l'instar de la procédure (TLP) dans l'incapacité de prédire d'une manière exacte la rotation des rotules plastiques.

2.8. Méthodes de dimensionnement:

Il est d'un commun accord que les futurs codes parasismiques doivent être basés sur des objectifs multiples de performance associés à différents niveaux d'aléa sismique. L'avantage du dimensionnement en performance est la possibilité d'atteindre la performance parasismique avec un risque uniforme. Cependant la fiabilité de cette approche repose sur le développement de critères de performance explicites et quantifiables pouvant être reliés aux paramètres de réponse pouvant être calculés tels que: contraintes, déformations, déplacements, accélérations et leurs dérivés.

Malheureusement les procédures de calcul établies par les codes en vigueur comportent des incertitudes concernant la demande et la capacité sismique de la structure.

Une méthodologie de dimensionnement cohérente a été élaborée par Bertero [1] tenant compte simultanément de la rigidité, résistance et ductilité dès les premières étapes de la procédure de dimensionnement. Cette procédure consiste en 2 phases distinctes:

1- la première; préliminaire établissant les principales caractéristiques de la structure, couvrant l'acquisition et le traitement des données nécessaires pour le dimensionnement:

- nature du sol et sa topographie
- information concernant les sources sismiques possibles ou potentielles
- périodes de retour pour différents niveaux sismiques, périodes caractéristiques, durées...

Le data récolté est traduit en valeurs de calcul comme accélogrammes, spectres...Après cela, la configuration générale du bâtiment, système structurel, matériau, éléments non structuraux sont arrêtés. Un prédimensionnement préliminaire des éléments structuraux est enfin introduit tenant compte de toutes les exigences ou demandes de performance. Cette phase préliminaire est un processus interactif où d'additionnelles modifications jugées nécessaires seront introduites afin de converger vers la solution la plus proche possible du dimensionnement final désiré.

2- la deuxième; finale donnant les détails pour la phase de construction.

L'analyse du bâtiment conduite révèle que la conception préliminaire est satisfaisante et quelques changements mineurs seulement seront nécessaires pour le dimensionnement final. Les procédures les plus utilisées pour cette phase sont énumérés comme suit:

- Dimensionnement en force: (Force Based Design; FBD)

approche communément utilisée de nos jours se basant sur le fait de doter la structure d'une résistance latérale minimale pour résister aux charges sismiques, en supposant qu'elle se comporte

dans le domaine non linéaire d'une façon adéquate. C'est pour cette raison qu'uniquement quelques détails et dispositions constructives sont recommandées afin qu'elles soient satisfaites. Le règlement parasismique algérien RPA 99 [8] appartient à cette catégorie de codes.

- Dimensionnement en déplacement: (Displacement Based Design; DBD)

comme l'endommagement des structures soumises aux séismes est résultant des déformations excessives; cette méthode s'articule directement sur la déformation plutôt que de fournir simplement une résistance latérale comme requis par le dimensionnement en force, donnant ainsi une meilleure perception des performances attendues.

- Dimensionnement en capacité: (Capacity Based Design; CBD)

basée sur les principes des codes parasismiques courants qui autorisent l'incursion dans le domaine postélastique; cette méthode fournit une capacité de ductilité adéquate pour les zones dissipatives d'énergie afin d'éviter la ruine des structures résistantes. Pour ce, un mécanisme de rotation plastique est choisi avec un type de distribution de la force latérale recommandée par les codes, pour s'assurer que les déformations plastiques surviennent uniquement dans les zones préalablement sélectionnées. Ces dernières seront conçues dans le détail de façon à satisfaire leur demande de ductilité, tout en conférant une sur résistance (réserve de résistance) pour les autres parties de la structure de façon qu'elles puissent exhiber un comportement élastique. En d'autres termes, ces déformations resteront confinées dans les zones présélectionnées.

Afin de réduire les coûts élevés dus à la mise hors service ou à la réparation des structures gravement détériorées, différents niveaux de performance doivent être considérés; et l'utilisation des déformations d'ELS permet d'atteindre un niveau d'évaluation assez consistant. En effet le dimensionnement basé sur la performance parasismique est une nouvelle approche qui associe les méthodes traditionnelles de dimensionnement parasismique avec de significatives améliorations.

Le dimensionnement en Performance (PBD) et le dimensionnement en Déplacement (DBD) ont été interchangeablement utilisés. Ceci a été basé sur l'idée que les objectifs de performance (critères) sont reliés au niveau d'endommagement structurel, qui à son tour est relié au déplacement en tête et au déplacement relatif d'étage (drift). Cependant cette hypothèse est trop simplifiée du moment que le niveau d'endommagement est influencé par d'autres paramètres tels que:

- accumulation et distribution de l'endommagement structurel
- modes de rupture des éléments
- le nombre de cycles et la durée du séisme
- le niveau d'accélération dans le cas d'éléments secondaires.

Les procédures développées pour l'analyse et le dimensionnement parasismique en performance appartiennent à différentes catégories notamment : approches en déplacement, en performance et spectre de capacité. Les deux dernières méthodes ont commencé à être intégrées dans la génération des nouveaux codes ; une forme simplifiée du dimensionnement en performance est déjà implantée au sein du code New Zélandais [9]. Chacune de ces procédures essaye de modéliser le comportement des systèmes structurels retraçant aussi bien la réponse élastique et dans la majorité des cas la réponse inélastique. Quoique les principes théoriques de base ont été largement couverts, la relation entre la réponse spectrale élastique et inélastique est complexe. Les procédures introduisent essentiellement la modification du spectre de réponse élastique à travers un coefficient R appelé coefficient de réduction de la force élastique qui tient compte de la réduction de rigidité et l'augmentation de l'amortissement dû à la réponse hystérétique inélastique des éléments avec possible dégradation de résistance. La représentation de la réponse inélastique spectrale a été initialement introduite à l'aide de la technique du spectre de capacité reliant la capacité sismique (comme relation inélastique force – déplacement, la force étant équivalente à l'accélération sismique) à la demande représentée simultanément en accélération sismique et déplacement de la réponse spectrale. Une telle représentation permettra une relative évaluation entre demande et capacité. L'influence du changement de période sur la demande sismique enregistrée par la structure durant la réponse sismique est aussi tracée par le spectre de capacité, pendant que les valeurs fixées des périodes sont représentées par des lignes radiales. La méthodologie générale pour le calcul basé sur la performance parasismique peut inclure différentes procédures.

a- conduire le calcul selon l'approche traditionnelle basée sur la force (FBD), une fois le dimensionnement terminé les déformations et les dommages peuvent être déterminés et contrôlés c'est à dire comparés aux limites prescrites.

b- commencer par proportionner la structure sur la base du déplacement en tête à un certain niveau (ou critères) de performance et mener ensuite l'analyse de la réponse sismique.

L'analyse non linéaire simplifiée basée sur l'analyse pushover et l'analyse temporelle inélastique pour déterminer la capacité et sur le spectre de calcul pour déterminer la demande. Pour chaque étape de calcul les paramètres de réponse tels que contraintes, déformations, accélération structurelle, rapport de ductilité demande et énergie dissipée sont évaluées en termes de demande contre capacité.

Pour ce, les valeurs limites typiques de ces paramètres doivent être établies pour chaque niveau de performance à travers une recherche incluant des tests de laboratoire. Ces valeurs limites peuvent être validées en analysant des bâtiments qui ont enduré des événements sismiques ayant leurs enregistrements disponibles et des états d'endommagement mesurés.

L'analyse pushover statique non linéaire peut fournir la majorité de l'information nécessaire. Dans cette analyse la structure sollicitée horizontalement par un chargement ayant une allure prédéterminée ou ajustable, est poussée statiquement jusqu'au déplacement "cible" pour lequel la structure est évaluée.

Un bref descriptif [2] de quelques règlements basés sur la conception en performance est donné comme suit:

SEAOC:

Développer une nomenclature de procédures gouvernent le dimensionnement des structures en prédisant une performance parasismique s'accommodant différents objectifs de performance. Le document présente les concepts et fixe les niveaux de performance pour des systèmes structurels et non structurels. Cinq niveaux de performance sont décrits à travers des limites spécifiques au déplacement en tête permanent ou transitoire. Pour ce, les principes du dimensionnement en capacité sont recommandés à être appliqués afin de guider l'analyse de la réponse inélastique de la structure, localiser les liaisons ductiles et évaluer les forces latérales résultantes.

Plusieurs approches de dimensionnement sont possibles pouvant inclure différentes procédures d'analyse élastique et inélastique telles que:

- 1- méthode conventionnelle basée sur force - résistance
- 2- dimensionnement basé sur le déplacement
- 3- approche en énergie
- 4- approche prescrite de dimensionnement

ATC: Applied Technology Council ATC 40

Le document se limite au bâtiment et recommande l'utilisation de la méthode du spectre de capacité. La procédure s'articule sur la détermination et la conjugaison des spectres de demande et de capacité. Construire le spectre de capacité, la courbe force - déplacement d'un *point de la structure* est déterminée en utilisant l'analyse statique nonlinéaire (pushover analysis). Les forces et les

déplacements sont reconvertis en accélérations spectrales et déplacements spectraux (format AD) en utilisant un système équivalent à un seul degré de liberté (SDOF).

La demande sismique est déterminée en utilisant un spectre élastique hautement amorti. Le point caractérisant le niveau de performance suppose l'égalité entre capacité et demande sismique, fournit ainsi une estimation sur l'accélération (strength) et une estimation sur le déplacement (demande).

Il faut noter par ailleurs que l'utilisation du spectre inélastique est considéré plus approprié que l'utilisation d'un spectre élastique équivalent hautement amorti [10].

FEMA: Federal Emergency Management FEMA 273

Présente une variété d'objectifs de performance associés à des séismes probabilistes. Les méthodes d'analyse et de dimensionnement pour une performance à niveaux multiples vont de l'élastique linéaire à l'analyse inélastique temporelle. Le document définit les niveaux de performance pour les éléments non structuraux, et recommande des déplacements d'étage limites concordants à différents niveaux de performance, et ce, pour différents systèmes structurels autostables.

2.9. Dimensionnement en déformation contrôlée:

L'approche la plus appropriée afin de satisfaire les objectifs du dimensionnement parasismique en performance paraît être l'approche en déformation contrôlée. Cette approche est sélectionnée pour être introduite dans les codes futurs, en améliorant la conception en force (FDB) et en développant encore l'approche en capacité à travers la vérification des déformations objectifs et par le développement de procédures de dimensionnement direct basé sur la déformation où le point de départ seront les déformations cibles.

Au risque de sacrifier la simplicité, il est important d'obtenir une bonne estimation de la déformation (déplacement) locale au sein de la structure, prendre en considération les effets des modes supérieures et la séquence de rotation des éléments. L'analyse statique non linéaire (nonlinear static pushover analysis) conjuguée avec de nouvelles méthodes (autre que SDOF-based spectra) ou l'analyse dynamique inélastique non linéaire peut donner une prédiction de la performance d'une façon plus fiable.

La grande majorité des méthodes de dimensionnement directe en déplacement ou dimensionnement en déformation contrôlée utilisent des systèmes linéairement équivalents caractérisés par un amortissement effectif élevé et une rigidité sécante correspondant à la réponse max. Cette alternative figure parmi les approches possibles pour la détermination de la demande sismique, car

le spectre inélastique peut être aussi utilisé comme il a été indiqué par Fajfar [11] et démontré par Chopra et Goel [12].

A titre d'indication une procédure pour le calcul sismique adaptant les recommandations du code EC8 a été proposée par Kappos et al [13] peut facilement s'inscrire dans cet esprit. Cette procédure s'articule d'une part sur l'analyse THA, et sur l'analyse pushover statique nonlinéaire d'autre part, en considérant deux états limites distincts:

1. ELS (serviceability) (IO ou occupation immédiate, 50% de dépassement en 50 ans), nécessitant le contrôle:

- du déplacement relatif maximal qui ne doit pas dépasser les limites entraînant l'endommagement des éléments non structuraux nécessitant ainsi réparation. Si ce critère n'est pas respecté, le renforcement de la structure s'avère donc nécessaire en augmentant le coffrage.
- les rotations plastiques des zones critiques des poutres restent inférieures à la valeur correspondante à la fissuration non tolérée (nécessitant réparation). Si la ductilité spécifiée est dépassée au sein de certains éléments, le ferrailage correspondant est augmenté. Il faut par ailleurs signaler que les 2 critères doivent être satisfaits du fait de leur complémentarité. Le premier est relatif à l'endommagement des éléments non structuraux alors que le deuxième concerne l'endommagement des éléments structuraux.

2. ELU (life safety: sécurité des vies) avec endommagement réparable

l'évènement sismique correspond à une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans (rare). C'est le séisme de calcul recommandé par la plupart des codes courants.

A titre d'indication, l'EC8 recommande pour le séisme de service 1/2 à 1/2.5 de la valeur du séisme de calcul (sous révision), et pour les déformations les valeurs suivantes:

- déplacement d'étage $0.2\% \leq \delta \leq 0.5\%$;
0.2% pour un remplissage en maçonnerie en contact avec le portique
0.5% pour panneaux légers et contreplaqué
- rotation plastique des poutres $\leq 0.005\text{rd}$

2.10. Critères de dimensionnement pour 3 niveaux de performance:

2.10.1. Rigidité, résistance et ductilité:

Dans la pratique courante pour les charges conventionnelles, les structures sont dimensionnées pour 2 demandes, résistance et rigidité résultant en une bonne performance structurelle. La vérification de la résistance incluant la stabilité appartient à l'ELU garantissant que la force développée au sein de la structure reste dans le domaine élastique ou quelques déformations plastiques peuvent survenir en connivence avec les hypothèses établies. La vérification de la rigidité est reliée à l'ELS pour lequel les déplacements de la structure doivent rester dans certaines limites afin que l'endommagement des éléments non structuraux soit évité. Malgré qu'il est reconnu que l'endommagement est aussi du aux déformations, le contrôle de la résistance joue le rôle déterminant dans le dimensionnement pour charges conventionnelles. Contrairement à ça, la ductilité est recherchée dans le dimensionnement parasismique, et additionnée aux demandes précitées. Car le survie de la structure sous une action sismique est tributaire de la capacité de déformation au delà du domaine élastique, afin de dissiper l'énergie à travers des déformations plastiques. La vérification de la ductilité est reliée au contrôle de l'aptitude de la structure à dissiper l'énergie sismique considérée dans l'analyse ou non. La nouvelle approche dans le dimensionnement structurel sous action sismique connue sous l'appellation "approche en capacité" exige la vérification des 3 demandes: rigidité, résistance et ductilité.

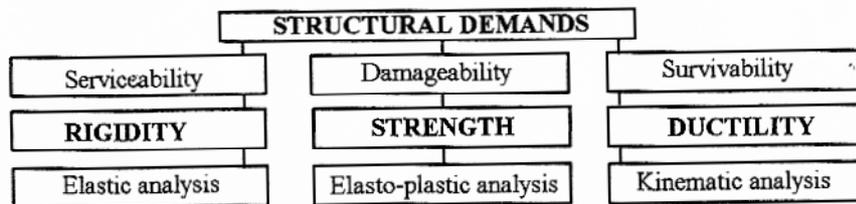


Fig. 2.5. Critères de dimensionnement pour 3 niveaux de performance

Le contrôle de ces 3 qualités se fait respectivement pour les états limites suivants:

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

Il est cependant très important de remarquer que chaque état limite lui correspond un accélogramme ou spectre de réponse spécifique, du fait de la différence enregistrée en magnitude. Ceci est principalement du à l'interaction sol - onde sismique. Les principales caractéristiques de ces séismes sont (Fig.2.6):

- pour l'ELS: séismes de faible magnitude sont de courte durée avec une courte période, mais l'amplification pour des périodes courtes est différente comparée avec des séismes de grande magnitude.
- pour l'ELE: séismes de magnitude sévère ayant des durées et périodes plus longues que celles des séismes de faible magnitude.
- pour l'ELU: séismes de magnitude très sévère présentant des périodes caractéristiques et durée plus longues, suite à l'interaction avec la nature du site.

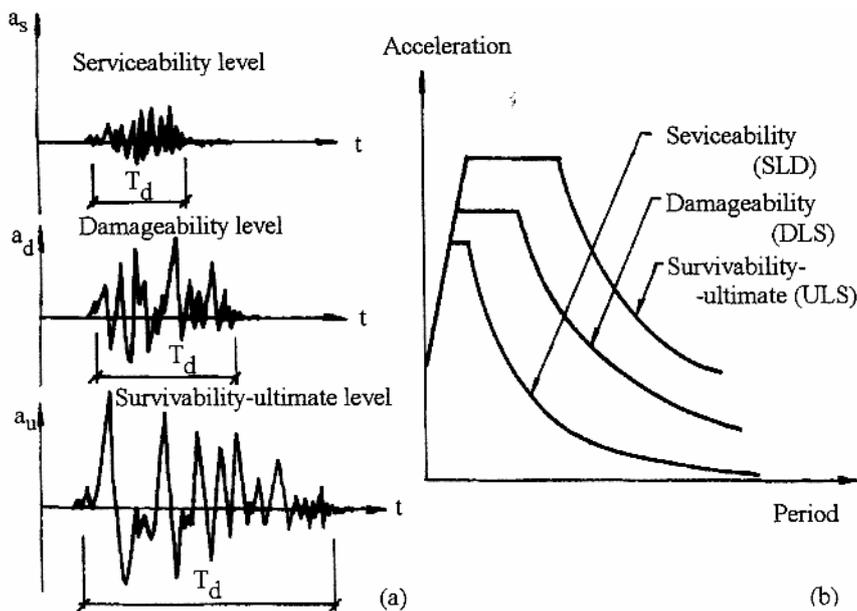


Figure 2.6: caractéristiques pour 3 niveaux de performance
 (a) Accélérogrammes (b) Spectre élastique

Le rapport entre les intensités correspondantes aux niveaux de performance dépend des périodes naturelles des structures. Utilisant la même allure du spectre pour toutes ces limites en changeant uniquement les accélérations maximales comme il est suggéré par les recommandations de certains codes établis (EC8, code japonais par exemple) est une erreur dans la méthodologie de dimensionnement.

Comme les caractéristiques de ces demandes sont plutôt différentes des vérifications pour charges conventionnelles, les principaux problèmes qui leur sont rattachés sont présentés brièvement dans ce qui suit.

2.10.2. Critère de rigidité:

La vérification de la résistance est traditionnellement considérée par les concepteurs comme le premier critère à satisfaire dans le processus de dimensionnement. Suite à l'impact économique et la perte de fonctionnalité des bâtiments, le contrôle de l'endommagement à travers la vérification de la rigidité structurelle est devenue un critère incontournable.

Cette opération doit être menée pour les performances mentionnées dans la section 2.3, afin de:

- préserver l'intégrité architecturale sous séisme modéré et éviter un endommagement dangereux des éléments non structuraux sous séisme sévère.
- limiter l'endommagement structurel et réduire le phénomène de second ordre.
- éviter le discomfort sous séisme mineur ou occasionnel modéré.

Pour l'endommagement structurel le déplacement global (en tête) de la structure peut fournir une bonne indication, mais ne peut adéquatement refléter l'endommagement des éléments non structuraux, qui dépend essentiellement du déplacement relatif entre 2 étages, appelé généralement déplacement relatif. Cette vérification est généralement concrétisée à travers la relation :

$$\text{Rigidité requise} \leq \text{Rigidité disponible}$$

$$\text{ou Déplacement relatif résultant} \leq \text{Déplacement relatif limite}$$

Le déplacement relatif résultant est déterminé:

- à travers une analyse élastique temporelle THA (accélérogramme ou enregistrement) ou utilisant un spectre élastique, et ce si l'ELS qui est considéré.
- cependant pour le spectre correspondant à l'ELU, la détermination de ce déplacement est indirecte en utilisant le facteur réducteur de force. Cette méthodologie est généralement utilisée par les codes, mais présente les insuffisances citées auparavant.

La rigidité requise dépend essentiellement du type de séisme (far-field et near-field regions) et du type de structure. Pour les séismes éloignés du foyer épical le déplacement maximal est enregistré au niveau de la partie inférieure de la structure[1], cependant pour les régions proches de ce foyer, et à cause des modes supérieurs le déplacement maximal est enregistré en tête.

La rigidité disponible (emmagasinée) dépend :

a- des déformations limites des éléments non structuraux (Fig.2.7).

- un endommagement mineur où les fissures 0.2-1mm n'affecte significativement pas le service et la réparation est facilement exécutable.
- un endommagement important où les fissures 1-2mm, n'affecte pas la sécurité des éléments mais la réparation devient coûteuse.
- un endommagement très important avec de larges fissures dépassant les 2mm, conduisant à la ruine partielle ou totale des éléments.

b- désolidarisation des éléments non structuraux de la structure porteuse

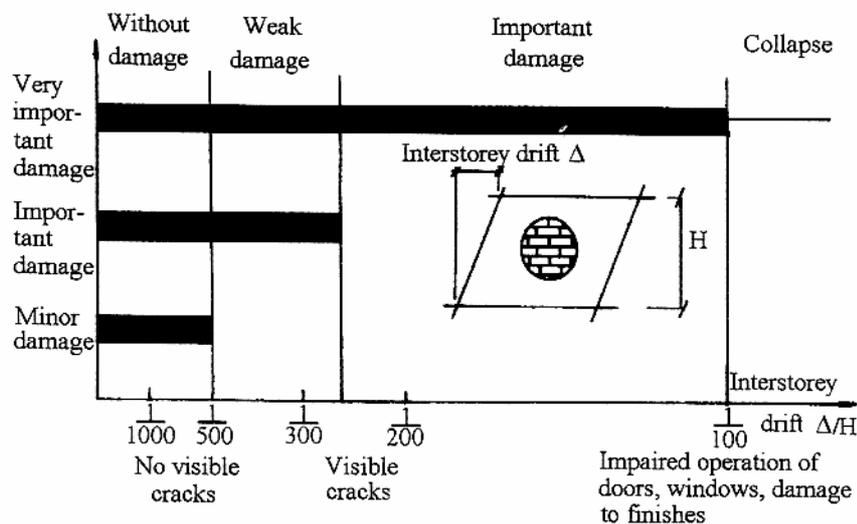


Figure 2.7. Valeur du déplacement relatif d'étage pour différents états limites

La conception parasismique moderne est favorable au fait de désolidariser les remplissages afin de les isoler vis-à-vis des déformations structurelles. Si cette précaution est observée, les limites inhérentes aux éléments non structuraux ne seront pas mandataires dans l'établissement du critère de rigidité structurelle, et c'est le déplacement relatif d'étage limite qui sera déterminant dans ce cas.

2.10.3. Critère de résistance

La conception parasismique courante autorise l'endommagement structurel lors d'un séisme sévère ou les structures sont appelées à enregistrer d'importantes déformations inélastiques. La force de

dimensionnement est nettement inférieure à la force nécessaire pour que la structure reste dans le domaine élastique. Le critère de résistance est traditionnellement introduit comme un but primordial dans le dimensionnement parasismique; la structure doit donc satisfaire ce critère à travers la relation suivante

$$\text{Demande de Résistance} \leq \text{Capacité de Résistance}$$

Les 2 termes de l'équation sont déterminés respectivement à partir de l'action sismique et la configuration structurelle. La demande de résistance peut être déterminée en utilisant l'une des méthodes présentées dans la section 2.7, et elle dépend du :

- type de séisme, se référant à son intensité, durée, période etc. La différence entre séisme proche et séisme éloigné (near-field et far-field) doit être considérée.
- type de structure
- spectre de dimensionnement, tiré du spectre élastique en utilisant le facteur de réduction de force R (selon le code RPA, facteur de comportement) qui est déterminé fonction du type de structure, sa période naturelle et la surrésistance.

La capacité de résistance dépend des caractéristiques des zones dissipatives d'énergie, où une résistance adéquate 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 en considérant les limites inférieures, conduisant ainsi à une augmentation de la résistance des sections.
- l'utilisation des sections plus importantes que celles résultantes de l'analyse.
- l'effet d'érouissage produisant une augmentation des moments plastiques
- redistribution des moments suite à la formation des rotules plastiques, le moment de calcul peut diminuer ou augmenter.
- l'accumulation des déformations plastiques: la capacité de résistance de la structure dépend du nombre de cycles inélastiques, les séquences et leurs amplitudes relatives.

La combinaison de ces effets peut conduire à une augmentation possible de résistance variant entre 50 et 150%. Pour ce, la vérification de la résistance de la rotule plastique doit prendre en considération l'existence d'une importante surrésistance.

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

- établir un mécanisme favorisant la rotulation au niveau des poutres reconnu comme le mécanisme le moins exigeant si la notion de ductilité est considérée en respectant l'approche poteau fort - poutre faible.
- 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.

210.4. Critère de ductilité:

On entend par ductilité dans la conception structurelle, la capacité d'une structure de supporter de larges déformations dans le domaine post-élastique sans jamais enregistrer une réduction substantielle de résistance. L'approche rationnelle utilisée pour déterminer la résistance sismique d'une structure en portiques consiste à choisir le mécanisme de déformation post-élastique le plus approprié. Pour atteindre ce but, plusieurs règlements exigent à ce que ces structures aient la capacité de résistance garantissant le niveau de demande de ductilité résultant.

Pour les portiques autostables, la plastification préférée est celle causée par un comportement flexionnel que celles causées par l'action de l'effort tranchant ou d'adhérence qui sont à éviter, vu qu'elles conduisent à une réduction substantielle de la dissipation d'énergie [14]. Les régions critiques du système structurel résistant aux forces sismique peuvent être ainsi préalablement choisies, convenablement conçues et soigneusement ferrillées afin de fournir une capacité de résistance et de ductilité adéquates.

Les récents développements dans la conception parasismique incluent le fait de doter la structure d'une ductilité suffisante comme il est recommandé pour la rigidité et la résistance. Pour ce, une méthodologie claire et cohérente pour le contrôle direct de ductilité doit être développée. Cet objectif est atteint si le critère de ductilité est satisfait:

$$\text{Demande de Ductilité} \leq \text{Capacité de Ductilité}$$

ou la demande de ductilité est déterminée du comportement global de la structure, et la capacité de ductilité à partir des déformations locales.

Les facteurs influant la demande ductilité sont le type de séisme, de fondation et type de structure.

Ductilité Globale Prédite	
Tremblements de terre maximaux	Réponse structurelle
*Source sismique Type de séisme et profondeur Focale	*Type de Fondation
*Distance de la source Near and Far – field Atténuation	*System structurel Type de structure Mécanisme de ruine
*Site Profile Amplification Durée	Eléments non structuraux Interaction Limites d'endommagement Limites de ruine
Demande de Ductilité Globale	

Le critère de ductilité dans le processus de dimensionnement sera donc:

$$\text{Demande de Ductilité Locale (résultante de l'analyse globale)} \leq \text{Capacité de Ductilité Locale}$$

L'évaluation de la demande de ductilité requise est fonction du déplacement en tête de la structure. Cependant, il n'existe pas de définition standard reconnue par les spécialistes du domaine concernant cette demande de ductilité. Une estimation approximative est donnée par les relations entre le coefficient de ductilité globale et le facteur de comportement (cette partie sera traitée ultérieurement).

2.10.4.2- Capacité de ductilité

Évaluée généralement localement à travers la capacité de rotation de l'élément ou de courbure de la section, et elle en dépend de plusieurs facteurs :

- configuration du ferrailage longitudinal et transversal
- écrouissage de l'armature longitudinale
- charge axiale

Ductilité Locale	
Elément	Noeud
-Type de matériau : acier, béton et béton confiné -Sécurité sur les matériaux -Vitesse de déformation	Noyau - Mécanisme de cisaillement - Mécanisme d'éclatement - élancement du noyau
Section -Elancement, type de section -Interaction de la maçonnerie	Zones nodales - Type de mécanisme de ruine locale - chargement cyclique - Vitesse de déformation
Elément -type de poteau, type de mécanisme de ruine -charge axiale -chargement cyclique	- taux de ferrailage longitudinal - rapport armature comprimée – armature tendue - taux d'armature transversal
Capacité de Ductilité	

2.11. Critères de dimensionnement pour 2 niveaux de performance:

Malgré que la procédure rationnelle de dimensionnement est celle qui considère 3 niveaux de performance, la plupart des codes modernes ne prescrivent que 2 niveaux; l'ELS et l'ELU, s'accordant sur le plan philosophique avec la méthodologie traditionnelle établie pour les autres types d'action. Les principales vérifications dans le processus de dimensionnement relatives à chaque niveau peuvent être résumés comme suit:

a- ELS: ce niveau doit être analysé à travers les étapes suivantes:

- détermination des caractéristiques de l'action sismique correspondante à cet état limite
- s'assurer que la structure travaille dans le domaine élastique exception faite pour quelques zones pouvant enregistrer des déformations plastiques réduites.
- évaluation de la performance des éléments non structuraux en considérant leur interaction dynamique
- contrôler le déplacement relatif résultant de l'analyse élastique avec la limite prescrite relative aux éléments non structuraux.

Afin de satisfaire ces demandes, les 2 critères suivants doivent être vérifiés simultanément:

$$\text{Déplacement relatif résultant} \leq \text{Déplacement relatif limite}$$

$$\text{Résistance requise} \leq \text{Résistance Elastique Limite}$$

b- ELU: ce niveau doit être analysé à travers les étapes suivantes:

- détermination des caractéristiques de l'action sismique correspondante à l'état limite ultime
- configurer la structure conditionnant la rotulation des poutres
- analyse de la structure dans le domaine postélastique, en utilisant les méthodes appropriées en se référant à la résistance et à la ductilité.
- 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.

Afin de satisfaire ces demandes, les 2 critères suivants doivent être simultanément vérifiés:

$$\text{Résistance Requise} \leq \text{Capacité de Résistance}$$

$$\text{Demande de Ductilité} \leq \text{Capacité de Ductilité}$$

Notions sur les spectres

2.12 Spectre de réponse pour SDOF:

L'approche commune dans le dimensionnement parasismique courant est de caractériser les effets sismiques à travers des spectres de réponse, c'est à dire à définir le chargement sismique par une représentation non plus dans le domaine du temps (accélérogramme), mais dans le domaine des fréquences. Depuis son introduction par Housner dans les années cinquante, le spectre de réponse est devenu un outil indispensable dans le dimensionnement parasismique, adapté par la suite pour l'analyse et le dimensionnement structural inélastique non linéaire. Il a été par ailleurs reconnu que le comportement inélastique structural réduit la demande de résistance d'une structure de ce qu'elle devrait être si le comportement est purement élastique. Ceci est pris en considération dans les clauses réglementaires à travers un coefficient réducteur de force dépendant du niveau de ductilité de la réponse. Actuellement, le spectre de réponse forme la base dans le processus d'évaluation des forces sismiques dans la majorité des codes parasismiques.

Il existe différentes approches pour le calcul de ce spectre, fonction de la manière que ses caractéristiques sont modélisées et la nature de l'exploitation des résultats. Les spectres de réponse sont généralement divisés en deux catégories; élastique et inélastique et c'est cette dernière catégorie qui est adoptée par les codes parasismiques. Le spectre de réponse élastique reste indispensable même pour un dimensionnement inélastique où un système élastiquement équivalent SDOF peut être utilisé pour modéliser la réponse structurelle inélastique non linéaire d'un système MDOF.

Les spectres de réponse sont utilisés dans le contexte de dimensionnement en force largement utilisé, ou en déplacement qui gagne du terrain du fait de la conception en performance qui est entrain de s'implanter progressivement dans les codes actuels.

2.12.1 Spectre de réponse élastique:

La réponse élastique d'un système à un seul degré de liberté (SDOF) est déterminée après avoir digitaliser l'accélérogramme (naturel ou artificiel) d'un séisme donné en assumant des valeurs numériques pour la période et l'amortissement. Le mouvement dynamique est appliqué à la base du modèle (console; structure encastree dans le sol) et l'histoire complète de la réponse de ce système élastique peut être calculée. Les valeurs maximales des accélérations, vitesses et déplacements sont alors déterminées. En répétant cette procédure pour un grand nombre de systèmes SDOF pour une valeur spécifique de l'amortissement, le graphe du spectre de réponse est obtenu. Pour cause d'effet de résonance, le spectre a la tendance d'amplifier l'action sismique pour une certaine gamme de périodes.

Le but de ces spectres est d'introduire cette amplification. Il existe deux manières de représentation du spectre de réponse:

-tripartite; la réponse de tous les paramètres ensemble (Fig. 2.8)

-graphe séparé; d'accélération, vitesses et déplacements, dans lequel et pour une période donnée les valeurs correspondantes aux paramètres introduits sont obtenues.

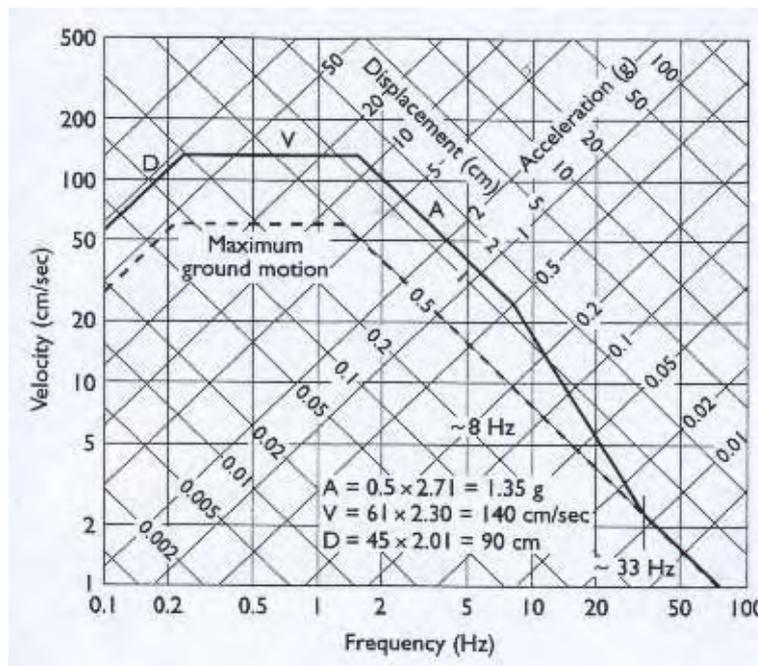


Figure 2.8: Spectre élastique pour correspondant à un PGA de 0.5g et 5% d'amortissement (Newmark-Hall 1982)

Approche probabiliste:

La modélisation de l'excitation sismique est un processus aléatoire, du fait du grand degré d'incertitude dérivant de plusieurs sources. Le traitement des enregistrements permet de déterminer la valeur moyenne et la déviation standard.

Les valeurs proposées pour des structures spéciales sont généralement la moyenne plus une déviation standard (Fig.2.9a). Il est cependant convenablement conservatif d'utiliser les valeurs moyennes pour des structures normales.

Les paramètres ayant une probabilité spécifique de non dépassement durant la vie de la structure sont:

-accélération, vitesse et déplacement maximal (PGA, PGV, PGD), obtenus à partir des enregistrements de mouvements de terre;

-accélération effective maximale ou vitesse effective maximale (EPA, EPV), qui a tendance à compenser l'insuffisance d'un seul actual max pour décrire le potentiel du mouvement tellurique.

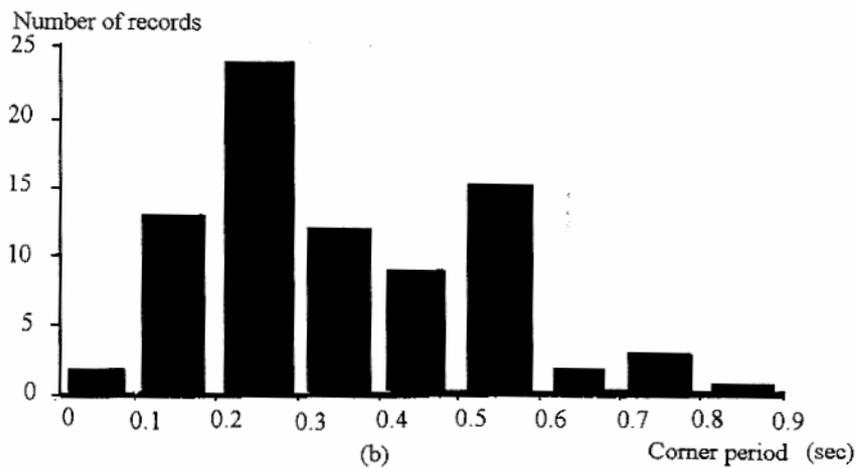
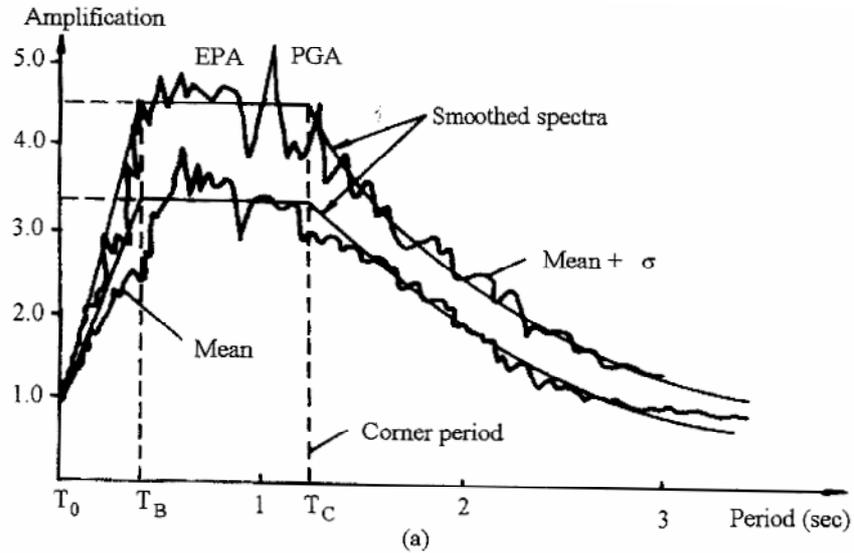


Figure 2.9. Spectre lissé

(a)valeurs de PGA et EPA (b) distribution de la période caractéristique

L'EPA est la moyenne des ordonnées max du spectre de réponse élastique d'accélération entre l'intervalle 0.1 et 0.5s, divisée par la valeur moyenne de 2.5 (pour un amortissement de 5%). L'EPV est la moyenne des ordonnées max du spectre de réponse élastique des vitesses entre l'intervalle 0.8 et 1.2s, divisée par la même valeur moyenne de 2.5.

Cette valeur moyenne désigne le facteur d'amplification et varie entre 2 et 3.5, cependant les codes adoptent généralement la valeur de 2.5. Ce coefficient d'amplification n'est autre que le rapport de la réponse d'accélération spectrale max (RSA) sur l'accélération pic du sol (PGA) ; et il dépend

essentiellement du niveau d'absorption d'énergie ou de l'amortissement structurel qui est généralement compris entre 2 et 5 %. Comme la majorité des spectres de dimensionnement adoptés par les codes ont un amortissement de 5%, un coefficient de correction est introduit (à l'instar de l'EC8) pour les systèmes ayant un amortissement différent de 5%.

Spectre lissé:

Comme le spectre élastique actuel présente beaucoup de pics, il ne pourra être donc utilisé dans la pratique, pour ce il devient nécessaire de le lisser (Fig.2.9a). Cette variation est substituée par une combinaison de variations linéaires et hyperboliques. Une importante caractéristique du spectre lissé est la période d'angle ou caractéristique qui est considérée comme équivalente à la période prédominante du mouvement du sol [15], reconnue aussi comme période correspondante à l'accélération max associée avec le maximum relatif au spectre de vitesse (Miranda 1993) [1]. Il a été constaté [1] à partir d'une base de données contenant 81 enregistrements de forts accélérogrammes à travers le monde (Fig.2.10), obtenus pour des régions interplate et intraplate mesurés pour des sols rocheux, fermes et mous dans un rayon de 60km de l'épicentre et pour des accélérations variant entre 0.1g et 0.6g; que la majorité des séismes ont une période caractéristique comprise entre 0.1 et 0.5s, exception faite pour les sols très mauvaise qualité (Mexico, Bucarest) où cette période est située dans la plage des longues périodes (1.5-3.0s).

Il est important de noter la grande différence entre un séisme interplate et intraplate, ce qui doit être reflétée au sein du spectre élastique.

Spectre normalisé:

Il est d'usage d'employer un spectre de dimensionnement ou de calcul de forme générale indiquée sur la figure 2.10, normalisé pour la valeur max de l'accélération du sol.

Pour que les spectres de dimensionnement soient fiables ils doivent exhiber les principales caractéristiques du spectre élastique résumées comme suit :

-accélération spectrale pour $t=0$ doit être égale à l'accélération du sol. Ceci est dû au fait que le déplacement relatif = 0 pour un oscillateur infiniment rigide et le déplacement absolu sera égal au déplacement du sol.

-réponse spectrale pour $t = \infty$ doit être égale à l'accélération du sol. Ceci est dû au fait que le déplacement absolu = 0 pour un oscillateur infiniment souple et le déplacement relatif sera égal au déplacement du sol.

-pour une certaine plage de périodes, l'accélération spectrale est trouvée presque constante et les systèmes sont alors appelés systèmes à périodes intermédiaires.

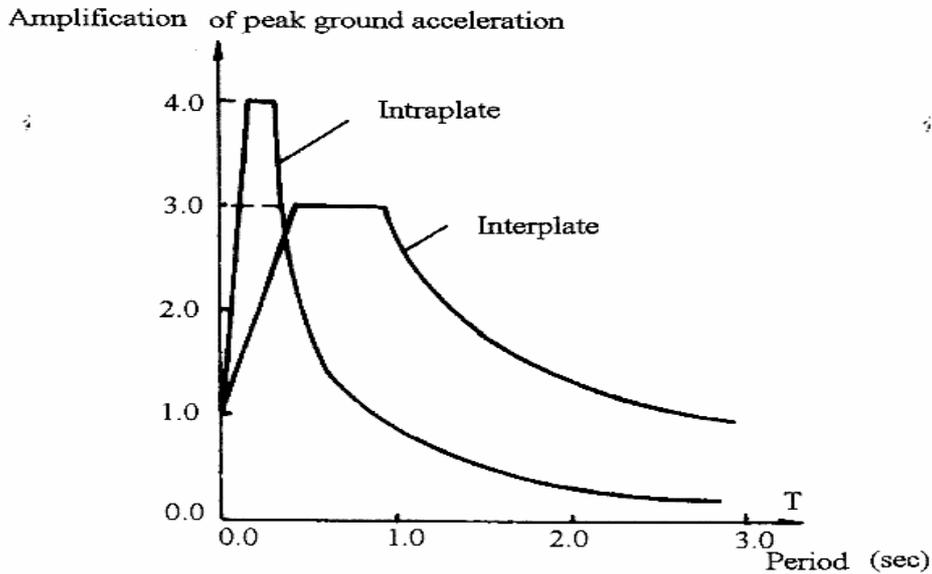


Figure 2.10: Spectre normalisé pour séisme interplate et intraplate

Le spectre de dimensionnement prend les valeurs max des pseudo accélérations 'Sa' fonction de la période et d'un coefficient d'amortissement donné. Il a été cependant constaté qu'adopter un comportement élastique résultera en de grandes forces sismiques qui conduiront inévitablement à des coûts très élevés, car nul avantage n'a été tiré de l'aptitude de dissipation d'énergie. Cette dernière est atteinte à travers le comportement inélastique des matériaux constituant, et concrétisée naturellement par l'apparition de fissures, plastification des aciers...

Dans le but de réduire les forces sismiques induites par la réponse structurelle, cette inélasticité est introduite à travers un amortissement hystérétique reconverti généralement en amortissement visqueux équivalent.

Le spectre d'accélération recommandé par les différents codes pour le dimensionnement de structures parasismiques introduit l'effet de site (S) à travers la période caractéristique (T_1).

Le facteur de site désigne effectivement le rapport des réponses d'accélération spectrales dans les plages des moyennes et longues périodes. Il a été introduit afin d'adapter le spectre pour site rocheux aux autres sites en d'autres termes modifier ce spectre fonction de la catégorisation des sites.

2.12.2 Spectre inélastique

Le spectre de réponse élastique obtenu à partir de l'amplification de la réponse maximale du mouvement du sol exprimée en accélération, vitesse et déplacement résultante de l'effet de résonance. Le spectre de réponse inélastique est obtenu en réduisant le spectre élastique de calcul afin de tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie de la structure. Ce spectre inélastique peut être obtenu de plusieurs façons :

- en réduisant le spectre de réponse élastique par un coefficient empirique indépendant de la période de vibration de la structure connu aussi comme facteur de comportement R afin de considérer la déformation inélastique de la structure. (Fig.2.11a)
- en réduisant le spectre de réponse élastique par un coefficient variable fonction de la période de vibration de la structure connu comme facteur de comportement R afin de considérer la déformation inélastique de la structure. (Fig.2.11b). Plusieurs formulations ont vu le jour depuis son introduction par Newmark et Hall en 1982 (sera traité plus en détail ultérieurement dans le chapitre 3).
- le spectre inélastique peut être déterminé directement en utilisant un système élasto-plastique à un seul degré de liberté SDOF sujet à un mouvement du sol (Fig.2.11c). Le spectre inélastique dans ce cas prend en considération les conditions locales du site, période de vibration, etc.

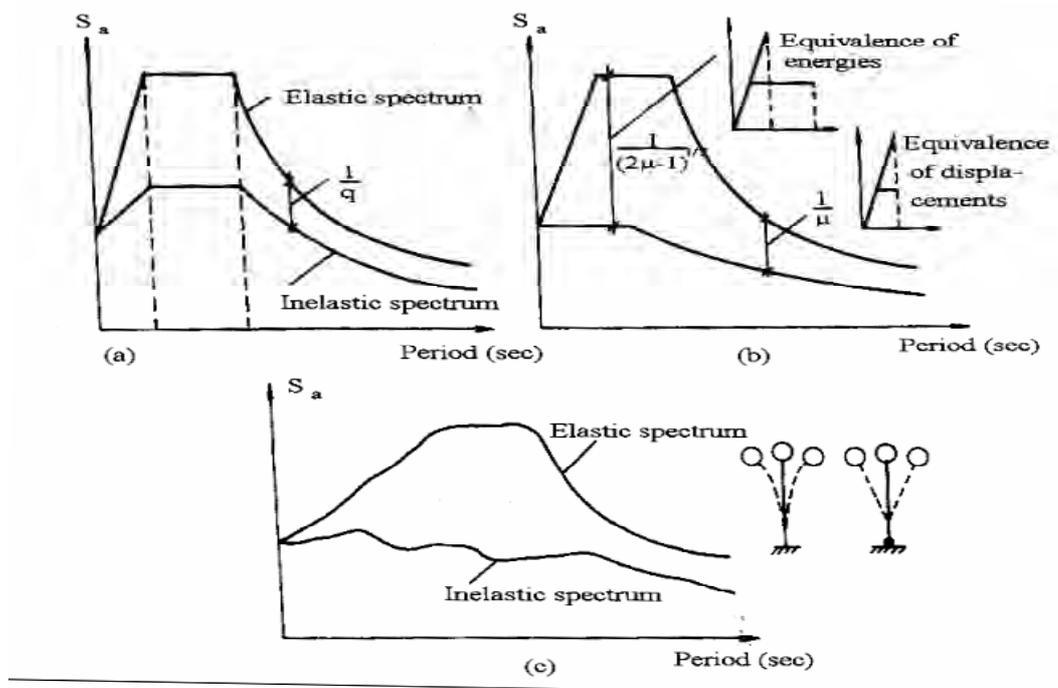


Figure 2.11. Spectres inélastiques en utilisant:

(a) R constant (b) R variable (c) Détermination directe à travers un système élasto-plastique

Malgré que cette dernière est plus fiable, elle n'est pas utilisée dans la pratique dans les processus de dimensionnement du fait de son coût élevé. Cependant elle reste recommandée pour calibrer le facteur de comportement R fonction de la période de la structure. Pour ce, la combinaison des deux dernières méthodes est exigée.

2.12.3 Spectre de capacité

L'une des étapes primordiales dans la procédure d'évaluation de la capacité parasismique des structures, consiste en l'estimation de la déformation inélastique max « demande » sous un niveau d'excitation sismique donné. Des méthodes simplifiées ont été proposées afin d'éviter l'analyse temporelle non linéaire. Les plus utilisées sont la méthode du spectre de capacité et la méthode du coefficient de déplacement.

Le spectre de capacité est une autre alternative de représentation du spectre inélastique. Au lieu d'utiliser le graphe accélération-période, une courbe force -capacité (accélération – déplacement) est tracée (Fig.2.12), où la période est représentée par les lignes radiales. L'avantage de cette représentation est l'illustration conjuguée de la force et la demande de déplacement. Pour les forces élastiques la demande du déplacement élastique et la période élastique peuvent être déterminées. Pour le comportement inélastique la demande du déplacement inélastique est obtenue au niveau de la branche horizontale de la courbe de capacité avec un spectre inélastique réduit; et la période concordante avec le déplacement inélastique peut être déterminée.

Comme la philosophie de dimensionnement en force actuelle a affiché ses limites ; une nouvelle méthodologie basée sur le déplacement spectral a été proposée [16].

La méthode du spectre de capacité incluse dans la procédure ATC 40 est basée sur la méthode de linéarisation équivalente dans laquelle le déplacement inélastique max est évalué en utilisant une méthode itérative nécessitant l'analyse d'une série de systèmes linéaires équivalents.

Simultanément le document FEMA 273 adopte la méthode du coefficient de déplacement où la déformation inélastique max d'une structure est estimée à partir de la déformation élastique max en utilisant un coefficient modificateur C . le déplacement inélastique max est calculé selon les 2 méthodes en utilisant les résultats d'un système à un seul degré de liberté SDOF. Malgré que la méthode du spectre de capacité est simple et directe elle présente plusieurs inconvénients, à savoir :

- a- les procédures d'itération sont nécessaires pour l'évaluation du déplacement max
- b- ce dernier est souvent sous estimé pour une large plage de périodes
- c- la procédure A de l'ATC 40 n'est pas nécessairement convergente [17, 11]

Un travail récent a été conduit par Lin et Miranda [18] consistant en la proposition d'une procédure non itérative de la méthode du spectre de capacité. Cette procédure donne des résultats plus exacts tout en évitant d'éventuelles itérations du moment qu'une seule valeur jugée fiable est toujours obtenue. La deuxième catégorie des relations simplifiées caractérisant la demande de déplacement élastique et inélastique des systèmes SDOF ont été proposées [17,19,20]; et elles sont fonction du niveau de ductilité de déplacement, la nature du sol et la période de vibration.

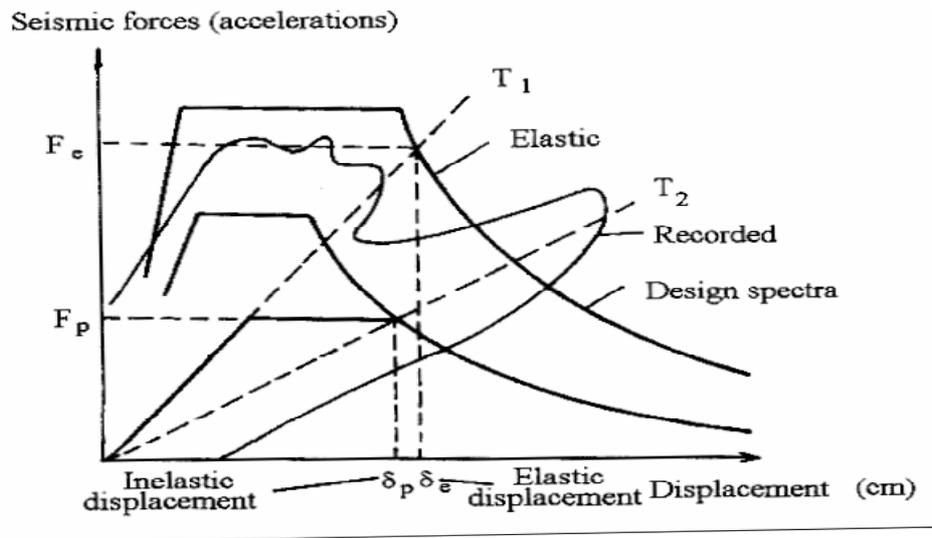


Figure 2.12. Spectre de capacité

Du fait de sa simplicité la représentation en spectre de réponse fournit un outil assez fiable dans l'estimation des effets des mouvements telluriques sur les structures ordinaires, cependant quelques critiques relatives à son utilisation dans les codes actuels ont été formulées:

- l'hypothèse émise qu'un seul spectre de calcul est suffisant pour décrire les séismes qui devraient être utilisés dans le dimensionnement parasismique, car ces derniers peuvent avoir une allure du spectre de réponse complètement différente du spectre de calcul standard.

- l'utilisation d'un seul spectre de réponse pour de niveaux d'action sismiques distincts requis pour une approche de dimensionnement à plusieurs niveaux (état limite de service, et état limite ultime par exemple) est considérée comme insuffisante dans la méthodologie de dimensionnement.

- étant influencé par le type d'impulsion du mouvement du sol, le spectre proche de l'épicentre est différent du spectre lointain (Fig.2.13).

-le spectre vertical proche de la source est très différent de celui généralement considéré comme une fraction du spectre horizontal ; ce dernier sera donc inadéquat pour l'utilisation dans le processus de dimensionnement.

-l'effet d'amortissement relatif à chaque niveau d'attaque sismique doit être considéré; pour un état limite de service le coefficient d'amortissement est de 2%, cependant pour l'état ultime une valeur moyenne de 5% est utilisée.

-la durée du séisme, qui est considérée comme un facteur très important est complètement ignorée

-l'influence du rapport a/v n'est pas prise en compte.

Malgré toutes ces réserves, l'utilisation du spectre de réponse reste la méthode la plus pratique dans le dimensionnement usuel.

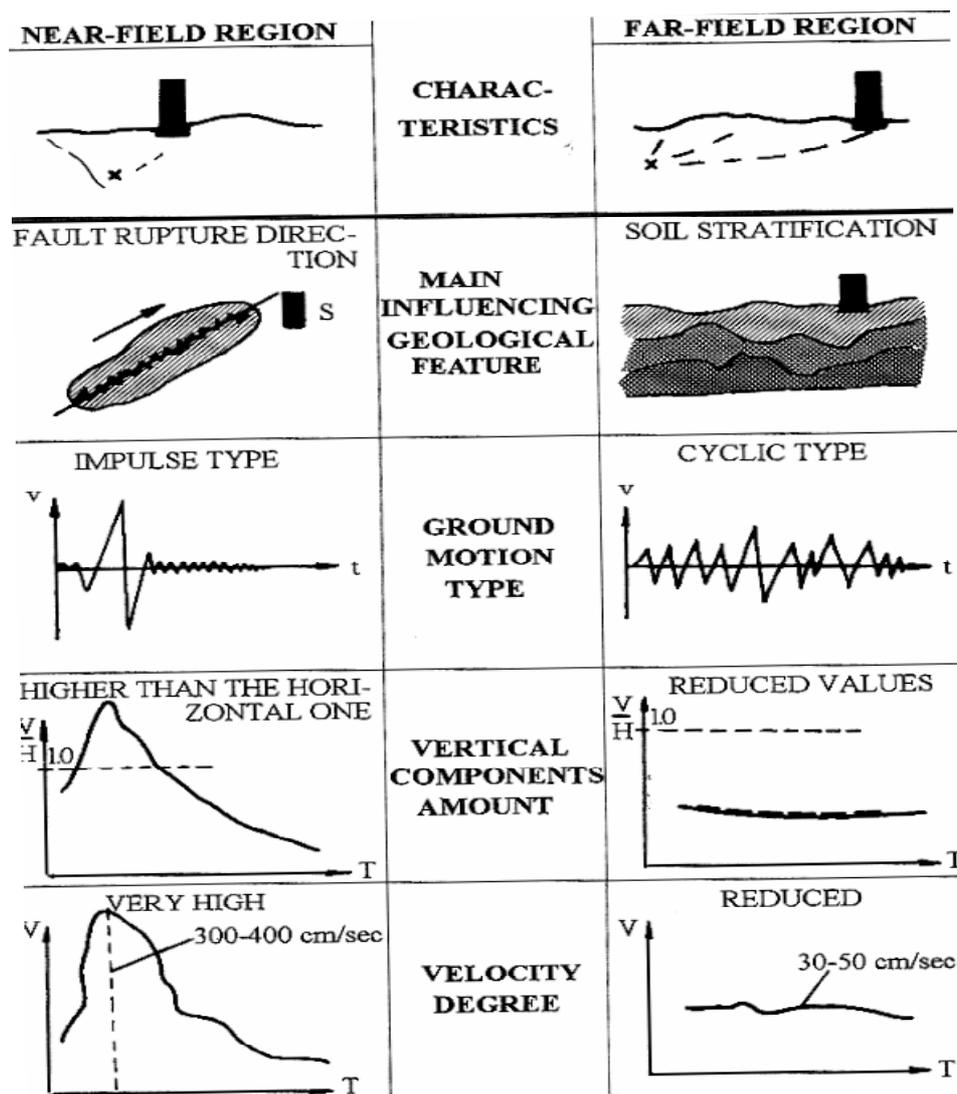


Figure 2.13: Caractéristiques séisme proche vs séisme lointain

2.13 Spectre de réponse pour MDOF:

La méthode du spectre de réponse est basée sur le comportement d'un système linéaire élastique à un seul degré de liberté SDOF. Du fait de sa simplicité, cette méthode a été élargie aux systèmes MDOF élastiques nonlinéaires et systèmes inélastiques hystérétiques en utilisant quelques coefficients d'équivalence (Fig.2.14a). Pour plusieurs types de séismes, le spectre de réponse est considéré comme une évaluation inadéquate de la demande ; c'est le cas où cette demande peut être spécifiée en terme de période dominante ou premier mode de vibration.

Le système SDOF peut très bien modéliser le déplacement d'une structure MDOF [21], exception pour le cas des sites très proches de l'épicentre; où l'action sismique est de caractère impulsive conduisant à une propagation de déplacements à travers la structure sous forme d'ondes causant de larges déplacements relatifs locaux (Fig.2.14b). Les modes supérieurs de vibration ont un effet amplificateur nullement reflété si le spectre de réponse pour systèmes SDOF est utilisé.

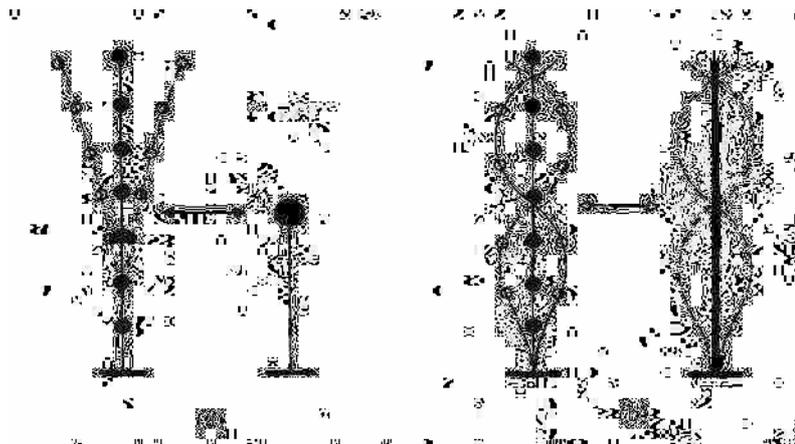


Figure 2.14. Modèles pour systèmes MDOF

(a) Cantilever

(b) Shear-beam

Une nouvelle approche basée sur le modèle (a continuous shear-beam) proposée par Iwan [21] doit être adoptée dans ce cas, où le critère de dimensionnement à observer sera le déplacement relatif d'étage [1]. La comparaison établie par Iwan sur les valeurs du déplacement relatif d'étage données par le spectre de réponse (response spectra) et le spectre de déplacement (drift spectra) a permis de constater que le spectre de réponse sous estime la demande de déplacement. La faible différence enregistrée pour les périodes courtes, est amplifiée si les périodes longues sont considérées conduisant ainsi à une divergence significative entre les résultats des deux méthodes.

2.14 Spectre de déplacement relatif (SDDS):

L'évaluation des effets des mouvements de sol proche de l'épicentre pour structures faiblement élevées [22] a permis de dégager les points suivants:

1- la réduction de la demande de résistance fournie par le comportement inélastique pour des séismes proches de la source est généralement inférieure à celle relative aux séismes éloignés et ce, pour la plage des périodes courtes. Ceci est la conséquence de la réponse unidirectionnelle (Fig.2.15) qui réduit considérablement la dissipation d'énergie hystérétique effective. Le concept de l'amortissement visqueux équivalent ne reste donc plus valide car la réponse n'est plus de nature à prédominance cyclique.

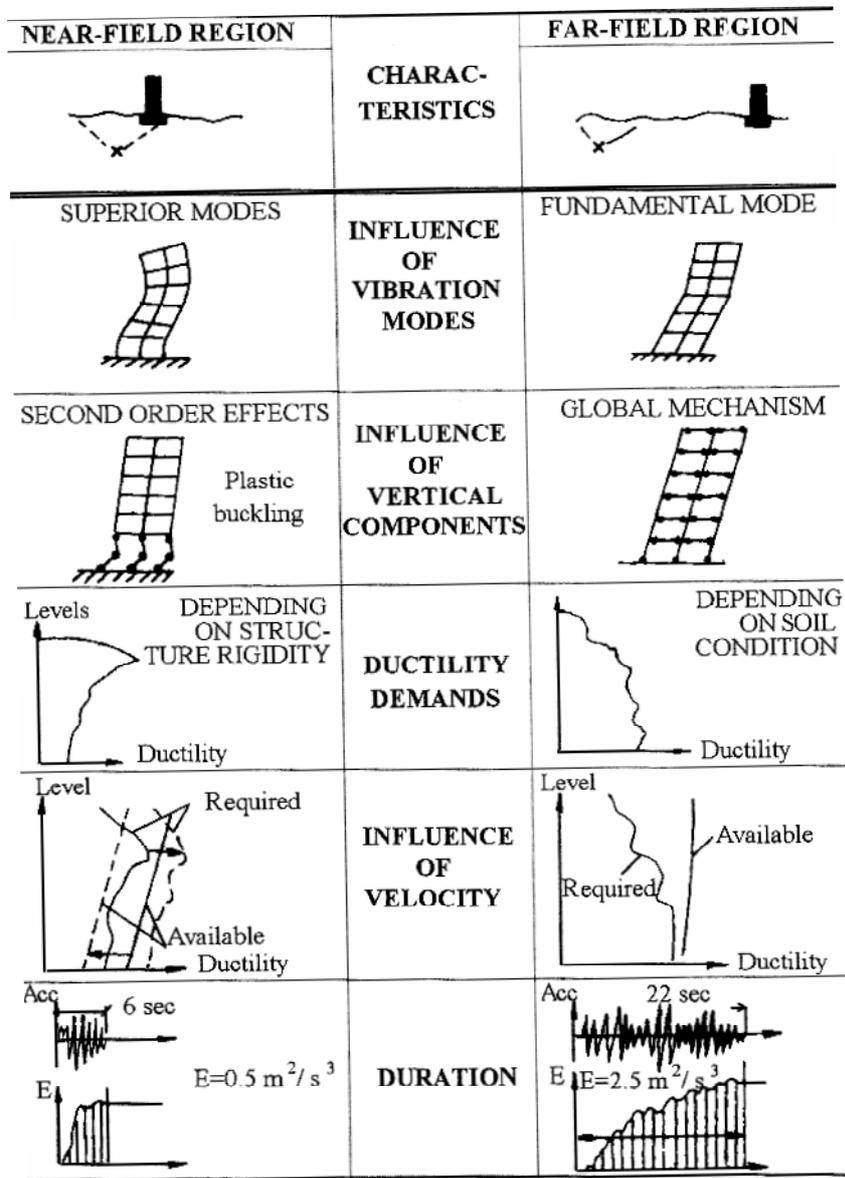


Figure 2.15. Comportement structurel séisme proche et séisme lointain

2- les déformations inélastiques ont tendance de se concentrer dans les régions à réponse hautement ductile à cause de la réduction locale de la vitesse de l'onde dans ces régions. Ceci ne pourra être pris en compte si une seule méthode d'analyse à un seul mode est envisagée.

L'examen de l'effet du séisme est localement étudié en utilisant le spectre de déplacement relatif. Ce dernier est similaire au spectre de réponse sauf qu'il est basé sur un modèle linéaire en poutre continue exhibant un comportement privilégié de cisaillement (linear shear-beam) plutôt que sur le traditionnel modèle linéaire SDOF. Ce nouveau modèle (continuous shear-beam) est particulièrement adapté pour l'étude des déformations locales au sein d'une structure. Par analogie à la représentation par spectre d'accélération déplacement demande (ADRS), le spectre de déplacement relatif (SDDS) peut aussi prendre la forme de spectre force-déplacement demande.

Iwan recommande la méthode SDDS (shear drift demand spectrum) basée sur le spectre de capacité de déformation locale (Local drift capacity spectrum method LDCSM). Cette approche est similaire à la méthode du spectre de capacité (Capacity spectrum method CSM), sauf que la capacité structurelle sera basée sur l'effort tranchant local et sur le déplacement relatif de niveau au lieu de la capacité basée sur l'effort tranchant global-déplacement.

La relation effort tranchant de niveau – déplacement relatif de niveau peut être donc déterminée en utilisant la même procédure nonlinéaire adoptée dans l'approche statique pushover globale.

2.15 Spectre de déplacement d'écoulement (YDS) ou Spectre du point d'écoulement (YPS)

La réponse d'un oscillateur SDOF aux mouvements du sol a été largement étudiée par le passé. Les publications récentes (ATC-40 et FEMA-273/274) a vulgarisé plusieurs méthodes d'estimation du déplacement pic de la réponse des systèmes nonlinéaires, connues généralement sous le nom de Procédures Statiques Non linéaires (Nonlinear Static Procedures; NSP); incluant la méthode du spectre de capacité (CSM) et la méthode des coefficients de déplacement qui s'articulent sur les amplitudes de la réponse élastique comme base pour l'estimation du déplacement. Similairement à la méthode du spectre de capacité, la méthode du spectre d'écoulement (YPS) permet elle aussi l'estimation du déplacement pic de la réponse. Cependant cette dernière applique directement le facteur de réduction R associé à un niveau de ductilité constant μ , au lieu de se baser sur les relations entre la réponse hystérétique et l'amortissement visqueux équivalent. Le facteur R est considéré comme exact quand il est calculé à partir d'un enregistrement spécifique et approché quand les relations R - μ - T sont appliquées [23].

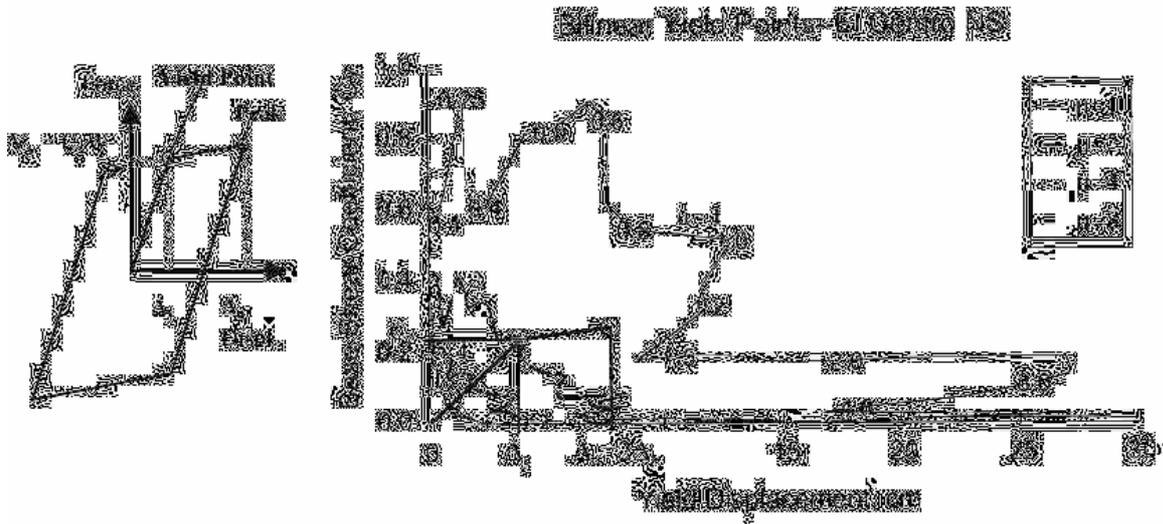


Figure 2.16 Effet de l'augmentation de la rigidité latérale pour un déplacement d'écoulement constant ; avec réduction de la période, demande de ductilité et déplacement max de la réponse

Cette méthode peut être appliquée comme tout autre NSP pour l'estimation du pic de la réponse, néanmoins elle a le privilège d'être utilisée pour déterminer la combinaison Résistance - Rigidité satisfaisant les objectifs d'un dimensionnement en performances (Fig.2.16). Un travail a été mené récemment [24] illustrant clairement la stabilité de cette méthode à travers quelques exemples de portiques autostables pour bâtiments. Cette stabilité est concrétisée à travers le déplacement d'écoulement pendant que la période fondamentale de vibration et la rigidité latérale varient substantiellement. Il a été conclu que le dimensionnement pourra être entamé en utilisant la méthode (YPS) en estimant un déplacement d'écoulement adoptant ainsi l'approche de dimensionnement en déplacement ayant pour objectif de limiter la ductilité structurelle à travers le déplacement relatif; sans jamais considérer la période comme il est généralement fait dans les approches traditionnelles.

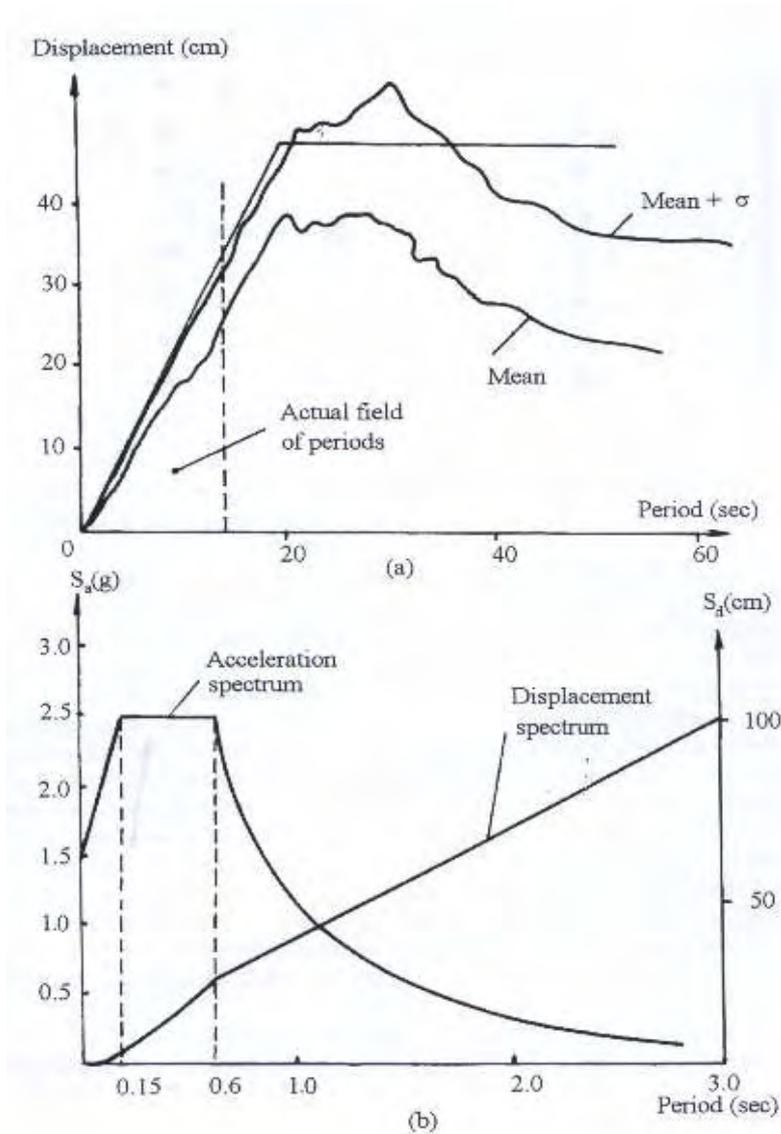


Figure 2.20: Spectre de déplacement

- (a) Spectre élastique de calcul
- (b) Spectre élastique accélération

2.16. Conclusion:

La philosophie de base dans la conception parasismique introduite dans ce chapitre souligne de nouveaux aspects tirés des derniers puissants tremblements de terre. Ces aspects sont jugés comme très importants et doivent être donc introduits dans le dimensionnement pratique. Afin de limiter les pertes économiques il devient nécessaire d'adopter une approche de dimensionnement à plusieurs niveaux. Il a été trouvé par ailleurs que la conception à trois niveaux de performance où la méthodologie de dimensionnement intéresse respectivement le service, l'endommagement et l'ultime ou survie est la plus pratique. Pour aboutir à une conception rationnelle on doit adopter à la limite une conception à deux niveaux de performance à savoir le service et l'ultime.

La cohérence dans la stratégie du dimensionnement parasismique exige la vérification de la rigidité de la structure pour le niveau de service, la résistance pour le niveau d'endommagement et la ductilité pour le niveau ultime. Vu les différences importantes entre séisme lointain et séisme proche du foyer épical, il devient aussi vital d'introduire l'effet d'impulsion caractérisant le séisme proche dans le dimensionnement pratique.

Le code RPA99 spécifie inconsiderablement 2 niveaux de performance (art1.2):

- le premier relatif à un séisme modéré, relativement fréquent, exigeant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages structuraux et non structuraux.
- le second relatif à un séisme majeur, plus rare, exigeant une ductilité et une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec dommages limités sans effondrement, ni perte de stabilité.

Cependant son examen révèle qu'il n'adopte principalement qu'une procédure de dimensionnement à un seul niveau concernant l'état limite ultime (ELU) satisfaisant la "sécurité de la vie"(à l'instar des codes basés sur la conception en force) car le premier niveau est nullement reflété au sein de ses clauses réglementaires. Ceci implique que la structure peut être endommagée mais ne doit pas s'effondrer. En plus de cela la boucle de contrôle sur la capacité de déformation garantissant la dissipation d'énergie est carrément absente.

Dans le souci d'établir la cohérence nécessaire dans le processus de dimensionnement, il devient impératif:

*de spécifier des critères de performance pour le niveau de service en recommandant des valeurs appropriées le déplacement relatif par exemple.

* d'introduire pour le niveau ultime:

1- sur le plan du comportement structurel global

- a- une nouvelle formulation pour le facteur de comportement en le reliant avec le niveau de ductilité qui lui est concordant.
- b- s'assurer du rapport des moments des poteaux sur ceux des poutres aboutissant au même nœud, garantissant certes le mécanisme de rotulation des poutres.

2- sur le plan du comportement local:

a- la ductilité de section résultante du niveau de ductilité global établi; en adoptant une nouvelle formulation du ferrailage transversal fonction de la flexibilité des poteaux, le niveau d'endommagement et le déplacement relatif de niveau tolérable.

b- adopter une clause réglementaire pour les noyaux des nœuds (inexistante jusqu'à présent) afin de se prémunir contre l'éventualité d'une ruine prématurée ou une migration accidentelle des déformations plastiques.

3- réviser la limite sur la période élastique (si ce paramètre demeurera sélectionné comme clivage de contrôle) fonction du niveau de ductilité de déplacement concordant avec le facteur de comportement global.

Ce complément réglementaire s'avère nécessaire afin de hisser notre réglementation parasismique en vigueur pour qu'elle puisse reposer réellement sur une conception à 2 niveaux répondant ainsi au minimum requis.

Références:

- 1- V.Gioncu, F.M.Mazzolani, 'Ductility of Seismic Resistant Steel Structures' Spon Press , Guilford U.K 2002
- 2- A.Ghobarah, 'Performance based design (PBD) in earthquake engineering: state of development' Engineering Structures 23 (2001) 878-884
- 3- Z.A. Lubkowski, X.Duan, 'EN1998 Eurocode: Design of Earthquake Resistance' Civil Engineering 144 (2001) 55-60
- 4- S.Otani, 'New Seismic Design Provisions In Japan' The second US-Japan workshop on Performance Based Design Earthquake Engineering Methodology for reinforced concrete building structures; Sapporo-Hokkaido, Japan. PEER report 2000/10
- 5- A.M.Mwafy, A.S.Elnashai, 'Static pushover versus dynamic'. Engineering Structures 23 (2001) 407-424
- 6- C.Chintanapakdee, A.K.Chopra, 'Evaluation of modal pushover analysis using generic frames' Earthquake Engineering and Structural Dynamics 32 (2003) 417-442
- 7- T.S.Jan, M.W.Liu, Y.C.Kao, 'An upper-bound analysis procedure for estimating the seismic demands of high-rise buildings' Engineering Structures 26 (2004) 117-128
- 8- RPA 99 'Règles Parasismiques Algériennes' DTR-BC-2.48 CNRAGP
- 9- A.Chandler, N.Lam, J.Wilson, G.Hutchinson, 'Review of modern concepts in the engineering interpretation of earthquake response spectra' Structures & Buildings, 146 Feb.2001, 75-84.

- 10- P.Fajfar 'Structural analysis in earthquake engineering- A breakthrough of simplified NON-linear methods' 12th European Conference on Earthquake Engineering; 2002.paper ref.843.
- 11- P.Fajfar 'Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra' Earthquake Engineering and Structural Dynamics 28 (1999) 979-993.
- 12- A.K.Chopra, R.K.Goel 'Direct displacement-based design: use of inelastic vs. elastic design spectra' Earthquake Spectra 17 (2001) 47-64.
- 13- A.J.Kappos, A.Manafpour, 'Seismic design of R/C buildings with the aid of advanced analytical techniques'. Engineering Structures 23 (2001) 319-332
- 14- R.Park, 'Capacity Design of Ductile of RC Building Structures for Earthquake Resistance', The Structural Engineer, Aug.1992.
- 15- N.Lam, J.Wilson, G.Hutchinson, 'The ductility reduction factor in the seismic design of buildings' Earthquake Engineering and Structural Dynamics volume 27, 749-769 1998.
- 16- M.S.Medtheekar, D.J.L.Kennedy 'Displacement-based seismic design of buildings – theory Engineering Structures 22, 201-209 2000
- 17- A.K.Chopra, R.K.Goel 'Capacity-Demand-Diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems' Report N°.PEER-1999/02. University of Berkeley April 1999.
- 18- Y.Y.Lin, E.Miranda, 'Non-Iterative capacity spectrum method based on equivalent linearization for estimating inelastic deformation demands of buildings' Structural Engineering Earthquake Engineering. JSCE Vol. 21 (2); Oct.2004, 113-119.
- 19- E.Miranda, J.Ruiz-Garcia 'Evaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacement demands' Earthquake Engineering and Structural Dyn. 31(3); (2002) 539-560.
- 20- L.D.Decanini, L.Liberatore, F.Mollaioli ' Characterization of displacement demand for elastic and inelastic SDOF systems' Soil Dynamics and Earthquake Engineering 23 (2003) 455-471.
- 21- W.D.Iwan 'Drift spectrum: Measure of demand for earthquake ground motions' Journal of Structural Engineering April 1997 Vol.123 N°4 397-404.
- 22- W.D.Iwan 'Evaluation of the effects of Near-source ground motions' PG&E-PEER Directed studies program 2001
- 23- B.Alavi and H.Krawinkler 'Design considerations for Near-fault ground motions' US-Japan workshop on the Effects of Near-Field Earthquake Shaking; San Francisco, California. PEER report 2000/02
- 24- M.A.Aschheim and E.F.Black ' The primacy of the yield displacement in seismic design' The second US-Japan workshop on Performance Based Design Earthquake Engineering Methodology for reinforced concrete building structures; Sapporo-Hokkaido, Japan. PEER report 2000/10

- 18 AK.Chopra, RK.Goel 'A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings' Earthquake Engineering and Structural Dynamics 31 (2002) 561-582

Introduction:

Le code algérien en vigueur établi pour la conception et le dimensionnement des structures parasismiques suppose une réponse nonlinéaire pour les éléments constituant de telles structures. Cependant aucune suite n'est attribuée à la prédiction de la réponse inélastique du bâtiment (endommagement structurel), car le dimensionnement s'articule sur des procédures basées sur la force élastique plutôt que sur celles utilisant le déplacement. Cependant il est communément reconnu que ce sont les déplacements de niveau et les déformations des éléments constituant les structures pouvant développer des mécanismes de rotules plastiques (rotulables) qui fournissent une estimation sur l'endommagement structurel. Malgré l'évolution de la réglementation parasismique de part le monde, les procédures d'analyses élastiques restent la pierre angulaire dans la pratique du dimensionnement parasismique en Algérie. L'objectif de ce chapitre est d'intégrer la connaissance existante se rattachant à la réponse parasismique des bâtiments pouvant exhiber un mécanisme de rotules plastiques.

L'analyse basée sur la force latérale statique a été utilisée pour plus de 70 ans [1], malgré qu'elle ne donne pas d'estimations quantitatives de la réponse nonlinéaire, elle a été considérée comme une procédure d'analyse valable et un outil pratique dans le dimensionnement professionnel pour plusieurs raisons:

- 1- d'utilisation facile n'exigeant pas du concepteur des connaissances sur la dynamique des structures.
- 2- peut fournir une estimation sur les sollicitations revenant aux éléments structuraux avec une précision jugée satisfaisante pour les bâtiments faiblement et moyennement élevés
- 3- peut être utilisée pour un prédimensionnement préliminaire des éléments structuraux devant être évalués ultérieurement par des méthodes rigoureuses.
- 4- peut fournir au concepteur un ordre de grandeur comme support pour la vérification des résultats obtenus à partir de l'analyse dynamique.

La méthode basée sur la force latérale statique prend en compte la réponse nonlinéaire d'un système parasismique à travers le facteur modificateur de la réponse R appelé aussi facteur de comportement. Ce facteur a été initialement introduit vers la fin des années 70, et sert à réduire l'effort tranchant de base (V_e) calculé à partir de l'analyse élastique en utilisant un

spectre de réponse ayant un amortissement de 5% ($S_{a,5}$) :

$$V = \frac{V_e}{R} = \frac{S_{a,5} \cdot W}{R} \quad (3.1)$$

Les recommandations du code NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) qualifie le facteur R de facteur empirique de modification de la réponse prenant en compte l'amortissement et la ductilité d'un système structurel pour des déplacements approchant le déplacement structurel max. Les valeurs attribuées à ce facteur par les codes américains (NEHRP, UBC et SEAOC) n'ont aucune base technique et comme il a été décrit par l'ATC-1995a que ces valeurs sont issues des facteurs empiriques de la force horizontale adoptés par le code SEAOC 1959 [1]. Comme le code RPA [2] a été initialement établi dans le format du code américain UBC, ceci confirme le caractère empirique du coefficient de comportement R, c'est-à-dire que ses valeurs n'ont aucune base technique et leurs fiabilités sur la performance présumée de la réponse parasismique reste donc inconnue.

3.1 Notions de ductilité:

On entend par ductilité dans la conception structurelle, la capacité d'une structure à supporter de larges déformations dans le domaine post-élastique sans jamais enregistrer une réduction substantielle de résistance. En d'autres termes, l'abilité d'un système structurel à se déplacer au-delà de sa limite élastique (δ_y) tout en résistant à la force latérale et dissipant l'énergie par un comportement inélastique, elle est généralement caractérisée par le facteur de ductilité de déplacement $\mu_{\Delta} = \frac{\delta_u}{\delta_y}$.

Ainsi dans les différents règlements courants, le critère de calcul de la force sismique pour des structures ductiles a été établi sur la base que ces dernières seraient aptes à résister à des séismes modérés sans dommages structurels et aptes à résister à des séismes sévères sans s'effondrer mais subissant éventuellement des dommages structurels et non structurels. Il devient donc nécessaire de définir au préalable le niveau ou la demande de ductilité.

3.1.1. Demande de ductilité de déplacement:

Pour les portiques autostables, la plastification préférée est celle causée par un comportement flexionnel que celles causées par l'action de l'effort tranchant ou d'adhérence qui sont à éviter, vu qu'elles conduisent à une réduction substantielle de la dissipation d'énergie [3].

L'approche rationnelle utilisée pour déterminer la résistance sismique d'une structure en portiques consiste à choisir le mécanisme de déformation post-élastique le plus approprié et utiliser des méthodes de calcul adéquates prenant en compte le mode de plastification conforme aux hypothèses établies. Le degré et la distribution de ces rotules dépendent de plusieurs facteurs incluant les caractéristiques du mouvement du sol, la distribution horizontale et verticale de la rigidité et de la masse.

La position des rotules plastiques dans les mécanismes de ruine illustrés par la figure 3.1, dépend essentiellement de la demande de ductilité résultante de la flexibilité structurelle adoptée par le concepteur.

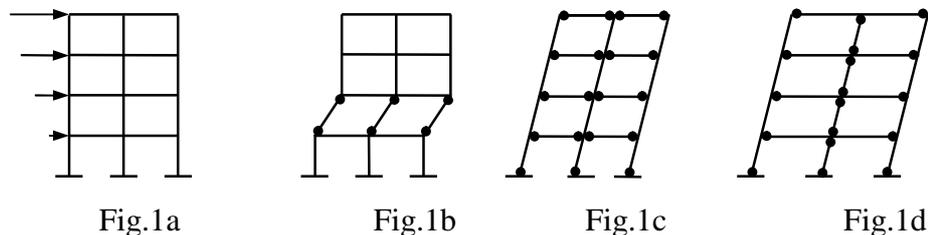


Figure 3.1. Mécanismes de déformation post-élastique

Par mesure de commodité, cette demande est évaluée à l'aide des facteurs de ductilité de courbure μ_{φ} ou de déplacement μ_{Δ} ; en admettant généralement les hypothèses suivantes:

- le comportement moment - courbure des sections est bilinéaire,
- ne sont considérées que les déformations de flexion,
- la plastification au début de l'écoulement se développe simultanément dans toutes les sections critiques, aboutissant ainsi au mécanisme de ruine.

En adoptant des positions appropriées des points d'inflexion dans les poteaux, $0.6l_c$ au niveau inférieur et $0.5l_c$ pour les autres niveaux, l'expression du déplacement élastique Δ_y en tête d'un portique à r étages est comme suit [4] :

$$\Delta_y = \frac{l_c^2}{6} \left[\varphi_{c1} \left(r + \frac{1}{3} \right) + \varphi_{c2} + \varphi_{c3} + \dots + \varphi_{cr} \right] \quad (3.2).$$

$\varphi_{c1}, \varphi_{c2}, \dots, \varphi_{cr}$: courbures des poteaux des r niveaux

Après cette phase élastique, les déplacements sont dus essentiellement à la rotation des rotules plastiques qui donnent naissance à 2 possibilités de mécanisme de ruine.

1^{er} cas : Mécanisme dû à la rotation dans les poteaux d'un même étage

Dans ce cas, le processus de plastification se manifeste en premier dans les poteaux. La pire des situations est celle où uniquement un seul niveau est affecté du fait que les poteaux des autres étages sont plus résistants (Figure 3.1b). Il est évident qu'un tel mécanisme exige une très grande demande de ductilité de courbure. Dans les ossatures de grande hauteur, cette demande de ductilité est tellement importante qu'il s'avère impossible de la satisfaire et par conséquent *la ruine devient inévitable*. Ce mode de rupture, observé fréquemment lors des séismes sévères, est caractérisé principalement par la rotation en tête et en pied des poteaux du premier niveau. Le facteur de ductilité de déplacement pour un chargement horizontal statique, est exprimé par la relation suivante [4]:

$$\mu_{\Delta_c} = 1 + \frac{\theta_{pc}}{\Delta_y} \left[l_c - 0.5(l_{pc} + l'_{pc}) \right] \quad (3.3) ; \quad \text{avec} \quad \theta_{pc} = (\phi_{uc} - \phi_{yc}) l_{pc} .$$

$$\mu_{\varphi_c} = 1 + \frac{(\mu_{\Delta} - 1) \left(r - \frac{1}{3} \right)}{3 \frac{l_{pc}}{l_c} \left(1 - \frac{l_{pc}}{l_c} \right)} \quad (3.4)$$

2^{ème} cas : Mécanisme dû à la rotation dans les poutres

Dans ce cas, la plastification dans les régions critiques des poutres précède celles des poteaux qui sont plus rigides. Les rotules plastiques nécessaires pour le développement d'un tel

mécanisme ne se manifestent qu'à la base de ces derniers, comme l'illustre la figure 3.1c. Le facteur de ductilité de déplacement est exprimé comme suit [4]:

- à la base des poteaux :

$$\mu_{\Delta c} = 1 + r l_c \frac{\theta_{pc}}{\Delta_y} \quad \mu_{\varphi c} = 1 + \frac{(\mu_{\Delta} - 1) \left(r - \frac{1}{3} \right)}{3r \frac{l_{pc}}{l_c}} \quad (3.5);$$

- au niveau des zones nodales des poutres:

$$\mu_{\Delta b} = 1 + r l_c \frac{\theta_{pb}}{\Delta_y} \quad \mu_{\varphi b} = 1 + \frac{\alpha (\mu_{\Delta} - 1) \left(r - \frac{1}{3} \right)}{3r \frac{l_{pb}}{l_c}} \quad (3.6);$$

avec $\theta_{pb} = (\phi_{ub} - \phi_{yb}) l_{pb}$.

l_b, l_c : respectivement longueur de la poutre et longueur du poteau

l_{pc}, l'_{pc} : longueurs plastiques au niveau des rotules inférieures et supérieures du poteau

l_{pb} : longueur plastique de la poutre

θ_{pc}, θ_{pb} : les rotations respectives au niveau des rotules plastiques du poteau et de la poutre

ϕ_u, ϕ_y : respectivement courbure ultime et courbure élastique

Le paramètre α représentant le rapport des courbures élastiques a pour expression [4,5,6]:

$$\alpha = \frac{\phi_{yc}}{\phi_{yb}} = \frac{(M_y/EI)_{c,av}}{(M_y/EI)_b} = \frac{(M_u/bd^2)_{c,av}}{(M_u/bd^2)_b} \frac{d_b}{d_{c,av}}$$

EI : rigidité flexionnelle

M_u, M_y : respectivement moment ultime et moment élastique

d_b, d_c : respectivement profondeur effective de la poutre et profondeur effective du poteau

Il est apparu plus commode d'apprécier la demande de ductilité à travers le facteur de ductilité de courbure μ_{φ} (qui peut être obtenu par simple réarrangement des formules précédentes) qu'avec celui de déplacement μ_{Δ} . En plus, il a été communément montré que les exigences

relatives aux aciers de résistance et de confinement¹ sont intimement liées au facteur de ductilité de courbure [7]. A titre d'illustration, le tableau ci-dessous regroupe les différentes valeurs du facteur de ductilité de courbure μ_ϕ correspondant aux 2 cas de mécanisme de ruine choisis, pour une valeur du facteur de ductilité de déplacement μ_Δ **constante** ($\mu_\Delta = 4$) et en considérant les valeurs courantes [4] de l_c, l_{pc}, l'_{pc} et l_{pb} :

Facteur de ductilité de courbure μ_ϕ pour $\mu_\Delta = 4$					
N ^{bre} de niveau (r)	$\mu_{\phi c}$		$\mu_{\phi b}$		
	1 ^{er} mécanisme	2 ^{ème} mécanisme	$\alpha = 1$	$\alpha = 1.5$	$\alpha = 2$
3	33.6	11.1	16.2	23.9	31.5
10	121.3	12.1	17.6	25.9	34.1

L'examen de ce tableau conduit aux constatations suivantes :

- Pour une même valeur de μ_Δ , la valeur de μ_ϕ est variable selon le nombre d'étage et le mécanisme de ruine recherché.
- Pour des portiques élancés, le 1^{er} mécanisme exige un niveau de ductilité trop excessif ($\mu_{\phi c} > 30$) qu'il est très difficile de pouvoir satisfaire en pratique.
- Contrairement au 1^{er} mécanisme, le facteur de ductilité de courbure n'est pas affecté par le nombre de niveaux dans le 2^{ème} mécanisme où la ruine est dictée par la plastification des poutres.
- La conception en portiques ayant des poteaux relativement plus flexibles que les poutres ($\alpha \geq 1.5$) présente un danger vis-à-vis de l'action sismique même si la plastification débutera dans ces dernières, car la demande de ductilité dans ce cas est jugée trop accrue pour qu'elle puisse être satisfaite. En réalité, cette situation peut se présenter pour des portiques à poutres de grande portée. Il est impératif dans ce cas de s'orienter vers une conception basée sur une demande de ductilité **réduite**.

Les équations précédemment établies donnent une indication sur l'ordre de grandeur des facteurs de ductilité de courbure et permettent de définir au préalable un facteur de ductilité de déplacement en fonction du mode de ruine choisis.

Il est évident que le mécanisme de déformation consécutif à la formation de rotules plastiques dans les poteaux d'un même niveau est dangereux, car il est fort improbable de pouvoir

¹ Cet aspect sera traité de manière élaborée dans le 4^{ème} chapitre.

fournir la ductilité de courbure adéquate pour survivre à un éventuel *séisme sévère*. Par contre, le développement des rotules plastiques dans les poutres offrent une meilleure dissipation d'énergie, et que ce mode de fonctionnement permet d'atteindre une ductilité de courbure d'au moins 4 fois le facteur de ductilité de déplacement ($\mu_\phi \geq 4\mu_\Delta$).

Dans ce contexte, plusieurs codes exigent à ce que les poteaux des structures en portiques autostables offrent une résistance flexionnelle adéquate afin de favoriser un développement de mécanisme lié à la formation de rotules plastiques dans les poutres. Pour atteindre ce but, Paulay [5] suggère que les moments fléchissants ultimes dans les poteaux soient majorés par un coefficient variant entre 2 et 2.5, pour tenir compte notamment : *de la sur-résistance de flexion des rotules plastiques dans les poutres due à l'écroûissage des aciers longitudinaux, des modes supérieurs de vibration et de l'action sismique bidirectionnelle*. Le code NZS [8] préconise un coefficient de majoration variant entre 1.67 et 2.64; par contre le code ACI-83[9] le fixe à la valeur 1.2. Le RPA [10] rejoint ce dernier code en introduisant un coefficient de 1.25. Ceci nous paraît allant à l'encontre de l'esprit de la prise en compte de l'évolution récente de la réglementation internationale (déclarée dans l'avant propos du RPA99).

Bien que cette conception de «poteau fort-poutre faible» est fortement recommandée, le code NZS signale 2 exceptions à cette règle :

- a- Pour des constructions en portique de *longue portée*, ou bien se trouvant dans les régions à *faible sismicité*, le comportement est essentiellement dicté par les charges verticales, compromettant ainsi l'approche «poteau fort-poutre faible». Dans de telles structures, et pour un nombre d'étages supérieur à 3, le développement des rotules plastiques se fait simultanément au pied et en tête des poteaux intermédiaires alors que celles des poutres n'auront lieu qu'au voisinage des poteaux de rive (Figure 1.d) : c'est le mécanisme de déformation **mixte** (Mixed sidesway mechanism). Pour ce type de structures, les forces sismiques de calcul doivent être prises égales au double de celles des portiques ductiles, pour minimiser la demande de ductilité.
- b- Les mécanismes de déformation régis par le déplacement des poteaux (poteau faible-poutre forte) sont autorisés pour le cas d'une structure non élevée (un à deux étages), ou pour le dernier niveau d'une structure multi étagée. Dans ces situations, la demande de ductilité dans les poteaux est réduite et peut être facilement réalisée par une disposition du ferrailage saine et adéquate.

3.1.2. Structures faisant l'objet d'une ductilité limitée :

La confection des rotules plastiques des structures ductiles, basées sur le concept capacité de résistance, capacité de déformation, exige parfois de grandes quantités d'armatures transversales difficiles à disposer suite à l'encombrement du ferrailage. Dans cette situation, il serait préférable d'adopter une autre conception qui consiste à *réduire la demande de ductilité* ce qui conduit à des forces sismiques de calcul plus grandes; comprises entre celles utilisées dans le calcul élastique et celles prises pour une structure hautement ductile.

Cette alternative présente l'avantage de tolérer une grande relaxation vis à vis des dispositions liées à la demande de ductilité. Par conséquent, la confection du ferrailage est plus aisée. Dans ce contexte, le code NZS limite le coefficient de ductilité de déplacement entre 2 et 3 pour les portiques autostables. Malheureusement, cette option ne figure pas dans les prescriptions actuelles du code RPA.

La réponse parasismique des portiques peut avoir un large spectre de comportements, donc différents niveaux de ductilité. Les différents règlements parasismiques introduisent 3 grandes classes de ductilité: faible (**L**), moyenne (**M**) et élevée (**H**).

La spécification du niveau de ductilité au sein du code algérien apparaît très restreinte du moment que le coefficient de comportement est pris constant et ce, pour chaque catégorie de structure. A titre d'indication, la valeur du niveau de ductilité préconisée par le RPA pour une structure en portiques autostables pour un coefficient de comportement $R = 5 (Q = 1)^2$; peut être qualifiée comme étant relativement élevée [3]. Il est clair que le RPA, dans sa version actuelle, enlève au concepteur toute possibilité d'exiger une certaine demande de ductilité fonction du mécanisme de déformation désiré.

3.2. Facteur de comportement R:

Les procédures conventionnelles spécifiées dans les codes parasismiques universels utilisent l'analyse élastique pour évaluer les charges sismiques induites sur les bâtiments. Pour tenir compte du comportement inélastique, ces charges sismiques sont modifiées en introduisant le facteur de comportement structurel ou facteur de réduction de la force de calcul (**R**), défini comme suit:

$$R = \frac{F_{\text{élastique}}}{F_{\text{calcul}}}$$

²Le code NZS confère aux structures soumises à des **séismes sévères** un taux de ductilité minimum de 4.

Selon le RPA [10] la force sismique de calcul est quantifiée comme suit :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W = \frac{V_e}{R}.Q \quad (3.7);$$

Il est clair que le terme ‘ W.A.D ’ n’est autre que la force élastique V_e qui est le produit de la masse accélérée amplifiée, pour tenir compte de l’effet dynamique. Le terme ‘ R/Q ’ exprime le coefficient caractérisant le comportement structurel et son niveau de sécurité.

Des méthodes analytiques ont été utilisées pour justifier le facteur de réduction de la force de calcul, qui est tributaire du niveau de ductilité du système d’une part, et de la surrésistance due l’écrouissage et la formation des rotules d’autre part.

Le comportement des structures renfermant des membres ductiles peut être généralement idéalisée par la figure 3.2. La capacité de la structure n’est pas encore dépassée lors de l’apparition de la première rotule, car c’est le début de la formation du mécanisme plastique et la structure continue à développer une capacité de résistance et de déformation.

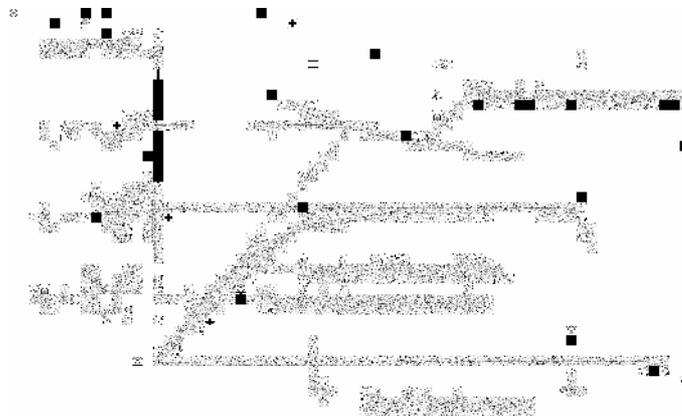


Figure 3.2. Effort tranchant de base – déplacement global

La capacité ultime n’est considérée atteinte que lorsque $\delta = \delta_{max}$. Cette capacité de résistance

peut approximativement être égale à $V_y = \frac{V_e}{R_\mu}$ (3.8) et elle est supérieure à la capacité

correspondante à la formation de la première rotule : $V_s = \frac{V_e}{R}$ (3.9).

Le rapport $R_s = \frac{V_y}{V_s} = \frac{R}{R_\mu}$ (3.10) est appelé facteur de sur résistance ou de réserve de

résistance, et l'équation (3.10) donne $R = R_\mu \cdot R_s$ (3.11). En d'autres termes $R_\mu = \frac{F_{\text{élastique}}}{F_{\text{mécanisme}}}$,

et $R_s = \frac{F_{\text{mécanisme}}}{F_{\text{calcul}}}$ où $F_{\text{mécanisme}}$ est la force latérale nécessaire au développement du

mécanisme résultant, et elle est évaluée à l'aide des analyses; dynamique inélastique et statique inélastique (static pushover analysis) des bâtiments conformément au code. Le spectre de dimensionnement à réponse inélastique (IDRS) peut être approximativement obtenu en divisant le spectre de dimensionnement à réponse élastique (EDRS) par le produit $R = R_\mu \cdot R_s$ pour chaque plage de T.

Dans la moitié des années 80, un programme de recherche expérimentale conduit par l'université de Berkeley a permis de formuler le facteur de comportement R comme le produit de 3 facteurs tenant respectivement compte de la ductilité, de la réserve de résistance et de l'amortissement visqueux ; $R = R_\mu \cdot R_s \cdot R_\xi$ (3.12).

Cependant le dernier facteur a été pris égal à l'unité. Car malgré que ce facteur peut être utilisé pour l'estimation du déplacement des structures inélastiques, il ne pourra être utilisé pour réduire proportionnellement la demande de résistance [11]

Des études récentes (ATC 1995a) [12] adopte une formulation similaire:

$$R = R_\mu \cdot R_s \cdot R_R \quad (3.13)$$

où R_R est le facteur de redondance structurelle introduit dans le but de quantifier l'amélioration de la réserve de sécurité des systèmes en portiques utilisant la multiplication modulaire des travées et des niveaux dans chaque direction principale. Il est à noter que les composants de R sont interdépendants entre eux, spécialement le facteur de ductilité et celui de résistance. Cependant la formulation de R ne prend pas en considération l'effet d'irrégularité plane ou verticale. L'irrégularité structurelle peut être introduite en réduisant le facteur de comportement par un coefficient minorateur à l'instar de notre code sous forme de facteur de qualité. Une forte pénalisation de la force de calcul (efforts tranchants de base très importants) sert à décourager l'utilisation des structures irrégulières tout en réduisant les incertitudes associées à la réponse nonlinéaire de telles structures.

3.2.1. Facteur de ductilité R_μ :

Le facteur R_μ est une mesure de la réponse nonlinéaire globale d'un système de contreventement et non pas de celle de ses éléments constituants. Il est évalué pour un spectre inélastique à ductilité constante et il tient compte de la différence entre un chargement statique et un chargement dynamique réversible induit par l'action sismique. Le bâtiment est modélisé comme un système à un seul degré de liberté (SDOF), où sa ductilité de déplacement disponible est estimée, et les relations entre R_μ et μ_Δ (ductilité de déplacement) sont développées. Ces relations ont été le sujet de recherche pour les 3 dernières décennies, et il a été trouvé qu'elles sont fonction des caractéristiques de la structure (ductilité, amortissement et période de vibration) ainsi que des caractéristiques du mouvement du sol.

Newmark et Hall [11] ont relié R_μ au niveau de demande de ductilité de déplacement, fonction de la période par les expressions suivantes:

$$\begin{aligned}
 R_\mu &= 1 & \text{pour} & \quad T < 0.03s & \quad (\text{égalité des accélérations}) \\
 R_\mu &= \sqrt{2\mu - 1} & & \quad 0.1s < T < 0.5s & \quad (\text{égalité des énergies}) \\
 R_\mu &= \mu & & \quad T > 0.5s & \quad (\text{égalité des déplacements})
 \end{aligned}$$

Bertero et Miranda ont suggéré des expressions remarquables de forme unifiée donc simple d'utilisation, obtenues à partir de 124 enregistrements de mouvement de sol couvrant des sites rocheux, alluvionnaires et très meubles. Elles ont été trouvées satisfaisantes surtout pour les sites alluvionnaires [13].

$$R_\mu = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \quad (3.14)$$

$$\phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} \exp\left[-1.5(\ln(T) - 0.6)^2\right] \quad \text{site rocheux}$$

$$\phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp\left[-2(\ln(T) - 0.2)^2\right] \quad \text{site alluvionnaire}$$

$$\phi = 1 + \frac{T_1}{3T} - \frac{3T_1}{4T} \exp\left[-3(\ln(T/T_1) - 0.25)^2\right] \quad \text{site meuble}$$

ϕ : coefficient caractérisant la nature du sol.

T_1 : période caractéristique du sol.

Krawinkler et Nasser [14] évaluèrent le spectre de réponse inélastique des systèmes bilinéaires avec chute de rigidité sous 15 excitations sismiques enregistrées sur sites rocheux et sols alluvionnaires. Ils proposèrent des relations pour R_μ fonction de la période naturelle, et la deuxième pente du système bilinéaire en considérant un amortissement de 5%

$$R_\mu = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c} \quad (3.15)$$

$$c(T_n, \alpha) = \frac{T_n^a}{1 + T_n^a} + \frac{b}{T_n} \quad a = 1; \quad b = 0.42 \quad \text{pour } \alpha=0$$

où les paramètres a et b ont été obtenus à partir de l'analyse en régression, et α est la rigidité après écoulement exprimée en % de la rigidité initiale. Pour α variant entre 0 et 10%, a=1.0 et b varie entre 0.42 et 0.29. En général le coefficient modificateur R_μ augmente proportionnellement avec le niveau de ductilité recherché, et diminue avec l'augmentation de l'érouissage. Pour un bâtiment ayant une période fondamentale supérieure à 0.75s, l'effet des modes supérieurs nécessitera une augmentation de la force latérale de dimensionnement si le niveau de ductilité souhaité est préservé. Il a été en outre constaté [1] que les différences enregistrées entre les relations de Krawinkler et Miranda sont considérées comme petites pouvant naturellement être ignorées.

Le coefficient de réduction R_μ introduit par Vidic et al [15] a été assimilé à une courbe bilinéaire, et 2 modèles d'hystérésis ayant 10% d'érouissage après écoulement ont été considérés; bilinéaire et dégradation de rigidité (modèle Q). Dans la plage des périodes courtes ce facteur augmente linéairement avec la période pour atteindre une valeur presque égale à la demande de ductilité. Il restera constant pour le restant des périodes.

$$R_\mu = \begin{cases} c_1(\mu - 1)^{c_R} \frac{T_n}{T_0} + 1 & T_n \leq T_0 \\ c_1(\mu - 1)^{c_R} + 1 & T_n > T_0 \end{cases} \quad (3.16)$$

T_0 : période divisant la plage des périodes en 2 ; elle est reliée à la période caractéristique T_1 par la relation $T_0 = c_2 \cdot \mu^{c_T} \cdot T_1$

Les coefficients c_1, c_2, c_R et c_T dépendent du comportement hystérétique et du modèle d'amortissement.

Han et al [16] proposèrent une formulation de $R_\mu = R(T, \mu) * C_{\alpha_1} * C_{\alpha_2} * C_{\alpha_3} * C_{\alpha_4}$ tenant compte de la période structurelle, la demande de ductilité et les caractéristiques de différents modèles hystérétiques, respectivement (α_1 : modèle bilinéaire, α_2 : dégradation de résistance, α_3 : dégradation de rigidité et α_4 modèle en hystérésis pincés). Une expression simplifiée pour un modèle élastique - parfaitement plastique a été aussi établie :

$$R_\mu = R(T, \mu) = A_0 [1 - \exp(-B_0 T)] \quad (3.17)$$

$$A_0 = 0.99 \cdot \mu + 0.15$$

$$B_0 = 23.9 \cdot \mu^{-0.83}$$

Dans la plage des périodes courtes et intermédiaires, ce facteur de comportement R_μ dépend de la ductilité et de la période ; cependant pour la plage des périodes longues il est faiblement influencé par la période et sa valeur est presque égale à la ductilité.

Le facteur R_μ proposé par Priestley [17], prend en compte la période caractéristique spécifique au site et il est exprimé par la relation:

$$R_\mu = 1 + (1 + \mu) \frac{T}{1.5T_g} \leq \mu \quad (3.18)$$

qui suppose l'égalité des déplacements $R_\mu = \mu$ quand $T > 1.5T_g$ et l'égalité des accélérations

$R_\mu = 1$ quand $T \rightarrow 0$, entre ces 2 valeurs R_μ est obtenu par interpolation linéaire.

En adaptant ces valeurs au code RPA, $R_\mu = \mu$ ne sera donc valable que pour la plage des périodes élevées; indiquées ci dessus:

Site	Périodes (s)		
	Courtes	Intermédiaires	Longues
S1	0.19	0.45	
S2	0.26	0.60	
S3	0.32	0.75	
S4	0.45	1.05	

Il en ressort clairement que pour les structures appartenant aux plages de périodes courtes et intermédiaires la force de calcul est inévitablement sous estimée. A titre d'illustration pour un site rocheux, la figure 3.3 confirme cette constatation ($R_{\mu} < 5$), pour les différents auteurs précités).

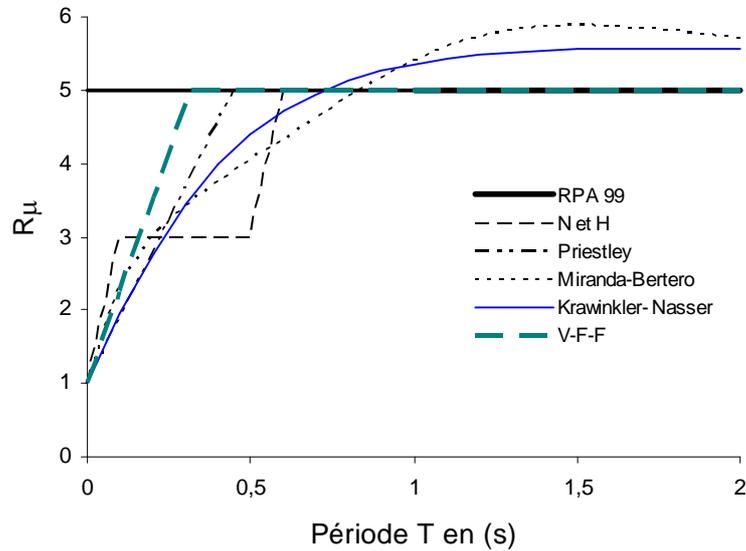


Figure 3.3. Facteur de comportement R_{μ} , ($\mu = 5$, site rocheux)

3.2.2. Facteur de réserve de résistance R_s :

La capacité de résistance latérale V_u d'une structure dépasse généralement sa demande de résistance V_b car ses éléments constitutifs sont dimensionnés de telle façon qu'ils eussent des capacités substantiellement plus grandes que les efforts résultants. Ceci est attribuable au fait que la résistance des matériaux utilisés est généralement plus grande que la résistance nominale spécifiée, de plus le contrôle des déplacements résulte généralement en un surdimensionnement du coffrage et les exigences au niveau du détail conduisent le plus souvent à adopter des éléments plus résistants que demandés. Cependant le rapport (V_u/V_b) pour un système structurel est variable fonction de la zone sismique et sa période fondamentale. Plusieurs études ont été entreprises dans ce domaine; (Uang et Maarouf 1993) ont analysé un portique de rive composé de 6 niveaux sous l'action sismique de Loma Prieta ont reporté un $R_s = 1.5$. Huang shikozuko (1994) étudièrent un portique moyennement ductile de 4 niveaux en zone de moyenne sismicité et ont déterminé un coefficient de sur résistance $R_s = 2.2$. Krawinkler et Nasser [14] étudièrent aussi le système à degré de liberté multiple (MDOF) et conclurent pour la conception poteau fort - poutre faible que la demande de résistance des systèmes à un seul degré de liberté doit être augmentée si les systèmes à

plusieurs degré de liberté sont considérés; afin de limiter la ductilité de déplacement de niveau max à celle d'un seul degré de liberté.

La comparaison établie par Popov et al [18] sur les recommandations relatives à l'évaluation des charges latérales établies par différents codes en vigueur, a permis de relever une similarité dans la formulation exception faite à la différence dans la notation. Le code NEHRP préconise un coefficient $R_s = 1.67$, alors que le code NZS le fixe égal à 1.5.

Il a été mis en évidence [13] que la surrésistance dépend de la flexibilité de la structure, elle est donc plus grande pour bâtiments faiblement élevés que pour ceux moyennement élevés (4 à 5 niveaux):

$$T < 0.3s \quad R_s = 1.8 \times 1.5 = 2.7 \quad \text{pour} \quad T = 0.1s$$

$$T \geq 0.3s \quad R_s = 1.5$$

Comme l'écart enregistré entre les différentes valeurs de R_s est significatif [13] (variant entre 1.5 et 2.7), son utilisation dans le domaine professionnel n'est donc pas sans risque, pour ce plus d'études sont nécessaires afin de développer des facteurs de sur résistance fiables pouvant être adoptés par les codes parasismiques.

L'étude comparative menée par Mwafy et Elnashai [19] sur différentes classes de bâtiments en considérant plusieurs états limites :

- déplacement relatif de niveau
- plastification des poteaux
- indice de stabilité
- chute globale de résistance

a permis de conclure que le déplacement de niveau reste le paramètre de ruine contrôlant la réponse de bâtiments.

Maheri et al [20] ont rapporté dans une étude sur le facteur de comportement global pour un déplacement relatif maintenu constant (1.5% de la hauteur) que ce facteur décroît avec l'augmentation du nombre de niveaux (il a été précédemment signalé que R_μ doit être réduit si $T > 0.75s$ afin de tenir compte de l'effet des modes supérieurs, le facteur de comportement R doit lui aussi être minoré.)

3.2.3. Facteur de redondance R_R :

Malgré que la redondance structurelle est fortement recommandée dans la conception parasismique de part le monde, les structures couramment utilisées se composent généralement d'un nombre réduit de portiques, les catégorisant comme ayant une redondance réduite. Afin de doter la structure d'une redondance adéquate, plusieurs chercheurs [Bertero 1986, Whittaker 1990] recommandent 4 lignes de portiques dans chaque direction comme minimum requis. Il devient donc possible de pénaliser les structures moins redondantes avec des forces latérales plus grandes (tableau ci-dessous).

Nombre de lignes	Facteur de redondance
2	0.71
3	0.86
4	1.0

Le code RPA99 introduit cette pénalité à travers un coefficient de qualité égal à 1.10 (majoration de l'effort tranchant de 10%) résultant en un coefficient $R_R = 1/Q = 0.9$ très proche de la moyenne des valeurs du tableau précédemment cité ($R_{Rmoy} = 0.857$).

3.2.4. Facteur de correction MDOF - SDOF :

Le facteur R_μ précédemment discuté peut être utilisé dans la conception des structures pouvant être approximativement modélisées, comme un système à un degré de liberté. Cependant la plupart des structures ont besoin d'être modélisées comme système à plusieurs degrés de liberté présentant un comportement beaucoup plus complexe que celui ayant uniquement un seul degré de liberté spécialement dans le domaine nonlinéaire. Il devient donc nécessaire de prendre en considération l'éventuelle concentration de ductilité de déplacement dans certains niveaux à travers un coefficient minorant le facteur R_μ qui représentera alors le coefficient maximal de réduction de résistance permettant le contrôle adéquat la demande de ductilité de déplacement de niveau des structures présentant une résistance égale à la résistance de dimensionnement. Dans ce contexte, Miranda [21] proposa pour des structures régulières respectant la condition poteau fort - poutre faible la formulation suivante :

$$R_M = \frac{R_{MDOF}}{R_{SDOF}} = \frac{R_{MDOF}}{R_\mu} \text{ donnant } R_M = [1 + 0.15T^2 \text{Ln}(\mu)]^{-1} \quad (3.19)$$

3.2.5. Facteur tenant compte de l'effet dynamique P – Δ :

L'étude entreprise par Han et al [22] a pris en considération l'effet P – Δ dans la procédure de dimensionnement parasismique en calibrant le facteur de ductilité R_μ par un coefficient C déterminé à l'aide d'une étude statistique. Cette calibration s'accorde bien avec R_μ du fait que ces 2 facteurs sont fonction des caractéristiques structurelles, niveau de demande de ductilité (niveau de réponse) et caractéristiques du mouvement de sol.

$$R'_\mu = R_\mu \cdot C(\mu, \theta, T)$$

$C(\mu, \theta, T)$ = coefficient prenant en compte respectivement le coefficient de ductilité, le coefficient de stabilité, et la période du système structurel.

Les auteurs ont trouvé un faible coefficient de corrélation (0.0341) entre le coefficient C et la période structurelle, pour ce cette dernière ne sera pas prise en considération dans la formulation de C. Cependant il a été trouvé que le niveau de ductilité et le coefficient de stabilité affectent sensiblement le facteur C, il en découle que $C = f(\mu, \theta)$.

L'analyse par régression entreprise englobant 40 enregistrements sismiques (rocher et sol ferme), 37 périodes naturelles (0.2 à 2 s par pas de 0.05s), 9 coefficients de stabilité (0 à 0.2 par pas de 0.025) et 6 niveaux de ductilité (1 à 6) ; a permis d'aboutir à l'expression suivante:

$$C = f(\mu, \theta) = [1 - (1.5911\mu - 2.8749)\theta](1 - \theta) \quad (3.20)$$

On remarque que le facteur de correction caractérisant l'effet P – Δ est inversement proportionnel au niveau de ductilité μ et au coefficient de stabilité θ .

Le code algérien dispense la vérification vis-à-vis des effets du second ordre si le coefficient de stabilité $\theta \leq 0.10$, dans ce contexte pour une demande de ductilité $\mu = 4$, C prend la valeur de 0.58 (eq.3.20) résultant ainsi en une majoration de presque 50% sur l'effort tranchant de base.

3.2.6. Evaluation systématique:

Le facteur modificateur de la réponse sismique joue un rôle controversé dans la procédure de dimensionnement parasismique adoptée par le code Algérien. Aucun autre paramètre entrant dans la formulation de l'effort tranchant n'a plus d'impact sur la valeur des efforts résultants d'un système de contreventement que ce facteur. Malgré sa grande influence sur le dimensionnement parasismique donc sur la performance des structures, aucune base

scientifique ne relie les valeurs de R adoptées par notre code. Il serait donc difficile d'améliorer la pratique courante de la conception en force dans sa forme courante sans une telle base. Si la nouvelle formulation présentée dans ce chapitre est à adopter afin d'améliorer la fiabilité des valeurs attribuées à R pour différents systèmes structurels, des études systématiques coordonnées deviennent alors nécessaires pour caractériser totalement l'interdépendance des facteurs de ductilité, de résistance et de redondance.

Les facteurs de ductilité et de résistance doivent être évalués pour chaque type de système structurel et ce pour chaque zone sismique utilisant les définitions standardisées de la ductilité et de la résistance.

3.2.7. Introduction du facteur R dans la conception en performance:

Le facteur de comportement dans forme globale $R = (R_{\mu} \cdot C) \cdot R_s \cdot R_R$ serait bien approprié pour être incorporé dans une procédure de dimensionnement en performance.

Un dimensionnement en performance est bien fait si la structure est dimensionnée dans le détail de telle façon que les déformations locales restent inférieures à leurs limites correspondantes pour chaque niveau de performance. Les demandes et les de déformation sont vérifiées au niveau des zones critiques (rotules plastiques) en vérifiant la déformation max, la ductilité de déformation μ_{ϵ} ; la courbure max, la ductilité de courbure μ_{ϕ} ; la rotation max, la ductilité de rotation μ_{θ} avec leurs limites respectives. Pour un dimensionnement préliminaire, la demande ductilité de niveau et la demande de déplacement relatif entre niveaux sont reliés entre eux par la demande déplacement d'écoulement, ils seront de ce fait les mieux indiqués pour permettre l'implantation de R dans la conception en performance.

Malgré que ces paramètres ne prennent pas en compte l'accumulation de l'endommagement des éléments structuraux, ils présentent plusieurs avantages à savoir:

de plus qu'ils sont simples et les ingénieurs sont familiers avec eux, la plupart du travail de recherche expérimentale a été établi en les prenant en considération. Cependant leurs limites nécessitent d'être calibrés avec attention afin d'établir un contrôle adéquat de l'endommagement pour différents niveaux de performance. Les limites de demande de ductilité de niveau et de déplacement relatif de niveau varient avec le système structurel et le niveau de performance sélectionné (life safety, near collapse et collapse).

C'est pour cette raison qu'on a besoin lors du dimensionnement préliminaire d'évaluer la capacité de résistance latérale de la structure nécessaire pour limiter la demande de ductilité de déplacement globale ainsi que la demande de déplacement global dans une certaine limite conduisant ainsi au control local de la ductilité de niveau et du déplacement relatif entre niveaux. Si le spectre de dimensionnement élastique est spécifié (connu) pour chaque niveau de performance, le facteur R permettra alors l'estimation de la capacité de résistance requise particulièrement pour les niveaux de performance vie sauve, pré ruine et ruine.

L'implantation du facteur R dans la conception en performances nécessite la spécification des demandes max tolérables de ductilité de niveau ainsi que du déplacement relatif d'étage pour chaque système structurel et niveau de performance

Conclusion

L'identification du facteur modificateur de la réponse sismique est faite à travers une formulation incluant la demande de ductilité, la réserve de résistance, la redondance structurelle, MDOF et l'effet $P-\Delta$. Le but de cette formulation est de fournir une base technique pour les valeurs à attribuer au coefficient de comportement R.

Cette étude a permis de faire ressortir les points suivants :

- Elargir le spectre de ductilité afin de répondre à une grande variété de structures.
- En spécifiant des valeurs pour le facteur de comportement indépendamment de la période et du niveau de ductilité le code Algérien s'est mis dans le côté non conservateur pour les structures appartenant aux plages de périodes courtes et intermédiaires où la force de calcul sera inévitablement sous estimée.
- Le code RPA introduit l'effet de redondance, tout en faisant abstraction à la réserve de résistance et aux effets $P-\Delta$
- Si le facteur de réserve de résistance reste sans effet sur le dimensionnement car le facteur R_μ établi par le code ne concerne que le niveau de ductilité, cependant l'effet $P-\Delta$ peut conduire à une sous estimation importante de l'effort tranchant de base.
- Il reste encore nécessaire d'adapter le coefficient R pour prendre en considération les degrés de liberté multiples.

Références:

- [1]- A. Whittaker, G Hart, C Rojahn 'Seismic Response Modification Factors' Journal Structural Engineering, April 1999 pp 438-444
- [2]- Recommended Seismic Resistant Design Provisions for Algeria. T.C.Zsutty and H.C.Shah The John A.Blume Center; Stanford University. June 1978
- [3]- R.Park, 'Capacity Design of Ductile of RC Building Structures for Earthquake Resistance', The Structural Engineer, Aug.1992.
- [4]- R.Park, T.Paulay, 'Reinforced Concrete Structures', J.Wiley, New-York, 1975.
- [5]- T. Paulay, 'A Critique of the Special Provisions for Seismic Design of the Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)', ACI Journal, March-April 1986.
- [6]- H.Scholz 'Ductility and Plastic Design of RC Sway Frames', Magazine of Concrete Research, June 1993.
- [7]- B.Bousalem, N.Djebbar, N.Chikh, 'Performance Parasismique des Portiques en Béton, Aspect Théorique et Constat Réglementaire, 2^{ème} Partie : *Confinement des zones dissipatives d'énergie*' ; Revue Algérie Equipement N°34 Janvier 2002.
- [8]- NZS 4203 General Structural Design and Design Loadings for Buildings, Wellington, Standards Association of New Zealand, 1992.
- [9]- Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-89.
- [10]- RPA99 Règles Parasismiques Algériennes, CGS Jan.2000
- [11]- B.Borzi, A.S.Elnashai, 'Refined Force Reduction Factors for Seismic Design', Engineering Structures, 22 (2000), 1244-1260. Elsevier
- [12]- ATC,(1995a). Structural Response Modification Factors, ATC-19 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- [13]- A.J.Kappos, 'Evaluation of Behaviour Factors on the Basis of Ductility and Overstrength Studies, Engineering Structures', 21 (1999), 823-835. Elsevier
- [14]- Nassar, A. and Krawinkler, H. (1991). "Seismic Demands for SDOF Report No. 95, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.
- [15]- T.Vidic, P.Fajfar, M.Fishinger,'Consistent Inelastic Design Spectra: Strength and Displacement', Journal of Earthquake Engineering and Structural Dyn., 23 (1994), 507-521.
- [16]- L.H.Lee, S.W.Han,'Determination of Ductility Factor Considering Different Hysteretic Models', Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 28 (1999), 957-977.
- [17]- Nelson.Lam et al, 'The Ductility Reduction Factor in the Seismic Design of Buildings', Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 27 (1998), 749-769. Elsevier

- [18]- E.P.Popov, C.E.Grigrorian, T.S Yang 'Developments in Seismic Analysis and Design'. Engineering Structures, 1195, Vol.17, N°3 pp 187-197.
- [19]- A.M.Mwafy, A.S.Elnashai 'Calibration of Force Reduction Factors of RC Buildings. Journal of Earthquake Engineering 2002; 6(2): 239-273.
- [20]- M.R.Maheri, R.Akbari 'Seismic Behaviour Factor, R, for Steel X-Braced and Knee-Braced RC Buildings. Engineering Structures 25 (2003) 1505-1513
- [21]- E.Miranda, 'Strength Reduction Factors in Performance-Based Design', NISEE, February 1997, Berkeley, California.
- [22]- S.W.Han, O.S.Kwon, L-H.Lee 'Investigation of Dynamic P- δ Effect on Ductility Factor' Structural Engineering and Mechanics, Vol. 12, N°3 (2001) pp 249-266

Introduction

Le code RPA préconise une limite sur la période comme facteur de contrôle dans le processus de dimensionnement fonction du système structurel. Comme le code RPA [1] est basé sur le dimensionnement en force; il recommande un coefficient de comportement global fixe fonction de la nature du contreventement tout en faisant abstraction du niveau de ductilité global concordant. Le facteur de modification R est un outil simple introduit dans le but de concrétiser un dimensionnement inélastique. Cependant les valeurs de ce facteur spécifiées par les codes dépendent des matériaux de construction et du type du système structurel adopté. Ces valeurs sont arbitraires et difficilement justifiables du moment qu'elles ne paraissent pas être établies sur une base analytique ou expérimentale. Il s'avère donc plus rationnel de définir une période limite en se basant sur une déformation limite que sur des expressions empiriques basées essentiellement sur une description générale du système structurel et de sa géométrie. Le travail entrepris consiste en l'évaluation de cette limite à travers deux procédures basées sur des méthodes approchées, en considérant un déplacement limite en tête (global drift). Le niveau de ductilité global (μ) à attribuer au coefficient réducteur de la force élastique $R_\mu = R/Q$ est déterminé en exploitant les relations $R - \mu - T_n$ communément reconnues à travers le monde, et par l'occasion l'amortissement équivalent du système structurel en utilisant des relations $\mu - \xi$ jugées satisfaisantes.

L'évaluation de la période est conduite dans l'esprit de l'introduire dans un coffrage d'un dimensionnement en capacité (Figure 4.1). Ce dimensionnement consiste à garantir une rigidité latérale minimale (période maximale, T_{max}) d'où une capacité de résistance minimale requise pour contrôler l'endommagement structurel à travers le contrôle d'un niveau de déformation tolérable ou un niveau de ductilité donné. Vu que la boucle de contrôle sur la déformation est inexistante au sein de notre code; la procédure d'évaluation telle qu'elle est proposée dans cette partie s'accorde avec un dimensionnement en capacité du moment qu'elle permet d'ajuster le niveau de demande de résistance requis fonction d'un niveau de ductilité introduit tacitement à travers les recommandations spécifiques aux aciers. Ceci permettra de hisser la conception parasismique adoptée par le code RPA afin qu'elle puisse répondre au minimum requis c'est-à-dire : une conception à deux niveaux de performance.

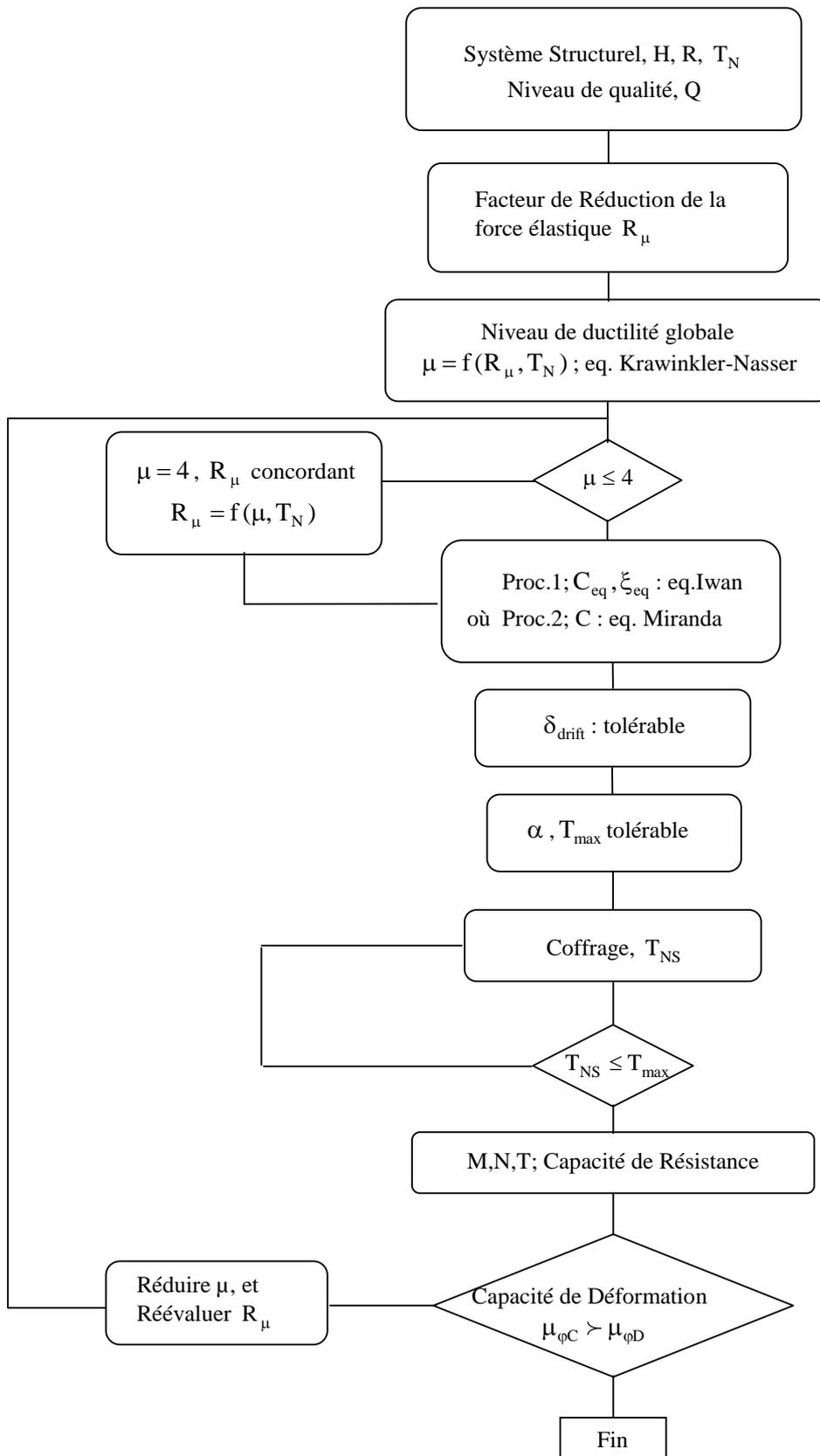


Figure 4.1. Dimensionnement à 2 niveaux de performance

Il est reconnu que l'augmentation de la ductilité globale (pour une rigidité ou une capacité de résistance donnée) a un rôle très important sur l'endommagement local. La concentration de ce dernier augmente avec l'augmentation de la ductilité structurelle [2], c'est-à-dire avec le degré d'enfoncement de la structure dans le domaine non linéaire. Pour ce, le coefficient modificateur de la réponse sismique R_{μ} varie proportionnellement avec le niveau de ductilité recherché fonction de la période structurelle. Il a été par ailleurs reconnu que l'endommagement ainsi que la rupture ultime d'une structure parasismique sont principalement dépendants d'un dépassement d'une capacité de déformation (déplacement ou ductilité) plutôt que du dépassement d'une capacité de résistance. La conjugaison des méthodes utilisées dans cette partie, qui sont appropriées pour un dimensionnement en déplacement, contribue en l'amélioration de la sécurité vis-à-vis d'un éventuel dépassement de déformation garantissant ainsi un acceptable niveau de performance en préservant la vie humaine tout en limitant l'endommagement.

Le travail entrepris consiste en l'évaluation de cette limite à travers deux procédures utilisant des méthodes approchées basées essentiellement sur l'évaluation des déplacements inélastiques. L'étude a englobé trois cas de figure de structures en portiques autostables, nus et avec remplissage en maçonnerie rigide participante ou non participante; tout en considérant la spécificité du sol d'assise, rocheux, ferme et très meuble. Les résultats enregistrés ont montré que la limite préconisée par notre code en vigueur est très restrictive et ne s'accorde que pour les structures nues quelque soit la nature du sol considéré.

4.1. Méthodes utilisées:

En général, les méthodes approchées communément utilisées peuvent être classifiées en deux groupes principaux. Le premier groupe englobe les méthodes basées sur la linéarisation équivalente où la déformation maximale est évaluée comme étant la déformation maximale d'un système linéaire ayant une rigidité latérale plus faible et un coefficient d'amortissement plus grand que ceux relatifs au système inélastique.

Cependant le deuxième groupe comprend les méthodes basées sur le facteur de modification de déplacement où la déformation maximale du système inélastique SDOF est évaluée comme étant le produit de la déformation maximale d'un système linéaire ayant les mêmes rigidité latérale et coefficient d'amortissement que le système inélastique, multipliée par un coefficient de modification de déplacement, C .

4.1.1. Méthodes de linéarisation équivalente:

La réponse sismique des systèmes inélastiques peut être estimée par des méthodes analytiques approximatives où le système non linéaire est remplacé par un système linéaire équivalent. Ces techniques ont vu le jour dans les années 60, et le travail fondamental a été accompli sur deux décennies (Hudson 1965; Jennings 1968; Iwan et Gates 1979). En général, les méthodes approchées déterminant les paramètres (caractéristiques) du système linéaire équivalent se subdivisent en deux catégories ; les méthodes basées sur la réponse harmonique (rigidité sécante) et les méthodes basées sur la réponse aléatoire (random response). Les méthodes appartenant à la première catégorie surestiment considérablement (period shift) l'amplification de la période, cependant celles considérant la réponse aléatoire (Iwan & Gates) estiment cette amplification d'une manière plus réaliste. La méthode basée sur la structure substituée (substitute structure method), populaire pour la conception en déplacement (Gulkan & Sozen 1974, Shibata-Sozen 1976, Moehle 1992, Kowalsky 1995, Wallace 1995), n'est autre qu'une variante de la méthode basée sur la rigidité sécante. Il est reconnu que ces 2 méthodes (rigidité sécante et structure substituée) basées sur la réponse harmonique ne sont pas aussi précises que celles basées sur la réponse aléatoire [3]

Rigidité sécante:

La méthode proposée par Rosenblueth et Herrera était la première méthode de linéarisation équivalente utilisant la rigidité sécante à déformation ultime (connue aussi comme méthode de rigidité géométrique) comme base pour sélectionner le déplacement de période ou période équivalente. L'équation du mouvement d'un SDOF sous une excitation sismique donnée, considérant un comportement hystérétique est comme suit:

$$\ddot{x} + 2\xi_0\omega_0 \dot{x} + \frac{F(x)}{m} = -\ddot{x}_g$$

où x est le déplacement latéral relatif de la masse par rapport au sol (pseudo-déplacement), \ddot{x}_g l'accélération du sol, et m , ξ_0 et $F(x)$ sont respectivement la masse, le rapport d'amortissement visqueux et la force de rappel du système. La fréquence de vibration circulaire, ω_0 , est

donnée par:

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k_0}{m}} = \frac{2\pi}{T}$$

k_0 et T représentent la rigidité initiale et la période de vibration du système.

La réponse maximale du système en utilisant les méthodes de linéarisation équivalente, est considérée approximativement par la réponse maximale du système linéaire équivalent où la réponse x_{eq} est calculée à l'aide de l'expression suivante:

$$\ddot{x}_{eq} + 2\xi_{eq}\omega_{eq}\dot{x}_{eq} + \omega_{eq}^2x_{eq} = -\ddot{x}_g$$

ξ_{eq} et ω_{eq} , sont respectivement le rapport d'amortissement visqueux du système linéaire équivalent (qui est toujours plus grand que celui du système original) et sa fréquence de vibration circulaire. Cette dernière est donnée par: $\omega_{eq} = \sqrt{\frac{k_s}{m}} = \frac{2\pi}{T_{eq}}$

k_s est la rigidité sécante à déformation ultime et T_{eq} est la période de vibration du système équivalent. Pour un système bilinéaire (Figure 4.2) avec une réserve de rigidité (rk) après fissuration, la relation entre la période de vibration du système équivalent et celle du système initial est caractérisée comme suit:

$$\frac{T_{eq}}{T} = \sqrt{\frac{k_0}{k_s}} = \sqrt{\frac{\mu}{1-r+r\mu}} \quad (4.1)$$

où μ est le facteur de ductilité de déplacement, défini comme étant le rapport du déplacement absolu (ultime) et le déplacement lors du début d'écoulement avec $r = \frac{(EI)_f}{EI}$, facteur traduisant la chute de rigidité :

$r = 0 \Rightarrow$ modèle élasto-plastique; 100% de chute de rigidité

$r \neq 0 \Rightarrow$ modèle bilinéaire chute de rigidité inférieure à 100%

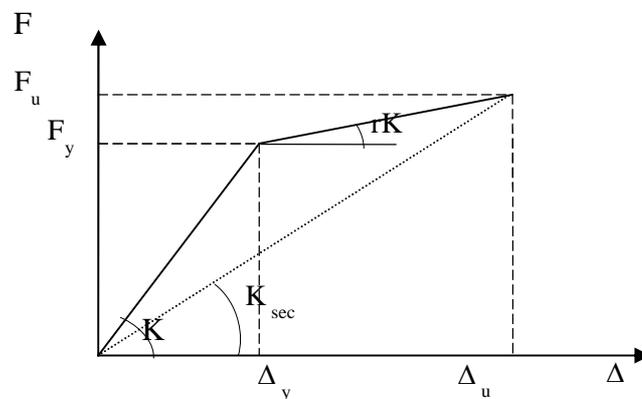


Figure 4.2. Comportement d'un système élasto-plastique

Le rapport d'amortissement visqueux du système linéaire équivalent est donné de la même manière par l'expression suivante:

$$\xi_{\text{eff}} = 0.05 + \frac{2}{\pi} \left[\frac{(1-r)(\mu-1)}{\mu - r\mu + r\mu^2} \right] \quad (4.2)$$

pour un système élastoplastique ($r=0$):

$$\frac{T_{\text{eq}}}{T} = \sqrt{\frac{k_0}{k_s}} = \sqrt{\mu} \quad (4.3)$$

$$\xi_{\text{eff}} = 0.05 + \frac{2}{\pi} \left[1 - \frac{1}{\mu} \right] \quad (4.4)$$

Réponse aléatoire:

Utilisant un modèle hystérétique tiré d'une combinaison d'éléments élastiques en considérant le glissement de Coulomb ensemble avec la conjugaison des résultats de l'analyse temporelle (THA), Iwan tira des équations empiriques pour estimer les caractéristiques du système équivalent.

$$\frac{T_{\text{eq}}}{T} = 1 + 0.121(\mu - 1)^{0.939} \quad (4.5)$$

$$\xi_{\text{eff}} = 0.05 + 0.0587(\mu - 1)^{0.371} \quad (4.6)$$

La figure.4.3 montre que le coefficient amplificateur de période $\alpha = \frac{T_{\text{eq}}}{T}$ utilisant la rigidité sécante est plus grand que celui donné par Iwan, l'écart enregistré entre les 2 méthodes augmente avec le niveau de ductilité μ_{Δ} .

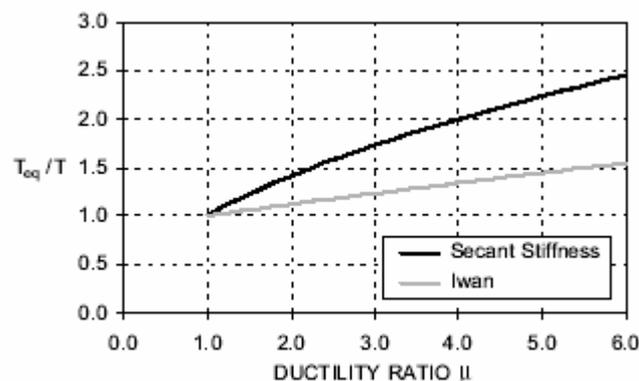


Fig.4.3. Amplification de la période, méthodes de linéarisation

Modèles d'amortissement équivalent:

Le concept sur lequel s'articulent les méthodes de linéarisation équivalente est le rapport d'amortissement visqueux équivalent d'où un déplacement de la période de vibration. Il a été constaté par Jennings et Hadjian que si le principe d'égalité d'énergie dissipée est utilisé, les différentes méthodes traitant ce changement de période sont la cause conduisant à plusieurs rapports d'amortissement visqueux équivalent rencontrés dans la littérature. Il a été aussi constaté, que pour un déplacement de période donné, le modèle hystérétique considéré influe directement le rapport d'amortissement visqueux équivalent. Gulkan et Sozen ont constaté qu'en général le déplacement résultant sous chargement sismique est beaucoup plus petit que la réponse maximale c'est à dire que le rapport d'amortissement équivalent évalué à partir des équations (4.2) ou (4.4) est surestimé. Se basant sur le modèle hystérétique de Takeda et sur le data expérimental récolté à partir des essais de modèles réduits sur table vibrante, Gulkan et

Sozen développèrent l'équation empirique suivante: $\xi_{\text{eff}} = 0.05 + 0.2 \left[1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right]$ (4.7)

qui sera ultérieurement étendue au MDOF (MDDL). Utilisant le concept de la rigidité sécante à déplacement max combiné avec le modèle hystérétique de Takeda, Kowalsky recommande pour l'évaluation du rapport d'amortissement équivalent l'équation générale suivante:

$$\xi_{\text{eff}} = 0.05 + \frac{1}{\pi} \left[1 - \frac{1-r}{\sqrt{\mu}} - r\sqrt{\mu} \right] \quad (4.8)$$

qui sera pour un système à réserve de rigidité nulle ($r=0$),

$$\xi_{\text{eff}} = 0.05 + \frac{1}{\pi} \left[1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right] \quad (4.9)$$

Une deuxième équation illustrant le modèle d'amortissement équivalent a été aussi proposée par Kowalsky et al et se base essentiellement sur des résultats expérimentaux avec ajustement

de courbe: $\xi_{\text{eff}} = 0.05 + 0.39372 \left[1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right]$ (4.10)

La figure 4.4 englobe les rapports d'amortissement équivalent normalisé pour les 4 méthodes.

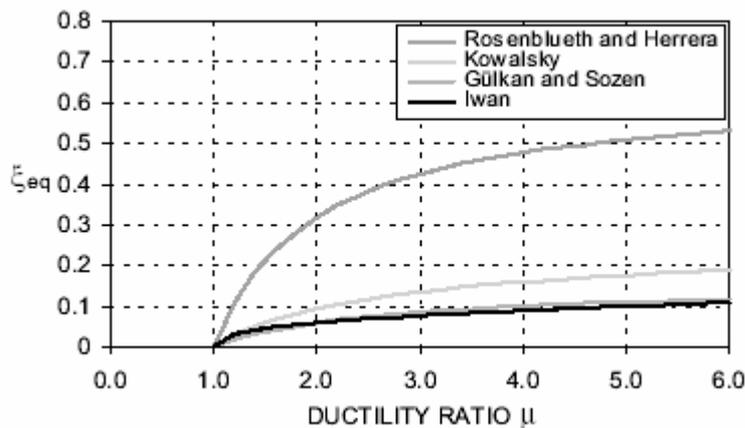


Figure.4.4 Comparaison du rapport d'amortissement visqueux pour les 4 méthodes

Cependant le rapport de l'énergie dissipée par cycle dans un système non linéaire et l'énergie dissipée par cycle par un système linéaire équivalent dépend du produit du rapport d'amortissement équivalent et de la rigidité équivalente, on peut donc en conclure que l'information fournie par la figure.4.4 est insuffisante pour établir une comparaison du rapport d'amortissement pour les méthodes utilisant un déplacement de période différent.

Pour y remédier, Hajian proposa de normaliser le rapport d'amortissement équivalent par le rapport de rigidité initiale sur la rigidité équivalente.

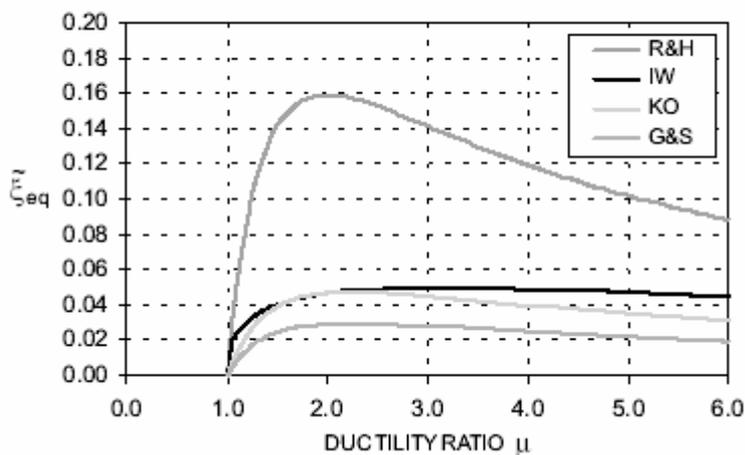


Figure 4.5. Rapports d'amortissement visqueux normalisés pour les 4 méthodes

On peut constater que les rapports d'amortissement équivalent normalisés enregistrés par la méthode de Rosenblueth et Herrera, qui est basée sur la réponse harmonique sont beaucoup plus grands que ceux enregistrés par les 3 autres méthodes qui étaient spécialement développés pour chargement sismique.

A travers une étude menée sur 6 méthodes approchées pour l'estimation du déplacement maximal (demande) d'un système SDOF sur une plage de périodes variant entre 0.05s et 3.0s; et sujet à 264 mouvements sismiques enregistrés sur des sols fermes, Miranda et Garcia [4] ont établi les constatations suivantes:

- a- Du moment que les méthodes de Gulkan & Sozen, Iwan et Kowalsky donnent des rapports d'amortissement équivalent plus petits que celui évalué par la méthode de Rosenblueth et Herrera, elles produisent donc de meilleurs résultats. En général, l'erreur relative moyenne enregistrée par ces méthodes, augmente proportionnellement avec l'augmentation du coefficient de ductilité globale (μ_{Δ}), et la diminution de la période de vibration. Elles produisent en général des résultats plus précis si les périodes **intermédiaires** et **longues** sont considérées.
- b- Pour les périodes courtes les méthodes de Gulkan-Sozen et Kowalsky surestiment le déplacement max, cependant celle proposée par **Iwan** sous estime ce dernier spécialement pour les **périodes < 0.4s**, mais conduit à une **bonne estimation** du déplacement max.
- c- Le plus petit rapport d'amortissement équivalent normalisé est celui de la méthode Gulkan-Sozen; cependant ceux enregistrés par la méthode de **Kowalsky** sont **meilleurs** en restant relativement **proches** de ceux obtenus par la méthode de **Iwan** et ce, pour un $\mu_{\Delta} < 6$.

L'étude comparative de modèles d'amortissement effectifs menée par Qiang Xue [5] a permis de conclure que pour les structures ayant un niveau de ductilité $\mu_{\Delta} < 4$, le modèle d'amortissement basé sur l'approche combinée rigidité moyenne et méthode énergétique présentée par **Iwan et Gates** donne les résultats **les plus fiables**. Cependant pour un $\mu_{\Delta} > 4$ la méthode de **Kowalsky** reste la plus indiquée car elle produit l'erreur la plus faible. Les auteurs ont pris dans leur étude les rapports d'amortissement équivalent suivants :

$$\text{Kowalsky} \quad \xi_{\text{eff}} = 0.05 + 0.39372 \left[1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right]$$

$$\text{Iwan} \quad \xi_{\text{eff}} = 0.05 + 0.0587(\mu - 1)^{0.371}$$

$$\text{Gulkan Sozen} \quad \xi_{\text{eff}} = 0.05 + 0.2 \left[1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right]$$

$$\text{Priestley} \quad \xi_{\text{eff}} = 0.05 + \frac{1 - \mu^n \left(\frac{1-r}{\mu} + r \right)}{\pi} \quad n = 0.5, r = 0 \quad \xi_{\text{eff}} = 0.05 + \frac{1}{\pi} \left[1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right]$$

$$\text{Reinhorn and Kunnath} \quad \xi_{\text{eff}} = \left(\frac{3}{2\pi\mu^2} \right) + \frac{\pi\xi_0 \left[(1-r) \left(\mu^2 - \frac{1}{3} \right) + \frac{2}{3} r\mu^3 \right] + 2(1-r)(\mu-1)^2}{(1-r)(1 + \ln \mu) + r\mu}$$

$$r = 0 \quad \xi_{\text{eff}} = \left(\frac{3}{2\pi\mu^2} \right) + \frac{\pi\xi_0 \left(\mu^2 - \frac{1}{3} \right) + 2(\mu-1)^2}{(1 + \ln \mu)}$$

4.1.2. Méthodes basées le facteur de modification de déplacement:

Dans ce second groupe de méthodes, la réponse maximale du système inélastique SDOF, δ_i est évaluée comme étant le produit de la déformation maximale δ_e d'un système linéaire ayant les mêmes rigidité latérale et coefficient d'amortissement que le système inélastique, multipliée par un coefficient de modification de déplacement, C; d'où $\delta_i = C\delta_e$. Newmark-Hall proposent un coefficient de modification de déplacement C, fonction de la région spectrale, où la période de vibration du système SDOF est localisée comme suit:

$$C = \begin{cases} \mu & T_n < T_a = 1/33s \\ \frac{\mu}{(2\mu-1)^\beta} & T_a \leq T_n < T_b = 0.125s \\ \frac{\mu}{\sqrt{2\mu-1}} & T_b \leq T_n < T_c' \\ \frac{T_c}{T_n} & T_c' \leq T_n < T_c \\ 1 & T_n \geq T_c \end{cases} \quad (4.11)$$

$$\text{où:} \quad \beta = \frac{\ln(T_n/T_a)}{2\ln(T_b/T_a)} \quad T_c' = \frac{\sqrt{2\mu-1}}{\mu} T_c$$

Miranda [4] a conduit une étude statistique sur les rapports des déformations inélastiques maximales sur les déformations élastiques maximales (demandes), établis à partir d'enregistrements de mouvements de sols fermes. Il a conclu que le rapport du déplacement inélastique maximal sur le déplacement élastique maximal est peu influencé par l'intensité du séisme ni par la position par rapport à sa source.

Il proposa l'équation suivante :

$$C = \left[1 + \left(\frac{1}{\mu} - 1 \right) \exp(-12T\mu^{-0.8}) \right]^{-1} \quad (4.12)$$

4.2. Profile de déplacements

Il a été suggéré par Priestley [6] que le profile des déplacements lors du développement des rotules plastiques dans les poutres (beam-sway), sous l'action d'un séisme sévère, peut prendre approximativement une variation linéaire. L'allure des déplacements nonlinéaires des portiques où le mécanisme plastique est gouverné par la rotation des poutres (beam-sway frames) est supposé être linéaire si $n \leq 4$ avec $H_{eff} = 0.67 H_t$ et parabolique si $n \geq 20$ avec $H_{eff} = 0.61 H_t$, où H_{eff} est la position de la masse vibrante effective. Entre 4 et 20 niveaux H_{eff} est supposée suivre une interpolation linéaire entre $0.67 H_t$ et $0.61 H_t$ du moment que la forme linéaire pour 4 niveaux sera parabolique pour 20 niveaux et plus. Dans le but d'évaluer la performance structurelle des systèmes conçus en portiques autostables, dimensionnés pour différentes valeurs de R, Mitchell et Paultre [7] conduisent des analyses nonlinéaires avec incrémentation de la force latérale en considérant deux cas de figure de distribution; linéaire et nonlinéaire. La deuxième forme de distribution de la charge appliquée a été obtenue à travers des combinaisons (racine carrée des sommes des carrés) de distributions résultantes de l'analyse modale des structures. Le profile de déplacement linéaire a été trouvé sous estimant légèrement l'effort tranchant à la base des portiques ductiles d'environ 4% s'ils comportent 6 niveaux et 19% pour 12 niveaux); cependant le déplacement en tête est presque le même; comparativement avec la répartition nonlinéaire.

4.3. Déplacement en tête

Dans la méthodologie en performance, les différents niveaux de performance pour une structure sont définis fonction des limites du déplacement relatif limite de niveau [8]. Car les limites basées sur le déplacement relatif limite de niveau sont facilement convertibles en déplacement en tête, ce dernier peut être choisi sur la base du contrôle du déplacement relatif limite de niveau afin de limiter l'endommagement non structural (maçonnerie, panneaux de verre...). Considérant un profile de déplacement linéaire, conduit à un angle relatif de niveau

uniforme sur toute la hauteur du bâtiment, $\theta = \frac{\delta_{i+1} - \delta_i}{h_s} = \frac{\delta_{storey}}{h_s} = \frac{\delta_{roof}}{H} \Rightarrow$ le déplacement

global $\delta_{roof} = \theta H = \frac{\delta_{storey}}{h_s} H$. En utilisant la limite préconisée par le code RPA

($\delta_{storey} = 1\% h_{storey}$), le déplacement en tête sera: $\delta_{roof} = 1\% H$

4.4. Considération pratique:

En considérant la flexibilité de la structure exprimée à travers le déplacement relatif de niveau pour un chargement égal à la résistance parasismique requise Kappos et al [9] proposent les valeurs suivantes :

- $\delta = 1 \div 1.5\%h_s$ considérant la déformation de la structure
- $\delta = 0.7 \div 0.75\%h_s$ considérant la déformation limite du système de remplissage

L'EC8 [10] recommande les valeurs suivantes fonction du facteur d'importance de catégorie v .

$v = 2.5$, catégories I-II correspondant respectivement aux catégories 1A-1B du code RPA

$v = 2$, catégories III-IV correspondant respectivement aux catégories 2-3 du code RPA

- bâtiment ayant l'élément non structurel en matériau fragile, solidaire de la structure

$$\frac{\delta}{v} \leq 0.004h_s \quad (0.008h_s \div 0.010h_s)$$

- bâtiment ayant l'élément non structurel fixé de façon qu'il ne puisse pas interférer sur les

déformations de la structure : $\frac{\delta}{v} \leq 0.006h_s \quad (0.012h_s \div 0.015h_s)$

4.5. Procédures d'évaluation de la période max T_{max}

4.5.1 Procédure 1

La dissipation d'énergie requise implique un comportement hystérétique, donc un amortissement hystérétique différent de zéro d'où un taux d'amortissement global visqueux équivalent ξ_{eq} . Le niveau de ductilité global attribuable doit être concordant avec le coefficient

réducteur de la force élastique $R_\mu = \frac{R}{Q}$, et il est défini à l'aide de formulations universellement reconnues (N-H, V-F-F, Krawinkler-Nasser...).

Newmark-Hall:

$$R_y = \begin{cases} 1 & T_n < T_a \\ (2\mu-1)^{\beta/2} & T_a < T_n < T_b \\ \sqrt{2\mu-1} & T_b < T_n < T_{c'} \\ \frac{T_n}{T_c} \mu & T_{c'} < T_n < T_c \\ \mu & T_n > T_c \end{cases} \quad (4.13)$$

$$\mu = \begin{cases} \text{indéfini} & T_n < T_a \\ \frac{(1+R_y^{2/\beta})}{2} & T_a < T_n < T_b \\ \frac{(1+R_y^2)}{2} & T_b < T_n < T_{c'} \\ \frac{T_c}{T_n} R_y & T_{c'} < T_n < T_c \\ R_y & T_n > T_c \end{cases} \quad (4.14)$$

$$\beta = \frac{\ln(T_n/T_a)}{\ln(T_b/T_a)}$$

Vidic-Fajfar&Fishinger:

$$R_y = \begin{cases} 1.35(\mu-1)^{0.95} \frac{T_n}{T_0} + 1 & T_n \leq T_0 \\ 1.35(\mu-1)^{0.95} + 1 & T_n > T_0 \end{cases} \quad (4.15)$$

$$\mu = \begin{cases} 1 + \left[0.74(R_y - 1) \frac{T_0}{T_n} \right]^{1.053} & T_n \leq T_0 \\ 1 + [0.74(R_y - 1)]^{1.053} & T_n > T_0 \end{cases} \quad (4.16)$$

Krawinkler-Nasser:

$$R_y = [c(\mu-1) + 1]^{1/c} \quad (4.17)$$

$$c(T_n, \alpha) = \frac{T_n^a}{1 + T_n^a} + \frac{b}{T_n} \quad a = 1; \quad b = 0.42$$

$$\mu = 1 + \frac{1}{c} (R_y^c - 1) \quad (4.18)$$

Le taux d'amortissement équivalent du système structurel dissipatif d'énergie est lui aussi estimé à l'aide de formulations empiriques développées à partir de la technique de linéarisation équivalente (Iwan, Kowalsky,...). Cette linéarisation équivalente est caractérisée par ses paramètres d'équivalence à savoir la période équivalente T_{eq} et le taux d'amortissement équivalent ξ_{eq} ; induits par le niveau de ductilité μ_{Δ} concordant avec le facteur réducteur de la force élastique R_{μ} . La formulation de ces paramètres est de la forme:

$$\mu = f(R_{\mu}, T_n) \quad T_{eq} = C_{eq} T_n \quad (4.19)$$

$$\xi_{eq} = f(\mu) \quad C_{eq} = f(\mu)$$

Le calcul est généralement basé sur un spectre d'accélération ayant un rapport d'amortissement égal à 5%, fonction du sol d'assise, en imposant un déplacement global en tête (global drift = 1%H) correspondant à une période de vibration équivalente T_{\max} (concordante à ce déplacement imposé), différente de la période de vibration résultante de la rigidité de coffrage (élastique) du système structurel.

L'estimation de cette période (T_{\max}) sera fixée après détermination des caractéristiques ou paramètres du système élastiquement équivalent à savoir: $\xi_{\text{eq}}, T_{\text{eq}}$. La correction sera apportée en estimant le déplacement résultant δ_{eq} en tenant compte du nouveau taux d'amortissement équivalent ξ_{eq} fonction du déplacement présumé, $\delta_{\text{eq}} = f(\delta_{\text{présumé}}, \xi_{\text{eq}})$.

La période du système linéairement équivalent sera: $T_{\text{eq}} = 2\sqrt{\delta_{\text{eq}}}$ (4.20) avec $\delta_{\text{eq}} = \frac{\delta_{\text{présumé}}}{\eta}$;

et $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi_{\text{eq}}}}$ défini comme facteur permettant la correction du déplacement imposé (enregistré sur le spectre à 5% d'amortissement, rapporté sur le spectre correspondant au taux d'amortissement équivalent ξ_{eq}). La correction du spectre s'impose car l'accélération spectrale correspondante au nouveau taux l'amortissement ξ_{eq} sera inférieure à celle initialement présumée ($\xi = 0.05$).

Le déplacement global imposé invoquera nécessairement une période de vibration (T_{\max}) concordante avec ce dernier: $T_{\text{eq}} = C_{\text{eq}} \cdot T_{\max}$. Cette nouvelle période de vibration s'écarte toujours de la période naturelle résultante de la rigidité élastique du système structurel considéré. Comme le système linéaire équivalent n'admet qu'une seule période de vibration on aura donc $T_{\text{eq}} = C_{\text{eq}} \cdot T_{\max} = 2\sqrt{\delta_{\text{eq}}}$ et T_{\max} sera la période maximale à ne pas dépasser afin de satisfaire le déplacement global tolérable, d'où:

$$T_{\max} = \frac{T_{\text{eq}}}{C_{\text{eq}}} \quad (4.21)$$

Le coefficient d'amplification de la période élastique T_n sera: $\alpha = \frac{T_{\max}}{T_n}$

ou encore :

$$\alpha = \frac{T_{\max}}{T_n} = \frac{2\sqrt{\delta_{\text{eq}}}}{C_{\text{eq}} \cdot T_n} \quad (4.22)$$

en remplaçant δ_{eq} par sa valeur l'équation (4.22) sera:

$$\alpha = \frac{2\sqrt{\frac{\delta_{présumé}}{\eta}}}{C_{eq} \cdot T_n} \quad (4.23)$$

Choix de la méthode et du rapport d'amortissement équivalent à adopter pour l'étude:

Comme il a été précédemment constaté que les méthodes basées sur la rigidité sécante ne sont pas aussi précises que celle proposée par Iwan et Gates; c'est cette dernière qui sera donc adoptée pour l'étude. Concernant le rapport d'amortissement équivalent: $\xi_{eq} = f(\mu)$; et sur la base des constatations suivantes :

- a- les recommandations préconisées par le code RPA99 relatives aux aciers s'accordent avec une classe de ductilité moyenne [11] c'est à dire pour un niveau de ductilité global voisin de 4, $\mu_{\Delta} \approx 4$ La formulation proposée par Iwan s'avère donc la plus appropriée.
- b- Miranda et al ont constaté que pour des périodes inférieures à 0.4s, la méthode de Iwan donne une bonne estimation du déplacement maximal.
- c- pour des niveaux de ductilité $\mu_{\Delta} < 6$, les résultats obtenus à partir de la formulation proposée par Kowalsky sont meilleurs et restent proches de ceux obtenus par Iwan.

Les formulations de Iwan et Kowalsky sur le rapport d'amortissement équivalent ξ_{eq} sont retenues pour la suite de l'étude en prenant en considération les points suivants:

- $\mu_{\Delta} \leq 4$	$\xi_{eff} = 0.05 + 0.0587(\mu - 1)^{0.371}$	Iwan
- $\mu_{\Delta} > 4$	$\xi_{eff} = 0.05 + 0.39372 \left[1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right]$	Kowalsky

Les principales étapes à suivre pour déterminer la période élastique pour un système structurel donné sont :

- le facteur de comportement global R est sélectionné fonction du système structurel choisi
- le facteur de qualité Q est fixé fonction du niveau de contrôle désiré
- le niveau de ductilité $\mu = f(R_\mu, T_n)$ attribuable au facteur $R_\mu = \frac{R}{Q}$, est déterminé en exploitant les relations établies par Newmark-Hall, Vidic-Fajfar-Fishinger, Krawinkler-Nasser...
- les caractéristiques du système élastiquement équivalents seront évalués comme suit :
 - $C_{eq} = f(\mu)$;
 - $\xi_{eq} = f(\mu)$ en considérant 2 cas pour μ_Δ :

$$- \mu_\Delta \leq 4 \quad \xi_{eff} = 0.05 + 0.0587(\mu - 1)^{0.371} \quad \text{Iwan}$$

$$- \mu_\Delta > 4 \quad \xi_{eff} = 0.05 + 0.39372 \left[1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right] \quad \text{Kowalsky}$$

- déterminer $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi_{eq}}}$ pour évaluer $\alpha = \frac{T_{max}}{T_n} = \frac{2\sqrt{\delta_{eq}}}{C_{eq} \cdot T_n} = \frac{2\sqrt{\frac{\delta_{présumé}}{\eta}}}{C_{eq} \cdot T_n}$

4.5.2 Procédure 2

L'évaluation de la réponse inélastique structurelle est conduite à l'aide des méthodes basées sur le facteur de modification de déplacement en exploitant les relations Newmark et Hall, Krawinkler-Nasser pour déterminer le niveau de ductilité concordant $\mu = f(R_\mu, T_n)$ avec le facteur réducteur de la réponse sismique. Déterminer ensuite la réponse maximale du système inélastique en exploitant simultanément les relations relatives au coefficient modificateur de déplacement $C = f(\mu)$ précédemment citées (eq. 4.11 et 4.12). Les principales étapes à suivre pour déterminer la période élastique pour un système structurel donné sont :

- le facteur de comportement global R est sélectionné fonction du système structurel choisi
- le facteur de qualité Q est fixé fonction du niveau de contrôle désiré
- le niveau de ductilité $\mu = f(R_\mu, T_n)$ attribuable au facteur $R_\mu = \frac{R}{Q}$, est déterminé en exploitant les relations établies par Newmark et Hall, Krawinkler-Nasser .

- le coefficient de modification de déplacement, $C = f(\mu)$ est alors déterminé en exploitant respectivement les relations de Newmark-Hall et Miranda-Garcia :

$$\delta_i = \delta_{drift} = C \cdot \delta_e \text{ d'où } \delta_e = \frac{\delta_{drift}}{C}$$

- le coefficient d'amplification de la période élastique sera:

$$\alpha = \frac{T_{max}}{T_n} = \frac{2\sqrt{\delta_e}}{T_n} = \frac{2}{T_n} \sqrt{\frac{\delta_{drift}}{C}}$$

4.6. Illustration pratique

Bâtiments réguliers en plan et en élévation contreventés par portiques autostables sont examinés en considérant les types de structures suivantes :

Structure A: portiques nus; $R = 5; C_T = 0.075$

Structure B: portiques avec maçonnerie rigide non participante; $R = 5; C_T = 0.050$

Structure C: portiques avec maçonnerie rigide participante; $R = 3.5; C_T = 0.050$

Data : hauteur d'étage est constante $h = 3m$, $H = nh = 3n$ $n = 4 \div 7$ c'est à dire (R+3 à R+6)

Conformément au code RPA 99 :

- la période élastique est donnée par : $T_n = C_T H^{\frac{3}{4}}$ (4.24)

- le facteur de qualité $Q=1.2$; le contrôle sur la qualité est non observé

- la période caractéristique $T_0 = 0.3s, 0.4s, 0.7s$ respectivement pour un site rocheux (S1), ferme (S2) et très meuble (S4).

$H = 3n$ hauteur d'étage constante $h = 3m$, $n = 4 \div 7$ c'est à dire (R+3 à R+6)

Comme ces structures sont supposées s'incuser dans le domaine post-élastique afin de dissiper l'énergie sismique, elles doivent donc disposer d'un certain niveau de ductilité global caractérisé par le coefficient de ductilité déplacement μ_Δ .

Procédure 1

La variation du facteur d'amplification de la période α est étudié en prenant en compte l'influence l'effet de site en premier lieu à travers les expressions $R_{\mu-\mu-T_n}$ de Newmark-Hall and Vidic-Fajfar-Fishinger. Les tableaux ci-dessous regroupent les différents résultats obtenus pour différents sites considérés et ce pour les 3 types de systèmes structurels.

Tableau 4.1 : Site rocheux (S1)											
R = 5; C _T = 0.075				R = 5; C _T = 0.050				R = 3.5; C _T = 0.050			
α _{NH}		α _{VFF}		α _{NH}		α _{VFF}		α _{NH}		α _{VFF}	
μ	α	μ	α	μ	α	μ	α	μ	α	μ	α
4.17	1.479	3.45	1.355	4.17	2.224	3.45	2.037	2.92	2.112	2.45	2.170
4.17	1.399	3.45	1.283	4.17	2.10	3.45	1.926	2.92	1.995	2.45	2.052
4.17	1.339	3.45	1.228	4.17	2.00	3.45	1.840	2.92	1.904	2.45	1.960
4.17	1.288	3.45	1.181	4.17	1.935	3.45	1.771	2.92	1.835	2.45	1.888
α _{s1}	1.376	α _{s1}	1.262	α _{s2}	2.065	α _{s2}	1.893	α _{s3}	1.961	α _{s3}	2.018
α _{S1 moy} = 1.319				α _{S2 moy} = 1.979				α _{S3 moy} = 1.990			

Tableau 4.2 : Site ferme (S2)											
R = 5; C _T = 0.075				R = 5; C _T = 0.050				R = 3.5; C _T = 0.050			
α _{NH}		α _{VFF}		α _{NH}		α _{VFF}		α _{NH}		α _{VFF}	
μ	α	μ	α	μ	α	μ	α	μ	α	μ	α
4.17	1.479	3.43	1.359	5.17	2.099	4.08	2.236	3.63	2.016	2.82	2.121
4.17	1.399	3.43	1.287	4.38	2.077	3.58	1.909	3.06	1.976	2.52	2.047
4.17	1.339	3.43	1.230	4.17	2.007	3.43	1.844	2.92	1.904	2.45	1.968
4.17	1.288	3.43	1.183	4.17	1.935	3.43	1.775	2.29	1.835	2.45	1.896
α _{s1}	1.376	α _{s1}	1.264	α _{s2}	2.029	α _{s2}	1.941	α _{s3}	1.933	α _{s3}	2.008
α _{S1 moy} = 1.321				α _{S2 moy} = 1.985				α _{S3 moy} = 1.971			

Tableau 4.3 : Site très meuble (S4)											
R = 5; C _T = 0.075				R = 5; C _T = 0.050				R = 3.5; C _T = 0.050			
α _{NH}		α _{VFF}		α _{NH}		α _{VFF}		α _{NH}		α _{VFF}	
μ	α	μ	α	μ	α	μ	α	μ	α	μ	α
6.03	1.333	4.62	1.440	9.0	1.711	6.56	1.941	4.76	2.149	4.28	2.208
5.10	1.327	4.04	1.237	7.66	1.732	5.54	1.945	4.76	2.031	3.75	1.890
4.46	1.316	3.63	1.214	6.68	1.755	5.03	1.908	4.68	1.950	3.38	1.870
4.17	1.288	3.43	1.187	5.96	1.747	4.57	1.890	4.17	1.933	3.11	1.810
α _{s1}	1.316	α _{s1}	1.270	α _{s2}	1.736	α _{s2}	1.922	α _{s3}	2.015	α _{s3}	1.944
α _{S1 moy} = 1.293				α _{S2 moy} = 1.829				α _{S3 moy} = 1.980			

Système Structurel	Nature du site			
	S1	S2	S4	$\alpha = \frac{\alpha_{s1} + \alpha_{s2} + \alpha_{s3}}{3}$
A. R = 5; C _T = 0.075	1.319	1.321	1.293	1.310
B. R = 5; C _T = 0.050	1.979	1.985	1.829	1.931
C. R = 3.5; C _T = 0.050	1.990	1.971	1.980	1.980

En examinant les résultats du tableau ci-dessus on peut constater que l'effet de site n'a pas une grande influence sur variation de α.

La même procédure est suivie en utilisant la relation R_μ-μ-T_n proposée par Krawinkler-Nasser dans laquelle le paramètre de site n'est pas considéré malgré qu'elle a été établie sur la base d'enregistrements obtenus sur des sites alluvionnaires et rocheux. Cependant l'influence des

paramètres gouvernants tels que le niveau d'écoulement et le coefficient d'érouissage ont été pris en considération pour 5% d'amortissement. Pour un paramètre d'érouissage d'un modèle hystérétique élastoplastique ($\alpha = 0$), les constantes de régression sont respectivement $a=1$ et $b=0.42$. Les résultats présentés dans le tableau suivant montrent clairement que l'incidence des relations $R - \mu - T_n$ utilisées sur le coefficient d'amplification α est négligeable.

Système Structurel	$\alpha_1 = \frac{NH + VFF}{2}$	$\alpha_2 = Kw - Nasser$	$\frac{\alpha_2 - \alpha_1}{\alpha_2} (\%)$
A. $R = 5; C_T = 0.075$	1.310	1.356	3.39
B. $R = 5; C_T = 0.050$	1.931	1.929	0.10
C. $R = 3.5; C_T = 0.050$	1.980	2.022	2.07
	Erreur _{moyenne}		1.8 %

Procédure 2

Le niveau de ductilité global μ concordant avec le coefficient réducteur de la force élastique $R_\mu = R/Q$ est déterminé en exploitant les relations établies par Newmark et Hall pour tenir compte de la nature du site tout en faisant varier le coefficient C. les résultats obtenus sont regroupés comme suit :

Tableau 4.4 : Site rocheux (S1)											
R = 5; $C_T = 0.075$				R = 5; $C_T = 0.050$				R = 3.5; $C_T = 0.050$			
α_{NH}		α_{Mir}		α_{NH}		α_{Mir}		α_{NH}		α_{Mir}	
μ	α	μ	α	μ	α	μ	α	μ	α	μ	α
4.17	1.432	4.17	1.345	4.17	2.152	4.17	1.820	2.92	2.152	2.92	2.010
4.17	1.354	4.17	1.295	4.17	2.034	4.17	1.834	2.92	2.034	2.92	1.934
4.17	1.295	4.17	1.255	4.17	1.941	4.17	1.799	2.92	1.941	2.92	1.876
4.17	1.246	4.17	1.223	4.17	1.871	4.17	1.760	2.92	1.871	2.92	1.821
α_{s1}	1.332	α_{s1}	1.280	α_{s2}	2.0	α_{s2}	1.803	α_{s3}	2.0	α_{s3}	1.910
$\alpha_{S1 \text{ moy}} = 1.306$				$\alpha_{S2 \text{ moy}} = 1.902$				$\alpha_{S3 \text{ moy}} = 1.955$			

Tableau 4.5 : Site ferme (S2)											
R = 5; C _T = 0.075				R = 5; C _T = 0.050				R = 3.5; C _T = 0.050			
α _{NH}		α _{Mir}		α _{NH}		α _{Mir}		α _{NH}		α _{Mir}	
μ	α	μ	α	μ	α	μ	α	μ	α	μ	α
4.17	1.432	4.17	1.345	5.18	1.935	5.18	1.820	3.63	1.935	3.63	1.944
4.17	1.354	4.17	1.295	4.38	1.985	4.38	1.834	3.06	1.985	3.06	1.924
4.17	1.295	4.17	1.255	4.17	1.941	4.17	1.799	2.92	1.941	2.92	1.876
4.17	1.246	4.17	1.223	4.17	1.871	4.17	1.760	2.92	1.871	2.92	1.821
α _{s1}	1.332	α _{s1}	1.280	α _{s2}	1.933	α _{s2}	1.803	α _{s3}	1.933	α _{s3}	1.890
α _{S1 moy} = 1.306				α _{S2 moy} = 1.868				α _{S3 moy} = 1.912			

Tableau 4.6 : Site très meuble (S4)											
R = 5; C _T = 0.075				R = 5; C _T = 0.050				R = 3.5; C _T = 0.050			
α _{NH}		α _{Mir}		α _{NH}		α _{Mir}		α _{NH}		α _{Mir}	
μ	α	μ	α	μ	α	μ	α	μ	α	μ	α
6.03	1.190	6.03	1.272	9.0	1.460	9.0	1.583	4.76	1.700	4.76	1.853
5.10	1.224	5.10	1.267	7.66	1.503	7.66	1.635	4.76	1.592	4.76	1.804
4.46	1.253	4.46	1.248	6.68	1.534	6.68	1.659	4.68	1.534	4.68	1.769
4.17	1.246	4.17	1.217	5.96	1.565	5.96	1.670	4.17	1.565	4.17	1.765
α _{s1}	1.228	α _{s1}	1.251	α _{s2}	1.515	α _{s2}	1.637	α _{s3}	1.594	α _{s3}	1.798
α _{S1 moy} = 1.240				α _{S2 moy} = 1.576				α _{S3 moy} = 1.696			

Structural System	Nature du site			
	S1	S2	S4	$\alpha = \frac{\alpha_{s1} + \alpha_{s2} + \alpha_{s3}}{3}$
A. R = 5; C _T = 0.075	1.306	1.306	1.240	1.284
B. R = 5; C _T = 0.050	1.902	1.868	1.576	1.782
C. R = 3.5; C _T = 0.050	1.955	1.912	1.696	1.854

Le tableau ci-dessous permet de remarquer que la nature du site a une légère influence sur le coefficient d'amplification de la période élastique.

La même procédure a été suivie (coefficient C proposé par Miranda) en utilisant la relation $R_{\mu} - \mu - T_n$ de Krawinkler et Nasser ; pour un paramètre d'écroûissage d'un modèle hystérétique élastoplastique ($\alpha = 0$), $a=1$ et $b=0.42$.

Structural System	α ₁ = NH	α ₂ = Kw - Nasser	$\frac{\alpha_2 - \alpha_1}{\alpha_2}$ (%)
A. R = 5; C _T = 0.075	1.284	1.271	1.02
B. R = 5; C _T = 0.050	1.782	1.745	2.12
C. R = 3.5; C _T = 0.050	1.854	1.873	1.01
Erreur moyennée			1.38 %

Ces derniers résultats confirment la remarque précédemment faite sur l'influence des relations $R - \mu - T_n$ (procédure 1).

Comme le code RPA couvre principalement les structures faiblement et moyennement élevées; et ses recommandations relatives aux aciers s'accordent avec une classe ductilité moyenne (M) [11], cette spécificité a été prise en compte en adaptant l'étude à un niveau de ductilité $\mu \leq 4$ et recalculant R_{μ} concordant. Ceci permettra de contourner le vide réglementaire relatif à l'absence d'une boucle sur le contrôle de la déformation, donnant la possibilité ainsi d'assurer la sécurité en adoptant les taux de ferrailage préconisés et d'ajuster le niveau de demande de résistance requis. Les tableaux 4.7 et 4.8 regroupent les différentes valeurs obtenues à partir des 2 procédures pour les 3 cas de structures en prenant en considération ou non la nature du site.

Tableau 4.7. Variation du coefficient d'amplification de la période tenant compte du site

Système Structurel	Général				Adapté aux taux d'acier du RPA99			
	Proc. 1	Proc.2	Erreur	Moyenne	Proc. 1a	Proc.2a	Erreur	Moyenne
A	1.310	1.285	1.98	1.298	1.310	1.285	1.98	1.298
B	1.931	1.782	7.72	1.857	1.830	1.836	0.33	1.833
C	1.980	1.853	6.36	1.918	1.980	1.857	6.36	1.918
Variation moyenne			5.35 %		Variation moyenne		2.67 %	

Tableau 4.8. Variation du coefficient d'amplification de la période faisant abstraction du site

Système Structurel	Général				Adapté aux taux d'acier du RPA99			
	Proc. 1	Proc.2	Erreur	Moyenne	Proc. 1a	Proc.2a	Erreur	Moyenne
A	1.356	1.271	6.27	1.313	1.356	1.271	6.27	1.298
B	1.929	1.745	9.53	1.837	1.830	1.836	0.33	1.833
C	2.022	1.873	7.37	1.948	2.022	1.873	7.37	1.918
Variation moyenne			7.72 %		Variation moyenne		4.44 %	

Les figures 4.6 et 4.7 illustrent la variation du coefficient α pour l'ensemble de l'étude. Les tableaux 4.7 et 4.8 montrent que les résultats obtenus sont presque confondus, cependant ceux produits par la procédure 1 ont un léger excès.

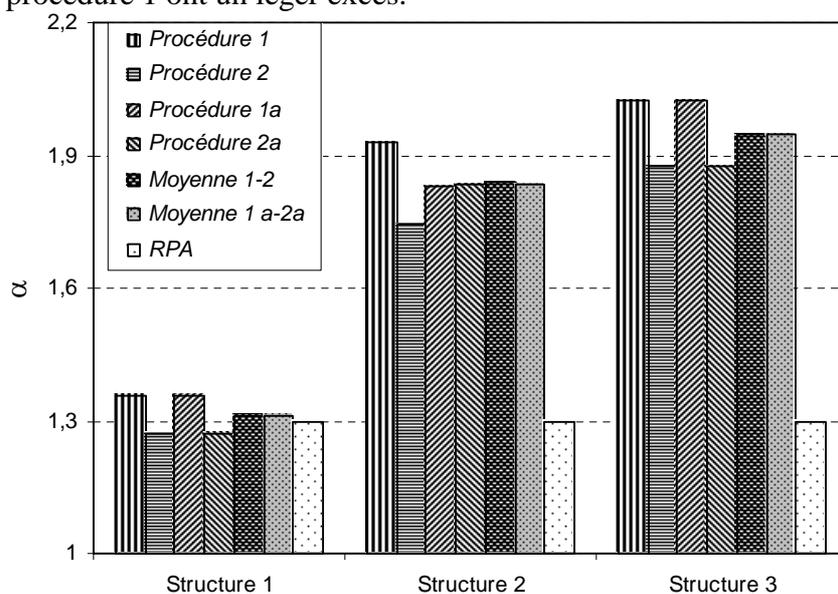


Figure 4.6. Variation du coefficient d'amplification de la période en tenant compte de la nature du site

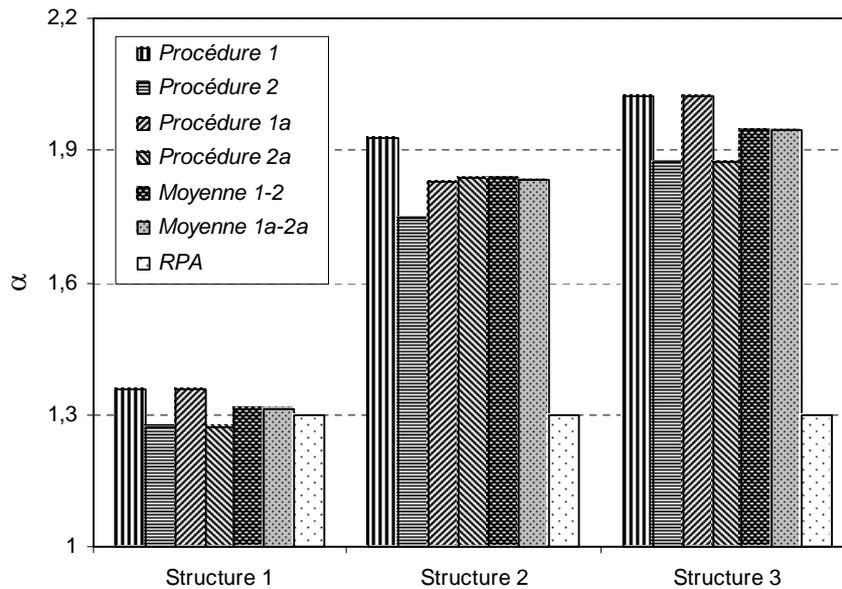


Figure 4.7. Variation du coefficient d'amplification de la période en faisant abstraction au site

Se référant aux valeurs moyennes du coefficient α on peut recommander les valeurs suivantes:

1. Structure A (portique avec maçonnerie) $T_{\max} = 1.30 T_n$
2. Structure B (portique avec maçonnerie non participante) $T_{\max} = 1.80 T_n$
3. Structure C (portique avec maçonnerie participante) $T_{\max} = 1.90 T_n$

Il s'avère par ailleurs plus raisonnable de réduire le déplacement relatif de niveau, lorsque la structure avec maçonnerie participante est envisagée afin de limiter l'endommagement non structurel; $\delta = 0.7\% h_s$, et T_{\max} sera donc: $T_{\max} = 1.9 T_n \sqrt{0.7} = 1.60 T_n$

4.6 Conclusions

La procédure d'évaluation de la période proposée dans cette partie pourra servir d'outil de contrôle sur le comportement global, en garantissant une capacité de résistance minimale requise, concordante avec un niveau de déformation tolérable nécessaire pour le contrôle de l'endommagement structurel. La possibilité d'ajustement des niveaux de performance est introduite en guise de flexibilité permettant au concepteur de se prémunir au préalable contre un éventuel dépassement d'une capacité de déformation. Cette alternative contribuera inévitablement à l'amélioration de la sécurité tout en limitant l'endommagement résultant. L'étude a porté sur trois cas de structures en portiques autostables tout en considérant la spécificité du sol d'assise.

Considérant les différents résultats obtenus, on peut constater que la limite préconisée par le code Algérien $T_{limite} = 1.30T_n$ ne s'accorde que pour les structures nues. Cependant si le remplissage est en maçonnerie rigide cette limite s'avère très restrictive.

Références

- 1- RPA99 Règles Parasismiques Algériennes, CGS Jan.2000
- 2- R.Bertero, V.Bertero 'Performance-Based Seismic Engineering' Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 2002; 31:627-652.
- 3- A.K.Chopra, R.K.Goel, 'Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems'. Report N° PEER-1999/02.
- 4- E.Miranda, J.Ruiz-Garcia 'Evaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacement demands'. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002; 31:539-560
- 5- Q.Xue, 'Assessing the accuracy of the damping models used in displacement based seismic demand evaluation and design of inelastic structures' Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Vol.3, N° 2 37-45.
- 6- S.M.Glaister, 'Development of a simplified deformation based method for seismic vulnerability assessment' Master's dissertation April 2002. European school of advanced studies in reduction of seismic risk; Rose school, Università degli studi di Pavia, Italy.
- 7- D.Mitchell-P Paultre, 'Ductility and overstrength in seismic design of reinforced concrete structures' Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.21 1994 pp 1049-1060
- 8- SEAOC. Vision 2000, Performance based seismic engineering buildings, vols.I and II: Conceptual framework. Structural Engineers Association of California,1995
- 9- G.G.Penelis, A.J.Kappos 'Earthquake-Resistant Concrete Structures', E& FN Spon, 1997.
- 10- Eurocode 8: Earthquake resistant design of structures 1995
- 11- N.Djebbar, B.Bousalem, N.Chikh, 'Notions de comportement global-local dans la performance parasismique des portiques en béton'. Revue Sciences & Technologie N°20- Dec.2003 pp 63-69.

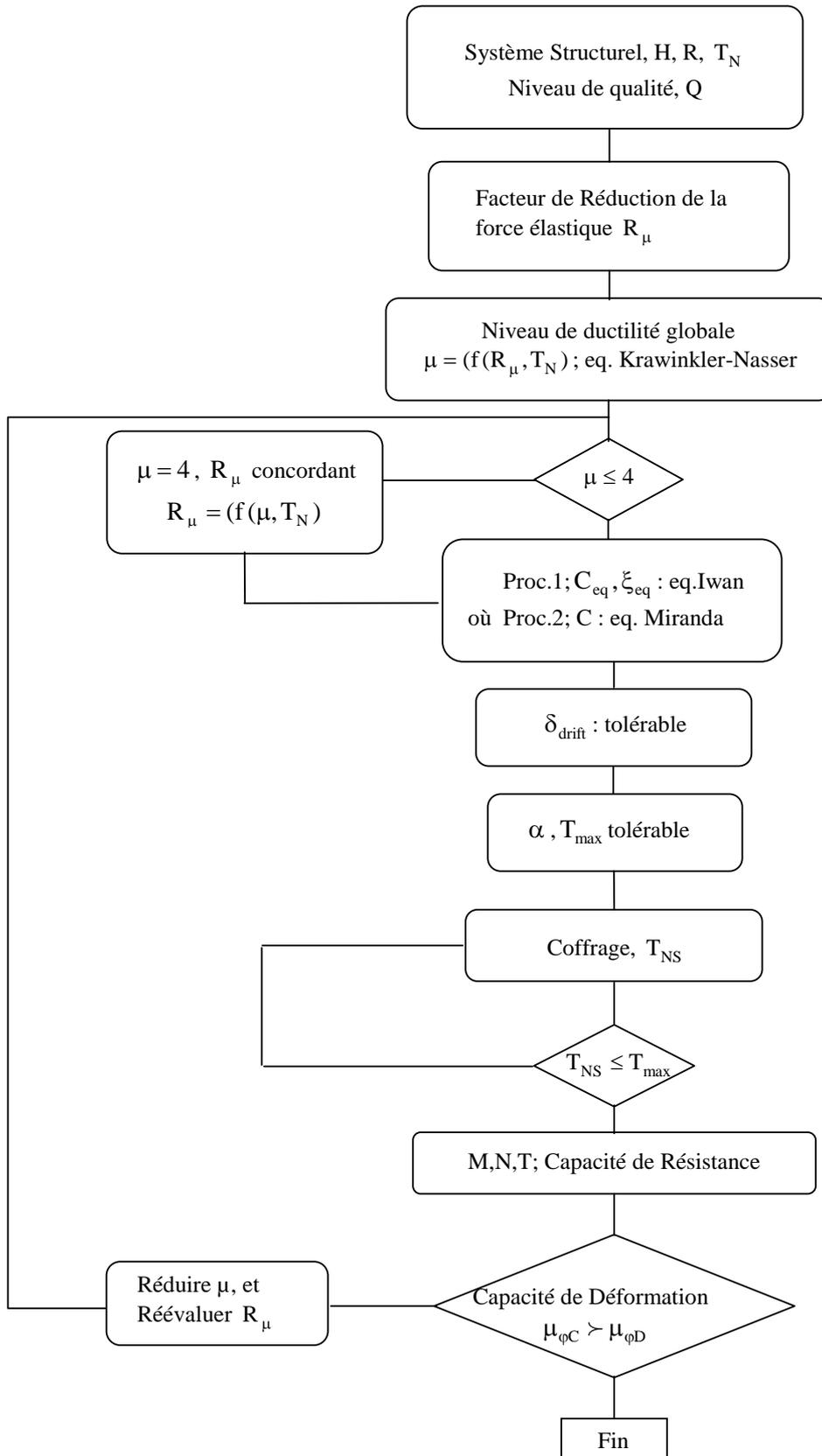
Annexe Chapitre 4

Procédure 1

- 1- type de structure, R
- 2- niveau de qualité garanti, Q
- 3- $R_\mu = \frac{R}{Q}$
- 4- T_n (RPA99)
- 5- $\mu = f(R_\mu, T_n)$ concordant équation (Krawinkler-Nasser)
- 6- test sur μ ($\mu > 4$; calculer R_μ concordant à $\mu = 4$) en d'autres termes réduire R_μ augmentant ainsi la force de calcul $F_{calcul} = \frac{F_e}{R_\mu}$
- 7- $\xi_{eq} = f(\mu, T_n)$ Iwan
 $C_{eq} = f(\mu, T_n)$ Iwan
- 8- δ_{drift} tolérable ; d'où T_{max} tolérable ou T_{limite}
- 9- test sur le coffrage adopté
 $T_{structure} \leq T_{limite}$ OK! Step 10
Non! Revoir le coffrage
- 10- M,N,T; Capacité de Résistance
- 11- $\mu_\Delta; \mu_\phi$ Capacité de Déformation

Procédure 2

- 1- type de structure, R
- 2- niveau de qualité garanti, Q
- 3- $R_\mu = \frac{R}{Q}$
- 4- T_n (RPA99)
- 5- $\mu = f(R_\mu, T_n)$ concordant équation (Krawinkler-Nasser)
- 6- test sur μ ($\mu > 4$; calculer R_μ concordant à $\mu = 4$) en d'autres termes réduire R_μ augmentant ainsi la force de calcul $F_{calcul} = \frac{F_e}{R_\mu}$
- 7- C : Miranda
- 8- δ_{drift} tolérable ; d'où T_{max} tolérable ou T_{limite}
- 9- test sur le coffrage adopté
 $T_{structure} \leq T_{limite}$ OK! Step 10
Non! Revoir le coffrage
- 10- M,N,T; Capacité de Résistance
- 11- $\mu_\Delta; \mu_\phi$ Capacité de Déformation



Organigramme Procédures 1 et 2

Procédure 1

A- μ : Newmark-Hall

1-Site S1

Structure A: $R_{\mu} = \frac{5}{1.2} = 4.17$

a/ ξ_{eq} :Iwan

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α
0.484	4.17	1.357	14	0.661	0.181	0.851	0.627	1.295
0.572					0.227	0.953	0.702	1.227
0.655					0.272	1.043	0.769	1.174
0.736	4.17	1.357	14	0.661	0.318	1.127	0.831	1.129
							α_{moyen}	1.206

b/ ξ_{eq} :Kowalsky:

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α
0.484	4.17	1.357	25.1	0.508	0.236	0.972	0.716	1.479
0.572					0.295	1.086	0.80	1.399
0.655					0.354	1.190	0.877	1.339
0.736	4.17	1.357	25.1	0.508	0.413	1.286	0.941	1.288
							α_{moyen}	1.376

Structure B: $R_{\mu} = \frac{5}{1.2} = 4.17$

a/ ξ_{eq} :Iwan

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α
0.322	4.17	1.357	14	0.661	0.181	0.851	0.627	1.947
0.381					0.227	0.953	0.702	1.842
0.437					0.272	1.043	0.769	1.760
0.490	4.17	1.357	14	0.661	0.318	1.127	0.831	1.696
							α_{moyen}	1.811

b/ ξ_{eq} :Kowalsky:

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α
0.322	4.17	1.357	25.1	0.508	0.236	0.972	0.716	2.224
0.381					0.295	1.086	0.80	2.10
0.437					0.354	1.190	0.877	2.00
0.490	4.17	1.357	25.1	0.508	0.413	1.286	0.948	1.935
							α_{moyen}	2.065

Structure C: $R_{\mu} = \frac{3.5}{1.2} = 2.92$

a/ ξ_{eq} :Iwan

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α	
0.322	2.92	1.223	12.5	0.695	0.173	0.832	0.680	2.112	
0.381					0.216	0.929	0.760	1.995	
0.437					0.259	1.018	0.832	1.904	
0.490	2.92	1.223	12.5	0.695	0.302	1.099	0.899	1.835	
								α_{moyen}	1.961

b/ ξ_{eq} :Kowalsky:

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α	
0.322	2.92	1.223	21.3	0.548	0.219	0.936	0.765	2.376	
0.381					0.274	1.047	0.856	2.247	
0.437					0.328	1.146	0.937	2.144	
0.490	2.92	1.223	21.3	0.548	0.383	1.238	1.012	2.066	
								α_{moyen}	2.208

2- Site S2

Structure A: $R_{\mu} = \frac{5}{1.2} = 4.17$

a/ ξ_{eq} :Iwan

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α	
0.484	4.17	1.357	14	0.661	0.181	0.851	0.627	1.295	
0.572					0.227	0.953	0.702	1.227	
0.655					0.272	1.043	0.769	1.174	
0.736	4.17	1.357	14	0.661	0.318	1.127	0.831	1.129	
								α_{moyen}	1.206

b/ ξ_{eq} :Kowalsky:

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α	
0.484	4.17	1.357	25.1	0.508	0.236	0.972	0.716	1.479	
0.572					0.295	1.086	0.80	1.399	
0.655					0.354	1.190	0.877	1.339	
0.736	4.17	1.357	25.1	0.508	0.413	1.286	0.948	1.288	
								α_{moyen}	1.376

Structure B: $R_{\mu} = 4.17$

a/ ξ_{eq} :Iwan

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α	
0.322	5.18	1.463	15	0.642	0.187	0.865	0.591	1.836	
0.381	4.38	1.380	14.2	0.657	0.228	0.955	0.692	1.817	
0.437	4.17	1.357	14	0.661	0.272	1.043	0.769	1.760	
0.490	4.17	1.357	14	0.661	0.318	1.127	0.831	1.696	
								α_{moyen}	1.777

b/ ξ_{eq} :Kowalsky:

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α
0.322	5.18	1.463	27.0	0.491	0.244	0.989	0.676	2.099
0.381	4.38	1.380	25.6	0.503	0.298	1.092	0.791	2.077
0.437	4.17	1.357	25.1	0.508	0.354	1.190	0.877	2.007
0.490	4.17	1.357	25.1	0.508	0.413	1.286	0.941	1.935
							α_{moyen}	2.029

Structure C:

$$R_\mu = 2.92$$

a/ ξ_{eq} :Iwan

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α
0.322	3.63	1.30	13.4	0.674	0.178	0.844	0.649	2.016
0.381	3.06	1.239	12.7	0.690	0.217	0.932	0.753	1.976
0.437	2.92	1.223	12.5	0.695	0.259	1.018	0.832	1.904
0.490	2.92	1.223	12.5	0.695	0.302	1.099	0.899	1.835
							α_{moyen}	1.933

b/ ξ_{eq} :Kowalsky:

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α
0.322	3.63	1.30	23.7	0.522	0.230	0.959	0.738	2.292
0.381	3.06	1.239	21.9	0.541	0.277	1.053	0.850	2.230
0.437	2.92	1.223	21.3	0.548	0.328	1.146	0.937	2.144
0.490	2.92	1.223	21.3	0.548	0.383	1.238	1.012	2.066
							α_{moyen}	2.183

3- Site S4

Structure A:

$$R_\mu = \frac{5}{1.2} = 4.17$$

a/ ξ_{eq} :Iwan

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α
0.484	6.03	1.551	15.7	0.629	0.191	0.874	0.563	1.164
0.572	5.10	1.455	14.9	0.613	0.233	0.966	0.664	1.161
0.655	4.46	1.388	14.3	0.655	0.274	1.048	0.755	1.153
0.736	4.17	1.357	14.0	0.661	0.318	1.127	0.831	1.129
							α_{moyen}	1.152

b/ ξ_{eq} :Kowalsky:

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α
0.484	6.03	1.551	28.3	0.481	0.249	1.00	0.645	1.333
0.572	5.10	1.455	26.9	0.492	0.305	1.104	0.759	1.327
0.655	4.46	1.388	25.7	0.503	0.358	1.197	0.862	1.316
0.736	4.17	1.357	25.1	0.508	0.413	1.286	0.948	1.288
							α_{moyen}	1.316

Structure B: $R_{\mu} = 4.17$

a/ ξ_{eq} :Iwan

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α	
0.322	9.06	1.859	17.7	0.596	0.201	0.897	0.482	1.497	
0.381	7.66	1.718	16.9	0.608	0.247	0.994	0.578	1.517	
0.437	6.68	1.607	16.2	0.620	0.290	1.077	0.670	1.533	
0.490	5.96	1.544	15.6	0.631	0.333	1.154	0.747	1.525	
								α_{moyen}	1.518

b/ ξ_{eq} :Kowalsky:

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α	
0.322	9.06	1.859	31.3	0.458	0.262	1.024	0.551	1.711	
0.381	7.66	1.718	30.1	0.467	0.321	1.133	0.660	1.732	
0.437	6.68	1.607	29.1	0.474	0.380	1.233	0.767	1.755	
0.490	5.96	1.544	28.2	0.481	0.437	1.322	0.856	1.747	
								α_{moyen}	1.736

Structure C: $R_{\mu} = 2.92$

a/ ξ_{eq} :Iwan

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α	
0.322	4.76	1.420	14.6	0.649	0.185	0.860	0.606	1.882	
0.381	4.76	1.420	14.6	0.649	0.231	0.961	0.961	1.777	
0.437	4.68	1.411	14.5	0.651	0.276	1.051	1.051	1.705	
0.490	4.17	1.357	14.0	0.661	0.318	1.128	1.128	1.696	
								α_{moyen}	1.765

b/ ξ_{eq} :Kowalsky:

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α	
0.322	4.76	1.420	26.3	0.497	0.241	0.982	0.692	2.149	
0.381	4.76	1.420	26.3	0.497	0.302	1.099	0.774	2.031	
0.437	4.68	1.411	26.2	0.498	0.361	1.202	0.852	1.950	
0.490	4.17	1.357	25.1	0.508	0.413	1.285	0.947	1.933	
								α_{moyen}	2.015

B- μ : Vidic - fajfar & Fishinger

1- Site S1

Structure A:

$$R_{\mu} = \frac{5}{1.2} = 4.17$$

a/ ξ_{eq} :Iwan

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α
0.484	3.45	1.281	13.2	0.679	0.177	0.840	0.656	1.355
0.572					0.221	0.940	0.734	1.283
0.655					0.265	1.030	0.804	1.228
0.736	3.45	1.281	13.2	0.679	0.309	1.112	0.869	1.181
							α_{moyen}	1.263

b/ ξ_{eq} :Kowalsky:

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α
0.484	3.45	1.281	23.2	0.527	0.228	0.954	0.745	1.539
0.572					0.285	1.067	0.833	1.456
0.655					0.341	1.168	0.912	1.392
0.736	3.45	1.281	23.2	0.527	0.398	1.262	0.985	1.338
							α_{moyen}	1.431

Structure B:

$$R_{\mu} = 4.17$$

a/ ξ_{eq} :Iwan

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α
0.322	3.45	1.281	13.2	0.679	0.177	0.840	0.656	2.037
0.381					0.221	0.940	0.734	1.926
0.437					0.265	1.030	0.804	1.840
0.490	3.45	1.281	13.2	0.679	0.309	1.112	0.869	1.771
							α_{moyen}	1.893

b/ ξ_{eq} :Kowalsky:

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α
0.322	4.17	1.357	23.2	0.527	0.228	0.954	0.745	2.314
0.381					0.285	1.067	0.833	2.186
0.437					0.341	1.168	0.912	2.087
0.490	4.17	1.357	23.2	0.527	0.398	1.262	0.985	2.01
							α_{moyen}	2.149

Structure C :

$$R_{\mu} = 2.92$$

a/ ξ_{eq} :Iwan

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α
0.322	2.45	1.172	11.7	0.715	0.168	0.819	0.699	2.170
0.381					0.210	0.916	0.782	2.052
0.437					0.252	1.004	0.857	1.960
0.490	2.45	1.172	11.7	0.715	0.294	1.084	0.925	1.888
							α_{moyen}	2.018

b/ ξ_{eq} :Kowalsky:

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α
0.322	2.45	1.172	19.2	0.575	0.209	0.914	0.780	2.422
0.381					0.261	1.022	0.872	2.289
0.437					0.313	1.119	0.955	2.185
0.490	2.45	1.172	19.2	0.575	0.365	1.209	1.032	2.106
							α_{moyen}	2.250

2- Site S2

Structure A:

$$R_\mu = \frac{5}{1.2} = 4.17$$

a/ ξ_{eq} :Iwan

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α
0.484	3.43	1.278	13.2	0.678	0.177	0.841	0.658	1.359
0.572					0.221	0.941	0.736	1.287
0.655					0.265	1.030	0.806	1.230
0.736	3.43	1.278	13.2	0.678	0.310	1.113	0.871	1.183
							α_{moyen}	1.257

b/ ξ_{eq} :Kowalsky:

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α
0.484	3.43	1.278	23.1	0.528	0.227	0.954	0.746	1.541
0.572					0.284	1.067	0.835	1.460
0.655					0.341	1.168	0.914	1.395
0.736	3.43	1.278	23.1	0.528	0.398	1.262	0.987	1.349
							α_{moyen}	1.435

Structure B:

$$R_\mu = 4.17$$

a/ ξ_{eq} :Iwan

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α
0.322	4.08	1.348	13.9	0.663	0.181	0.850	0.631	1.960
0.381	3.58	1.295	13.3	0.676	0.222	0.955	0.727	1.909
0.437	3.43	1.278	13.2	0.678	0.265	1.030	0.806	1.844
0.490	3.43	1.278	13.2	0.678	0.310	1.112	0.870	1.775
							α_{moyen}	1.872

b/ ξ_{eq} :Kowalsky:

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α
0.322	4.08	1.348	24.9	0.491	0.244	0.970	0.720	2.236
0.381	3.58	1.295	23.6	0.503	0.298	1.071	0.827	2.171
0.437	3.43	1.278	23.1	0.528	0.341	1.168	0.914	2.091
0.490	3.43	1.278	23.1	0.528	0.398	1.262	0.987	2.014
							α_{moyen}	2.128

Structure C : $R_{\mu} = 2.92$

a/ ξ_{eq} :Iwan

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α	
0.322	2.82	1.212	12.3	0.70	0.171	0.828	0.683	2.121	
0.381	2.52	1.179	11.9	0.71	0.211	0.919	0.780	2.047	
0.437	2.45	1.171	11.7	0.71	0.253	1.0	0.860	1.968	
0.490	2.45	1.171	11.7	0.71	0.296	1.088	0.929	1.896	
								α_{moyen}	2.008

b/ ξ_{eq} :Kowalsky:

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α	
0.322	2.82	1.212	20.9	0.553	0.217	0.932	0.769	2.387	
0.381	2.52	1.179	19.6	0.569	0.263	1.027	0.870	2.283	
0.437	2.45	1.171	19.2	0.575	0.313	1.119	0.955	2.185	
0.490	2.45	1.171	19.2	0.575	0.365	1.209	1.032	2.106	
								α_{moyen}	2.240

3-Site S4:

Structure A: $R_{\mu} = \frac{5}{1.2} = 4.17$

a/ ξ_{eq} :Iwan

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α	
0.484	4.62	1.404	14.5	0.651	0.185	0.860	0.612	1.260	
0.572	4.04	1.344	13.9	0.663	0.226	0.951	0.707	1.237	
0.655	3.63	1.300	13.4	0.674	0.267	1.034	0.795	1.214	
0.736	3.45	1.280	13.2	0.679	0.309	1.112	0.869	1.187	
								α_{moyen}	1.224

b/ ξ_{eq} :Kowalsky:

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α	
0.484	4.62	1.404	26.0	0.500	0.240	0.980	0.697	1.440	
0.572	4.04	1.344	24.8	0.511	0.294	1.084	0.807	1.411	
0.655	3.63	1.300	23.7	0.522	0.345	1.175	0.904	1.380	
0.736	3.45	1.280	23.2	0.527	0.398	1.262	0.986	1.347	
								α_{moyen}	1.394

Structure B: $R_{\mu} = 4.17$

a/ ξ_{eq} :Iwan

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α	
0.322	6.56	1.606	16.1	0.622	0.193	0.878	0.547	1.698	
0.381	5.54	1.50	15.3	0.636	0.236	0.972	0.648	1.700	
0.437	5.03	1.448	14.8	0.645	0.279	1.056	0.730	1.670	
0.490	4.57	1.40	14.4	0.653	0.311	1.115	0.797	1.626	
								α_{moyen}	1.673

b/ ξ_{eq} :Kowalsky:

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α	
0.322	6.56	1.606	29.0	0.475	0.253	1.005	0.626	1.941	
0.381	5.54	1.50	27.6	0.486	0.309	1.111	0.741	1.945	
0.437	5.03	1.448	26.8	0.493	0.365	1.208	0.834	1.908	
0.490	4.57	1.40	25.9	0.500	0.420	1.296	0.926	1.890	
								α_{moyen}	1.922

Structure C:

$$R_{\mu} = \frac{3.5}{1.2} = 2.92$$

a/ ξ_{eq} :Iwan

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α	
0.322	4.28	1.369	14.1	0.659	0.182	0.853	0.623	1.936	
0.381	3.75	1.313	13.5	0.672	0.223	0.945	0.720	1.890	
0.437	3.38	1.257	13.1	0.681	0.264	1.028	0.817	1.870	
0.490	3.11	1.244	12.7	0.690	0.304	1.103	0.887	1.810	
								α_{moyen}	1.876

b/ ξ_{eq} :Kowalsky:

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α	
0.322	4.28	1.369	25.3	0.506	0.237	0.974	0.711	2.208	
0.381	3.75	1.313	24.0	0.519	0.289	1.075	0.819	2.150	
0.437	3.38	1.257	22.9	0.530	0.340	1.165	0.927	2.121	
0.490	3.11	1.244	22.0	0.540	0.389	1.247	1.002	2.046	
								α_{moyen}	2.131

α_{smoyen} sera estimé $\frac{NH + VFF}{2}$, C_{eq} formulé par Iwan

comme ξ_{eq} a une incidence directe sur α ; sa sélection est faite en faisant le test sur μ :

$\mu \leq 4$ ξ_{eq} est la formulation recommandé par Iwan

$\mu > 4$ ξ_{eq} est la formulation proposée par Kowalsky

Site rocheux: S1

R = 5; $C_T = 0.075$

R = 5; $C_T = 0.050$

R = 3.5; $C_T = 0.050$

α_{NH}				α_{VFF}				α_{NH}				α_{VFF}			
μ	α	μ	α	μ	α	μ	α	μ	α	μ	α	μ	α		
4.17	Kw	3.45	Iw	4.17	Kw	3.45	Iw	2.92	Iw	2.45	Iw	2.92	Iw		
4.17	Kw	3.45	Iw	4.17	Kw	3.45	Iw	2.92	Iw	2.45	Iw	2.92	Iw		
4.17	Kw	3.45	Iw	4.17	Kw	3.45	Iw	2.92	Iw	2.45	Iw	2.92	Iw		
4.17	Kw	3.45	Iw	4.17	Kw	3.45	Iw	2.92	Iw	2.45	Iw	2.92	Iw		
α_{s1}	1.376	α_{s1}	1.262	α_{s2}	2.065	α_{s2}	1.893	α_{s3}	1.961	α_{s3}	2.018				
$\alpha_{S1 moy} = 1.319$				$\alpha_{S2 moy} = 1.979$				$\alpha_{S3 moy} = 1.990$							

Site ferme: S2

R = 5; C _T = 0.075				R = 5; C _T = 0.050				R = 3.5; C _T = 0.050			
α _{NH}		α _{VFF}		α _{NH}		α _{VFF}		α _{NH}		α _{VFF}	
μ	α	μ	α	μ	α	μ	α	μ	α	μ	α
4.17	Kw	3.43	Iw	5.17	Kw	4.08	Kw	3.63	Iw	2.82	Iw
4.17	Kw	3.43	Iw	4.38	Kw	3.58	Iw	3.06	Iw	2.52	Iw
4.17	Kw	3.43	Iw	4.17	Kw	3.43	Iw	2.92	Iw	2.45	Iw
4.17	Kw	3.43	Iw	4.17	Kw	3.43	Iw	2.29	Iw	2.45	Iw
α _{s1}	1.376	α _{s1}	1.257	α _{s2}	2.029	α _{s2}	1.941	α _{s3}	1.933	α _{s3}	2.008
α _{S1 moy} = 1.321				α _{S2 moy} = 1.985				α _{S3 moy} = 1.971			

Site très meuble: S4

R = 5; C _T = 0.075				R = 5; C _T = 0.050				R = 3.5; C _T = 0.050			
α _{NH}		α _{VFF}		α _{NH}		α _{VFF}		α _{NH}		α _{VFF}	
μ	α	μ	α	μ	α	μ	α	μ	α	μ	α
6.03	Kw	4.62	Kw	9.0	Kw	6.56	Kw	4.76	Kw	4.28	Kw
5.10	Kw	4.04	Iw	7.66	Kw	5.54	Kw	4.76	Kw	3.75	Iw
4.46	Kw	3.63	Iw	6.68	Kw	5.03	Kw	4.68	Kw	3.38	Iw
4.17	Kw	3.43	Iw	5.96	Kw	4.57	Kw	4.17	Kw	3.11	Iw
α _{s1}	1.316	α _{s1}	1.270	α _{s2}	1.736	α _{s2}	1.922	α _{s3}	2.015	α _{s3}	1.944
α _{S1 moy} = 1.293				α _{S2 moy} = 1.829				α _{S3 moy} = 1.980			

Nature du site

Système Structurel	S1	S2	S4	α = $\frac{s1+s2+s4}{3}$
A. R = 5; C _T = 0.075	1.319	1.317	1.293	1.310
B. R = 5; C _T = 0.050	1.979	1.985	1.829	1.931
C. R = 3.5; C _T = 0.050	1.990	1.971	1.980	1.980

On constate que la nature du sol n'a pas une grande influence sur la variation de α.

C- μ : Krawinkler-Nasser

Structure A: $R_{\mu} = \frac{5}{1.2} = 4.17$

a/ ξ_{eq}:Iwan

T _n (s)	μ	C _{eq}	ξ _{eq} (%)	η	δ _{eq} (m)	T _{eq} (s)	T _{max} (s)	α
0.484	4.77	1.421	14.6	0.649	0.185	0.860	0.605	1.250
0.572	4.46	1.388	14.3	0.655	0.229	0.957	0.690	1.206
0.655	4.28	1.369	14.1	0.659	0.273	1.045	0.763	1.165
0.736	4.16	1.356	14.0	0.661	0.318	1.128	0.832	1.130
								α _{moyen} 1.188

b/ ξ_{eq}:Kowalsky:

T _n (s)	μ	C _{eq}	ξ _{eq} (%)	η	δ _{eq} (m)	T _{eq} (s)	T _{max} (s)	α
0.484	4.77	1.421	26.3	0.497	0.241	0.983	0.692	1.429
0.572	4.46	1.388	25.7	0.503	0.298	1.092	0.787	1.376
0.655	4.28	1.369	25.3	0.506	0.356	1.193	0.871	1.330
0.736	4.16	1.356	25.0	0.509	0.413	1.286	0.948	1.288
								α _{moyen} 1.356

Structure B: $R_{\mu} = \frac{5}{1.2} = 4.17$

a/ ξ_{eq} :Iwan

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α	
0.322	6.24	1.573	15.8	0.627	0.191	0.875	0.556	1.727	
0.381	5.46	1.493	15.2	0.638	0.235	0.969	0.649	1.703	
0.437	5.02	1.444	14.8	0.645	0.279	1.056	0.731	1.673	
0.490	4.74	1.417	14.6	0.649	0.324	1.138	0.803	1.639	
								α_{moyen}	1.685

b/ ξ_{eq} :Kowalsky:

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α	
0.322	6.24	1.573	28.6	0.478	0.251	1.00	0.637	1.978	
0.381	5.46	1.493	27.5	0.487	0.308	1.110	0.743	1.950	
0.437	5.02	1.444	26.8	0.493	0.365	1.208	0.837	1.915	
0.490	4.74	1.417	26.3	0.497	0.422	1.299	0.917	1.871	
								α_{moyen}	1.929

Structure C: $R_{\mu} = \frac{3.5}{1.2} = 2.92$

a/ ξ_{eq} :Iwan

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α	
0.322	2.24	1.148	11.4	0.723	0.179	0.815	0.710	2.204	
0.381	2.39	1.165	11.6	0.717	0.221	0.914	0.785	2.060	
0.437	2.52	1.179	11.9	0.710	0.263	1.007	0.854	1.954	
0.490	2.62	1.190	12.0	0.707	0.297	1.090	0.916	1.869	
								α_{moyen}	2.022

b/ ξ_{eq} :Kowalsky:

T_n (s)	μ	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	δ_{eq} (m)	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α	
0.322	2.24	1.148	18.0	0.592	0.231	0.900	0.784	2.436	
0.381	2.39	1.165	18.9	0.589	0.285	1.002	0.866	2.273	
0.437	2.52	1.179	19.6	0.569	0.338	1.125	0.954	2.183	
0.490	2.62	1.190	20.0	0.564	0.3372	1.220	1.025	2.092	
								α_{moyen}	2.246

Système structurel	$\alpha_1 = \frac{NH + VFF}{2}$	$\alpha_2 = Kw - Nasser$	$\frac{\alpha_2 - \alpha_1}{\alpha_2}$
1. R = 5; $C_T = 0.075$	1.310	1.356	3.39
2. R = 5; $C_T = 0.050$	1.931	1.929	0.10
3. R = 3.5; $C_T = 0.050$	1.980	2.022	2.07
			erreur moyenne
			1.8 %

Conclusions partielles:

1. Structure nue $T_{limite} = 1.30 T_n$ quelque soit la nature du sol
2. Structure + maçonnerie non participante $T_{limite} = 1.90 T_n$ pour un bon sol
 $T_{limite} = 1.80 T_n$ pour un mauvais sol
3. Structure + maçonnerie participante $T_{limite} = 1.90 T_n$ quelque soit la nature du sol

comme l'erreur enregistrée est très faible (1.8 %), la suite de l'investigation sera articulée sur les résultats issus de l'évaluation de μ à partir de la formulation $\mu = (R, T_n)$ établie par Krawinkler et Nasser.

$T_{max} = 0736s$	$\mu = 4.16$	$T_{limite} = 1.288 T_n$	Structure souple
$T_{min} = 0322s$	$\mu_{max} = 6.24$	$T_{limite} = 1.978 T_n$	Structure rigide
	$\mu_{min} = 2.24$	$T_{limite} = 2.204 T_n$	
-Structure rigide	$T_{limite} = 2.0 T_n$		
-Structure souple	$T_{limite} = 1.30 T_n$		

Il a été constaté que les taux de ferrailage recommandés par le RPA99 s'accordent avec un niveau de ductilité moyen. Il s'avère donc nécessaire d'apporter la correction nécessaire en attribuant $\mu_{\Delta} \approx 4$, et évaluer par l'occasion le coefficient de réduction de la force élastique R_{μ} qui lui est concordant. Le niveau de ductilité a été trouvé excessif pour le système structurel 2 (présence de maçonnerie rigide non participante; $R = 5$; $C_T = 0.050$ d'où $R_{\mu} = \frac{5}{1.2} = 4.17$). Les résultats présentés dans le tableau ci-dessous sont évalués à partir de la formulation $R_{\mu} = (\mu, T_n)$ établie par Krawinkler et Nasser, et les caractéristiques d'équivalence du système élastiquement équivalent: $T_{eq} = C_{eq} T_n$ $\xi_{eq} = f(\mu)$ $C_{eq} = f(\mu)$ en utilisant les équations proposées par Iwan.

T_n (s)	μ	C	R_{μ}	C_{eq}	ξ_{eq} (%)	η	T_{eq} (s)	T_{max} (s)	α
0.322	4.0	1.548	3.06	1.339	13.8	0.665	0.849	0.634	1.970
0.381	4.0	1.378	3.28				0.950	0.709	1.861
0.437	4.0	1.265	3.45				1.040	0.777	1.778
0.490	4.0	1.186	3.59	1.339	13.8	0.665	1.124	0.839	1.712
								α_{moyen}	1.830

Procédure 2

$$\delta_i = \delta_{\text{drift}} = C \cdot \delta_e \quad \text{d'où} \quad \delta_e = \frac{\delta_{\text{drift}}}{C}$$

$T_{\text{max}} = 2\sqrt{\delta_e}$ et T_{max} sera la période maximale à ne pas dépasser afin de satisfaire le déplacement global tolérable. Le coefficient d'amplification de la période élastique T_n

sera: $\alpha = \frac{T_{\text{max}}}{T_n}$ ou encore $\alpha = \frac{T_{\text{max}}}{T_n} = \frac{2\sqrt{\delta_e}}{T_n} = \frac{2}{T_n} \sqrt{\frac{\delta_{\text{drift}}}{C}}$

A- μ et C : Newmark-Hall

1- Site S1

Structure B: $R_\mu = \frac{5}{1.2} = 4.17$ $T_c = 0.3s$

$T_n > T_c \Rightarrow \mu = R_\mu = 4.17$ et $C = 1.0$

T_n (s)	μ	C	δ_{eq} (m)	T_{max} (s)	α
0.484	4.17	1.0	0.12	0.693	1.432
0.572	4.17	1.0	0.15	0.775	1.354
0.655	4.17	1.0	0.18	0.848	1.295
0.736	4.17	1.0	0.21	0.917	1.246
Structure 1				α_{moyen}	1.332

Structure B: $R_\mu = \frac{5}{1.2} = 4.17$

T_n (s)	μ	C	δ_{eq} (m)	T_{max} (s)	α
0.322	4.17	1.0	0.12	0.693	2.152
0.381	4.17	1.0	0.15	0.775	2.034
0.437	4.17	1.0	0.18	0.848	1.941
0.490	4.17	1.0	0.21	0.917	1.871
Structure 2				α_{moyen}	2.0

Structure C: $R_\mu = \frac{5}{1.2} = 2.92$

$T_n > T_c \Rightarrow \mu = R_\mu = 2.92$ et $C = 1.0$

T_n (s)	μ	C	δ_{eq} (m)	T_{max} (s)	α
0.322	2.92	1.0	0.12	0.693	2.152
0.381	2.92	1.0	0.15	0.775	2.034
0.437	2.92	1.0	0.18	0.848	1.941
0.490	2.92	1.0	0.21	0.917	1.871
Structure 3				α_{moyen}	2.0

2- Site S2

Structure A: $R_{\mu} = \frac{5}{1.2} = 4.17$ $T_c = 0.4s$

T_n (s)	μ	C	δ_{eq} (m)	T_{max} (s)	α
0.484	4.17	1.0	0.12	0.693	1.432
0.572	4.17	1.0	0.15	0.775	1.354
0.655	4.17	1.0	0.18	0.848	1.295
0.736	4.17	1.0	0.21	0.917	1.246
Structure 1				α_{moyen}	1.332

Structure B: $R_{\mu} = \frac{5}{1.2} = 4.17$

$T_c' = \frac{\sqrt{2\mu-1}}{\mu} \cdot T_c$ $\mu = 5.18, T_c' = 0.236s$ $\mu = 4.38, T_c' = 0.256s$

$T_c' < T_n < T_c \Rightarrow C = \frac{T_c}{T_n}$

T_n (s)	μ	C_{eq}	δ_{eq} (m)	T_{max} (s)	α
0.322	5.18	1.242	0.097	0.623	1.935
0.381	4.38	1.050	0.143	0.756	1.985
0.437	4.17	1.0	0.18	0.848	1.941
0.490	4.17	1.0	0.21	0.917	1.871
Structure 2				α_{moyen}	1.933

Structure C: $R_{\mu} = \frac{5}{1.2} = 2.92$

$T_c' = \frac{\sqrt{2\mu-1}}{\mu} \cdot T_c$ $\mu = 3.63, T_c' = 0.276s$ $\mu = 3.06, T_c' = 0.296s$

$T_c' < T_n < T_c \Rightarrow C = \frac{T_c}{T_n}$

T_n (s)	μ	C_{eq}	δ_{eq} (m)	T_{max} (s)	α
0.322	3.63	1.242	0.097	0.623	1.935
0.381	3.06	1.050	0.143	0.756	1.985
0.437	2.92	1.0	0.18	0.848	1.941
0.490	2.92	1.0	0.21	0.917	1.871
Structure 3				α_{moyen}	1.933

3- Site S4

Structure A: $R_\mu = \frac{5}{1.2} = 4.17$ $T_c = 0.7s$

$$T_c' = \frac{\sqrt{2\mu-1}}{\mu} \cdot T_c$$

$$T_c' < T_n < T_c \Rightarrow C = \frac{T_c}{T_n}$$

$$T_n > T_c \Rightarrow \mu = R_\mu = 4.17 \text{ et } C = 1.0$$

T_n (s)	μ	T_c' (s)	C	δ_{eq} (m)	T_{max} (s)	α
0.484	6.03	0.386	1.446	0.083	0.576	1.190
0.572	5.10	0.416	1.224	0.122	0.700	1.224
0.655	4.46	0.442	1.069	0.168	0.821	1.253
0.736	4.17	-	1.0	0.21	0.917	1.246
Structure 1					α_{moyen}	1.228

Structure B: $R_\mu = \frac{5}{1.2} = 4.17$

$$T_c' = \frac{\sqrt{2\mu-1}}{\mu} \cdot T_c \quad T_c' \leq T_n < T_c \Rightarrow C = \frac{T_c}{T_n}$$

T_n (s)	μ	T_c' (s)	C	δ_e (m)	T_{max} (s)	α
0.322	9.06	0.320	2.174	0.055	0.470	1.460
0.381	7.66	0.346	1.837	0.082	0.573	1.503
0.437	6.68	0.368	1.602	0.112	0.670	1.534
0.490	5.96	0.388	1.429	0.147	0.767	1.565
Structure 2					α_{moyen}	1.515

Structure C: $R_\mu = \frac{5}{1.2} = 2.92$ $T_b = 0.125s$

$$T_c' = \frac{\sqrt{2\mu-1}}{\mu} \cdot T_c \quad T_b \leq T_n < T_c' \Rightarrow C = \frac{\mu}{\sqrt{2\mu-1}}$$

$$T_c' \leq T_n < T_c \Rightarrow C = \frac{T_c}{T_n}$$

T_n (s)	μ	T_c' (s)	C	δ_e (m)	T_{max} (s)	α
0.322	4.76	0.429	1.631	0.074	0.542	1.700
0.381	4.76	0.429	1.631	0.092	0.607	1.592
0.437	4.68	0.432	1.602	0.112	0.670	1.534
0.490	4.17	0.455	1.429	0.147	0.767	1.565
Structure 3					α_{moyen}	1.594

B- μ : Newmark-Hall C: Miranda

$$C = \left[1 + \left(\frac{1}{\mu} - 1 \right) \exp(-12T_n \mu^{-0.8}) \right]^{-1}$$

1- Site S1

Structure A: $R_\mu = \frac{5}{1.2} = 4.17$ $T_n > T_c \Rightarrow \mu = R_\mu = 4.17$

T_n (s)	μ	C	δ_e (m)	T_{max} (s)	α
0.484	4.17	1.135	0.106	0.651	1.345
0.572	4.17	1.093	0.137	0.741	1.295
0.655	4.17	1.066	0.169	0.822	1.255
0.736	4.17	1.048	0.200	0.895	1.223
Structure 1				α_{moyen}	1.280

Structure B: $R_\mu = \frac{5}{1.2} = 4.17$

T_n (s)	μ	C	δ_e (m)	T_{max} (s)	α
0.322	5.18	1.400	0.086	0.586	1.820
0.381	4.38	1.234	0.122	0.699	1.834
0.437	4.17	1.166	0.154	0.786	1.799
0.490	4.17	1.132	0.186	0.862	1.760
Structure 2				α_{moyen}	1.803

Structure C: $R_\mu = \frac{5}{1.2} = 2.92$

$T_n > T_c \Rightarrow \mu = R_\mu = 2.92$

T_n (s)	μ	C	δ_{eq} (m)	T_{max} (s)	α
0.322	2.92	1.146	0.105	0.647	2.010
0.381	2.92	1.104	0.136	0.737	1.934
0.437	2.92	1.076	0.167	0.818	1.876
0.490	2.92	1.057	0.199	0.892	1.821
Structure 3				α_{moyen}	1.910

2- Site S2

Structure A: $R_\mu = \frac{5}{1.2} = 4.17$ $T_c = 0.4s$

T_n (s)	μ	C	δ_{eq} (m)	T_{max} (s)	α
0.484	4.17	1.135	0.106	0.651	1.345
0.572	4.17	1.093	0.137	0.741	1.294
0.655	4.17	1.066	0.169	0.822	1.255
0.736	4.17	1.048	0.200	0.895	1.223
Structure 1				α_{moyen}	1.280

Structure B: $R_{\mu} = \frac{5}{1.2} = 4.17$

T_n (s)	μ	C	δ_{eq} (m)	T_{max} (s)	α
0.322	5.18	1.400	0.086	0.586	1.820
0.381	4.38	1.234	0.122	0.699	1.834
0.437	4.17	1.166	0.154	0.786	1.799
0.490	4.17	1.132	0.186	0.862	1.760
Structure 2				α_{moyen}	1.803

Structure C: $R_{\mu} = \frac{5}{1.2} = 2.92$

T_n (s)	μ	C	δ_e (m)	T_{max} (s)	α
0.322	3.63	1.224	0.098	0.626	1.944
0.381	3.06	1.116	0.134	0.733	1.924
0.437	2.92	1.076	0.167	0.818	1.876
0.490	2.92	1.057	0.199	0.892	1.821
Structure 3				α_{moyen}	1.890

3- Site S4

Structure A: $R_{\mu} = \frac{5}{1.2} = 4.17$ $T_c = 0.7s$

T_n (s)	μ	C	δ_e (m)	T_{max} (s)	α
0.484	6.03	1.266	0.095	0.616	1.272
0.572	5.10	1.142	0.131	0.725	1.267
0.655	4.46	1.078	0.167	0.817	1.248
0.736	4.17	1.048	0.200	0.895	1.217
Structure 1				α_{moyen}	1.251

Structure B: $R_{\mu} = \frac{5}{1.2} = 4.17$

T_n (s)	μ	C	δ_e (m)	T_{max} (s)	α
0.322	9.06	1.847	0.065	0.510	1.583
0.381	7.66	1.549	0.097	0.622	1.635
0.437	6.68	1.370	0.131	0.725	1.659
0.490	5.96	1.255	0.167	0.818	1.670
Structure 2				α_{moyen}	1.637

Structure C: $R_{\mu} = \frac{3.5}{1.2} = 2.92$

T_n (s)	μ	C	δ_e (m)	T_{max} (s)	α
0.322	4.76	1.352	0.089	0.597	1.853
0.381	4.76	1.270	0.118	0.687	1.804
0.437	4.68	1.206	0.149	0.773	1.769
0.490	4.17	1.132	0.186	0.863	1.765
Structure 3				α_{moyen}	1.798

C- μ : Krawinkler-Nasser C: Miranda

Structure A: $R_\mu = \frac{5}{1.2} = 4.17$ $T_c = 0.7s$

T_n (s)	μ	C	δ_e (m)	T_{max} (s)	α
0.484	4.77	1.176	0.102	0.639	1.320
0.572	4.46	1.108	0.135	0.736	1.289
0.655	4.28	1.070	0.168	0.820	1.252
0.736	4.17	1.048	0.200	0.895	1.223
Structure 1				α_{moyen}	1.271

Structure B: $R_\mu = \frac{5}{1.2} = 4.17$

T_n (s)	μ	C	δ_e (m)	T_{max} (s)	α
0.322	6.24	1.524	0.079	0.561	1.743
0.381	5.46	1.337	0.112	0.670	1.758
0.437	5.02	1.233	0.146	0.764	1.748
0.490	4.74	1.170	0.180	0.848	1.731
Structure 2				α_{moyen}	1.745

Structure C: $R_\mu = \frac{5}{1.2} = 2.92$

T_n (s)	μ	C	δ_e (m)	T_{max} (s)	α
0.322	3.75	1.237	0.097	0.623	1.934
0.381	3.45	1.149	0.130	0.722	1.896
0.437	3.28	1.100	0.164	0.810	1.853
0.490	3.16	1.070	0.196	0.886	1.808
Structure 3				α_{moyen}	1.873

- $\mu = 4$; $C_T = 0.050$ calculons R_μ concordant afin d'assurer la sécurité en adoptant les taux de ferrailage préconisés par le code RPA99, en utilisant la formulation de Krawinkler-Nasser

T_n (s)	μ	$R_{concordant}$	C	δ_e (m)	T_{max} (s)	α
0.322	4.0	3.06	1.265	0.079	0.616	1.914
0.381	4.0	3.28	1.199	0.125	0.707	1.857
0.437	4.0	3.45	1.153	0.156	0.790	1.808
0.490	4.0	3.59	1.121	0.187	0.865	1.767
Structure 2					α_{moyen}	1.836

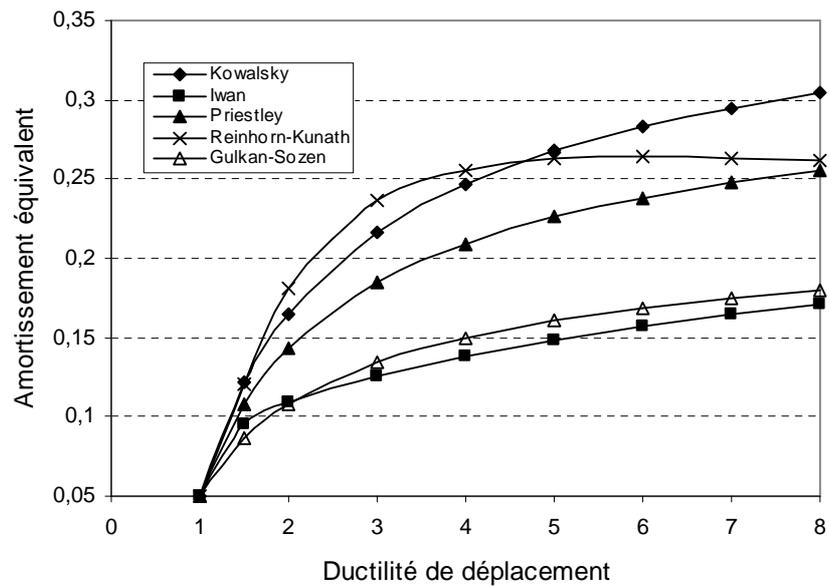
Système Structurel	Newmark-Hall Nature du site			Moy.A	Miranda Nature du site			Moy.B	$\frac{A+B}{2}$
	S1	S2	S4		S1	S2	S4		
A	1.332	1.332	1.230	1.299	1.280	1.280	1.251	1.270	1.285
B	2.0	1.933	1.515	1.816	1.803	1.803	1.637	1.748	1.782
C	2.0	1.933	1.591	1.841	1.910	1.890	1.797	1.866	1.853

Système Structurel	Général				Adapté aux taux d'acier du RPA99			
	Proc. 1	Proc.2	Erreur	Moyenne	Proc. 1	Proc.2	Erreur	Moyenne
A	1.310	1.285	1.98	1.298	1.310	1.285	1.98	1.298
B	1.931	1.782	7.72	1.857	1.830	1.836	0.33	1.833
C	1.980	1.853	6.36	1.918	1.980	1.857	6.36	1.918
Variation moyenne			5.35 %	Variation moyenne			2.67 %	

Tableau 4.1.Variation du coefficient d'amplification de la période tenant compte du site

Système Structurel	Général				Adapté aux taux d'acier du RPA99			
	Proc. 1	Proc.2	Erreur	Moyenne	Proc. 1	Proc.2	Erreur	Moyenne
A	1.356	1.271	6.27	1.313	1.356	1.271	6.27	1.298
B	1.929	1.745	9.53	1.837	1.830	1.836	0.33	1.833
C	2.022	1.873	7.37	1.948	2.022	1.873	7.37	1.918
Variation moyenne			7.72 %	Variation moyenne			4.44 %	

Tableau 4.2.Variation du coefficient d'amplification de la période faisant abstraction du site



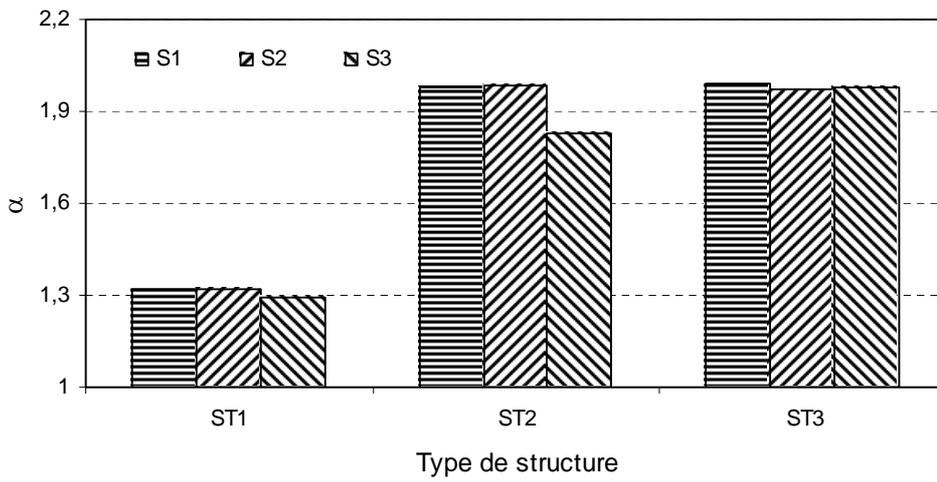


Figure 6. Incidence de la nature du site sur le coefficient d'amplification de la période

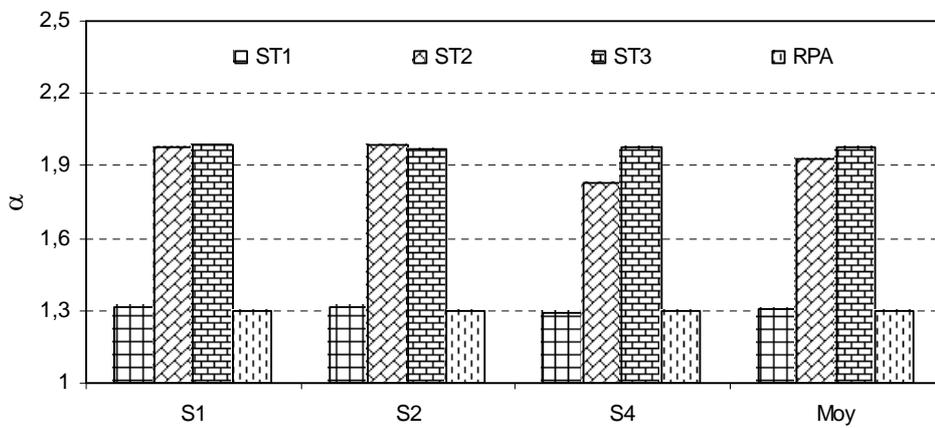


Figure7. Variation moyenne du coefficient d'amplification de la période fonction du système structurel et la nature du site

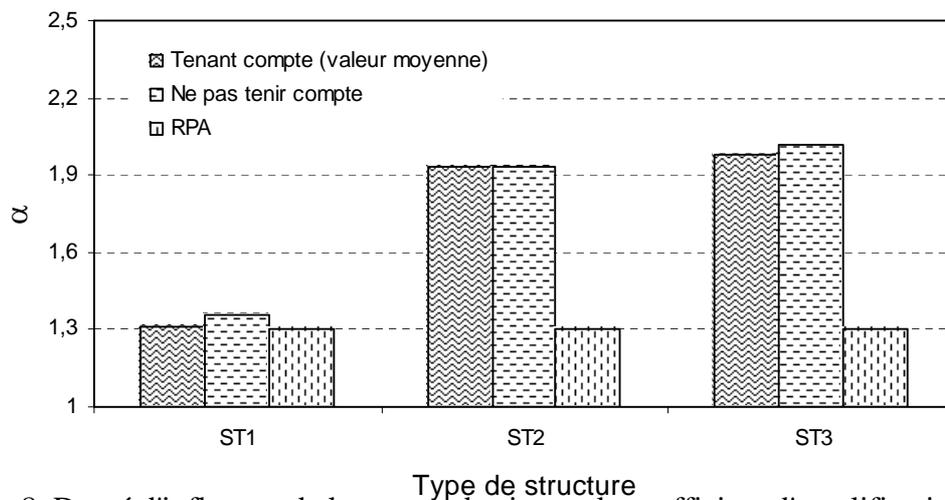


Figure8. Degré d'influence de la nature du site sur le coefficient d'amplification de la période

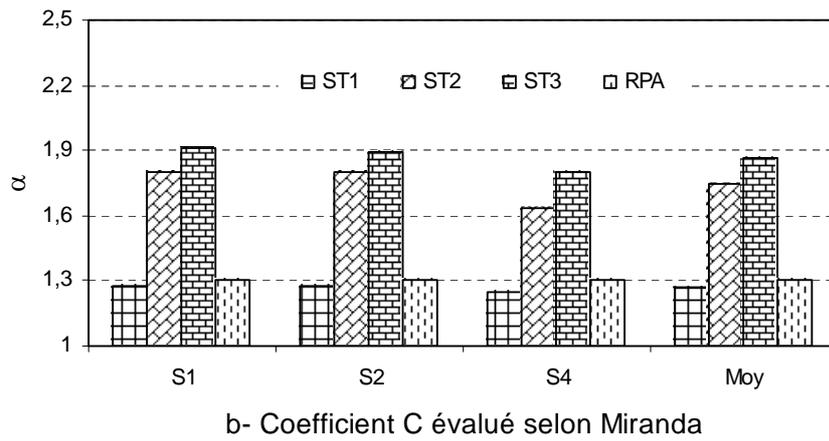
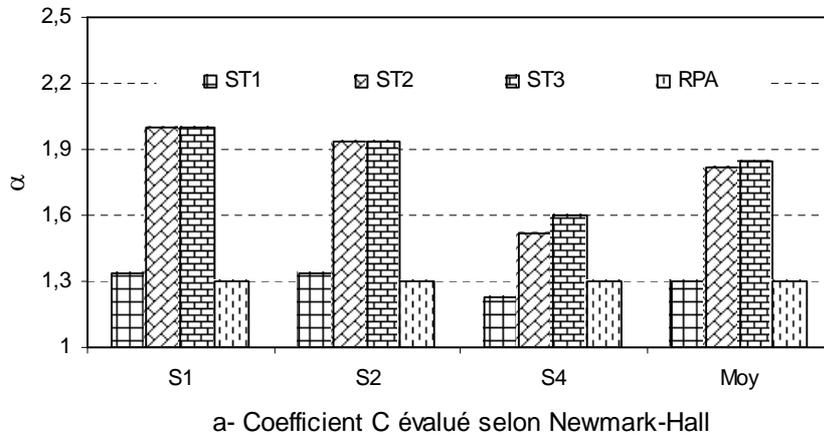


Figure 9. Variation du coefficient d'amplification de la période fonction du système structure et de la nature du site (Newmark-Hall)

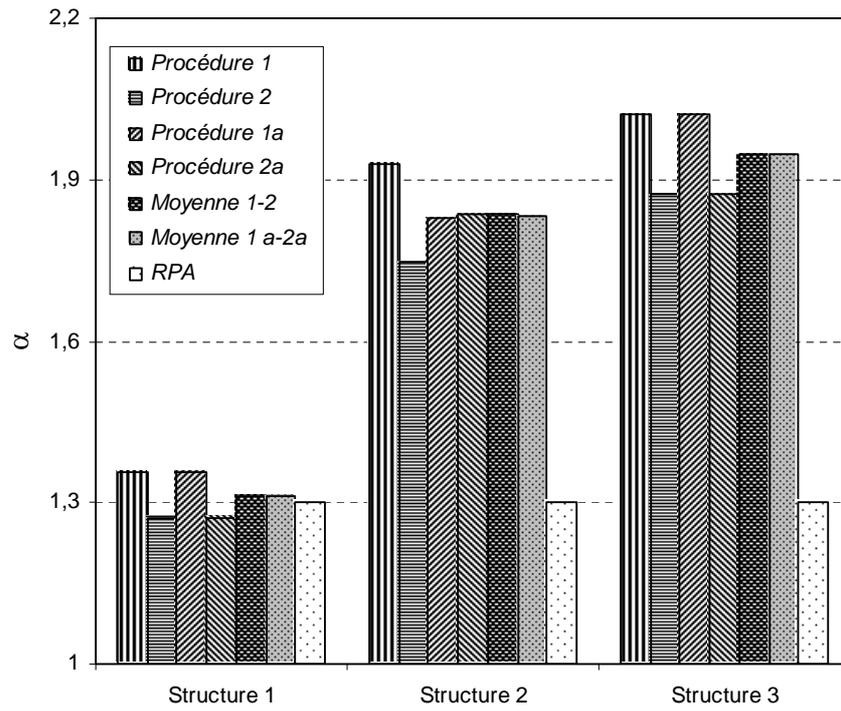


Figure 10. Variation du coefficient d'amplification de la période en tenant compte de la nature du site

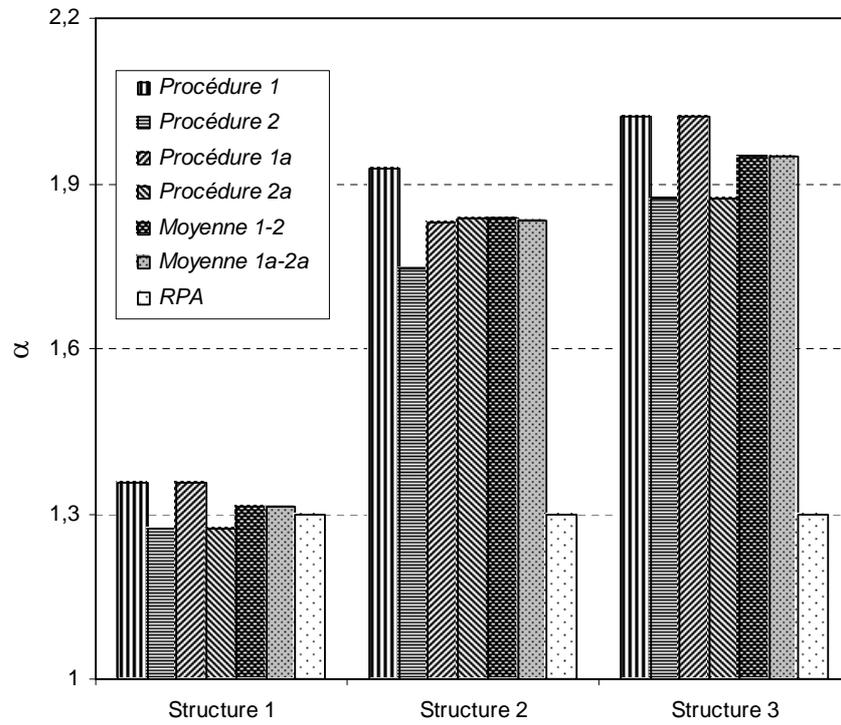


Figure 11. Variation du coefficient d'amplification de la période en faisant abstraction de la nature du site

5.1 Introduction

Pour assurer le niveau de sécurité recherché caractérisé par une certaine demande de ductilité, le dimensionnement des zones dissipatives d'énergie dans les portiques autostables nécessite une attention particulière afin d'éviter la ruine par cisaillement et favoriser le développement du mécanisme de ruine désiré. Ceci n'est possible qu'à travers un taux d'armature transversale adéquatement disposée sur une longueur potentiellement affectée par la rotulation plastique. Plusieurs facteurs ayant une incidence directe sur ce taux ont été recensés de part le monde, parmi lesquels le confinement du béton a été dégagé comme étant le paramètre déterminant.

Le contenu de ce chapitre est consacré principalement à l'aspect théorique du confinement, afin d'illustrer son incidence significative sur l'étendue de la longueur de confinement dans les sections critiques. Une synthèse sur les modèles développés régissant le comportement contrainte-déformation des éléments en béton ordinaire et à haute résistance est présentée. Les longueurs de confinement réglementaires universellement admises [1-3] sont également proposées en guise d'alternative pouvant servir à l'amélioration de la réglementation parasismique algérienne en vigueur [4].

5.2. Confinement du béton - armature de confinement

Plusieurs études [5-7] ont montré 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 dérobe à l'effort par déformations inélastiques; ce n'est que le béton d'enrobage qui éclate. Ceci illustre bien 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 ;
- 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.

La relation contrainte-déformation du béton confiné dépend de plusieurs facteurs. Pour développer un modèle analytique de la courbe contrainte-déformation du béton confiné, plusieurs travaux de recherche ont été réalisés [7.8.9] pour évaluer les effets d'un champ de variables telles que :

- nature et résistance du béton non confiné ;
- taux et distribution de l'armature longitudinale sur le périmètre du noyau ;
- taux, espacement et configuration de l'armature transversale ;
- forme de la section du béton confiné ;
- rapport entre l'aire de la section confinée et celle de la section totale ;
- vitesse de déformation ;
- armature transversale supplémentaire ;
- chargement cyclique ;
- caractéristiques des aciers ;
- intensité de l'effort normal ;
- gradient de déformation (qui fait toujours l'objet de controverse).

L'état de déformation d'une structure dépend intimement des lois de comportement des matériaux constitutifs. Une recherche intensive, expérimentale et analytique sur les caractéristiques du béton confiné a été menée durant les trois dernières décennies; ce qui a permis d'une part l'identification des paramètres principaux et d'autre part l'évaluation de leur influence. Ces travaux ont été couronnés par l'élaboration de divers modèles [9-12].

5-3 Modélisation

5.3.1 Aperçu historique

Les premières recherches 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 :

$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f_l \quad ; \quad \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left(1 + k_2 \frac{f_l}{f'_{co}} \right)$$

où f'_{cc} et ε_{cc} désignent respectivement la résistance maximale et la déformation correspondante sous l'action d'une pression hydrostatique latérale; f'_{co} et ε_{co} désignent respectivement la

résistance du béton non confiné et la déformation correspondante ; k_1 et k_2 sont des coefficients fonction de la composition du béton et de l'étreinte latérale.

Suite aux résultats de leur essais expérimentaux, Richart et al [12] ont évalué moyennement les coefficients k_1 et k_2 aux valeurs respectives 4.1 et $5k_1$. Il a été également 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 due à la présence d'armature en spires étroitement espacées.

L'influence des armatures transversales sur le comportement des sections en béton armé a fait l'objet d'une étude précoce menée par King [7]. Une formulation exprimant la résistance ultime des sections de poteaux en béton armé a été établie, par contre la ductilité n'a bénéficié d'aucune attention particulière.

Dans une étude destinée à vérifier la validité de la théorie des rotules plastiques dans les portiques en béton armé, Chan [13] a montré l'importance du mode de rupture du noyau de béton confiné par un ferrailage rectilinéaire.

En plus des effets bénéfiques dus à la capacité de rotation des rotules plastiques confinées dans le calcul des structures hyperstatiques; Blume et al [7] ont indiqué l'avantage de l'utilisation du béton confiné dans la conception sismique. Dans ce contexte, ils ont proposé des méthodes d'estimation des moments et courbures ultimes, sans tenir compte de l'incidence de l'armature de confinement.

Durant les années 60-70, les recherches sur le comportement du béton armé confiné ont été essentiellement conduites sur des modèles réduits chargés de manière concentrique avec un taux de déformation quasi-statique. Des études menées par Bertero et al [9], concernant les zones comprimées (poteau - poutre) confinées par des armatures transversales ont permis de conclure que de grandes courbures ultimes peuvent être atteintes. Kent et Park [9] ont été les pionniers à formuler un tel modèle de comportement, en introduisant l'effet de confinement du béton par des armatures transversales, ce qui s'est traduit par le redressement de la branche plastique de la courbe et l'augmentation du raccourcissement ultime du béton, Figure 5.1. Ce modèle a été établi en se basant surtout sur les résultats expérimentaux de Roy et Sozen [9], cependant il a été omis de tenir compte de l'augmentation de la résistance due au confinement du béton.

Plus tard, durant la décennie 80, Scott et al [14] et Park et al.[10] ont mené des tests sur des modèles à échelle réelle leur permettant de modifier et affiner le modèle Kent & Park en introduisant un coefficient correcteur K pour tenir compte de l'amélioration de la résistance et la ductilité due au confinement, et en incluant aussi l'influence de la vitesse de déformation.

Les années 80 ont été marquées par un travail de recherche intensif sur le confinement, où sur la base d'un large data expérimental une variété de modèles contrainte-déformation du béton confiné ont été développés en fonction de la paramétrisation utilisée. Uzumeri et Sheikh [11] ont proposé un modèle similaire à celui de Kent & Park modifié, défini par quatre régions, Figure 5.2. Ce modèle a introduit la distribution des armatures longitudinales et la configuration des armatures transversales, aboutissant ainsi à une meilleure prédiction que celle fournie par le modèle de Kent & Park modifié, où la résistance et la ductilité sont surestimées [12].

Les travaux de recherche entrepris par l'école New Zélandaise ont été couronnés par l'établissement d'un modèle unifié [12], simple d'application et couvrant toutes les formes de section usuelles vu que les modèles précédents ne concernent que des configurations particulières (rectangulaire ou circulaire). En plus, la formulation de ce modèle contient la notion de contrainte latérale effective de confinement. En outre, Mander a élargi le domaine d'applicabilité de ce modèle en modifiant les paramètres relatifs au chargement quasi-statique (f'_{cc} , ϵ_{cc} , E_c) par des facteurs d'amplification dynamique, afin d'inclure l'effet de la vitesse de chargement.

Une intéressante étude comparative de certains modèles représentatifs [15], où l'influence de l'antécédent de déformation et la préfissuration initiale avec le concours du gradient de déformation ont été considérés; a abouti aux conclusions suivantes :

- les modèles de Kent & Park et Uzumeri & Sheikh apparaissent plus appropriés pour l'étude des éléments soumis au gradient de déformation bien qu'ils surestiment la capacité de résistance des éléments initialement fissurés.
- la capacité de résistance des éléments préfissurés sous chargement cyclique peut être convenablement prédite en utilisant le modèle de Thompson et Park. Cependant une bonne convergence peut être obtenue à l'aide du modèle Kent & Park modifié si la courbe enveloppe est recherchée.

Les années 90 ont vu l'extension des travaux de recherche au confinement du béton à haute résistance (BHR) dont l'utilisation est devenue de plus en plus accrue. Les modèles relatifs au béton à résistance ordinaire restent dans ce cas inadéquats, du moment que le BHR a un comportement intrinsèque moins ductile. Cependant, les résultats expérimentaux obtenus [16-19] ont montré qu'un BHR adéquatement confiné exhibe un comportement ductile satisfaisant avec un gain significatif sur la résistance et la ductilité si une quantité d'armature transversale appropriée est fournie. Se basant sur ces résultats, Cusson et Paultre [18] ont proposé un modèle introduisant un indice de confinement effectif pour la modélisation de la branche descendante.

5.3.2 Modèles représentatifs

Quelques modèles jugés représentatifs ont été sélectionnés d'une manière non restrictive, selon que le béton est à haute résistance ou non.

A- Béton à résistance ordinaire (BRO) :

1- Kent & Park Modifié

Ce modèle a été originalement proposé par Kent et Park [9] et modifié par la suite par Park et al. [10]. Cette modification a porté essentiellement sur l'introduction d'un coefficient K tenant compte de l'effet du confinement sur l'amélioration 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 maximale, au delà de cette valeur la pente devient représentée par une ligne horizontale, comme l'illustre la Figure 5.3.

Ce modèle est régi par les équations suivantes:

$$-\varepsilon_c \leq 0.002K \quad f_c = K \cdot f'_{co} \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002K} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right]$$

$$-\varepsilon_c \geq 0.002K \quad f_c = K f'_{co} [1 - Z_m (\varepsilon_c - 0.002K)] \geq 0.2 K f'_{co}$$

le terme

$$Z_m = \frac{0.5}{\left(\frac{3 + 0.29f'_{co}}{145f'_{co} - 1000} \right) + \frac{3}{4} \rho_{sh} \sqrt{\frac{b_n}{s}} - 0.002K}$$

définit la pente de la branche descendante dans le modèle corrigé ; avec $K = 1 + \frac{\rho_{sh} f_{yh}}{f'_{co}}$

2- Sheikh & Uzumeri

Le développement de ce modèle [11] est basé sur l'hypothèse stipulant 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 5.2, a été ajusté par des résultats expérimentaux sur des spécimens à échelle réelle sous sollicitation concentrique. Les équations gouvernant le modèle établi pour des sections carrées et une distribution uniforme de l'armature longitudinale sont comme suit :

$$f_{cc} = 0.85f'_{co} + f(\rho_{sh}, f_{sh}, \lambda, \eta)$$

Ce modèle a été ultérieurement modifié pour tenir compte, de l'effet bénéfique du gradient de déformation sur la ductilité, et de l'intensité de l'effort normal.

3- Mander & al:

Le modèle unifié [12], découlant des travaux de recherche entrepris par l'école New Zélandaise, est caractérisé par la simplicité de son application et par sa couverture de toutes les formes de section usuelles, Figure 5.4. La contrainte effective latérale de confinement, égale dans chaque direction, a été trouvée fonction du rapport des résistances à la compression du béton confiné f'_{cc} et non confiné f'_{co} . Ce modèle est défini comme suit:

$$f_c = \frac{f'_{cc} m r}{r - 1 + m^r} \quad \text{où} \quad m = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad \text{et} \quad \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 2.25 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f'_1}{f'_{co}}} - 2.0 \frac{f'_1}{f'_{co}} - 1.25$$

La pression passive latérale de confinement ($f'_1 = k_e f_1$) déployée par l'armature transversale sur le noyau du béton, résultante d'un état de compression triaxial, améliore nettement la résistance à la compression et éventuellement le comportement ductile. Partant de ce fait, la déformation longitudinale ultime de compression du béton confiné ne sera atteinte que par rupture de l'armature transversale. Le paramètre k_e représente le coefficient de confinement efficace tenant compte de l'effet d'arc sur le béton inscrit entre l'armature transversale et l'armature longitudinale.

4- Murat et al:

Le modèle [21], représenté par la Figure 5.5, a été développé à partir d'une synthèse des modèles existants en introduisant l'influence du gradient de déformation. Ce modèle a été validé par un large data expérimental, et il a été trouvé satisfaisant d'utilisation pour les sections où le gradient de déformation est constant. Les relations le régissant sont les suivantes :

$$f_c = f'_{cc} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^2 \right]^{\frac{1}{1+2K}} \leq f'_{cc} \quad \text{avec} \quad f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f_{le}$$

où $K = \frac{k_1 f_{le}}{f'_{co}}$ représente l'indice de confinement effectif

Les divers modèles analytiques présentés semblent adopter le même principe que celui du modèle de Kent & Park modifié sauf que chacun a incorporé ses propres variables affectant le comportement contrainte-déformation du béton confiné. Cependant, le modèle de Mander & al. apparaît le modèle le plus approprié du moment qu'il présente une simplification par rapport aux modèles précédents en l'unifiant pour des sections circulaires et rectangulaires. En plus, ce modèle décrit une courbe contrainte déformation continue, en s'articulant sur une formulation mathématique simplifiée; ce qui lui a permis par ailleurs d'être communément repris et affiné dans plusieurs travaux ultérieurs.

5- Bousalem & Chikh

Ce modèle [22] a été fondamentalement basé sur l'observation des résultats d'essais expérimentaux menés durant les deux dernières décennies. Une courbe typique contrainte déformation déterminée par le modèle proposé est schématiquement représentée dans la figure 5.6. Les essais ont prouvé que le comportement du béton en compression dépend de sa richesse en confinement généré incontestablement par une disposition adéquate de l'armature transversale, résultant en un accroissement aussi bien en capacité de résistance qu'en capacité de déformation.

$$f_c = \frac{f_{cc} x^n}{n-1+x^n} \quad \text{et} \quad x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$
$$E_c = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \frac{n}{n-1} \quad \text{et} \quad n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - f_{cc}}$$

avec $E_c = 11000\sqrt[3]{f_{co}}$ selon le CBA 93 [23], module d'élasticité longitudinal du béton

L'examen des coordonnées des points sur la ligne tombante montre que l'équation de la partie descendante peut s'écrire:

$$f_c = f_{cc} - E_{soft} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \geq 0.3f_{cc}$$

où E_{soft} est la valeur contrôlant la pente de la partie descendante

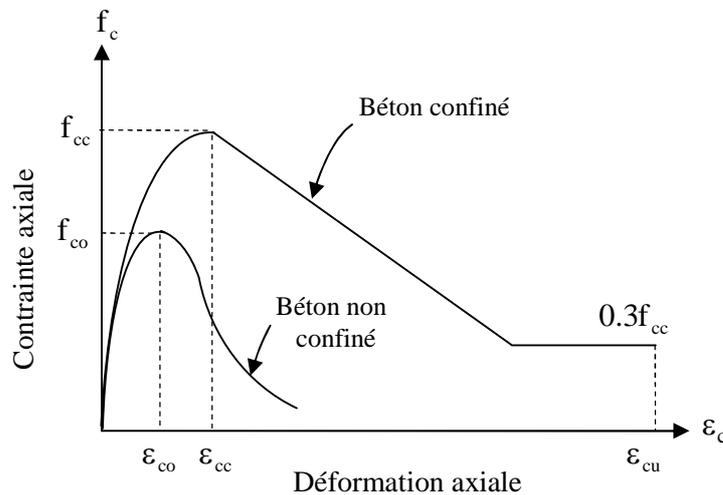


Fig. 5.6 Courbe contrainte – déformation pour béton confiné

La formulation mathématique de la relation contrainte - déformation renferme les caractéristiques suivantes :

1. le gain en résistance défini par le paramètre $K_s = f_{cc}/f_{co}$ exprimant le rapport des contraintes pics du béton confiné et non confiné
2. le gain en déformation défini par le paramètre $K_d = \varepsilon_{cc}/\varepsilon_{co}$ exprimant le rapport des déformations pics du béton confiné et non confiné
3. la pente de la branche descendante définie par la valeur E_{soft}

Expressions de K_s et K_d

Tableau 5.1 Facteurs d'accroissement des gains en résistance et en déformation

Section	K_s	K_d
Rectangulaire	$1 + 0.4 \frac{k_e \rho_{sh} f_{yh}}{\sqrt{f_{co}}}$	$1 + 2.7 \frac{k_e \rho_{sh} f_{yh}}{\sqrt{f_{co}}}$
Circulaire	$1 + 1.8 \frac{k_e \rho_{sh} f_{yh}}{f_{co}}$	$1 + 10.5 \frac{k_e \rho_{sh} f_{yh}}{f_{co}}$

Taux d'adoucissement $E_{\text{soft}} = 4f_{\text{co}}^2 / k_e \rho_{\text{sh}} f_{\text{yh}}$

Coefficient k_e

Section	Type de confinement	
	cerces	spires
circulaire	$k_e = \frac{(1 - 0.5s'/d_s)^2}{1 - \rho_{cc}}$	$k_e = \frac{(1 - 0.5s'/d_s)}{1 - \rho_{cc}}$
rectangulaire	$k_e = \frac{\left[1 - \sum_{i=1}^n \frac{C_i^2}{b_c h_c}\right] \times \left[1 - 0.5 \frac{s'}{b_c}\right] \times \left[1 - 0.5 \frac{s'}{h_c}\right]}{1 - \rho_{cc}}$	

B- Béton à haute résistance (BHR) :

Les modèles relatifs au béton à haute résistance sont relativement rares dans la littérature, et les travaux récemment publiés ont montré que la nécessité d'établir un modèle analytique pour le BHR s'impose. Divers travaux expérimentaux ont été entrepris pour servir comme base référentielle afin d'apporter les corrections indispensables sur des modèles préformulés. On constate que la formulation de ces derniers est très similaire à celle spécifique au BRO. Les modèles se rapportant au BHR sont issus, comme pour le BRO, des deux principales écoles : américaine (Shamin Sheikh et al.) et new zélandaise (Park et al.).

Dans ce contexte, Cusson et Paultré [20] ont proposé un modèle, Figure 5.7, s'inspirant des modèles de Mander & al. et de Fafitis & al.[24] et des résultats obtenus par Nagashima et al, conduits sur 52 spécimens à échelle réelle ; pour décrire respectivement la partie ascendante et descendante de la courbe contrainte-déformation, en introduisant un indice de confinement effectif pour tenir compte de l'incidence de la résistance du béton, afin d'apprécier le gain sur la résistance et la ductilité. Les équations caractérisant ce modèle sont les suivantes :

$$\varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc} \quad f_c = \frac{f'_{cc} m r}{r - 1 + m^r} \quad \text{avec} \quad m = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

$$\varepsilon_c \geq \varepsilon_{cc} \quad f_c = f'_{cc} \cdot e^{\left[k_1 (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})^{k_2} \right]}$$

k_1 et k_2 désignent respectivement le coefficient contrôlant la pente et la courbure de la branche descendante. Il a été expérimentalement [16,20] constaté que le comportement du BHR est

caractérisé par une désintégration brutale du béton d'enrobage. Cependant un gain significatif de résistance (50 à 100%) et de ductilité (10 à 20%) a été enregistré au sein du noyau des échantillons soigneusement confinés en comparaison avec ceux non confinés. La rupture des éléments en BHR est régie par la formation de surfaces de cisaillement dans le plan incliné le plus défavorisé, séparant le noyau en deux coins. L'inclinaison du plan de cisaillement par rapport à l'axe vertical variait entre 25° et 45°, respectivement pour les spécimens faiblement et hautement confinés.

Il a été observé que l'efficacité du confinement sur le BHR n'est pas aussi prononcée comparativement à celle enregistrée sur le BRO. Cependant des gains non négligeables sur la résistance et la ductilité peuvent être réalisés à travers une disposition minutieuse de l'armature longitudinale et transversale. En outre, il a été noté par ailleurs [25] que :

- la déformation de l'armature de confinement est inversement proportionnelle avec l'augmentation de son espacement, résultant ainsi à une amélioration relative de la résistance.
- l'influence de l'armature transversale sur l'amélioration de la résistance diminue avec l'accroissement de la résistance à la compression du BHR.

A la lumière des résultats produits par les diverses études indiquées précédemment, il a été conclu que les paramètres suivants affectent positivement le confinement, à savoir :

- l'espacement approprié de l'armature transversale ;
- la distribution adéquate de l'armature longitudinale autour du périmètre de la section ;
- l'augmentation du rapport volumétrique de l'acier transversal sur le noyau du béton ;
- l'augmentation de la contrainte élastique de l'acier transversal ;
- l'utilisation de l'armature en spire à la place de l'armature rectangulaire.

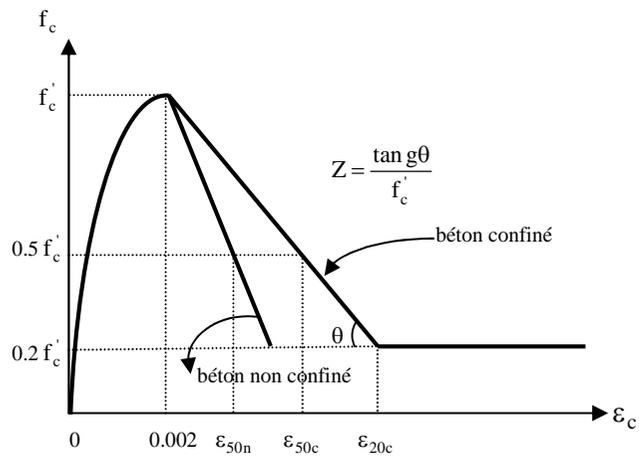


Fig.5.1 : Courbe contrainte-déformation du béton confiné, Kent et Park (1971)

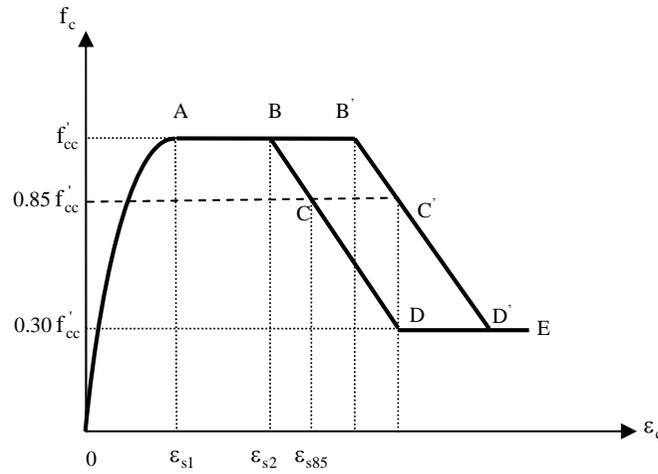


Fig.5.2 : Courbe contrainte-déformation du béton confiné, Sheikh et Uzumeri (1982)

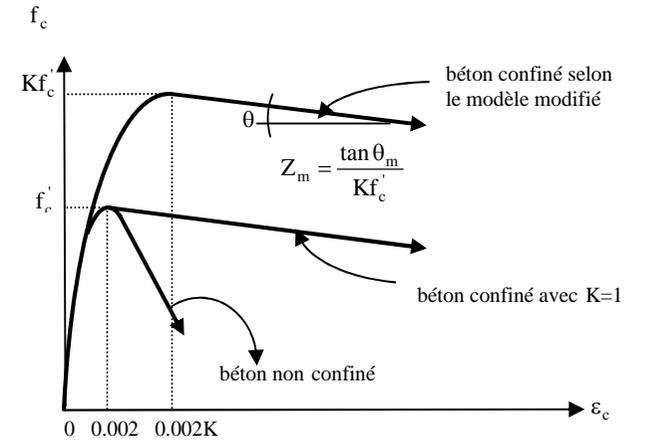


Fig.5.3 : Courbe contrainte-déformation du béton confiné et non confiné, Kent et Park modifié (1982)

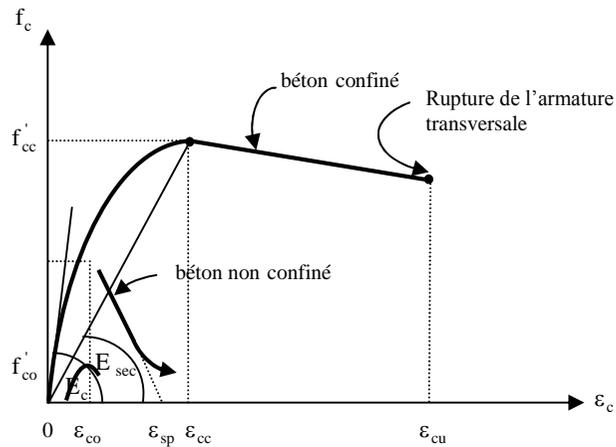


Fig.5.4 : Courbe contrainte-déformation du béton confiné et non confiné, Mander et al. (1988)

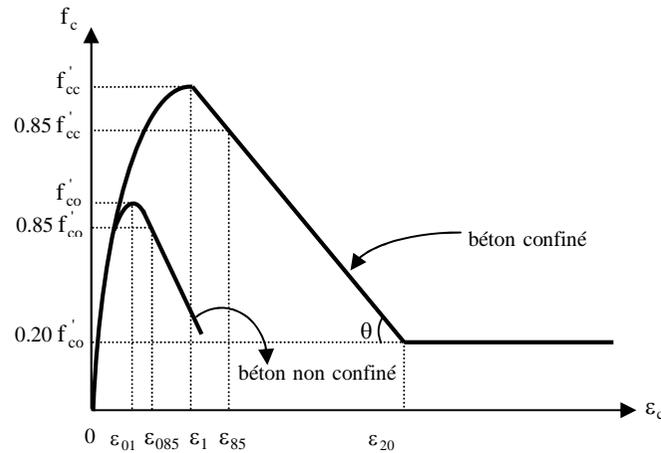


Fig.5.5 : Courbe contrainte-déformation du béton confiné et non confiné, Murat et al. (1992)

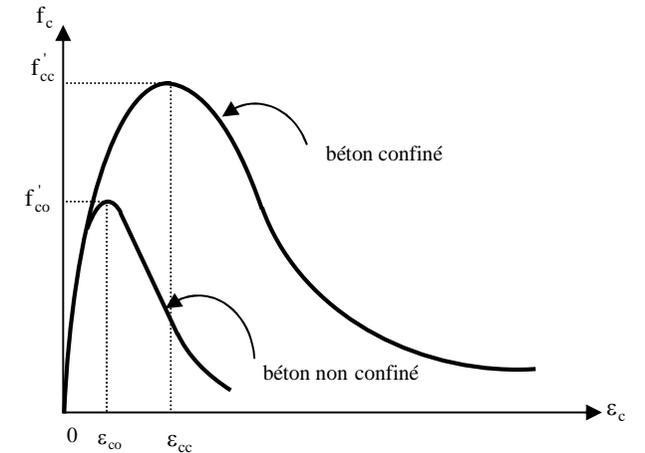


Fig.5.7 : Courbe contrainte-déformation du béton à haute résistance confiné et non confiné, Cusson et al. (1992)

En considérant l'incidence de la résistance du béton sur la performance des éléments fléchies, les remarques suivantes sont émises [26] :

- bien que le BHR présente une pente raide en compression, les éléments fléchis en BHR exhibent une ductilité plus grande comparativement à celle des éléments en béton à résistance ordinaire.
- les résultats des essais sur les éléments en BHR et en BRO ont montré des allures qualitativement similaires pour des quantités identiques d'armature comprimée, tendue et de confinement du noyau de béton.
- les éléments en BHR sont moins sensibles au confinement que ceux en BRO à cause de la moindre dilatation volumétrique.

Il faut souligner qu'afin d'apprécier au mieux le gain en résistance et ductilité, le degré de confinement est caractérisé par l'indice de confinement effectif [20] : $\frac{f_{le}}{f'_{co}}$.

Effet de la flexibilité de l'acier transversal

Malgré que l'influence de la rigidité flexionnelle du périmètre de l'acier transversal sur la pression de confinement a été étudiée expérimentalement, très peu de chercheurs se sont penchés sur ce problème pour le résoudre analytiquement.

Sous l'action d'une déformation axiale, la contrainte dans l'armature transversale produisant la pression passive de confinement dépend de l'expansion latérale du noyau de béton et de la flexibilité de l'armature transversale. Pour ce, il devient nécessaire de prendre en considération l'interaction entre la déformation du noyau de béton et celle de l'armature transversale afin de prédire fidèlement le comportement des poteaux en béton armé.

Evitant la complexité du problème, la majorité des chercheurs ont utilisé des modèles approximatifs pour évaluer la pression effective de confinement exercée par l'armature transversale sur le noyau du béton. Sheikh et Uzumeri (1982), Mander et al (1988) ont utilisé le concept de l'aire de béton effectivement confiné pour déterminer le coefficient d'efficacité K_e défini comme étant le rapport de la pression effective latérale sur la valeur nominale obtenue à partir de la condition d'équilibre. Saatcioglu et Razvi (1992) ont proposé une formule empirique basée sur l'analyse en régression des résultats expérimentaux afin de déterminer ce coefficient.

Les 2 approches considèrent implicitement ou explicitement que le périmètre et les angles de l'armature transversale atteignent l'écoulement au pic de la réponse.

Une méthode rationnelle a été introduite par Cusson et Paultre [20] basée sur la compatibilité de déformation et l'équilibre des forces afin d'obtenir la relation contrainte – déformation pour poteaux carrés en béton ordinaire et béton à haute résistance. Le poteau carré est remplacé dans cette alternative par un poteau circulaire équivalent où c'est uniquement l'allongement des cerces qui est pris en considération, cependant une procédure itérative est nécessaire pour déterminer la contrainte dans l'armature transversale correspondante à la résistance de confinement max. Une approche simple basée sur l'analyse par régression des résultats expérimentaux a été proposée par Razvi et Saatcioglu (1999) pour déterminer cette contrainte, et une formule empirique a été donnée pour cette fin, évitant ainsi les longues itérations. Il faut par ailleurs signaler que la pression non uniforme de confinement, distribuée sur la hauteur du poteau a été transformée en contrainte équivalente fournie par une enveloppe circulaire équivalente, utilisant le concept d'énergie de déformation. L'étude menée par Teerawong et al [27] a permis de présenter une procédure rationnelle pour déterminer l'augmentation de la résistance pour des poteaux carrés en béton normal et béton à haute résistance sous chargement vertical en prenant en compte l'interaction entre noyau de béton - armature transversale et la variation de la contrainte de confinement le long de la hauteur du poteau. L'effet de la flexibilité du périmètre de l'armature transversale a été directement inclus dans cette étude, cependant le flambement des barres longitudinales n'a pas été considéré.

5-4 Ductilité locale et notion de longueur de confinement

La demande de ductilité est mieux appréciée à travers le coefficient de ductilité de courbure μ_ϕ , dicté par le comportement moment-courbure de la section, par conséquent le choix d'un modèle approprié est nécessaire afin de pouvoir prédire ce comportement. La rotulation dans les zones dissipatives d'énergie est atteinte suite à la diffusion de la plastification à travers une longueur potentielle dite longueur de rotule plastique. Celle-ci est définie comme étant la longueur équivalente de la rotule plastique au-delà de laquelle la courbure plastique sera considérée comme constante, Figure 5.8, et elle est principalement influencée par la demande de ductilité de courbure μ_ϕ . Un travail de recherche intensif [5-7] a été effectué dans ce domaine et a été couronné par la formulation d'expressions semi empiriques conduisant à une multitude de résultats dispersés selon le modèle théorique préétabli.

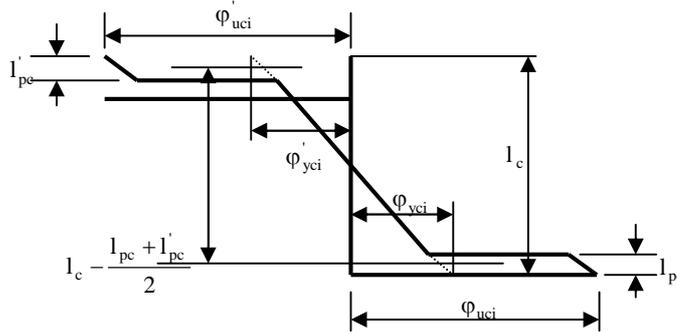


Fig.5.8 : Diffusion de la plastification sur une longueur l_p .

Baker et Amarakone [10] ont proposé l'expression suivante : $L_p = 0.8k_1k_3\left(\frac{c}{d}\right)z$, basée sur le rapport c/d où c représente la profondeur de l'axe neutre correspondante au moment ultime de la section. Cependant, cette expression s'est avérée imprécise pour un effort axial d'intensité élevée.

Dans le même contexte, Corley [10] a suggéré l'utilisation de l'équation: $L_p = 0.5d + \sqrt{d}\left(\frac{z}{d}\right)$ qui fût jugée par la suite comme étant non conservative. Sawyer [5] a proposé une formule simplifiée pour les poutres, reprise récemment par Scholz [28], qui se présente sous la forme: $L_p = 0.25d_{bl} + 0.075z$. (5.1)

Selon ces constatations, basées beaucoup plus sur des recherches expérimentales, il s'avère que:

- la rotule plastique s'étend sur une longueur égale à deux fois la hauteur de la poutre [29];
- l'augmentation du taux d'armature longitudinale réduit l'étendue de la zone plastique [30];
- pour la même quantité d'armature, une distribution uniforme du ferrailage améliore l'étendue de la longueur de la zone plastique [31].

Pour le cas des poteaux, Park et Priestley [32] ont proposé l'expression empirique : $L_p = 0.08l_c + 6d_{bl}$. Il a été démontré [8,33] que plus la charge axiale est importante et plus l'influence du confinement est déterminante sur la longueur de la rotule plastique. La longueur L_p sera celle donnée par l'équation (5.1) corrigée par un coefficient k tenant compte de l'intensité de l'effort normal : $k = 1 + 0.5N/N_{uz}$

Récemment, et sur la base d'une multitude de résultats expérimentaux, Watson et al.[34] ont proposé la loi : $\frac{L_c}{h^c} = 1 + 2.8 \frac{P_e}{\phi f'_{co} A_g}$. Il s'est avéré que cette équation est conservative pour l'évaluation de la longueur de confinement, et ce pour le cas général de poteaux.

Le RPA a fait abstraction à cette notion de longueur plastique L_p du fait que la relation moment-courbure des sections a été établie sur la base d'un seul niveau de ductilité. Cependant, il spécifie une longueur de confinement L_c , similaire à celle proposée par le code ACI. L'EC-8 quand à lui recommande des valeurs de la longueur de confinement respectivement pour les poteaux ainsi que les poutres, selon la classe de ductilité considérée. Le tableau suivant résume les expressions des longueurs de confinement L_c selon différents règlements:

Codes	Poteaux	Poutres
RPA	$\max(l_c/6, h^c, b^c, 600\text{mm})$	$2h^b$
ACI	$\max(l_c/6, h^c, 450\text{mm})$	$2h^b$
NZS*	$P_e \leq 0.3f'_{co} \cdot A_g, L_p \geq \max(h^c, \text{zone comprise entre } M_u \text{ et } 0.8M_u)$ $P_e > 0.3f'_{co} \cdot A_g, L_p \geq \max(1.5 h^c, \text{zone comprise entre } M_u \text{ et } 0.7M_u)$ $2L_p \leq L_c \leq 3L_p$	$2h^b$
EC-8	$\max\left(\frac{l_c}{5}, 1.5h^c, 600\text{mm}\right)$ 'H' $\max\left(\frac{l_c}{6}, 1.5h^c, 450\text{mm}\right)$ 'M' $\max\left(\frac{l_c}{6}, h^c, 450\text{mm}\right)$ 'L'	$2.h^b$ 'H' $1.5.h^b$ 'M' h^b 'L'

*critiqué par Watson et al.[34]

5-5 Capacité flexionnelle : Analyse Moment - Courbure

a) Courbure d'une section rectangulaire soumise à une flexion croissante

La ductilité de courbure est directement liée aux sections dont le mode de travail est par flexion. En effet, sous l'action d'un moment, ou d'un moment plus un effort axial l'élément a tendance à fléchir. En d'autres termes, l'élément prend la forme d'une ligne fléchie, qui fait partie d'un grand cercle. Considérons un élément différentiel de longueur dx d'un élément en béton armé de section rectangulaire, comme représenté sur la figure 5.9, Park et Paulay [5], la rotation entre les extrémités est donnée par :

$$\frac{dx}{R_c} = \frac{\varepsilon_c dx}{kd} = \frac{\varepsilon_s dx}{d(1-k)}$$

Où k est un facteur définissant la position relative de l'axe neutre. Dans l'équation ci-dessus, R_c définit le rayon du cercle dont l'élément fait partie, et la courbure par définition est l'inverse de R_c . Si nous divisons cette équation par la longueur de l'élément dx , on aura:

$$\frac{1}{R_c} = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)}$$

Par conséquent, la courbure d'un élément (ou la rotation par unité de longueur d'un élément) est défini comme:

$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d}$$

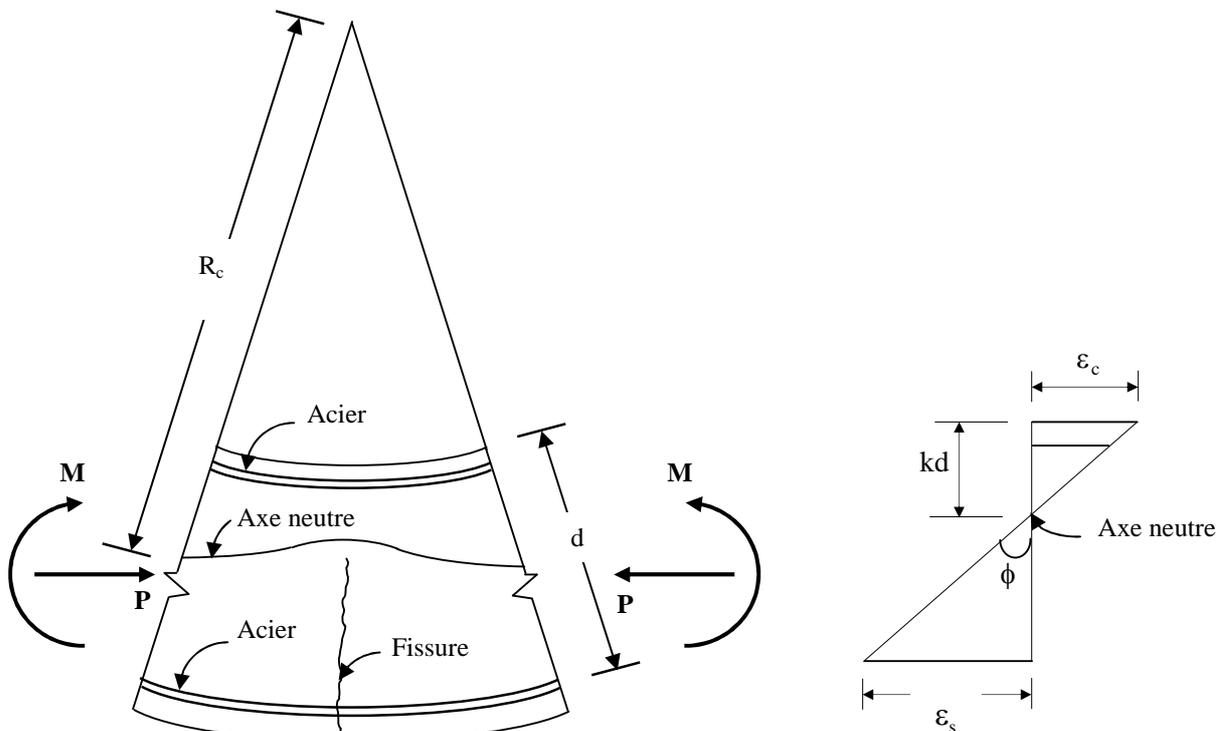


Fig. 5.9 Déformations dans un élément fléchi de longueur dx

Déformations

En d'autres termes, la courbure d'une section est la pente de son diagramme de déformation, et elle peut être mesurée en utilisant la déformation du béton ou de l'acier. La relation entre le moment et la courbure est donnée par l'équation classique :

$$EI = M R = \frac{M}{\phi} \quad \text{d'où} \quad \phi = \frac{M}{EI}$$

En réalité, quand nous avons un moment de flexion sollicitant une section en béton armée, l'élément fléchi n'a pas une courbure uniforme sur sa longueur, puisqu'il y a une fluctuation dans la position de l'axe neutre due à la formation aléatoire des fissures. Quant à la définition donnée ci-dessus concernant la courbure d'élément de longueur dx , et en supposant que cet élément est fissuré, la courbure est donc exprimée en fonction des taux de déformations dans le béton et l'acier. Comme la ductilité est définie comme étant le rapport des courbures de deux états différents de l'élément fléchi, nous pouvons alors conclure que cette ductilité dépend de la déformation, donc plus la déformation est grande, plus la ductilité est grande.

b) Hypothèses de calcul

La dérivation des relations moment-courbure des sections confinées en béton armé a pris en considération les facteurs suivants :

1. Intensité de l'effort axial, ν
2. Taux d'acier transversal, ρ_{sh}
3. Résistance du béton, f_{co}
4. Taux d'acier longitudinal, ρ_l
5. Limite élastique de l'acier transversal, f_{yh}

Les hypothèses sur lesquelles s'articule cette analyse sont les suivantes:

- Les sections planes restent planes après déformation,
- La résistance à la traction du béton est négligée,
- Les contraintes dans le béton sont dérivées des courbes appropriées contrainte - déformation respectivement pour le béton confiné (modèle proposé) et non confiné (CBA 93), voire figure 5.10
- Les contraintes dans les aciers longitudinaux sont dérivées de la courbe contrainte déformation en utilisant le modèle de Mander et al, figure 5.11

- L'état limite ultime est atteint quand l'une des trois limites est atteinte :
 - la déformation du béton dans la fibre la plus comprimée atteint la valeur indiquée.
 - la déformation dans l'acier atteint la valeur indiquée.
 - le moment de flexion est limité à la valeur de $0.8 M_{\max}$.

Modèle contrainte déformation du béton non confiné:

La courbe contrainte déformation du béton non confiné est illustrée dans la figure 5.10.

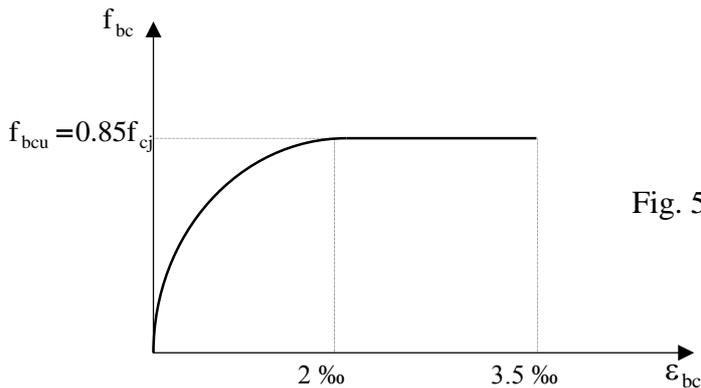


Fig. 5.10 Modèle du béton non confiné

Pour

le calcul de la contrainte dans le béton non confiné on utilise le diagramme non linéaire dit "parabole rectangle", Fig.5.10 (C.B.A93/A.4.3.4). 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 d'ordonnée:

$$f_{bc} = 0.85f_{cj}$$

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

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

$$\text{- si } 2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 \text{‰} \quad f_{bc} = f_{bcu}$$

$$\text{avec } f_{bcu} = 0.85f_{cj}$$

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

Modèle contrainte déformation de l'acier longitudinal

Modèle de Mander et al.

La courbe contrainte déformation déduite des essais expérimentaux est idéalisée en une région élastique, un plateau d'écoulement et une région d'écrouissage, comme illustrée dans la figure 5.11. La courbe contrainte déformation dans la zone d'écrouissage ($\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$) peut être convenablement prédit par la relation :

$$f_s = f_{su} - (f_{su} - f_y) \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^P \quad \text{où} \quad P = E_{sh} \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}{f_{su} - f_y} \right)$$

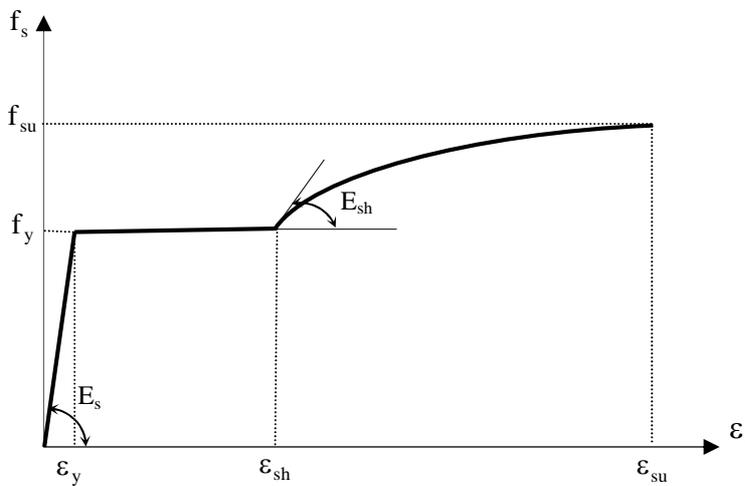


Fig.5.11 Modèle contrainte - déformation de l'acier longitudinal

Watson et al. [34] ont montré que la déformation limite de l'acier en compression ε_{suc} est fonction du rapport s/d_b . Les valeurs de ε_{suc} ont été déterminées par Zahn et al. [30]. Basé sur un modèle de flambement, une expression du rapport de l'élancement géométrique limitant le flambement des barres comprimées était dérivée sous la forme :

$$\frac{s}{d_b} = 1.5 \sqrt{\frac{E_r}{f_{suc}}} \quad (5.2)$$

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

Ainsi la valeur s/d_b exigée pour le contrôle du flambement de la barre peut être déterminée à partir de l'expression 5.2 moyennant la courbe contrainte déformation de l'acier et soit la déformation en compression ε_{suc} ou la contrainte en compression f_{suc} correspondant au flambement.

Ce modèle est retenu dans l'analyse moment courbure des sections, vu la simplicité des équations proposées d'une part et que la condition de non flambement dans nos cas envisagés était toujours vérifiée d'autre part. A titre d'illustration, en prenant pour s , d_b , E_r et f_{suc} les valeurs courantes respectivement de 10 cm, 1.4 cm, 210000 MPa et 590 MPa, l'expression 5.2 donne: $7.14 < 28.3$ ce qui est largement vérifié

c) Détermination de la courbe moment courbure

La méthode utilisée consiste à diviser la section en un certain nombre de couches discrètes ayant l'orientation de la profondeur de l'axe neutre (figure 5.12); chacune est constituée par deux types de béton, confiné et non confiné. Pour une valeur donnée de la déformation de la fibre la plus comprimée la contrainte du béton peut être déduite à partir de la déformation moyenne dans la couche du béton et le modèle contrainte - déformation du béton. De la même façon, la contrainte au niveau des aciers peut être estimée à partir de la déformation moyenne à chaque niveau et le modèle contrainte- déformation de l'acier.

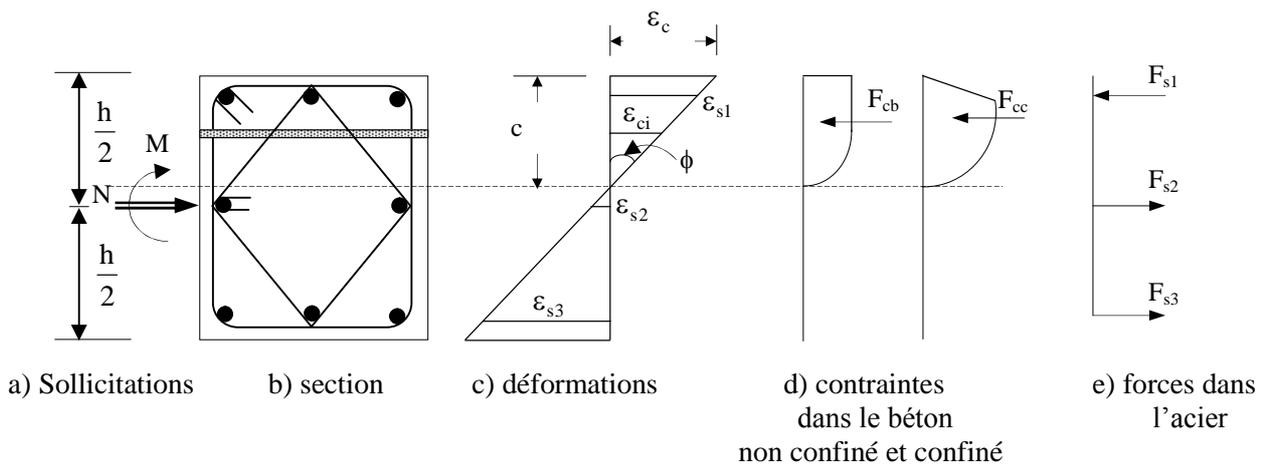


Fig.5.12 Analyse moment courbure d'une section comprimée fléchie en béton armé

La division de la section en couches facilite le calcul des déformations et des contraintes correspondantes permettant l'évaluation de la force axiale et le moment fléchissant dans chaque couche selon les formules :

$$P = \sum_{i=1}^n f_{ci} A_{ci} + \sum f_{sj} A_{sj} \quad (5.3)$$

$$M = \sum_{i=1}^n f_{ci} A_{ci} d_i + \sum f_{sj} A_{sj} d_j \quad (5.4)$$

Le calcul proprement dit s'avère laborieux et nécessite l'apport d'un outil informatique. Dans ce sens un programme informatique en Visual Basic 6 a été développé s'appuyant sur l'organigramme 5.1 et l'algorithme suivant:

- a) spécifier la géométrie de la section ainsi que les caractéristiques des matériaux.
- b) Calculer la valeur de l'effort axial ultime que peut reprendre la section selon la relation suivante :

$$P_0 = (A_c - A_s)f_{c_{max}} + A_s f_y \quad (5.5)$$

où A_c : est la section totale du béton confiné.

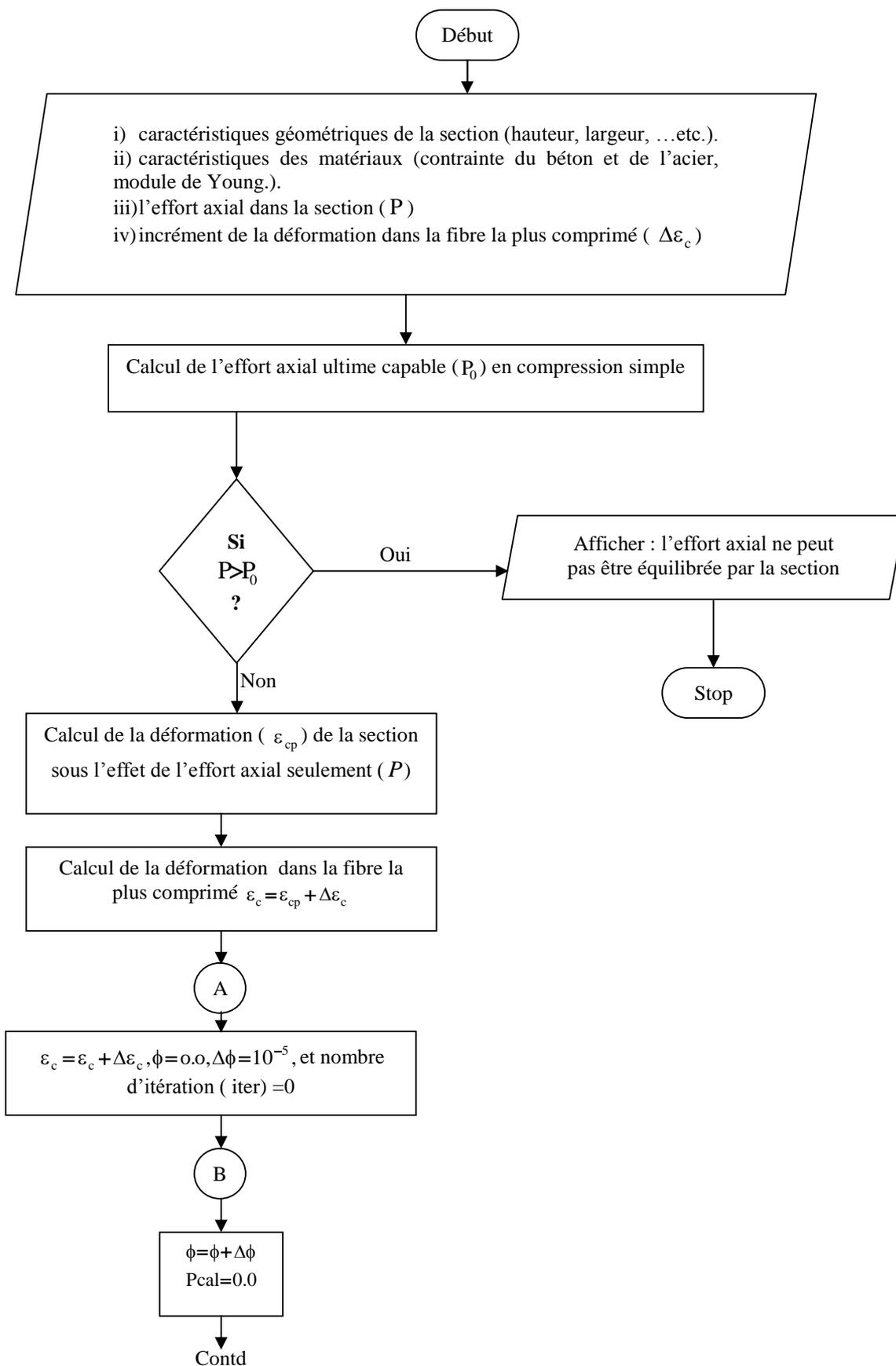
A_s : est la section de l'acier longitudinale.

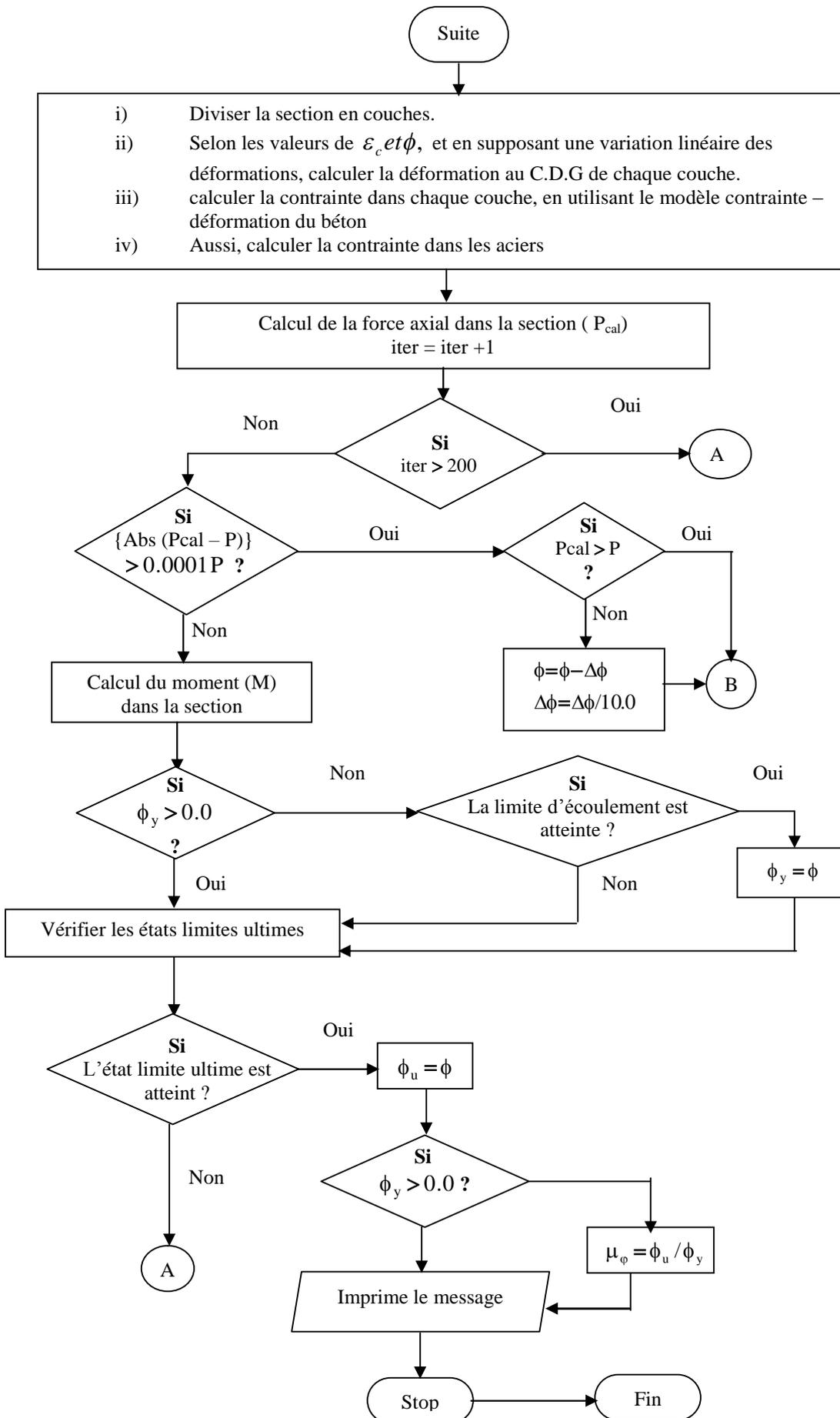
$f_{c_{max}}$: est la résistance maximum du béton.

f_y : est la résistance d'écoulement de l'acier.

La procédure prendra fin si l'effort axial appliqué dépasse la valeur de l'effort axial ultime P_0 que peut reprendre la section.

- c) calculer la valeur de la déformation dans la section sous l'effet de la charge axiale seulement.
- d) Assigner une valeur initiale de la déformation du béton à la fibre la plus comprimée.
- e) Assigner une valeur initiale de la courbure.
- f) Diviser la section en un certain nombre de couches discrètes, et en utilisant le principe de Bernoulli, calculer les déformations au centre de chaque couche de béton et chaque niveau de ferrailage en fonction de la déformation max du béton.
- g) Trouver les contraintes dans chaque couche du béton et de l'acier en utilisant les modèles appropriés.
- h) Déterminer les forces internes en additionnant la contribution des couches du béton et les forces d'acier dans les différents niveaux.
- i) Calculer la force axiale de l'équilibre en utilisant la relation (5.3) et la comparer avec la charge axiale appliquée. Si la différence est inférieure ou égal à une tolérance spécifiée, les résultats sont acceptables, calculer la valeur du moment en utilisant l'équation (5.4) (les valeurs moment et courbure deviendront un point dans la courbe $M-\phi$). Sinon, ajuster la valeur de la courbure et revenir à l'étape f. si la convergence ne se produit pas dans 500 itérations, assigner une nouvelle valeur de déformation et revenir à l'étape e.
- j) Vérifier si la condition d'écoulement est atteinte. Si elle est atteinte afficher la valeur du moment élastique et la courbure élastique.
- k) Vérifier si la condition ultime est atteinte. Si elle est atteinte par écoulement des aciers, calculer la ductilité et afficher le message puis sortir de la procédure. Sinon revenir à l'étape d.

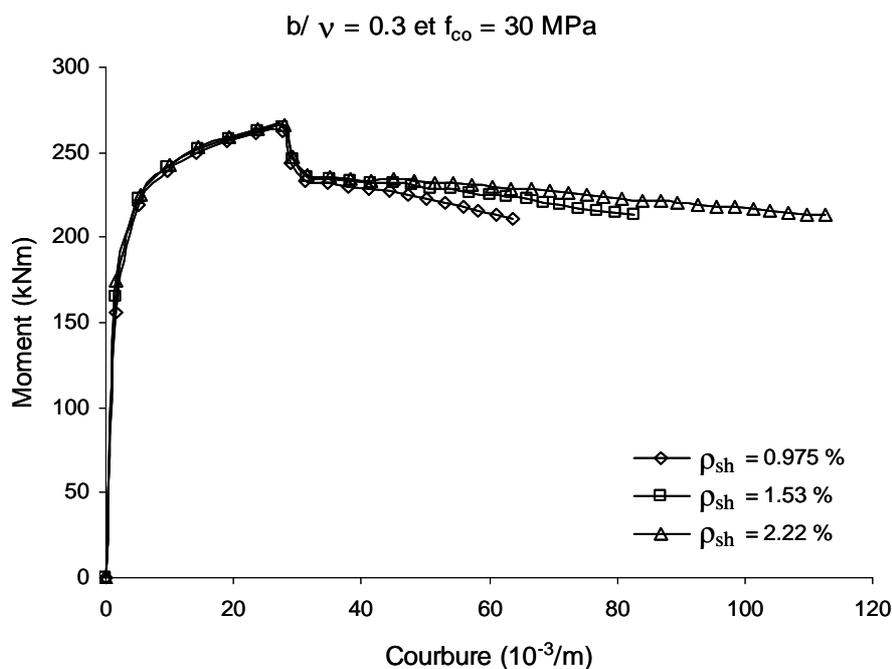
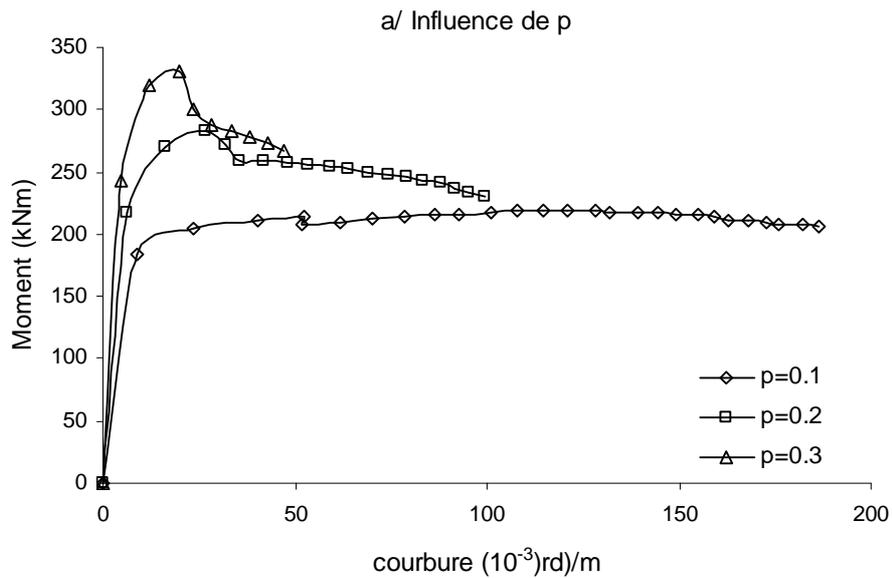




Organigramme 5.1 : Détermination de M-φ

Paramètres influant la performance des sections en béton confiné

Pour déterminer les moments résistants et les courbures correspondantes, une section type a été considérée en prenant comme modèle de confinement Kent et Park modifié [14]; tout en étudiant l'influence des paramètres: l'intensité de l'effort normal ν , le taux d'armatures transversales ρ_{sh} et le taux d'armatures longitudinales ρ_l .



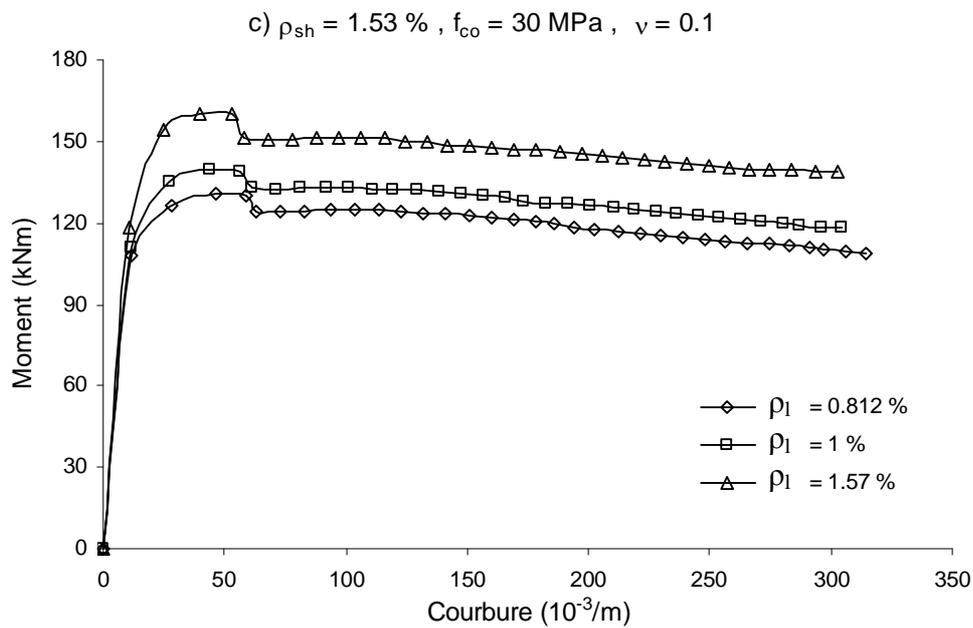


Figure 5.13 Performances flexionnelles des sections en béton confiné

L'analyse des résultats obtenus, illustrés par les Fig.5.13a, 5.13b et 5.13c permet d'établir les constatations suivantes :

- la résistance flexionnelle croit proportionnellement avec l'intensité de l'effort normal ν , la capacité de déformation (μ_ϕ) est par contre défavorablement affectée;
- le rapport volumétrique de l'armature transversale ρ_{sh} influe positivement les capacités de résistance et de déformation, cependant son effet sur cette dernière est beaucoup plus prononcé ;
- le taux d'armature longitudinale ρ_l améliore nettement la capacité de résistance, tout en réduisant faiblement la capacité de déformation

5-7 Conclusions

Sachant que le confinement a une incidence favorable sur la performance du béton en améliorant sa résistance et sa ductilité ; un modèle approprié pour l'analyse du comportement moment - courbure des sections s'avère nécessaire afin de prédire fidèlement la ductilité de courbure. Il en ressort des différents travaux de recherche réalisés que les paramètres suivants affectent positivement le confinement, notamment:

- l'espacement adéquat de l'armature transversale
- l'augmentation du rapport volumétrique et de la contrainte élastique de l'acier transversal
- configuration convenable de l'armature longitudinale autour du périmètre de la section
- l'utilisation de l'armature en spire à la place de l'armature rectangulaire.

Il s'est avéré par ailleurs, que pour les mêmes taux d'armature, les deux nuances de béton (BRO,BHR) exhibent, qualitativement les mêmes allures. Cependant les éléments en BHR sont moins sensibles au confinement que ceux en BRO à cause de la moindre dilatation volumétrique.

Cette étude a montré que la longueur de confinement est influencée par :

- le niveau de ductilité de courbure,
- l'intensité de l'effort normal,
- le degré ou indice de confinement du béton.

Cependant la résistance flexionnelle croit proportionnellement avec l'intensité de l'effort normal v ; la capacité de déformation (μ_ϕ) est par contre défavorablement affectée. Le rapport volumétrique de l'armature transversale ρ_{sh} influe positivement les capacités de résistance et de déformation, cependant son effet sur cette dernière est beaucoup plus prononcé. Le taux d'armature longitudinale ρ_l améliore nettement la capacité de résistance, tout en réduisant faiblement la capacité de déformation

Le RPA doit introduire dans ses prescriptions actuelles la notion de longueur plastique et spécifier l'étendue de la longueur de confinement pour différentes classes de ductilité.

Références

- 1- NZS 4203 General Structural Design and Design Loading for Buildings, Wellington, Standards Association of New Zealand, 1992.
- 2- Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-89.
- 3- Eurocode 8 (EC8 1993).
- 4- Règlements Parasismique Algérien, RPA 99.
- 5- R.Park, T.Paulay, 'Reinforced Concrete Structures', J.Wiley, New-York, 1975.
- 6- M.Fintel, 'Handbook of Concrete Engineering', Second edition, 1985 Van Nostrand.
- 7- K.Sakai, S.A.Sheikh, 'What do we know about Confinement in RC Columns, A Critical Review of Previous Work and Code Provisions', ACI Structural Journal, April 1989.
- 8- S.A.Sheikh, 'A Comparative Study of Confinement Models' ACI Journal, July-August, 1982.
- 9- D.C.Kent, R.Park, 'Flexural Members with Confined Concrete', Journal of the Structural Division, July, 1971.
- 10- R.Park, M.J.N.Priestley, W.D.Gill, 'Ductility of Square Confined Concrete Columns' Journal of Structural Engineering, Vol.108, N°4, April, 1982.
- 11- S.A.Sheikh, S.M.Uzumeri, 'Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns' Journal of Structural Engineering, Vol.108, N°12, December, 1982.
- 12- J.B.Mander, M.J.N.Priestley R.Park, 'Observed Stress-Strain Behaviour of Confined Concrete' Journal of Structural Engineering, Vol.114, N°8, August, 1988.
- 13- W.W.L.Chan, 'The Ultimate Strength of Plastic Hinges and Deformation in Reinforced Concrete Frameworks' Magazine of Concrete Research, Nov. 1995.
- 14- B.D.Scott, R.Park, M.J.Priestley 'Stress-Strain Behavior of Concrete Confined of Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates' ACI Journal January-February 1982.
- 15- U.Ersoy, A.T.Tankut, S.M.Uzumeri, 'The Influence of Strain History and Strain Gradient on Confined Concrete', Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.14, 1987.
- 16- S.R.Razvi, M.Saatcioglu 'Strength and Deformability of Confined High-Strength Concrete Columns', ACI Structural Journal, Nov-Dec, 1994.
- 17- M.Saatcioglu, S.R.Razvi 'Strength and Ductility Enhancement in High-Strength Concrete' Journal of Structural Engineering, Vol 118, N° 6, June, 1992.
- 18- S.A.Sheikh, D.V.Shah, S.S.Khoury, 'Confinement of High Strength Concrete Columns' ACI Structural Journal, January-February 1994.
- 19- D.Cusson, P.Paultre, 'High Strength Concrete Columns Confined by Rectangular Ties' Journal of Structural Engineering, Vol.120, N°3, March, 1994

- 20- D.Cusson, P.Paultre, ' Stress-Strain Model for Confined High Strength Concrete', Journal of Structural Engineering, Vol.121, N°3, March, 1995.
- 21- M.Saatcioglu, A.H.Salamat, S.R.Razvi 'Confined Columns under Eccentric Loading' Journal of Structural Engineering, Vol 121, N° 11, Nov., 1995.
- 22- B.Bousalem,'Contribution à l'Etude de l'Influence de la Résistance et la Ductilité sur la Performance et le Comportement des Poteaux Parasismiques en Béton' Thèse de Doctorat D'Etat, Septembre 2005, Université Mentouri, Constantine.
- 23- CBA 93, Code du Béton Algérien, CGS, Alger 1993.
- 24- A.Fafitis, S.P.Shah, 'Predictions of Ultimate Behavior of Confined Concrete Columns Subjected to Large Deformations', ACI Journal, Vol.82, N°4, 1985.
- 25- I.K.Fang et al 'Strength and Ductility of High Strength Tied Columns' Proc. National. Sci. Counc. ROGA, Vol.18, N°1, 1994.
- 26- R.Pendyala et al., 'Full Range Behavior of High Strength of Concrete Flexural Members: Comparison of Ductility Parameters of High and Normal Strength Concrete Members' ACI Journal, January-February 1996.
- 27- J.Teerawong, P.Lukkunaprasit, T.Senjuntichai, 'Strength Enhancement in Confined Concrete with Consideration of Flexural Flexibilities of Ties', Structural Engineering and Mechanics, Vol.18, N°2, 151-166, 2004.
- 28- H.Scholz 'Ductility and Plastic Design of RC Sway Frames', Magazine of Concrete Research, June 1993.
- 29- R.Park, 'Capacity Design of Ductile of RC Building Structures for Earthquake Resistance', The Structural Engineer, Aug., 1992.
- 30- S.Watson, F.A.Zahn, R.Park, 'Confining Reinforcement for Concrete Columns.', Journal of Structural Engineering, vol.120, N°6, paper N° 3687, 1798-1824 June 1994.
- 31- M.S. Al Haddad, 'Curvature Ductility of Reinforced Concrete Beams under Low and High Strain Rates', ACI Structural Journal, September-October, 1995.
- 32- M.J.N.Priestley, R.Park, 'Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading', ACI Structural Journal, January-February 1987.
- 33- S.A.Sheikh, C.C.Yeh, 'Flexural Behavior of Concrete Columns', ACI Journal, May-June,1986.
- 34- Watson et al, 'Simulated Seismic Load Tests in Reinforced Concrete Columns' Journal of Structural Engineering. Vol.120 N°6,paper N° 3688,1825-1849, June 1994.

6.1-Introduction:

L'examen du RPA99 [1] permet de constater que la ductilité locale des éléments linéaires (poteaux et poutres), n'a pas bénéficié de recommandations appropriées pouvant leur garantir fidèlement le comportement escompté, du moment que la boucle de **contrôle** sur la **déformation** au niveau des zones dissipatives d'énergie est carrément inexistante. Cette procédure a été simplifiée par des limites sur les taux d'armatures longitudinales et transversales ainsi que leur espacement au sein des zones dissipatives d'énergie, conduisant le plus souvent à conférer un comportement moyennement ductile. Faute d'outils le concepteur est dans l'impossibilité d'apprécier le niveau de ductilité local ou de pouvoir le contrôler afin d'établir la corrélation nécessaire entre comportement global, local de la structure. Cette corrélation est l'alternative de cohérence garantissant un comportement structurel homogène. Le travail entrepris dans ce chapitre a porté principalement sur la proposition d'outils permettant le contrôle sur la déformation locale tout en s'accordant avec l'idée de capacité de déformation d'ensemble, afin de hisser la procédure de dimensionnement actuelle vers une conception à 2 niveaux de performance. En considérant les éléments verticaux, le niveau d'endommagement structurel a été introduit élargissant ainsi cette alternative à englober un partiellement (car c'est uniquement l'ELU qui est considéré) un troisième niveau de performance.

6.2-POTEAUX:

La capacité de résistance et de déformation des poteaux en béton armé est un facteur déterminant dans la performance parasismique des portiques autostables. Prédire le niveau d'endommagement de ces éléments structuraux constitue un atout majeur dans le processus d'évaluation de la vulnérabilité sismique des portiques, afin d'arrêter de possibles solutions. Les déformations engendrées par le déplacement relatif de niveau ou rotations plastiques concordantes au niveau des extrémités des poteaux sont largement utilisées par les guides ou procédures d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments. Comme, le rapport volumétrique de l'armature transversale est reconnu comme étant le facteur régissant la capacité de déformation de ces éléments, une évaluation de cette dernière a été conduite à travers un cas d'étude et ce, pour différentes prescriptions réglementaires. Afin de palier au vide réglementaire relatif à l'estimation de la vulnérabilité sismique des portiques autostables en béton armé une formulation de ce rapport est proposée, fonction d'un niveau d'endommagement modéré garantissant aussi bien la sécurité des vies humaines que l'intégrité

structurelle avec une éventuelle réparation non onéreuse. Les expressions proposées relient le rapport volumétrique de l'armature transversale (ρ_{sh}), l'effort normal réduit (N/N_0) et la flexibilité des poteaux (L/i) selon la classe de ductilité et le niveau d'endommagement souhaité. Cette alternative permet de conférer aux éléments verticaux un même niveau de ductilité à travers un taux d'armature transversale ajustable; fonction de leur élancement et l'effort normal sollicitant ainsi qu'un déplacement de niveau constant conduisant à une meilleure cohérence du comportement global. Ainsi on pourra alors parler de capacité de déformation de niveau à l'instar d'un déplacement de niveau. Les résultats obtenus ont également permis de délimiter le coffrage des poteaux fonction du niveau d'endommagement recherché et ont montré que le déplacement relatif de niveau à observer tel que recommandé par le code RPA99 doit être réduit afin d'éviter une éventuelle perte de stabilité structurelle résultante d'un endommagement excessif.

6.2.1- Armatures transversales: Confrontation réglementaire:

La rotulation dans les zones dissipatives d'énergie est atteinte suite à la diffusion de la plastification à travers une longueur potentielle dite longueur de rotule plastique. L'état de déformation dépend intimement des lois de comportement des matériaux constitutifs; béton non confiné; béton confiné et aciers. Le béton confiné a été dégagé comme étant le paramètre déterminant. La présence d'une armature transversale supplémentaire, bien disposée latéralement, contribue à confiner le béton du noyau de la section; augmenter sa capacité de résistance et de déformation, lui conférant ainsi un comportement ductile. Cette armature a pour rôle d'agir comme armature de cisaillement; d'empêcher le flambement des armatures longitudinales comprimées; et de réduire l'effet disruptif du noyau de béton sous une action cyclique de grandes amplitudes. Les différents modèles du béton confiné universellement établis s'articulent sur deux hypothèses fondamentales, à savoir: un état de compression triaxial généré par la pression passive latérale de confinement, et une déformation longitudinale ultime de compression du béton confiné dictée par rupture de l'armature transversale.

Bien que le code RPA fixe un taux d'armature transversale ρ_{sh} à respecter, malheureusement aucune allusion n'est faite au confinement; facteur régissant l'aptitude ductile des sections.

$$\begin{aligned}
 \lambda_g \geq 5 & \quad \rho_{sh \min} = 0.3\% & \quad \rho_{sh} = A_{sh} / s.b_1 & \quad (6.1) \\
 3 < \lambda_g < 5 & \quad \text{interpolation linéaire} \\
 \lambda_g \leq 3 & \quad \rho_{sh \min} = 0.8\% \\
 s \leq \text{Min}(150\text{mm}, 10d_{bl}) & \quad \text{en zone 1 et 2} \quad \text{et} \quad s \leq 10\text{cm} & \quad \text{en zone 3}
 \end{aligned}$$

L'élanement géométrique λ_g , introduit comme paramètre conditionnant la sélection d'un taux approprié; ne peut à lui seul être le facteur déterminant quand 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.

Le code NZS [2] 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:

$$A_{sh} = 0.3sh^c \left(\frac{A_g}{A_{nh}} - 1 \right) \frac{f'_{co}}{f_{yh}} \left(0.5 + 1.25 \frac{P_e}{\phi f'_{co} A_g} \right), \text{ et } A_{sh} \geq 0.12sh^c \frac{f'_{co}}{f_{yh}} \left(0.5 + 1.25 \frac{P_e}{\phi f'_{co} A_g} \right) \quad (6.2)$$

On remarque par ailleurs, que les prescriptions de l'EC-8 [3] 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.

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

$$\rho_{sh} \geq \max \left[\frac{k_0}{\alpha} (0.9v_d + 0.10) \left(0.35 \frac{A_g}{A_c} + 0.15 \right), \rho_{sh, \min} \right] \quad (6.3)$$

k_0 et $v_{d, \max}$ sont fonction de la classe de ductilité avec $v_d = \frac{P_e}{A_g \cdot f_{cd}} \leq v_{d, \max}$

$$\rho_{sh} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du béton confiné}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (6.4)$$

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

Classe de ductilité	μ_ϕ	k_0	$v_{d, \max}$	$\rho_{sh, \min}$	d_{bh}
'L'	≥ 4	0.40	0.75	0.04	Aucune limitation
'M'	≥ 7	0.55	0.65	0.07	$d_{bh} \geq 0.35 d_{bl, \max} \sqrt{\frac{f_{ydl}}{f_{ydh}}}$
'H'	≥ 13	0.90	0.55	0.13	$d_{bh} \geq 0.40 d_{bl, \max} \sqrt{\frac{f_{ydl}}{f_{ydh}}}$

La formulation sur le taux d'armature transversal doit donc s'articuler autour du niveau de ductilité recherché et non pas sur le zonage sismique à l'instar de l'EC-8.

6.2.2- Illustration pratique:

Pour mieux apprécier l'influence du taux d'armature transversale sur la performance parasismique, on considère 2 bâtiments réguliers ayant respectivement 5 et 4 niveaux, ayant une hauteur constante de 3.06m. Ces bâtiments sont contreventés par portiques autostables sans participation de la maçonnerie; le code RPA leur confère un taux de ductilité $\mu_\Delta = 3.84$, ($Q=1.3$). Le coffrage des poutres principales et secondaires est pris respectivement égal à 30x40 et 30x35 et ce, pour les 2 cas de structures considérées. Cependant celui des poteaux est pris égal à 40x40 si le bâtiment est un R+4 et 35x35 si ce dernier est un R+3. Le ferrailage longitudinal a été pris comme suit:

- R+4: 8T16 ($\rho_1 = 1.0\%$; EC8) et 6T16 + 2T14 ($\rho_1 = 0.95\%$; codes RPA et NZS).
- R+3: 8T16 ($\rho_1 = 1.31\%$; RPA z.3) et 8T14 ($\rho_1 = 1.0\%$; codes RPA z.2, NZS et EC8).

Cependant le cours d'armature transversale est composé de 2 cadres T8; les espacements (voir tableaux 6.1 et 6.2) ont été déterminés en respectant les clauses réglementaires (eq.6.1-6.4). Le taux d'armature transversal a été rapporté pour les 3 codes au rapport volumétrique

$$\rho_{sh} = \frac{2A_{sh}}{sb_c} \text{ (section carrée) , } f_{co}' = 25\text{MPa , } f_{yl} = f_{yh} = 400\text{MPa}$$

Pour évaluer la capacité de résistance et de déformation μ_{ϕ}^c des sections à la base des poteaux, un programme a été établi en utilisant le modèle de Kent et Park Modifié pour le béton confiné [4]. La demande de ductilité locale a été évaluée en utilisant l'expression [5] :

$$\mu_{\phi}^D = 1 + \frac{(\mu_{\Delta} - 1) \left(n - \frac{1}{3} \right)}{3n \frac{l_{pc}}{l_c}} ; \quad l_{pc} = 0.08l_c + 6d_b \text{ [6]}$$

n : nombre de niveaux

l_c : longueur du poteau

l_{pc} : longueur de la rotule plastique

Les courbes de la figure 6.1 montrent que les structures considérées exhibent un comportement global moyennement ductile avec une capacité de déformation supérieure à la demande exigée. Toutefois, celles où le taux d'armature transversal a été introduit en observant les clauses réglementaires du code RPA (zone 2) n'arrivent pas à satisfaire la demande de déformation requise, et ce pour les 2 cas de structures (R+3 et R+4).

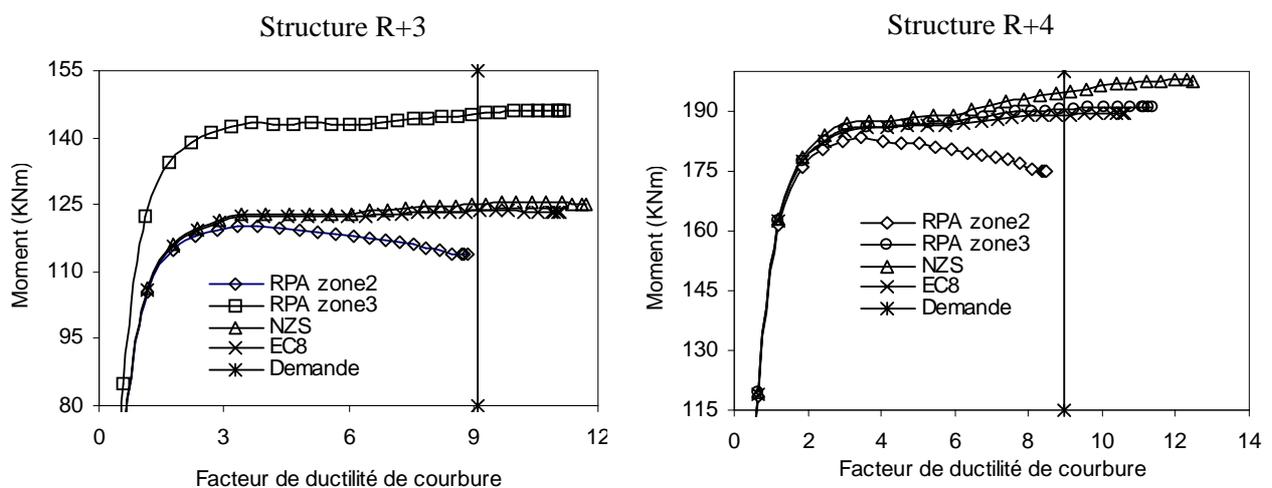


Figure 6.1 Capacités de résistance et de déformation des structures R+3 et R+4

Les tableaux 6.1 et 6.2 montrent qu'en respectant le code RPA, la réserve de résistance est assez conséquente (100-140% en zone2 et 60% environ en zone3). Cependant la capacité de déformation des structures conçues en zone2 est restreinte, et ne répond pas à la demande exigée. Les poteaux des files centrales et de rive ($s = 14\text{cm}$), sont dans l'incapacité de dissiper l'énergie induite par la réponse sismique. On note par ailleurs, que la file centrale du portique R+4 a basculé dans la classe **L** ($\mu_\phi < 7$). Le bâtiment dans ce cas périra donc par éclatement de l'armature transversale. La densification de cette armature ($s = 10\text{cm}$) a permis à la structure (R+4) d'exhiber un comportement global homogène moyennement ductile (**M**), néanmoins la file centrale est restée dans l'incapacité de satisfaire la demande de déformation requise.

Si les codes NZS et l'EC8 sont considérés on peut constater que les réserves restent satisfaisantes tant pour la résistance que pour la déformation. Toutefois les poteaux d'angle renferment une capacité de déformation beaucoup plus accrue et semblent avoir un comportement hautement ductile (**H**). Cette réserve serait amoindrie si les modes supérieures de vibration induisant les effets de torsion ont été pris en considération dans les prescriptions réglementaires, réduisant ainsi le taux de déformabilité de l'armature de confinement et par l'occasion la ductilité locale de la section. Il a été en outre constaté [7] que l'armature de confinement recommandée par l'EC8 correspond plutôt à un coefficient de ductilité moyen, c'est à dire qu'en moyenne 50% des poteaux fournissent la ductilité demandée. Ceci pourra être satisfaisant pour des structures hautement redondantes, du moment qu'un nombre important de poteaux participera à dissiper la totalité de l'énergie requise quelque soit la quantité dissipée par chacun d'eux. Néanmoins cette souplesse ne sera point accordée à des structures faiblement redondantes.

Tableau 6.1: Capacités de résistances et de déformations de la structure R+4

Codes	Poteau	V	S(cm)	ρ_{sh} (%)	Résistance (tm)			Déformations			
					M ^D	M ^C	C/D	μ_{ϕ}^D	μ_{ϕ}^C	μ_{ϕ}^C Globale	C/D
RPA99 Zone 2	Angle	0.086	14	0.70	7.00	17.89	2.55	8.96	11.78	8.49	0.95
	Rive	0.146			7.25	17.60	2.43		8.21		
	Central	0.205			7.02	16.91	2.41		6.55		
NZS	Angle	0.086	10	0.97	7.00	19.24	2.75	8.96	16.02	12.48	1.39
	Rive	0.146	9	1.08	7.25	19.84	2.74		12.2		
	Central	0.205	8	1.22	7.02	20.03	2.85		10.33		
EC8	Angle	0.086	11	0.89	7.00	18.85	2.69	8.96	14.58	10.6	1.18
	Rive	0.146	11	0.89	7.25	18.81	2.59		9.97		
	Central	0.205	9	1.08	7.02	19.31	2.75		9.0		
RPA99 Zone3	Angle	0.086	10	0.97	11.67	19.24	1.65	8.96	16.02	11.35	1.27
	Rive	0.146			12.08	19.29	1.60		11.02		
	Central	0.205			11.7	18.60	1.59		8.41		

Tableau 6.2: Capacités de résistances et de déformations de la structure R+3

Codes	Poteau	V	S(cm)	ρ_{sh} (%)	Résistance (tm)			Déformations			
					M ^D	M ^C	C/D	μ_{ϕ}^D	μ_{ϕ}^C	μ_{ϕ}^C Globale	C/D
RPA99 Zone 2	Angle	0.092	14	0.81	5.38	11.76	2.18	9.10	11.94	8.85	0.97
	Rive	0.151			5.44	11.43	2.10		8.47		
	Central	0.200			5.41	10.90	2.01		7.29		
NZS	Angle	0.092	11	1.03	5.38	12.46	2.31	9.10	15.13	11.71	1.29
	Rive	0.151	10	1.13	5.44	12.66	2.32		11.64		
	Central	0.200	10	1.13	5.41	12.22	2.26		9.14		
EC8	Angle	0.092	11	1.03	5.38	12.46	2.32	9.10	15.13	11.10	1.22
	Rive	0.151	11	1.03	5.44	12.30	2.26		10.57		
	Central	0.200	10	1.13	5.41	12.22	2.26		9.14		
RPA99 Zone3	Angle	0.092	10	1.13	8.97	15.07	1.68	8.47	14.80	11.17	1.23
	Rive	0.151			9.07	14.65	1.61		10.89		
	Central	0.200			9.02	14.12	1.56		8.95		

6.2.3- Incidence de l'armature de confinement des sur le niveau d'endommagement poteaux

La conception basée sur différents niveaux de performance (PBD) consiste en la sélection de critères de dimensionnement pour un système structurel de façon que pour un niveau d'excitation tellurique avec de niveaux définis de fiabilité, ce système ne sera pas endommagé au delà des états limites ou d'autres limites considérées. La performance "cible" peut être caractérisée par des limites exprimées en termes de contraintes, déformations, déplacements,

accélération etc... Pour ce, les objectifs de performance sont exprimés en terme d'un état spécifique d'endommagement ou de probabilité de "ruine" contre une probabilité prescrite d'un niveau "demande". Bien que les documents réglementaires basés sur la philosophie en performance avancent les mêmes concepts, au niveau du détail ils spécifient différents niveaux de performance [8]. Il est reconnu que les limites exprimées en déplacement relatif spécifiques à différents niveaux d'endommagement peuvent varier considérablement en fonction du système structurel et du matériau de construction.

Le constat établi, après les séismes survenus récemment a montré que les structures érigées conformément aux codes parasismiques modernes se sont comportées comme prévu en enregistrant une perte de vies minimale. Cependant, la perte économique conséquente [9] de l'endommagement permanent est faramineuse (100 milliards de dollars en 1995 pour le Japon seul). Pour ce, le contrôle de l'endommagement doit être plus explicite dans la conception parasismique spécialement en sites urbains afin d'éviter le préjudice résultant. L'état d'endommagement d'un poteau est habituellement déterminé en calculant l'index d'endommagement qui est généralement relié au niveau de ductilité de déplacement, l'énergie dissipée, la dégradation de rigidité et la déformation des poteaux. Les déformations engendrées par le déplacement relatif de niveau ou rotations plastiques concordantes au niveau des extrémités des poteaux sont largement utilisées par les guides ou procédures d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments.

6.2.3.1- Niveaux de performance:

Le principe philosophique de base établi dans la conception parasismique est qu'il est économiquement non justifiable que dans une zone sismique toutes les structures doivent être conçues pour survivre au tremblement de terre le plus violent possible sans jamais enregistrer d'endommagement. Il est donc plus raisonnable de tolérer pour un séisme sévère un certain niveau d'endommagement tant que la ruine est évitée. C'est l'objectif recherché par les recommandations parasismiques. Cependant il n'existe pas de commun accord sur la définition du niveau d'endommagement acceptable suite à un séisme spécifique mais seulement des critères d'acceptance pour caractériser ces performances:

- a- Sécurité des vies (Life safety): exigence fondamentale ;
- b- Réparation de l'endommagement (Reparable damage): une distinction est faite entre endommagement structurel réparable et endommagement structurel non réparable ;

- c- Effondrement évité (Collapse prevention): afin d'éviter les blessures et les pertes en vies humaines, la structure doit rester debout après un tremblement de terre.

Pour une performance structurelle définie en termes d'un état d'endommagement, la déformation reste le meilleur indicateur. En terme de déplacement la réponse structurelle peut être reliée à un état limite de déformation, qui est supposé à son tour être directement lié à un certain niveau d'endommagement. Le tableau 6.3 regroupe quelques niveaux de performance [8] recommandés exprimés en états d'endommagement et déplacements relatifs correspondants.

Tableau 7.3 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 Contrôlé, endommagement modéré	Réparable	<0.5%
*Sécurité sur les vies	Irréparable	<1.5%
*Pré ruine, sécurité limitée	Sévère	<2.5%
*Ruine		>2.5%

Les états d'endommagement peuvent être également définis par les termes:-négligeable, faible, modéré et sévère. Les 3 premiers états sont exprimés quantitativement à travers l'ouverture de leurs fissures, exception faite pour les poteaux sous une forte charge axiale où les fissures observées peuvent se renfermer. L'endommagement sévère est déterminé en utilisant les courbes charge - déformation ($P-\delta$) des poteaux testés sous chargement cyclique plutôt que les courbes de capacité, pouvant surestimer la ductilité ultime car l'analyse pushover ne tient pas compte de la dégradation de résistance induite par l'action du chargement cyclique, et le niveau d'endommagement correspondant à l'indice ultime de ductilité est choisi comme la limite supérieure de l'endommagement sévère enregistrant la valeur de 90%.

6.2.3.2- Courbes d'endommagement:

En se basant sur des résultats de recherche numériques Yakut et al [10] ont établis des courbes d'endommagement exprimées en termes de déplacement relatif d'étage en considérant que:

- le confinement est introduit à travers le modèle de Kent et Park modifié [4].
- le mode de ruine s'effectue par flexion
- la ruine par flexion précède la ruine par cisaillement
- le glissement des barres ou le manque d'adhérence sont écartés.

L'étude paramétrique a montré que les facteurs affectant les déformations limites des poteaux en béton armé sont respectivement:

- f_y : limite élastique de l'acier longitudinal
- (L/i) : élancement mécanique du poteau
- (N/N_0) : effort normal réduit
- ρ_{sh} : rapport volumétrique de l'armature transversale

Les 2 premiers paramètres à savoir f_y et (L/i) affectent considérablement le déplacement élastique δ_y [11], alors que les 2 derniers ont incidence directe aussi bien sur le niveau de ductilité μ_{Δ} , que sur la capacité de déformation des poteaux. Ainsi, cette influence peut être exprimée à travers le rapport $\rho_{sh}/(N/N_0)$ représentant le niveau de ductilité des poteaux.

Trois classes de ductilité fonction de ce paramètre sont catégorisées :

- | | | |
|------------------------------------|-------------------|-----|
| - $\rho_{sh}/(N/N_0) < 5\%$ | ductilité faible | (L) |
| - $5\% < \rho_{sh}/(N/N_0) < 10\%$ | ductilité modérée | (M) |
| - $\rho_{sh}/(N/N_0) > 10\%$ | ductilité élevée | (H) |

Des courbes d'endommagement pour les 3 classes de ductilité ont été établies. Il a été constaté que la forme exponentielle est la plus appropriée pour exprimer l'endommagement en fonction du déplacement relatif (δ) tout en tenant compte de l'influence de la résistance de

l'acier ainsi que celle de l'élanement à l'aide de facteurs de correction respectifs c_{fy} et c_s .
L'expression de la courbe d'endommagement se présente la forme finale suivante :

$$d(\delta) = f(\delta).g(\delta)$$

$$f(\delta) = 1 - e^{-\left(\frac{\delta}{a(c_s).(c_{fy})}\right)^b} \quad (6.5)$$

$$g(\delta) = 0.5 \left[1 - \cos\left(\frac{\pi\delta}{c(c_s).(c_{fy})}\right) \right] \quad \text{si} \quad \frac{\delta}{(c_s).(c_{fy})} \leq c \quad (6.6)$$

$$g(\delta) = 1.0 \quad \text{si} \quad \frac{\delta}{(c_s).(c_{fy})} > c \quad (6.7)$$

a,b,c: des paramètres variant selon le niveau de ductilité, déterminés pour les courbes d'ajustement basées sur les moindres carrés, en utilisant les valeurs moyenne et extrêmes pour chaque état d'endommagement.

$$c_s = 0.045(L/i) \quad \text{et} \quad c_{fy} = 0.4 \left[\frac{f_y}{439} + 0.6 \right] \quad \text{pour} \quad f_y \geq 220 \text{ MPa}$$

$g(\delta)$: fonction de correction afin de tenir compte des faibles déformations

δ : représente le déplacement relatif entre étages

La nouvelle génération de codes parasismiques basée sur la conception en performance tel que l'ATC-40 [12] recommande pour les poteaux en béton armé des critères d'acceptance basés sur les rotations plastiques limites attribuées à 3 niveaux de performance à savoir : IO (immediate occupancy: occupation immédiate), LS (life safety: sécurité sur la vie) et SS (structural stability: stabilité structurelle); correspondant généralement à des états d'endommagement respectivement faible ($d(\delta) < 0.1$), modéré ($0.1 < d(\delta) < 0.5$) et excessif ($d(\delta) > 0.5$). Ces rotations limites peuvent être converties en terme de déplacements relatifs d'étage correspondants.

Le code RPA99 [1] attribue pour ce déplacement relatif une seule valeur ($\delta \leq 1\%$) à respecter qui s'accorde avec le niveau de performance (LS) garantissant les vies humaines, préservant donc l'intégrité structurelle du bâtiment. Ce niveau de performance concorde avec un état d'endommagement modéré ($0.1 < d(\delta) < 0.5$). Il s'avère utile d'attirer l'attention que pour des niveaux d'endommagement ($d(\delta) > 0.3$) la réparation deviendra coûteuse.

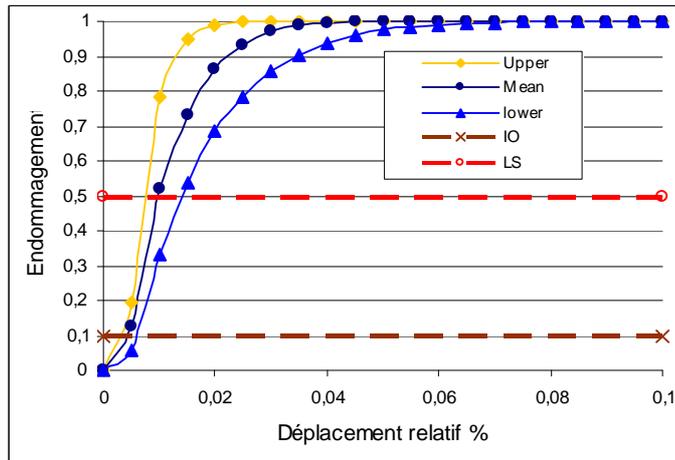


Figure 6.3 : Courbes d'endommagement pour un niveau de ductilité faible

Etant donné que les procédures utilisées pour l'évaluation de la performance des bâtiments se basent sur les critères d'acceptance pour les éléments structuraux, ces courbes seront donc appropriées pour vérifier l'acceptabilité des poteaux en béton armé des structures types portiques.

6.2.4 Cas d'études :

L'exemple précédent sera repris afin d'estimer le degré d'endommagement structurel en considérant le déplacement relatif recommandé par le code RPA99 ($\delta \leq 1\%$) comme étant atteint. Une catégorisation du niveau de ductilité est reflétée à travers le rapport $\rho_N = \rho_{sh} / (N/N_0)$ en premier lieu, ensuite le degré d'endommagement est évalué en considérant sa valeur moyenne.

Le tableau 6.4 regroupant les différentes valeurs de l'endommagement des poteaux pour les types de structures (R+3 et R+4) fonction du zonage sismique du code RPA99; permet d'établir le constat suivant:

- en zone 2, l'endommagement enregistré pour les poteaux centraux et de rive de la structure R+3 est modéré mais nécessitant une réparation onéreuse (20/24 soit 5/6 de l'ensemble des poteaux). Pour la structure R+4 les poteaux de rive et d'angle enregistrent un endommagement modéré avec réparation onéreuse (16/24 ou les 2/3 de l'ensemble), cependant les poteaux centraux affichent un endommagement excessif conduisant à l'instabilité structurelle (8/24 ou le 1/3 de l'ensemble).

- en zone 3, l'endommagement enregistré est modéré nécessitant une réparation onéreuse touchant les poteaux centraux (8/24 ou le 1/3 de l'ensemble) de la structure R+3 et les poteaux centraux et de rive pour la structure R+4 (20/24 ou les 5/6 de l'ensemble).

Tableau 6.4. Evaluation de l'endommagement des poteaux en considérant le code RPA99

Poteau 35X35	Structure R+3								
	v	Zone 2				Zone 3			
		ρ_{sh} %	ρ_N %	C.D	$d(\delta)$	ρ_{sh} %	ρ_N %	C.D	$d(\delta)$
Angle	0.086	0.7	8.14	M	0.31	0.97	11.28	H	0.23
Rive	0.146		4.79	L	0.47		6.64	M	0.31
Central	0.205		3.4	L	0.47		4.73	L	0.47
Poteau 40x40	Structure R+4								
	v	Zone 2				Zone 3			
		ρ_{sh} %	ρ_N %	C.D	$d(\delta)$	ρ_{sh} %	ρ_N %	C.D	$d(\delta)$
Angle	0.092	0.81	8.80	M	0.39	1.13	12.28	H	0.31
Rive	0.151		5.36	M	0.39		7.48	M	0.39
Central	0.200		4.05	L	0.54		5.65	L	0.39

Le tableau 6.5 regroupe les différentes valeurs de l'endommagement des poteaux pour les types de structures (R+3 et R+4) conformément aux codes NZS et l'EC-8.

Tableau 6.5. Evaluation de l'endommagement des poteaux en considérant les codes NZS et l'EC-8

Poteau 35X35	Structure R+3									
	v	NZS				EC-8				
		ρ_{sh} %	ρ_N %	C.D	$d(\delta)$	ρ_{sh} %	ρ_N %	C.D	$d(\delta)$	
Angle	0.092	0.97	10.54	H	0.23	0.89	9.67	H	0.23	
Rive	0.151		7.15	M	0.31		1.08	7.15	M	0.31
Central	0.200		6.10	M	0.31		1.08	5.40	M	0.31
Poteau 40x40	Structure R+4									
	v	NZS				EC-8				
		ρ_{sh} %	ρ_N %	C.D	$d(\delta)$	ρ_{sh} %	ρ_N %	C.D	$d(\delta)$	
Angle	0.086	1.03	11.98	H	0.31	1.03	11.98	H	0.31	
Rive	0.146		7.74	M	0.39		1.13	7.74	M	0.39
Central	0.205		5.51	M	0.39		1.13	5.51	M	0.39

On peut constater que l'endommagement enregistré est modéré facilement réparable pour l'ensemble des poteaux pour la structure R+3, cependant il nécessitera une réparation coûteuse pour les poteaux centraux et de rive (5/6 de l'ensemble) pour la structure R+4; et ce pour les 2 codes considérés.

6.2.5- Influence de l'élanement:

En faisant varier l'élanement du poteau L/i et le rapport taux d'armature transversale/effort normal réduit, on obtient les courbes de la figure 3 qui illustrent l'interaction de la flexibilité de l'élément et de la classe de ductilité avec le niveau d'endommagement.

On peut constater que la clause réglementaire préconisée par le code RPA99 pour éviter le poteau court, à savoir $\frac{L}{h} \geq 4$ correspondant donc à $\frac{L}{i} \geq 13.9 \approx 14$, est à reconsidérer car elle ne s'accorde que pour le cas d'une section hautement ductile enregistrant un endommagement modéré nécessitant une réparation onéreuse et ce pour un déplacement relatif de 0.75%.

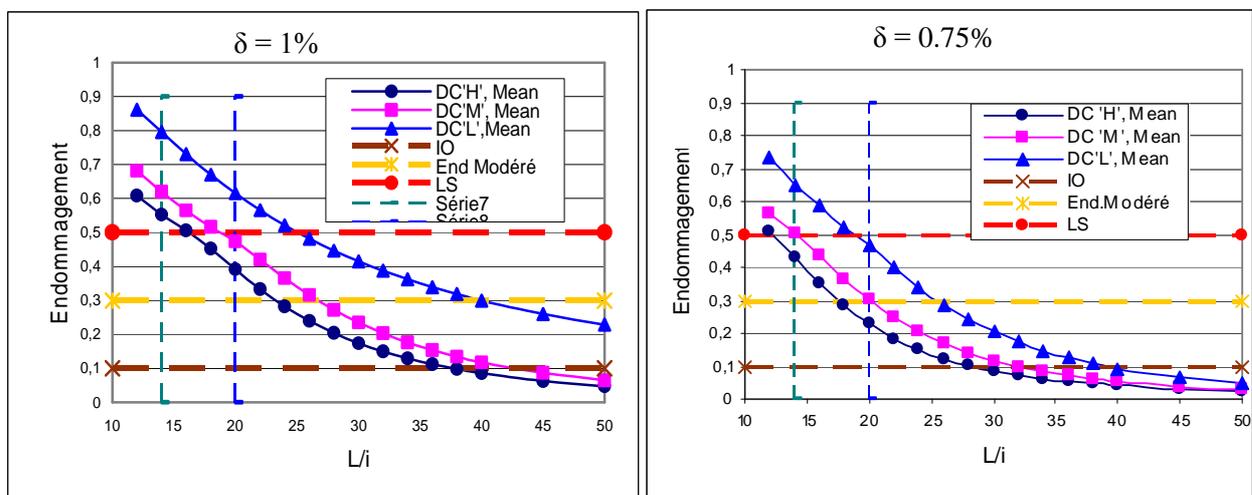


Figure 6.4 : Variation du niveau d'endommagement en fonction de l'élanement et du niveau de ductilité

Cependant le taux d'armature tel que préconisé par le code RPA n'arrive à conférer localement qu'un comportement moyennement ductile qui conjugué avec un déplacement relatif entre étages de 1% conduira inévitablement à la ruine des éléments dont leur élanement reste inférieur à 20 correspondant à $\frac{L}{h} = 5.8 \approx 6$.

A titre indicatif le tableau 6.6 regroupe quelques valeurs d'endommagement moyen pour de section de poteaux usuels pour une hauteur d'étage courante de 3.06m et un coffrage de poutre de 30x40.

Tableau 6.6. Endommagement moyen de poteaux usuels

Classe de ductilité	L=2.66m				
	30x30	35x35	40x40	45x45	50x50
	Elancement L/i; (L/h)				
	30.715 (8.87)	26.327 (7.6)	23.036 (6.65)	20.477 (5.91)	18.429 (5.32)
H	0.165	0.234	0.306	0.377	0.439
M	0.223	0.309	0.391	0.462	0.510
L	0.378	0.472	0.542	0.603	0.658

Ces résultats illustrent clairement l'influence du niveau de ductilité et celui du coffrage des poteaux sur le niveau d'endommagement. Comme, le rapport volumétrique de l'armature transversale est reconnu comme étant le facteur régissant la capacité de déformation de ces éléments, une formulation de ce rapport est proposée en considérant un niveau d'endommagement modéré, garantissant aussi bien la sécurité des vies humaines ainsi que l'intégrité structurelle, avec une éventuelle réparation non onéreuse.

Le tableau 6.7 résume les différentes expressions de ρ_{sh} s'articulant conjointement sur les facteurs N/N_0 et L/i ; qui situe les limites d'applicabilité de la clause réglementaire concernant le déplacement relatif d'étage en fonction de la flexibilité des poteaux.

Niveau de ductilité	Déplacement relatif $\delta(\%)$	Expressions	Endommagement	
			$d(\delta) \leq 0.3$	$0.3 < d(\delta) < 0.5$
H	1.0	$\rho_{sh}/(N/N_0) = 13 - \sqrt{(L/i - 17)0.5}$	$L/i > 23$	$17 \leq L/i \leq 23$
	0.75	$\rho_{sh}/(N/N_0) = 13 - \sqrt{(L/i - 14)0.5}$	$L/i > 18$	$14 \leq L/i \leq 18$
M	1.0	$\rho_{sh}/(N/N_0) = 10 - \sqrt{(L/i - 20)}$	$L/i > 26$	$20 \leq L/i \leq 26$
	0.75	$\rho_{sh}/(N/N_0) = 10 - \sqrt{(L/i - 16)0.5}$	$L/i > 20$	$16 \leq L/i \leq 20$

Tableau 6.7. Expressions proposées; endommagement résultant fonction de la flexibilité des poteaux

Les résultats obtenus en utilisant les expressions précitées pour un déplacement d'étage de 1% pour les 2 cas de structures (R+3 et R+4) sont regroupés dans le tableau 6.8. Vu que la réponse sismique induit un déplacement de niveau, les poteaux d'un seul niveau doivent exhiber une même capacité de déformation afin de limiter au maximum les effets parasites générés par un comportement non cohérent de ces éléments.

Tableau 6.8. Evaluation de l'endommagement des poteaux en considérant les codes NZS et l'EC-8

Poteau 35X35 L/i=26.327	Structure R+3								
	v	Niveau de ductilité H				Niveau de ductilité M			
		ρ_{sh} %	μ_{ϕ}^c	μ_{ϕ}^c global	μ_{ϕ}^d global	ρ_{sh} %	μ_{ϕ}^c	μ_{ϕ}^c global	μ_{ϕ}^d global
Angle	0.092	1.0	14.58	16.33	9.10	0.69	10.97	11.45	9.10
Rive	0.151	1.64	16.29			1.13	11.51		
Central	0.200	2.17	17.28			1.50	11.60		
Poteau 40X40 L/i=23.036	Structure R+4								
	v	Niveau de ductilité H				Niveau de ductilité M			
		ρ_{sh} %	μ_{ϕ}^c	μ_{ϕ}^c global	μ_{ϕ}^d global	ρ_{sh} %	μ_{ϕ}^c	μ_{ϕ}^c global	μ_{ϕ}^d global
Angle	0.086	0.97	14.50	16.75	8.96	0.71	11.39	12.51	8.96
Rive	0.146	1.64	16.80			1.20	12.50		
Central	0.205	2.30	17.79			1.69	13.10		

L'examen du tableau ci-dessus montre bien que le niveau de ductilité est le même pour les différents éléments constituant chaque type de structure, conduisant de ce fait à une meilleure cohérence du comportement global. Introduire un taux d'armature variable ou plus exactement ajustable pour les différents poteaux en prenant en considération une descente de charge différente ainsi qu'un déplacement global constant s'accorde avec l'idée de capacité de déformation d'ensemble ainsi que sur le niveau d'endommagement souhaité. Pour ce, le rapport volumétrique de l'armature transversale tel que précédemment proposé $\rho_{sh} = f(v, \delta)$ s'accommode bien avec l'approche de dimensionnement parasismique en performances.

Cependant, il devient plus approprié de réduire le déplacement relatif d'étage à 0.75% afin de se prémunir contre une éventuelle perte de stabilité structurelle car le contrôle du niveau d'endommagement pour un déplacement d'étage relatif de 1% exige le plus souvent des sections hautement ductiles d'autre part (pour des éléments ayant un élancement $17 \leq L/i \leq 23$).

6.2.6 Conclusion:

Le travail présenté dans ce chapitre, prenant en considération un déplacement relatif d'étage limite et un niveau d'endommagement modéré garantissant aussi bien la sécurité des vies humaines que l'intégrité structurelle avec une éventuelle réparation non onéreuse, a été conduit dans l'esprit de palier au vide réglementaire relatif à l'estimation de la vulnérabilité sismique des portiques autostables en béton armé. Des expressions ont été proposées reliant le

rapport volumétrique de l'armature transversale (ρ_{sh}), l'effort normal réduit (N/N_0) et la flexibilité des poteaux (L/i) selon la classe de ductilité et le niveau d'endommagement souhaité. Ces expressions permettent d'introduire un taux d'armature ajustable pour les différents poteaux en prenant en considération une descente de charge différente ainsi qu'un déplacement de niveau constant conduisant à une meilleure cohérence du comportement global. Cette alternative permet le contrôle sur la déformation locale tout en s'accordant d'une part avec l'idée de capacité de déformation d'ensemble par rapport à un niveau d'endommagement désiré; et d'autre part avec l'approche de dimensionnement parasismique en performances. Ainsi on pourra alors parler de capacité de déformation de niveau à l'instar d'un déplacement de niveau. Les résultats obtenus ont également permis de délimiter le coffrage des poteaux fonction du niveau d'endommagement recherché et ont montré que le déplacement relatif de niveau à observer tel que recommandé par le code RPA99 doit être réduit afin d'éviter une éventuelle perte de stabilité structurelle résultante d'un endommagement excessif.

Introduction

Généralement, l'approche la plus recommandable dans la conception des portiques autostables, est celle qui entraîne la formation des rotules plastiques au niveau des poutres. La stabilité des portiques est généralement assurée par l'encastrement réciproque des éléments linéaires poutres et poteaux au droit des nœuds et donc par la mise en flexion de ces éléments. Habituellement, on s'est plus préoccupé des éléments linéaires que des nœuds eux-mêmes; malgré que la concentration des efforts au droit des nœuds requière une certaine capacité nécessaire pour que ces derniers assurent le comportement escompté à travers une transmission effective des efforts résultants. L'expérience a montré qu'en cas de séisme, les nœuds sont les parties les plus vulnérables de l'ossature, pour ce, il est essentiel de vérifier leur capacité de résistance vis à vis de l'effort tranchant ainsi que les conditions de scellement des barres traversant la région nodale. L'exigence fondamentale pour qu'une structure en béton armé soit apte à développer sa capacité de résistance maximale est d'éviter une rupture prématurée de ses nœuds. Pour ce, chaque nœud doit être conçu avec une attention particulière de façon qu'il soit capable de transmettre les efforts tranchants nécessaires, verticalement et horizontalement, à travers son noyau inévitablement fissuré; sans jamais compromettre la réponse ductile désirée du portique, du moment que le noyau est toujours considéré comme partie intégrante du poteau.

Le travail de recherche relatif au comportement des nœuds poteau-poutre soumis aux actions cycliques initié dès la fin des années soixante a atteint maintenant un tel niveau de fiabilité rendant possible le développement de méthodes de dimensionnement vérifiées expérimentalement et règles de l'art incorporées au sein de différents règlements parasismiques de notoriété mondiale.

7.1 Principes de base:

Les principales écoles de réflexion pionnières dans ce domaine sont, l'école Nouvelle Zélandaise (SANZ 1982)[1], Américaine (ACI-ASCE, 1985)[2] et Européenne EC8[3] (CEN, 1995) qui a adopté dans une certaine limite les recommandations du code Nouveau Zélandais.

Les principes de base relatifs au dimensionnement des nœuds sont plus ou moins les mêmes et peuvent être résumés [4] comme suit:

1. du moment que la réparation du noyau du nœud est très difficile à réaliser et d'une efficacité douteuse, il devient donc impératif d'éviter la dissipation d'énergie à travers des mécanismes caractérisés par la dégradation substantielle de résistance et de rigidité sous actions cycliques; pour ce, la résistance du nœud ne doit pas être inférieure au plus faible des éléments concourants.
2. la capacité de résistance du poteau ne doit pas être mis en péril par une possible dégradation de la résistance du noyau du nœud.
3. afin d'éviter toute réparation, il est toujours souhaitable que le nœud reste dans le domaine élastique sous une action sismique d'intensité modérée.
4. afin de faciliter la réalisation, l'armature nécessaire garantissant la performance parasismique adéquate doit être disposée de façon que la congestion du nœud soit évitée.

La satisfaction des exigences précitées dépend essentiellement du type du nœud, du moment que beaucoup de difficultés sont à considérer pour le cas des nœuds intérieurs comparativement aux nœuds extérieurs. Pour le cas des nœuds d'angle la situation est beaucoup plus favorable et les contrôles supplémentaires ne sont pas nécessaires.

L'intégrité des nœuds est un maillon essentiel, et sa résistance doit normalement contrôler la résistance de l'ossature, c'est à dire permettre à chaque élément de l'assemblage (poteaux et poutres) de développer les sollicitations pour lesquelles ils ont été calculés. Plusieurs types de mécanismes de ruine peuvent être envisagés (figure 7.1) :

- a- capacité de déformation au niveau des poutres est atteinte
- b- capacité de déformation au niveau des poteaux est atteinte, conduisant à l'apparition des rotules plastiques au niveau des poteaux (mécanisme à éviter)

- c- éclatement du béton d'enrobage sur les différentes faces du noyau du noeud, peut conduire à une réduction significative de la capacité portante du poteau (cette réduction est tributaire du rapport de l'aire de béton confiné sur l'aire brute totale).
- d- ruine par manque d'adhérence des barres longitudinales traversant le nœud, conduisant inévitablement à une détérioration de la résistance accompagnée par d'importantes déformations permanentes, d'où une importante réduction de rigidité de l'assemblage poteau-poutre.
- e- ruine du noyau du noeud par manque de résistance vis à vis de l'effort tranchant, a la même incidence sur la résistance et la rigidité du noyau que le mode de ruine précédent.

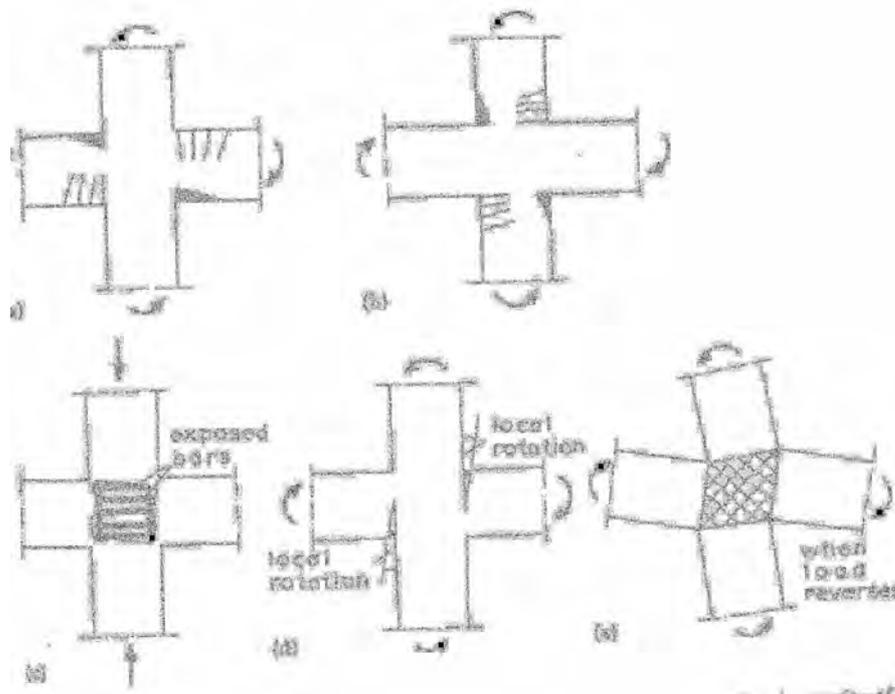


Figure 7.1 Différents mécanismes de ruine possibles

Dans le but d'assurer le mode de ruine favorable (a), il devient donc nécessaire de vérifier les points suivants:

- 1- résistance flexionnelle relative entre éléments (poteaux et poutres) concourants au noeud
- 2- résistance du noyau du noeud à l'effort tranchant dans les deux sens horizontal et vertical.

- 3- ancrage requis des barres longitudinales des éléments traversant le noeud ou ancrées dans son noyau.

7.2 Comportement des nœuds sous cisaillement alterné (cyclique)

Le comportement des nœuds poteau-poutre sous chargement cyclique est caractérisé par une interaction entre mécanismes de cisaillement, d'adhérence et de confinement. De considérables différences existent au sein des différents codes parasismiques concernant les aspects précédemment énumérés non seulement celles relatives au mécanisme de transfert de cisaillement mais aussi même pour les forces de calcul du noyau du nœud. Ces différences sont justifiables dans une certaine limite par les incertitudes relevées dans le domaine de la réponse post élastique.

1- Efforts tranchants dans le noyau

Les noyaux sont assimilés à des zones de transfert [5-8] sujettes à des efforts tranchants et des forces d'adhérence importantes. Ils ont principalement pour rôle:

- de préserver l'intégrité du nœud afin que les capacités de résistance et de déformation des éléments qui y aboutissent puissent être atteintes, ce qui exige un confinement adéquat de la zone nodale.
- d'éviter la dégradation excessive de la rigidité du nœud, ce qui nécessite :
 - un ferrailage transversal adéquat du noyau,
 - un ancrage ou une longueur de scellement adéquate des barres longitudinales (poteau - poutre).
- de se prémunir contre la rupture brutale par cisaillement en lui conférant la capacité de résistance appropriée.

Les efforts tranchants verticaux (V_{nv}) et horizontaux (V_{nh}) revenant au noyau du nœud sont évalués en considérant son équilibre statique, (Figure 7.2), tout en faisant abstraction des efforts normaux [7,8] (poutre-poteau) :

$$V_{nh} = T_1 + C_{c2} + C_{s2} - V_{col} = T_2 + C_{c1} + C_{s1} - V_{col}$$

mais comme $C_{b2} = C_{c2} + C_{s2} = T_2$ on aura donc:

$$V_{nh} = T_1 + T_2 - V_{col} \quad (7.1)$$

en supposant la plastification des aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs de la poutre; l'équation (7.1) sera $V_{nh} = \gamma_r f_y (A_{s1} + A_{s2}) - V_{col}$ (7.2)

où A_{s1} comprend aussi l'acier contenu dans la largeur effective de la dalle de compression.

$$V_{col} = \frac{(l_1 / l_{1n})M_1^* + (l_2 / l_{2n})M_2^*}{(l_c + l'_c) / 2} \quad (7.3)$$

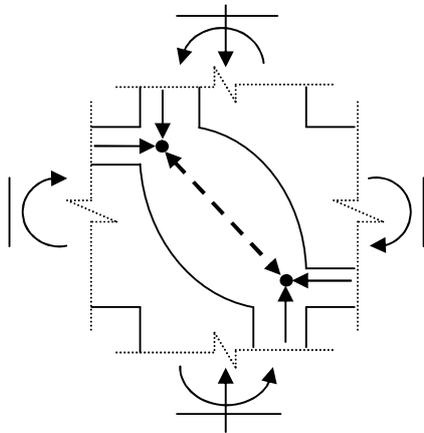


Fig.7.1a : Mécanisme de rupture en bielles

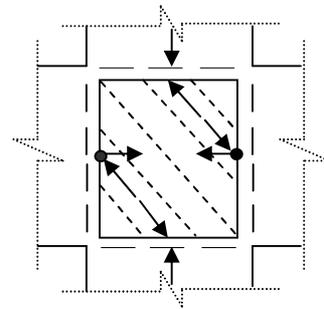


Fig.7.1b : Mécanisme de rupture en treillis

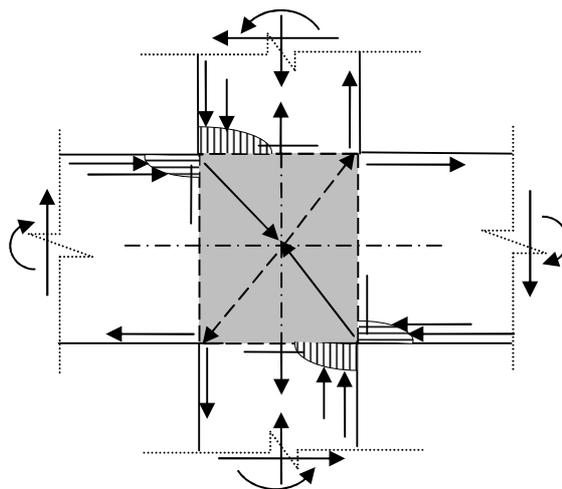


Fig.7.2 : Noyau du nœud sous actions sismiques

M_1^*, M_2^* sont les moments amplifiés (revenant aux extrémités des poutres) afin de tenir compte:

a- du nouveau taux de travail des aciers qui peut être supérieur à celui adopté pour le dimensionnement

b- augmentation du taux de travail des aciers dû à l'écroutissement de ces derniers

l_1, l_2 : portées des poutres mesurées entre axes des poteaux

l_{1n}, l_{2n} : portées libres des poutres mesurées entre nus

l_1, l_2 : hauteurs des poteaux mesurées entre axes des poutres

L'effort tranchant vertical (V_{nv}) peut être déterminé de la même façon, ou simplement en considérant que les contraintes tangentielles horizontales et verticales du noyau sont égales $\tau_{nh} = \tau_{nv}$. En considérant par mesure de simplicité que ces contraintes sont uniformément distribuées sur chaque face du noyau, on peut alors écrire que :

$$\frac{V_{nh}}{b_n h_c} = \frac{V_{nv}}{b_n h_b} \text{ d'où l'effort tranchant vertical } V_{nv} = V_{nh} \cdot \frac{h_b}{h_c} \quad (7.4)$$

où b_n est la largeur effective du noyau

La même procédure peut être appliquée pour un nœud extérieur afin d'estimer respectivement les efforts tranchants horizontal et vertical. Du moment qu'une seule poutre arrive au nœud, l'effort tranchant résultant dans le noyau sera inférieur à celui du nœud interne, dans ce cas

$$V_{nh} = \gamma_r f_y A_{s1} - V_{col} \text{ et le deuxième terme } M_2^* \text{ sera négligé.}$$

7.3 Résistance du nœud à l'effort tranchant:

7.3.1. Mécanisme bielles-treillis

La résistance du noyau aux efforts tranchants s'articule sur 2 mécanismes [8] en bielles et en treillis. Le premier mécanisme, représenté sur la Figure 7.3a, consiste à transférer les efforts tranchants par le biais de la diagonale comprimée du béton. Cette diagonale D_c est la conjugaison des forces de compression de béton (C_{cbi} sur la face des poutres et C_{cci} sur la face des poteaux), les efforts tranchants (V_{bi} et V_{col}) des poutres et des poteaux et les forces d'adhérence (ΔT_{cbi} , ΔT_{cci}) transférés par l'armature longitudinale dans les zones comprimées. Cheung et al [8] ont suggéré que la contribution de ce mécanisme à transférer l'effort tranchant dans le noyau peut respectivement être estimée horizontalement et verticalement comme suit:

$$V_{ch} = D_c \cos \alpha \quad V_{cv} = D_c \sin \alpha$$

Comme indiqué sur la figure 7.3, une partie seulement des forces d'adhérence (ΔT_c) est transmise au sein des zones comprimées, cependant le reste de ces forces (ΔT_s) est introduit le long des faces du noyau du nœud, si la diffusion de la plastification des barres longitudinales n'est pas encore atteinte. Ces forces d'adhérence produisent des contraintes de cisaillement au sein du noyau qui selon leur intensité peuvent conduire à la formation des bielles de tension; générant une fissure principale se propageant suivant la diagonale du noyau, avec d'autres fissures pouvant se former parallèlement à elle. L'amplification de la largeur des fissures sous l'alternance des actions, aboutit nécessairement au cas du 2^{ème} mécanisme, Figure 7.3b, dénommé couramment par 'triangulation ou treillis'. Le mécanisme en treillis sera généré par les aciers verticaux (du poteau) et horizontaux (cadres) adéquatement ancrés ainsi que par le champ de compression (système de barres inclinées comprimées formées par le béton inscrit entre des fissures adjacentes).

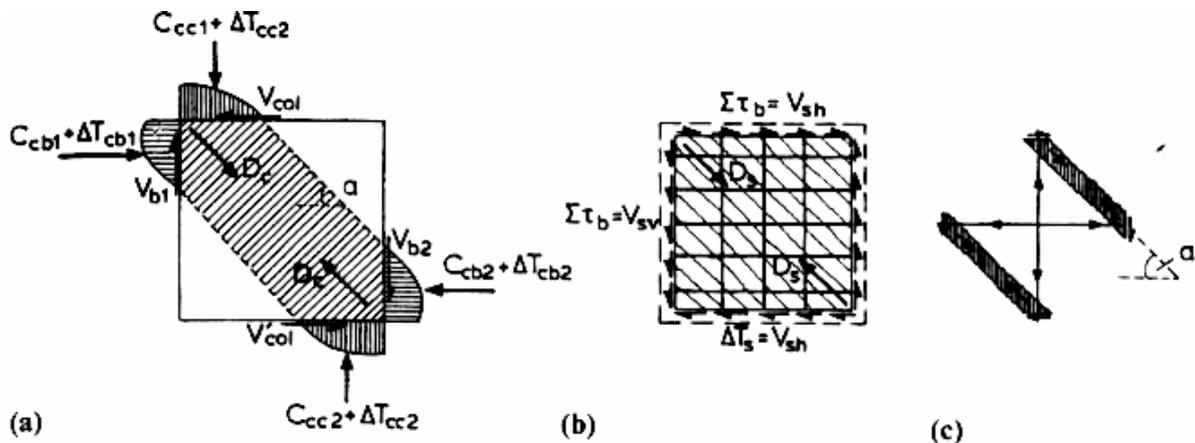


Figure 7.3. Mécanismes de transfert : a- diagonale de béton, b- treillis, c- béton en compression et acier en traction

Il en ressort que les aciers horizontaux (cadres) ne suffisent pas pour que ce mécanisme puisse fonctionner, mais des aciers verticaux intermédiaires sont aussi nécessaires. Ces barres intermédiaires sont généralement comprimées sous l'action du chargement vertical, ils seront donc en mesure d'équilibrer les tractions générées par le mécanisme en treillis.

L'équilibre statique des forces représentées sur la figure 7.3b, montre que ce mécanisme peut supporter un effort tranchant:

$$\begin{array}{ll} \text{horizontal} & V_{sh} = D_s \cos \alpha \\ \text{et vertical} & V_{sv} = D_s \sin \alpha \end{array}$$

L'effort tranchant résistant total développé par le noyau sera donc la superposition des efforts tranchants donnés par les deux mécanismes:

$$V_{nv} = V_{cv} + V_{sv} \quad \text{et} \quad V_{nh} = V_{ch} + V_{sh}$$

Les sections totales d'acier résistant aux efforts dans les deux directions peuvent être simplement évaluées en utilisant les prescriptions du NZS:

$$\begin{array}{l} A_{nh} = \frac{V_{sh}}{f_{yh}} \text{ représentant l'aire totale de l'armature transversale} \\ \text{et} \quad A_{nv} = \frac{V_{sv}}{f_{yv}} \text{ représentant l'aire totale des barres intermédiaires du poteau} \end{array}$$

Pour assurer la résistance adéquate vis à vis de l'effort tranchant, il est nécessaire de se prémunir contre l'écrasement prématuré de la bielle de béton à l'intérieur du noyau, conservant ainsi son intégrité en minorant la résistance du béton sur cylindre. Dans ce contexte, les codes ACI et NZS recommandent la valeur de $\alpha \sqrt{f'_{co}}$ comme valeur limite. Il est clair que les régions des rotules plastiques des poteaux soumis à la flexion composée, au dessus et au dessous du nœud doivent être confinées. La même mesure n'est pas à envisager à l'intérieur du noyau [8], du moment que ce dernier n'est pas soumis à des déformations de compression inélastiques importantes.

On peut donc conclure que les armatures transversales à l'intérieur du noyau ont pour rôle d'assurer la résistance vis à vis de l'effort tranchant et non pas le confinement du béton [7].

7.3.2 Modèle de Kim et Mander (Mécanisme bielles – membrure)

Comme les modèles préalablement décrits se sont basés sur l'analyse plastique, ils sont habilités à décrire le flux de force ainsi que son niveau lors de la formation du mécanisme de ruine sans jamais pouvoir définir le niveau de déformation concordant. Utilisant le modèle diagonale comprimée – membrure tendue, Kim et Mander [9] développèrent une procédure d'analyse simplifiée caractérisant la capacité de déformation post élastique pour nœuds rigides. Une attention particulière a été attribuée à la dégradation de la résistance du béton ainsi qu'à la quantité et la disposition de l'acier équilibrant le cisaillement au sein du noyau du nœud. Pour prendre en compte la distribution compliquée des contraintes dans les bielles de béton, un modèle de fissuration en éventail est supposé. Les principales variables considérées dans ce modèle sont respectivement la contrainte de compression du béton et la déformation plastique de l'acier transversal du noyau. Il a été supposé pour l'analyse que la résistance du béton en compression se dégrade au fur et à mesure que l'élongation de la diagonale tendue au sein du noyau augmente; de ce fait la déformation post élastique de l'acier reste la seule source de déformation (distorsion) du noyau au-delà du seuil d'élasticité. Ces déformations sont reliées à travers un équilibre énergétique et l'analyse est conduite par itérations pour une série donnée de déformations angulaires aboutissant à une capacité de résistance au cisaillement enveloppe du noyau.

La technique diagonale – membrure prend en considération le nœud en entier pour analyser la relation effort – déformation, contrairement aux méthodes basées sur la théorie du champ de compression modifié (MCFT=, modified comp.field theory) et modèle du treillis adouci (STM=, softened truss model) développés respectivement par Vecchio- Collins (1986) et Hsu (1993) qui sont donc dans l'incapacité d'expliquer le flux de contraintes au sein du nœud. Ceci est dû au fait que ces deux techniques ont été développées afin d'établir la relation effort – déformation sur un élément différentiel membranaire.

Allure du mode de fissuration du nœud

En se basant sur les déformations standards des régions d'éléments structuraux en béton B et D ; (région B où l'hypothèse de Bernoulli est supposée être valide,

Equilibre des forces

Force dans la $i^{\text{ème}}$ diagonale $F_{\text{cdi}} = f_{\text{cdi}} \cdot A_{\text{cdi}}$ (7.5)

$$A_{\text{cdi}} = \frac{\cos \alpha_i}{2(1+n)(1+\cos^2 \alpha_i)} b \cdot j d_b$$

$$\alpha_i = \tan^{-1} \left[\left(1 - \frac{i}{1+n} \right) \frac{j d_b}{j d_c} \right]$$

en se basant sur la relation empirique de Vecchio et Colins (1986) traduisant la limite supérieure des contraintes de compression dans la direction des fissures des éléments panneaux soumis au cisaillement :

$$\frac{f_{\text{cd}}^{\text{max}}}{f'_c} = \frac{1}{0.8 + 170 \varepsilon_1} \leq 1 \quad (7.6)$$

ε_1 représente l'élongation

la force (eq.7.5) est équilibrée par l'armature tendue : $F_{\text{cdi}} \leq \frac{A_{\text{sh}} f_y}{\cos \alpha_i}$, $i \neq 0$

A_{sh} : aire d'un court d'armature transversale.

$$f_{\text{cdi}} = \frac{F_{\text{cdi}}}{A_{\text{cdi}}} = \frac{A_{\text{sh}} f_y}{A_{\text{cdi}} \cos \alpha_i} = \frac{2A_{\text{sh}} (1+n)(1+\cos^2 \alpha_i)}{b \cdot j d_b \cdot \cos \alpha_i} \frac{f_y}{\cos \alpha_i}$$

$$s = \frac{j d_b}{1+n}, \quad \rho_v = \frac{A_{\text{sh}}}{b \cdot s}$$

$$f_{\text{cdi}} = \frac{2A_{\text{sh}}}{b \cdot s} \left(\frac{1+\cos^2 \alpha_i}{\cos^2 \alpha_i} \right) f_y$$

$$f_{\text{cdi}} = 2\rho_v \left(1 + \frac{1}{\cos^2 \alpha_i} \right) f_y$$

$$\frac{f_{\text{cdi}}}{f'_c} = 2\rho_v \left(1 + \frac{1}{\cos^2 \alpha_i} \right) \left(\frac{f_y}{f'_c} \right) \leq 1 \quad (7.7)$$

Il a été démontré [9], que la contrainte dans la bielle de béton comprimé augmente avec l'augmentation du taux d'armature transversal ρ_v , l'élancement du nœud h_b/h_c et le rapport f_y/f_c' . L'utilisation du béton à haute résistance sera donc bénéfique au comportement des nœuds poteau-poutre où l'acier de haute résistance est utilisé.

Déformation plastique du noyau

$$\varepsilon_1 = \frac{\delta}{L_d} = \frac{\Delta \cos \alpha_0}{\sqrt{j d_b^2 + j d_c^2}} \quad (\text{Fig.7.6c})$$

$$\text{tg} \alpha_0 = \frac{j d_b}{j d_c}$$

$$V_j \gamma_j j d = \left(\sum A_{sh} f_y \right) \Delta ; \quad V_j = C \quad \gamma_j \cdot j d = \frac{j d_b + j d_c}{2} \gamma_j$$

$$\Delta = \frac{V_j \cdot \gamma_j j d}{2 \left(\sum A_{sh} f_y \right)} = \frac{C(j d_b + j d_c)}{2 \left(\sum A_{sh} f_y \right)} \cdot \gamma_j$$

$$\varepsilon_1 = \frac{C(j d_b + j d_c)}{2 \left(\sum A_{sh} f_y \right)} \cdot \frac{\gamma_j \cos \alpha_0}{\sqrt{j d_b^2 + j d_c^2}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{C \cos \alpha_0 (\cos \alpha_0 + \sin \alpha_0)}{2 \left(\sum A_{sh} f_y \right)} \cdot \gamma_j \quad (7.8)$$

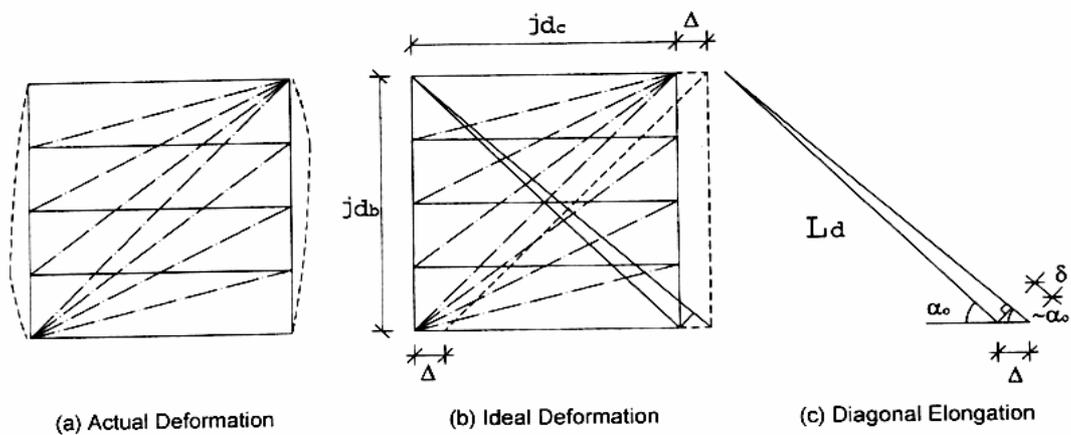


Figure 7.6 Déformation inélastique du noyau (panneau)

a/- rotule plastique se forme dans le poteau

$$C = C_c$$

$$C_c = F_{cd0} \sin \alpha_0 + 2 \sum_{i=1}^n F_{cdi} \sin \alpha_i$$

b/- rotule plastique se forme dans la poutre

$$C = C_b$$

$$C_b = \sum_{i=0}^n F_{cdi} \cos \alpha_i$$

i=0 indique bielle en diagonale

$$D(\gamma_j) = \frac{C}{C_{\text{initial}}}$$

la déformation du nœud est donnée par l'équation 7.8, comprend la déformation élastique et inélastique. L'élongation sert à évaluer la limite supérieure de la contrainte de compression dans la bielle de béton.

Comme conclusion de leur étude, les auteurs recommandent la densification de l'armature transversale à mi-hauteur du nœud, qui peut être plus effective en fournissant une ductilité après fissuration, retardant ainsi la dégradation de résistance des diagonales comprimées de béton.

7.3.3. Mécanisme Bakir – Boduroglu

Exploitant un large data expérimental et utilisant le modèle bielle - membrure Bakir et al [10,11] étudièrent les différents facteurs influant la capacité de résistance au cisaillement des nœuds extérieurs sous chargement monotone. L'équilibre des forces d'un élément panneau exige :

horizontalement une contrainte transversale moyenne de compression

$$\sigma_x = -\frac{A_s}{b_{\text{eff}} h_b} f_s - \frac{A_{sje}}{b_{\text{eff}} h_b} f_w$$

verticalement une contrainte normale moyenne

$$\sigma_y = -\frac{A_{scol}}{b_{eff} h_c} f_{scol} - \frac{N}{b_{eff} h_c}$$

et une contrainte de cisaillement moyenne

$$\tau_{av} = -\frac{\sigma_x}{tg\theta} \quad , \quad \sigma_y = -\frac{\tau_{av}}{tg\theta}$$

en posant $\mu = \frac{f_s}{f_w}$ ils obtiennent les expressions donnant les déformations dans les 2 directions

$$\varepsilon_x = \frac{f_w}{E_s} = \frac{\tau_{av} \cdot tg\theta}{E_s \left(\frac{A_s \mu}{b_{eff} h_b} + \frac{A_{sje}}{b_{eff} h_b} \right)} \quad \varepsilon_y = \left(\frac{\tau_{av}}{tg\theta} - \frac{N}{b_{eff} h_c} \right) \frac{b_{eff} h_c}{A_{scol} \cdot E_s}$$

d'où la déformation principale de traction

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E_s \left(1 - \left(\frac{h_b}{h_c} \right)^2 \right)} \left[\tau_{av} \frac{h_b}{h_c} \left(\frac{1}{\frac{A_{sb} \cdot \mu}{b_{eff} h_b} + \frac{A_{sj}}{b_{eff} h_b}} - \frac{1}{\frac{A_{scol}}{b_{eff} h_c}} \right) + \frac{N \left(\frac{h_b}{h_c} \right)^2}{A_{scol}} \right] \quad (7.9)$$

Il est apparent que la déformation principale de traction augmente avec l'augmentation de l'élancement du noyau (h_b/h_c), le taux d'armature longitudinale du poteau ρ_{scol} ainsi que de la charge qui lui revient. Cependant cette déformation est défavorablement affectée par l'augmentation du taux d'armature longitudinale de la poutre ρ_{sb} ainsi que du taux d'armature transversale du noyau ρ_{sh} .

Ils proposèrent les relations suivantes reliant ρ_{sb} au taux ρ_{sh} , garantissant un comportement adéquat des nœuds sous chargement monotone :

$$\rho_{sb} \leq 0.18h_c^2(b_c + b_b) \frac{f_c(1-f_c/250)}{h_b \cdot b_b \cdot d \cdot f_y} \quad 0.3\% < \rho_{sh} < 0.5\% ; \quad \rho_{sh} \text{ moyen}$$

$$\rho_{sb} \leq 0.22h_c^2(b_c + b_b) \frac{f_c(1-f_c/250)}{h_b \cdot b_b \cdot d \cdot f_y} \quad \rho_{sh} > 0.5\% ; \quad \rho_{sh} \text{ important}$$

$\rho_{sh} > 0.6\%$ conduisant à la ruine de la poutre même si

$$\rho_{sb} < 0.15h_c^2(b_c + b_b) \frac{f_c(1-f_c/250)}{h_b \cdot b_b \cdot d \cdot f_y}$$

h_b : hauteur de la poutre

b_c : largeur du poteau,

b_b : largeur de la poutre

ils recommandèrent pour le dimensionnement de l'armature transversale du nœau l'expression suivante :

$$V = \frac{0.71\beta\gamma \left(100 \frac{A_{sb}}{b_b d}\right)^{0.4289} \left(\frac{b_c + b_b}{2}\right) h_c \sqrt{f_c}}{\left(\frac{h_b}{h_c}\right)^{0.61}} + \alpha A_{sje} f_y \quad (7.10)$$

$\rho_{sh} \leq 0.003$ $\alpha = 0.664$ faible quantité d'armature transversale

$\rho_{sh} \leq 0.005$ $\alpha = 0.6$ quantité d'armature moyenne transversale

$\rho_{sh} > 0.005$ $\alpha = 0.37$ grande quantité d'armature transversale

0.71 ; facteur réducteur de la capacité de résistance du nœud au cisaillement déterminé empiriquement

$\beta = 1$ pour les barres en L

$\beta = 0.85$ pour les barres en U

$\gamma = 1.37$ pour les barres inclinées

$\gamma = 1$ pour les barres normales

Ils recommandèrent d'éviter l'utilisation des barres en U et constatèrent que l'armature transversale dans le nœud ainsi que l'augmentation de l'armature longitudinale de la poutre améliore sa capacité de résistance au cisaillement.

7.3.4. Mécanisme de Shiohara

Après examen du data expérimental existant, H.Shiohara [12] a proposé un modèle analytique en considérant 2 modes de déformation:

- B-mode (modèle poutre) dû à l'ouverture des fissures aux extrémités des poutres
- J-mode (modèle nœud) dû à l'ouverture des fissures en diagonal à l'intérieur du noyau

Ce modèle se base sur une théorie unifiée simple, couvrant les nœuds intérieur, extérieur et d'angle et s'articule sur les équilibres statiques afin de convertir les efforts tranchants et normaux revenant aux éléments concourants au nœud (poteaux et poutres) en contraintes résultantes au sein des aciers et béton des sections critiques.

Les résultats obtenus sont combinés aux taux de travail tolérés des différents matériaux acier et béton et leur contrainte d'adhérence afin de déterminer la capacité de résistance au cisaillement du noyau.

Le modèle a été proposé en premier lieu pour un nœud intérieur où la déformation de cisaillement est représentée par la rotation de 4 éléments triangulaires en béton reliés entre eux verticalement et horizontalement par des ressorts. Ce système traduit l'augmentation de déformation de cisaillement tout en conservant la capacité de résistance des liaisons (fig.7.7)

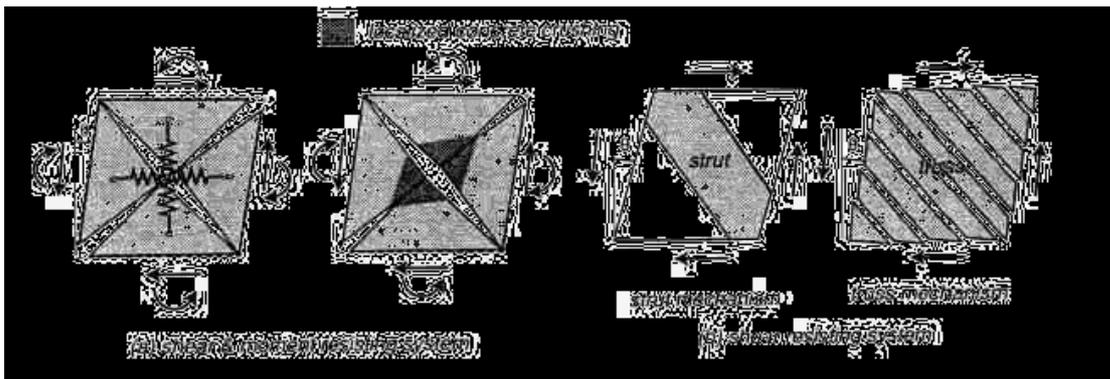


Figure 7.7 Comparaison des mécanismes proposés et existants

Le comportement du nœud à la ruine par cisaillement a été résumé en 2 points:

- a/- déformation induite par le cisaillement augmente à cause de l'expansion du nœud diagonalement
- b/- dégradation de la résistance à l'effort tranchant extérieur diminue graduellement, cependant la capacité de résistance du nœud au cisaillement est maintenue.

La dégradation de résistance à l'effort tranchant extérieur est causée principalement par la dégradation d'adhérence des barres traversant le nœud et non pas par épuisement de la capacité de résistance du nœud au cisaillement (mêmes constatations faites par Pauley 1986) [4].

En considérant la compatibilité de déformation au niveau de l'interface acier-béton où l'allongement des barres longitudinales de la poutre entraîne l'apparition des fissures dans le béton. La figure 7.8 montre les 2 modes de fissuration précédemment cités à savoir mode-B et mode-J:

- l'allongement des aciers peut entraîner l'ouverture des fissures au niveau des faces du poteau, contribuant ainsi à la rotation de l'extrémité de la poutre (figure 7.8a),
- l'allongement des aciers peut entraîner l'ouverture des fissures en diagonale à l'intérieur du noyau (fig.7.8b), qui contribue à la rotation des bielles formées.

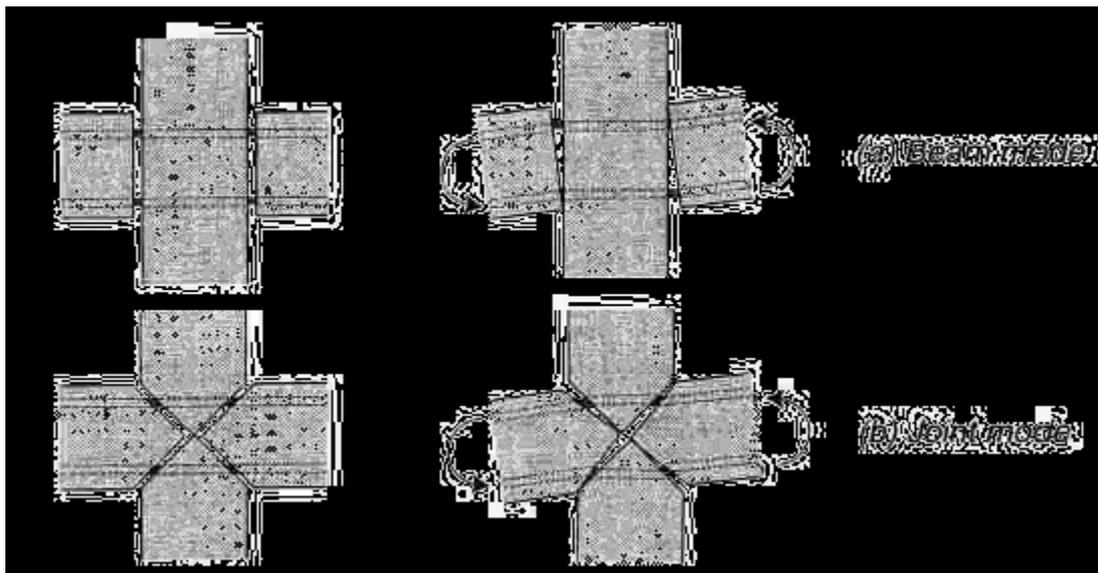


Figure 7.8 Mécanismes de ruine considérés

Le mode (B) est le mode de déformation favorable car la déformation enregistrée est considérée comme relativement faible. Cependant le 2^{ème} mode de fissuration (J) est le plus dangereux vu que la déformation résultante du cisaillement est trop importante provoquant l'écrasement du béton au centre du noyau, suite aux grandes rotations des bielles.

Pour évaluer les capacités de résistance des 2 modes, l'idée de base utilisée coïncide avec la théorie de la section fléchie, cependant l'hypothèse que les sections planes restent planes n'a pas été prise en compte, tout en prenant en considération l'effet de glissement. Si T_1 et T_2 représentent les forces mobilisées par les barres longitudinales traversant les sections critiques $\Delta T = T_1 - T_2$ est considérée égalisant la force d'ancrage par adhérence entre acier et béton à l'intérieur du noyau.

Mode de déformation type B

En considérant l'équilibre statique (Fig.7.9) la relation entre T_1 et T_2 et le moment M_b au niveau de section critique est établie comme suit:

$$M_b = \frac{T_1 - T_2}{2} h_n + (T_1 + T_2 + N_b) \left(\frac{1}{2} - \frac{b_c}{b_b} \frac{T_1 + T_2 + N_b}{2} \right) \quad (7.11)$$

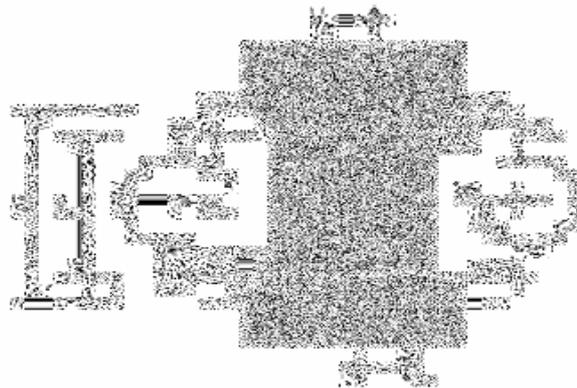


Figure 7.9 Forces internes agissant sur les sections critiques, mode-B

les effort tranchants (V_b : poutre, V_c : poteau) seront tirés de la relation précédente (M_b) en considérant la géométrie de la sous structure (position des points d'inflexion), et les contraintes tangentielles τ_{nb} en considérant uniquement les 7/8 de la

section effective du noyau, et en formulant l'hypothèse que τ_{nb} est toujours proportionnel à M_b, V_b , et V_c . Il a été constaté que l'augmentation de la capacité de résistance au cisaillement du noyau est proportionnelle à l'augmentation de la force d'ancrage ($T_1 - T_2$); mais elle est nullement affectée par la quantité d'armature transversale (T_5).

Mode de déformation type J:

La figure 7.10 illustre les différentes notations définissant les forces internes au niveau des sections critiques du modèle J.

T_1 et T_2 : forces de traction dans les barres longitudinales des poutres

T_3 et T_4 : forces de traction dans les barres longitudinales des poteaux

T_5 : force de traction de l'armature transversale distribuée selon la hauteur du noyau, supposée être concentrée en mi-hauteur

C_1 et C_2 : forces de compression dans le béton (figure 7.10b)

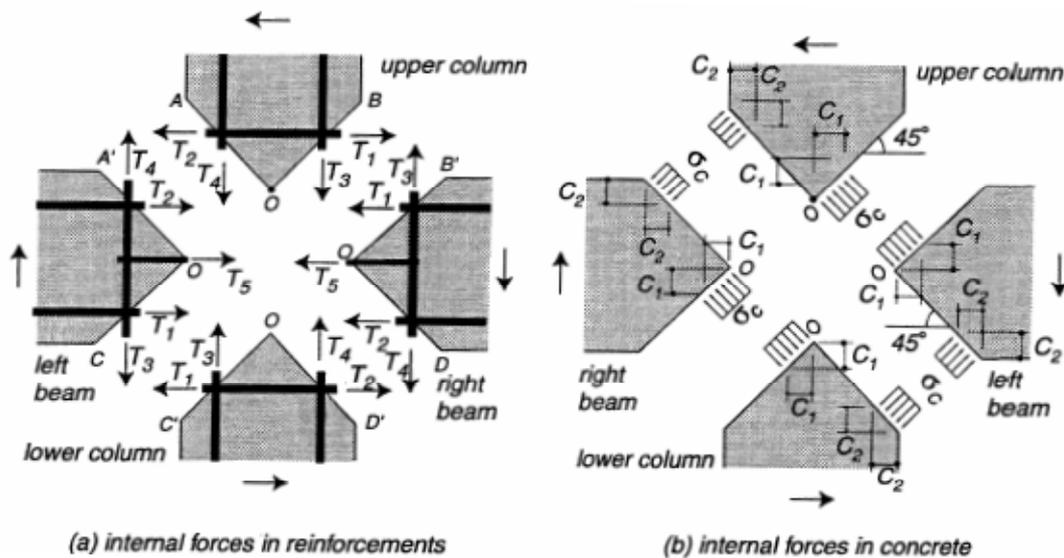


Figure 7.10 Définitions des forces internes et leurs notations

L'équilibre statique d'un solide nécessite 3 équations, sera donc un système de 12 équations pour (4 éléments). Cependant par symétrie ce nombre ne sera que de 6, et en considérant en plus que l'effort tranchant V_b revenant à la poutre et celui revenant au poteau V_c sont proportionnels, le système ne comportera donc que 5 équations.

L'équilibre des forces suivant x et y de la poutre de droite donne:

$$\text{Horizontalement:} \quad -T_1 - T_2 - T_5 + C_1 + C_2 - N_b = 0$$

$$\text{Verticalement:} \quad T_3 - T_4 - C_1 + C_2 - \alpha V_c = 0$$

Le moment par rapport à O

$$\frac{L}{2} \alpha V_c + \frac{1}{2} j(T_3 - T_4) + \frac{1}{2} j(T_1 - T_2) + C_2(1 - C_2) - C_1 C_1 = 0$$

L'équilibre des forces suivant x et y du poteau au dessus (supérieur)

$$T_1 - T_2 - C_1 + C_2 - V_c = 0 \quad (7.12)$$

$$-T_3 - T_4 + C_1 + C_2 - N_c = 0 \quad (7.13)$$

Le système d'équations solutionné donne l'effort tranchant V_c , T_1, T_2, T_5 (données)
 T_3, T_4, C_1, C_2 sont déterminées et la contrainte de cisaillement du noyau τ_{nj} est obtenue fonction de T_1, T_2 en utilisant les mêmes hypothèses que pour le cas (B).

Ce modèle a le privilège de prendre en compte l'interaction de plusieurs facteurs:

- effort tranchant extérieur
- force d'adhérence
- quantité d'armature transversale
- efforts axiaux revenant aux éléments linéaires

les contraintes de cisaillement τ_{nb} et τ_{nj} développées par les 2 modes de caractéristiques différentes ne sont pas identiques, d'où des capacités de résistance différentes.

L'étude paramétrique menée, a permis de constater que:

- les capacités de résistance et de déformation du noyau sont fortement affectées par l'effort tranchant extérieur, la force d'adhérence et leur interaction.
- l'augmentation de la capacité d'adhérence augmente la capacité de résistance et de déformation du noyau.

7.3.5. Influence du cisaillement alterné sur les mécanismes de transfert:

Il a été reconnu que l'alternance des déformations inélastiques de grandes amplitudes provoque des élongations permanentes des barres longitudinales qui conduisent éventuellement à l'ouverture de fissures sur toute la profondeur de la section d'interface poteau-poutre. Pour ce, les forces d'adhérence des barres comprimées seront amplifiées car les forces de compression antérieurement mobilisées au sein du béton seront maintenant négligeables. Ce report de charges provoqué par la migration de la plastification des poutres au noyau du nœud se fera ressentir à l'intérieur du noyau; induisant des contraintes d'adhérence élevées près du centre de ce dernier conduisant inévitablement au glissement des barres. Dans ce contexte Cheung et al [8] ont proposé les relations suivantes:

$$V_{ch} = 0.3(1 + 3.5v)V_{nh} \quad (7.14)$$

$$V_{cv} = 0.5V_{nv} + N \quad (7.15)$$

On peut remarquer que pour un poteau faiblement comprimé ($v \approx 0$), 30% de l'effort tranchant horizontal revenant au noyau peut être supporté par des bielles de béton comprimé. L'action cyclique provoque une diagonalisation de la fissuration dans les 2 sens menant à une contrainte de compression effective des bielles de béton inférieure à la résistance sur cylindre.

Une analyse d'un data expérimental (32 spécimens) réduit uniquement aux nœuds intérieurs de portiques de rive sans poutres transversales, et où la ruine été due à une incapacité de résistance du nœud au cisaillement ou une inadéquate rotulation de la poutre, a été menée par Lehman & al [13]. Le data expérimental a été subdivisé en 2 catégories, les spécimens ruinés par mode de cisaillement et ceux ruiné par rotulation de la poutre. L'analyse a été faite en prenant en compte la contrainte de cisaillement du nœud vis à vis de la résistance du béton en compression et a montré:

- 1- qu'exprimer la contrainte de cisaillement du nœud fonction de la résistance en compression du béton donne une meilleure indication sur la performance du nœud
- 2- que la limite de la contrainte de cisaillement fixée à $0.14f'_c$ (Psi) assure la rotulation des poutres du moment que cette ligne sépare le ruine par cisaillement de celle par

rotation, et les résultats relatifs à ce dernier mode se trouvent en dessous de cette limite. Ils ont proposé 2 expressions pour évaluer l'effort tranchant résistant, en reliant la contrainte de cisaillement normalisée (τ_N/f'_c) à la ductilité de déplacement cumulé Λ :

$$\frac{\tau_N}{f'_c} = \frac{V_N}{f'_c \cdot A_N}$$

$$\frac{\tau_N}{f'_c} = \frac{\Lambda}{170} + 0.31 \quad (7.16)$$

V_N : effort tranchant max revenant au nœud

A_N : section effective du nœud

$$\Lambda = \sum_{i=1}^n \left(0.5 \left| \Delta \delta_{yi} \right| / \Delta_y \right)^{1.5}$$

la 2^{ème} expression a été formulée de façon à englober l'influence du taux d'acier de renforcement (ρ_{vn}) du noyau, ainsi que l'effort normal réduit:

$$\frac{\tau_N}{f'_c} = 6 \frac{(1 + \rho_{vn} f_{yh} / f'_c)}{(\Lambda + 14) * (1 + P / A_g f'_c)} \quad (7.17)$$

Il faut noter en dernier, que le modèle mécanique des mécanismes de transfert de cisaillement suggéré initialement par l'école Nouvelle Zélandaise, quoique validé expérimentalement et repris ultérieurement par l'école Européenne est loin d'être partagé par l'école Américaine qui à travers les recommandations purement empiriques des codes ACI-ASCE cherche à établir des limites inférieures appropriées sur le plus grand nombre de résultats expérimentaux définissant ainsi la résistance nominale maximale au cisaillement. Du moment que ces recommandations s'articulent sur le besoin de confiner le noyau par l'armature transversale et les poutres encadrant le noyau; ($\tau_{max} = \gamma_c f'_c^{1/2}$ en MPa) fonction du type du nœud.

avec $\gamma_c = 0.6, 0.75, 1.0, 1.33$ respectivement pour $\gamma = 12, 15, 20, 24$

$\gamma = 24$ pour les nœuds confinés sur les 4 faces,

$\gamma = 20$ pour les nœuds confinés sur les 2 faces opposées,

$\gamma = 15$ pour nœud confiné sur une seule face, et $\gamma = 12$ pour les nœuds d'angle.

7.4. Facteurs influençant la résistance du noeud

7.4.1. Influence des poutres transversales et hourdis de planchers

La présence d'un hourdi monolithique coulé avec les poutres formant le nœud, qui est la situation courante dans pratique, affecte sa résistance ainsi que sa rigidité (Ehsani & Wight, Durrani & Zerbe, Kitayama, Otani & Aoyama 1989) [4]. Cependant cette influence n'est pas sans risque si le comportement parasismique est considéré; car parallèlement à l'axe de la poutre l'hourdi se comporte comme une semelle supérieure tendue et augmente donc la résistance flexionnelle de la poutre. Ne pas prendre en considération cette surrésistance lors du dimensionnement des poteaux adjacents peut provoquer la rotulation de ces derniers.

Ceci va à l'encontre de l'hypothèse que les poteaux restent élastiques lorsque les poutres en se rotulant développent leur surrésistance flexionnelle [8]. Le code NZS recommande des largeurs effectives à prendre en compte évaluées à:

- $4h_s$ de part et d'autre du nœud pour les poteaux internes.
- $2h_s$ de part et d'autre du nœud pour les poteaux extérieurs.

La présence des poutres transversales a été aussi trouvée favorable en améliorant la résistance à l'effort tranchant par augmentation de la section résistante effective du nœud et le confinement fourni par celles-ci en empêchant la dilatation du noyau après fissuration de ce dernier.

Exception faite pour les poutres transversales concourantes à un nœud extérieur; où l'effet de la torsion est induite aux bords de ces poutres, et de ce fait ces dernières ne sont effectives en confinant le noyau qu'avant leur résistance torsionnelle ne soit réduite après fissuration (Durrani & Zerbe 1987) [4].

7.4.2 Ancrage des barres longitudinales des poutres

Pour pouvoir conserver les rotulations dans les poutres des nœuds intermédiaires au niveau des nus d'appui, l'armature longitudinale de la poutre peut se plastifier simultanément en compression d'un côté, et en traction de l'autre (Fig.7.2). Il en découle que les effets seront cumulés et la force de plastification sera doublée, menant à des contraintes d'adhérence trop importantes. Ceci peut conduire à une

dégradation de l'adhérence résultant au glissement de ces armatures; provoquant la diffusion de la plastification au sein du noyau. Il s'avère aussi avantageux de réparer des dégâts engendrés par des déformations plastiques de flexion, que de restaurer la résistance par adhérence ou celle de l'effort tranchant dans le noyau.

Force d'adhérence:

Kitayama & al [14] ont mené un travail expérimental sur des nœuds intérieurs sous sollicitations réversibles avec charge verticale maintenue constante afin d'étudier le mécanisme de rupture et la relation entre l'effort tranchant extérieur et l'effort tranchant résistant développé par le nœud. Quatre cas de spécimens ont été envisagés; conventionnel, armature longitudinale de la poutre a été doublée à l'intérieur du noyau, armature de la poutre sont non adhérentes à l'intérieur du noyau, et armature de la poutre et du poteau est non adhérente à l'intérieur du noyau.

Il a été constaté que l'adhérence des barres traversant le noyau joue un rôle important sur la capacité de résistance du nœud au cisaillement. L'élimination partielle (poutre) de la force d'adhérence et totale (poutre et poteau) a enregistré respectivement 11% et 21% de chute de résistance par rapport au cas conventionnel. Le maximum de résistance a été trouvé mobilisé pour un angle de distorsion (distorsion drift) de 2% de valeur et ce, pour tous les cas étudiés, après cela la chute se fait graduellement.

Le pincement des boucles d'hystérésis a été principalement dû à la détérioration du béton à l'intérieur du noyau, caractérisée par des fissures se propageant en diagonale. L'ouverture de ces fissures devient de plus en plus ample pour le cas où le transfert d'adhérence à l'intérieur du noyau a été éliminé partiellement ou totalement.

Limitation du diamètre des barres longitudinales

Des études menées par Cheung et al [8] ont révélées que le diamètre des barres longitudinales des poutres et poteaux traversant le noyau du nœud ne doit pas être excessif afin d'assurer un ancrage adéquat et éviter ainsi une rupture d'adhérence prématurée. Ce facteur doit être pris en considération vu son incidence appréciable sur le comportement du nœud vis à vis de l'action sismique.

Pour éviter la dégradation d'adhérence dans les barres des poutres au niveau du noyau, le code NZS préconise de limiter le rapport d_{bl}/h_c fonction de f'_{co} et f_y :

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \alpha \cdot \frac{\sqrt{f'_{co}}}{f_y} \qquad \frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{12}{f_y}$$

Il est plus commode de spécifier la longueur de scellement en fonction du diamètre et du nombre de barres traversant le noyau du nœud.

7.5 Considérations réglementaires

A titre d'indication quelques recommandations établies par l'EC8 sont reproduites (ou reprises) dans ce qui suit, du moment qu'aucune clause réglementaire relative à ce point n'a été formulée par le code RPA99.

7.5.1. Effort tranchant

Malgré les divergences relevées entre les différentes approches concernant le dimensionnement du nœud vis à vis de l'effort tranchant, un consensus semble être établi entre les chercheurs concerné par ce domaine, en exprimant l'intensité de l'effort tranchant revenant au nœud fonction de la contrainte nominale de cisaillement.

Les résultats des tests ont mis en relief l'influence directe de l'intensité de l'effort tranchant sur l'endommagement (fissuration) et la déformation du noyau ainsi que sur l'adhérence des barres longitudinales, créant ainsi les conditions provoquant le pincement des boucles d'hystérésis, donc la réduction de la dissipation d'énergie du nœud. Il a été conclu [4] que la combinaison d'une faible contrainte de cisaillement avec une quantité limitée d'acier de renforcement est plus effective si la dissipation d'énergie est considérée, évitant aussi par l'occasion les difficultés de construction.

Evaluation des efforts:

Conformément au dimensionnement en capacité adopté par l'EC8, l'effort tranchant horizontal agissant sur le noyau est donné par les expressions:

$$V_{nh} = \gamma_{Rd} \left[\frac{2}{3} (A_{s1} + \frac{q}{5} A_{s2}) f_{yd} \right] - V_{col} \qquad (7.18) \quad \text{pour nœud intérieur}$$

$$V_{nh} = \gamma_{Rd} (2/3) A_{s1} f_{yd} - V_{col} \qquad (7.19) \quad \text{pour nœud extérieur}$$

$\gamma_{Rd} = 1.25, 1.15$ respectivement pour les classes de ductilité 'H', et 'M'

NB. aucune allusion n'a été faite à l'effort tranchant vertical revenant au noeud

Vérification de la résistance:

L'EC8 exige que la diagonale comprimée induite par le mécanisme en treillis, ne doit pas dépasser la capacité de résistance du béton. A défaut de models raffinés les relations suivantes sont suggérées:

$$1.\text{noeud intérieur} \quad V_{nh} \leq 20\tau_{Rd} \quad (7.20)$$

$$2.\text{noeud extérieur} \quad V_{nh} \leq 15\tau_{Rd} \quad (7.21)$$

$$\text{si } b_c \geq b_w \text{ (largeur du poteau dépasse celle de la poutre)} \quad b_n = \min(b_c, b_w + 0.5h_c)$$

$$\text{si } b_c < b_w \text{ (non recommandable en pratique)} \quad b_n = \min(b_w, b_c + 0.5h_c)$$

les équations 7.20 et 7.21 sont respectivement équivalentes à :

$$\tau_{nh} \leq 0.25f_c \quad (7.20a) \quad \text{et} \quad \tau_{nh} \leq 0.20f_c \quad (7.21a)$$

On peut dire que le noyau est confiné si l'armature horizontale satisfait la relation:

$$\frac{A_{sh} f_{yd}}{b_n h_{nw}} \geq \frac{V_{nh}}{b_n h_{nc}} - \lambda \sqrt{\tau_{Rd} (12\tau_{Rd} + v_d f_{cd})} \quad (7.22)$$

en plus une armature verticale est fournie conformément à:

$$A_{sv} \geq \frac{2}{3} A_{sh} \frac{h_{nc}}{h_{nw}} \quad (7.23)$$

$$\lambda = 1.0 \quad \text{ou} \quad 1.2 \quad \text{pour CD 'H' et 'M'}$$

Détails

L'armature de confinement (horizontal) dans des nœuds poteau-poutre pour une classe de ductilité 'H' et 'M', doit satisfaire les exigences minimales suivantes:

1. diamètre de l'armature transversale ne doit pas être inférieur à 6mm

$$2. \text{ avec un espacement} \quad s_w \leq \min(h_c/4; 100\text{mm}) \quad (7.24)$$

3. si des poutres concourent sur les 4 faces du nœud, cet espacement peut être

$$\text{augmenté avec un espacement} \quad s_w \leq \min(h_c/2; 150\text{mm}) \quad (7.25)$$

7.5.2. Limitation du diamètre des barres longitudinales

L'EC8 préconise la recommandation suivante:

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7.5f_{ctm}}{\gamma_{Rd}f_{yd}} \frac{1 + 0.8v_d}{1 + k_D\rho_2 / \rho_{max}}$$

$$k_D = 1.0, 0.75, 0.50 \text{ et } \gamma_{Rd} = 1.25, 1.15, 1.0$$

respectivement pour les classes de ductilité 'H', 'M' et 'L'.

Pour les nœuds extérieurs le terme $1 + k_D\rho_2 / \rho_{max}$ peut être pris égal à l'unité, ce qui conduit à des diamètres plus grands.

En guise de simplicité l'EC8 recommande pour les barres ancrées dans les nœuds poteau-poutre les expressions suivantes:

Noeuds intérieurs

$$d_{bl} \leq \alpha_1 (f_{ctm}/f_{yd}) (1 + 0.8v_d) h_c \quad (7.26a)$$

$\alpha_1 = 4.0, 4.5, 6.0$ respectivement pour les classes de ductilité 'H', 'M' et 'L'.

Noeuds extérieurs

$$d_{bl} \leq \alpha_2 (f_{ctm}/f_{yd}) (1 + 0.8v_d) h_c \quad (7.26.b)$$

$\alpha_2 = 6.0, 6.5, 7.5$ respectivement pour les classes de ductilité 'H', 'M' et 'L'.

ces valeurs paraissent être excessives comparativement aux recommandations de l'ACI-ASCE Committe 352:

$$\frac{h_c}{d_b} \geq 10 \text{ (nœud ext. sous chargement monotone)}$$

$$\frac{h_c}{d_b} \geq 20 \text{ (nœud ext. sous chargement cyclique) afin de limiter le glissement des barres}$$

h_c : hauteur section du poteau

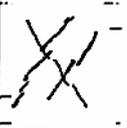
d_b : diamètre barre longitudinale de la poutre

7.6 Relation entre l'évolution de l'endommagement, contrainte de cisaillement

et angle de distorsion

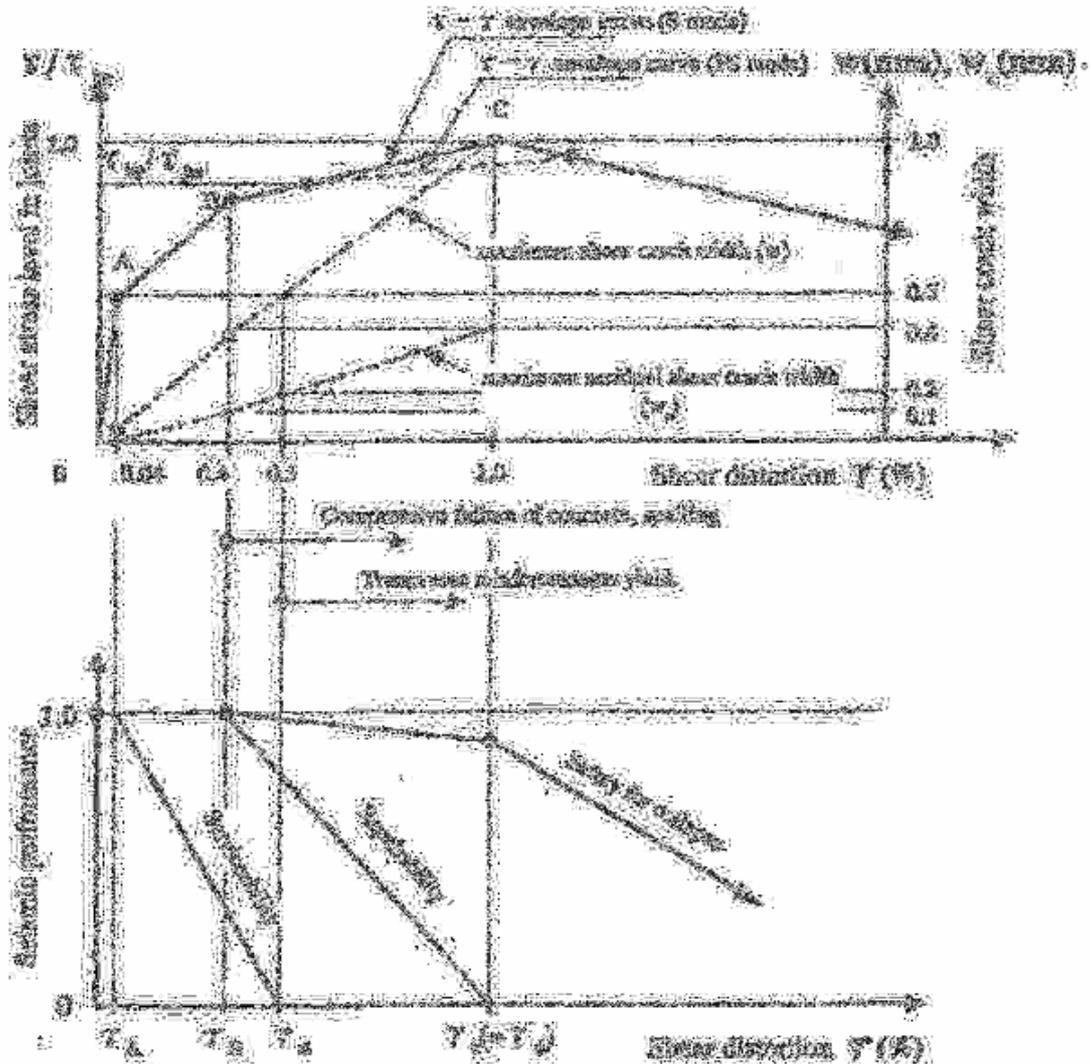
Afin d'asseoir une conception basée sur la performance parasismique, il devient nécessaire de développer des méthodes fiables pour l'évaluation de la capacité de résistance et de déformation des éléments structuraux. Il est important d'établir une relation claire entre l'endommagement structural (fissuration, écrasement du béton) et les caractéristiques force restituée - déformation. La performance emmagasinée (stockée) au sein d'une structure endommagée par un séisme peut être évaluée simplement à travers les niveaux d'endommagement observés, afin d'apporter le jugement sur sa mise en service, réparation ou sécurité contre l'effondrement.

Dans ce contexte Teroaka et al [13] ont conduit un travail de recherche sur 33 spécimens de nœuds intérieurs. Après avoir établi la relation entre distorsion (angle de cisaillement) et la largeur de fissure, une carte reliant le niveau de performance parasismique avec la distorsion et l'endommagement structural a été dressée (Tab.7.1)

Point in Figure 1	A	B	C	D		
Experienced shear distortion γ (%)	below 0.04	0.2	0.4	1.0	2.0	4.0
Experienced shear stress level (τ / τ_u)	below 0.5	0.65	0.85	1.0 (0.85~1.0)*	1.0 (1.0~0.6)**	1.0 (0.9~0.5)**
Maximum shear crack width w (mm)	0	0.2	0.4	1.0	—	—
Experienced maximum residual crack width w_r (mm)	0	0.05	0.1	0.4	—	—
Damage condition						
Notes	<ul style="list-style-type: none"> • Almost no damage 	<ul style="list-style-type: none"> • 3-4 cracks occur. • No transverse reinforcement yield 	<ul style="list-style-type: none"> • 6-8 cracks occur. • Transverse reinforcement is not yield almost 	<ul style="list-style-type: none"> • About ten cracks occur. • The cracks connect, and shear lag along crack occurs. • Compressive failure occurs • Spalling of part concrete • Transverse reinforcement yields 	<ul style="list-style-type: none"> • Wide shear lag along crack occurs, • Compressive failure of the core concrete expands, and the range of spalling extends 	<ul style="list-style-type: none"> • Spalling is remarkable • Transverse reinforcement exposure
					Strength decrease region (Strength decrease by cyclic loading is remarkable)	

Note) w and w_r : the average value of the experiment data shown in Figure 2 and Figure 3, la
 * : failure mode is FS type (joint shear failure after beam flexural yielding),
 ** : ratio of remaining strength (including the influence of the cyclic loading). t),

supposée variant linéairement respectivement entre les points A,B et C. L'analyse de la banque de données a montré que plus le coefficient de sécurité (τ_{Nu}/τ_{by}) est grand, plus le facteur de ductilité est élevé pour les spécimens ruinés par cisaillement du noyau après plastification des poutres.



γ_A : distorsion limite pour un bonne serviabilité (0.04%)

γ_{sl} : distorsion limite pour perte de serviabilité (0.5%)

γ_B : distorsion limite pour une réparation facile (0.4%)

γ_C : distorsion limite pour une réparation difficile (1.0%)

7.11 Relation distorsion – endommagement, performance parasismique résiduelle service, réparation et sécurité contre la ruine

Un coefficient de ductilité $\mu_{\Delta} = 4$ a été obtenu pour un coefficient de sécurité supérieur à 1.35. Le tableau suivant illustre les critères de dimensionnement nécessaires au contrôle de l'endommagement du nœud (Tab.7.2)

Level of demand	Assumed damage level	Influence on frame structure	Judgment method
No damage	Shear cracking is not occurred		$\tau_{sc} / \tau_{by} \geq 1.0$
Slight damage	0.2mm in shear crack width	Hoop does not yield	$\tau_{sc} / \tau_{by} \geq 1.75$
Moderate damage	0.4mm in shear crack width 0.1mm in residual shear crack width	Hoop is yet elastic. The influence on response is small.	$\tau_{sc} / \tau_{by} \geq 1.35$
Severe damage	Compressive failure of concrete, shear slip	Around peak, the influence on response is large	$\tau_{sc} / \tau_{by} < 1.35$
Great damage	Spalling of concrete, instability of axial load maintaining	Strength decreasing region after the maximum shear strength	"

$$1- \tau_{sc} = \sqrt{f_t^2 + f_t \cdot \sigma_o}$$

f_t : contrainte de traction du béton prise à $0.15\sqrt{f'_c}$

σ_o : contrainte axiale enregistrée sur la section du poteau

2- τ_{by} : contrainte de cisaillement correspondante à la plastification de la poutre en flexion

$$3- \tau_{nu} = \frac{V_{nu}}{b_n D_n} = k\phi F_n \text{ atteinte pour } \gamma_u = 1.0\%$$

contrainte ultime de cisaillement du noeud

$k=1.0, 0.7, 0.4$ respectivement pour nœud intérieur, extérieur et d'angle

$\phi=1.15$ nœud avec poutres transversales sur les 2 faces et 1.0 pour les autres cas

$$F_n = 0.8.f'_c{}^{0.7} \quad (\text{N} / \text{mm}^2)$$

$$b_n = b_b + b_{a1} + b_{a2} \quad \text{avec} \quad b_{a1}, b_{a2} = \min\left\{\frac{h_c}{4}, \frac{1}{2}d\right\},$$

d : distance entre face poutre – face poteau sur le côté transversal.

Un travail expérimental a été mené par Pantelides et al [14] pour l'évaluation des nœuds extérieurs typiques aux bâtiments érigés avant 1970 de part le monde, ne répondant donc pas aux exigences réglementaires de nos jours. Les performances ont été examinées en termes de capacité de résistance latérale, déplacement, rotation plastique, ductilité... Différents états limites ainsi qu'un nouveau modèle diagonale - membrure ont été proposés.

Les insuffisances concernant les détails des nœuds sont résumées comme suit:

- absence d'acier transversal à l'intérieur du noyau
- acier vertical du poteau n'est pas distribué sur le pourtour du nœud, mais concerne uniquement 2 faces
- 4 spécimens ont une longueur de scellement des barres inférieures de la poutre plus petite que celle requise

Cependant tous les spécimens satisfassent le rapport flexionnel poteau-poutre et la nappe d'acier supérieur de la poutre répond aux exigences d'ancrage à l'intérieur du nœud. Les 6 spécimens sont à échelle réelle, confectionnés avec 3 différents taux de ferrailage, soumis à une charge axiale égalisant respectivement 10% et 25% de la capacité nominale de la section; $N = (0.10, 0.25)f'_c.A_g$.

Deux modes de ruine ont été observés:

- a- par manque d'adhérence
- b- par cisaillement du noyau

L'angle de distorsion (plastique) correspondant au maximum de la charge latérale est 0.01rd et ce, pour tous les spécimens considérés. Il a été aussi relevé que la charge axiale affecte favorablement la résistance du nœud tout en réduisant considérablement la ductilité de déplacement et la dissipation d'énergie. Les 4 spécimens ruinés par cisaillement du nœud ont enregistré une perte de résistance aux charges verticales, cependant ceux caractérisés par ruine d'adhérence ont enregistré à la fin des tests une perte de capacité de résistance aux charges latérales. Il a été conclu que les spécimens qui ont péri par manque d'adhérence avaient une résistance, une contrainte principale de traction, une distorsion ainsi qu'une dissipation d'énergie plus faible que celles où la ruine a été dictée par cisaillement du noyau.

Cinq niveaux de performance ont été identifiés pour les 2 modes de ruine observés.

Ruine par manque d'adhérence:

- 1-plastification de l'acier longitudinal
- 2-mécanisme de glissement (rupture d'adhérence)
- 3-fissuration du noyau
- 4-éclatement du béton du coin où le manque d'adhérence s'est manifesté
- 5-perte de résistance vis à vis de la charge latérale

Rupture du noyau par cisaillement

- 1-plastification de l'acier longitudinal
- 2- fissuration du nœud
- 3-formation du mécanisme de ruine par cisaillement
- 4-éclatement du béton du noyau
- 5-perte de résistance aux charges verticale.

Les niveaux de performance énumérés sont utilisés pour identifier les états limites concordants, en terme d'ouverture de fissures, angle de distorsion, et capacité de résistance, c'est à dire niveau d'endommagement structurel.

7.7 Proposition d'une relation contrôlant la distorsion à travers le taux

d'armature transversale du noyau:

S'accordant avec l'esprit de dimensionnement en performances, une formule simplifiée est proposée reliant le taux d'armature transversale avec l'angle de distorsion fixé. Considérant que la rotule plastique se forme dans la poutre, on peut écrire :

$$\varepsilon_1 = \frac{C \cos \alpha_0 (\cos \alpha_0 + \sin \alpha_0)}{2 \left(\sum A_{sh} f_y \right)} \cdot \gamma_j \quad (7.8)$$

$$C = C_b = \sum_{i=0}^n F_{cdi} \cos \alpha_i \quad (7.27)$$

$$F_{cdi} = f_{cdi} \cdot A_{cdi} = \frac{A_{sh} f_y}{\cos \alpha_i} \quad \text{et l'équation 7.27 sera :}$$

$$C = \sum_{i=0}^n F_{cdi} \cos \alpha_i = \sum_{i=0}^n \frac{A_{sh} f_y}{\cos \alpha_i} \cos \alpha_i = \sum A_{sh} f_y \quad (7.28)$$

en injectant l'équation 7.28 dans l'équation 7.8 on obtient :

$$\varepsilon_1 = \frac{\cos \alpha_0 (\cos \alpha_0 + \sin \alpha_0)}{2} \cdot \gamma_j \quad (7.29)$$

$$\text{ou encore : } \gamma_j = \frac{2\varepsilon_1}{\cos \alpha_0 (\cos \alpha_0 + \sin \alpha_0)} \quad (7.30)$$

considérant les relations caractérisant la compression dans la bielle de béton

$$\frac{f_{cd}^{\max}}{f_c'} = \frac{1}{0.8 + 170\varepsilon_1} \leq 1 \quad (7.6)$$

$$\text{et } \frac{f_{cdi}}{f_c'} = 2\rho_v \left(1 + \frac{1}{\cos^2 \alpha_i} \right) \left(\frac{f_y}{f_c'} \right) \leq 1 \quad (7.7)$$

$$\text{on obtient : } \varepsilon_1 \leq \frac{1}{170} \left[\frac{1}{2\rho_v \left(1 + \frac{1}{\cos^2 \alpha^2} \right) \frac{f_y}{f_c'}} - 0.8 \right] \quad (7.31a)$$

$$\rho_v \geq \frac{1}{2 \left(1 + \frac{1}{\cos^2 \alpha^2} \right) \frac{f_y}{f_c'} (0.8 + 170\varepsilon_1)} \quad (7.31b)$$

$$\rho_v = \frac{A_{sh}}{b.s} \text{ et } n.A_{sh} = \rho_{sh} b.h_b \text{ donne : } \rho_v = \frac{A_{sh}}{b.s} = \frac{\rho_{sh} b.h_b}{n.b.s}$$

comme $s = \frac{h_b}{n+1}$; l'équation précédente sera :

$$\rho_v = \frac{\rho_{sh}(n+1)}{n} \quad (7.32a)$$

$$\rho_{sh} = \rho_v \frac{n}{n+1} \quad (7.32b)$$

Procédure directe

Posant $\gamma_j \leq [\gamma_j]_{\text{limite}}$ on calcule la déformation ε_1 à ne pas dépasser (eq.7.29) d'où ρ_v (eq.7.31b) et le reconvertir en ρ_{sh} (eq.7.32b). Le figure 7.11 illustre la variation de ρ_{sh} contrôlant une distorsion $\gamma_j = 1\%$; fonction de l'élanement du noyau (h_b/h_c), du nombre de lits d'armature transversale et la résistance du béton pour un acier ayant un taux de travail constant ($f_y = 400\text{MPa}$). On peut constater que ρ_{sh} augmente avec la résistance du béton et diminue avec l'élanement géométrique du noyau.

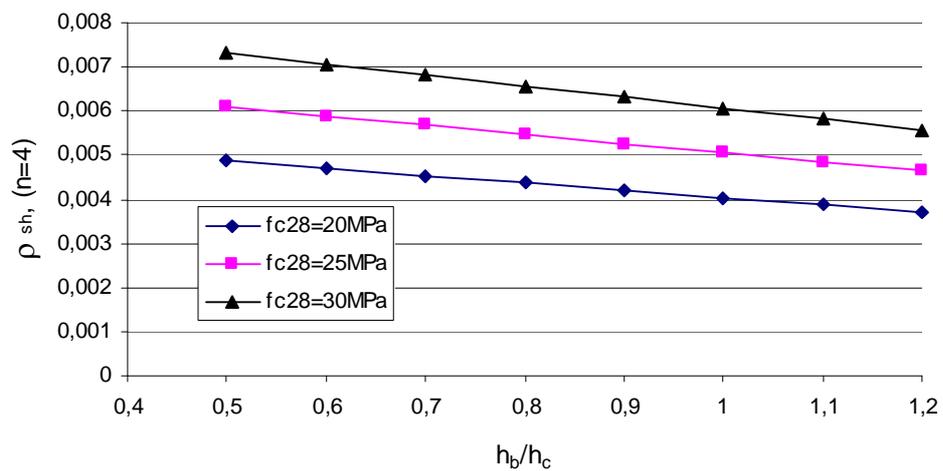
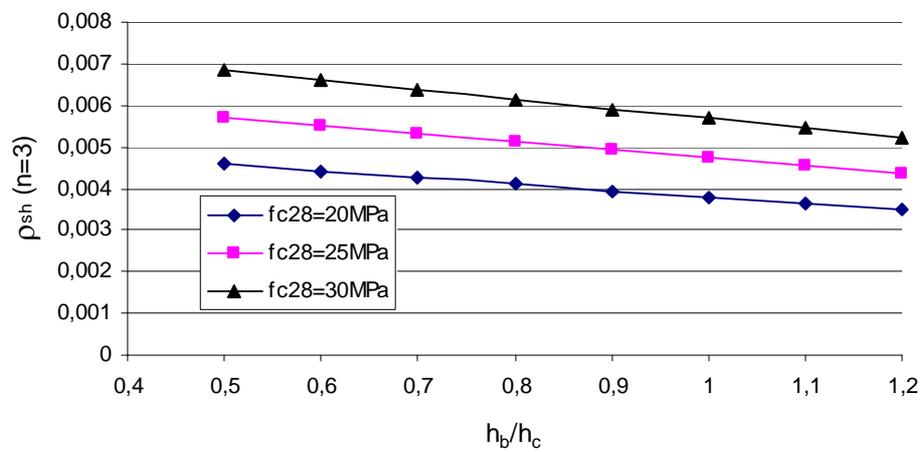
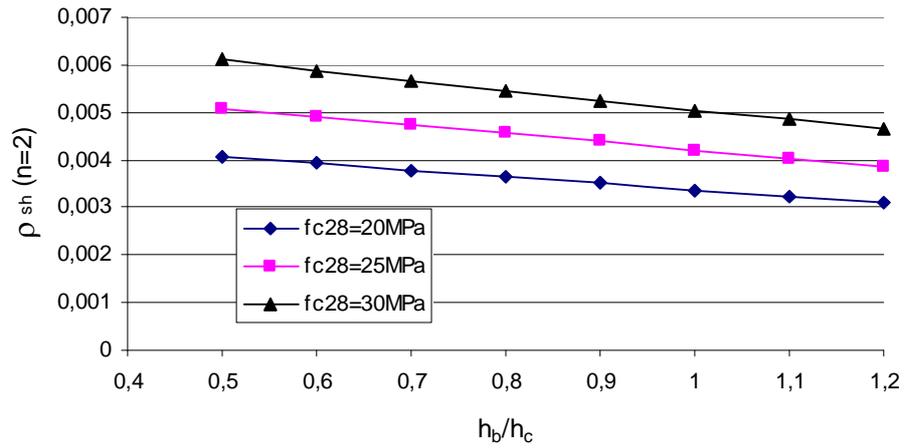


Figure 7.11 Variation de ρ_{sh} pour une distorsion $\gamma_j = 1\%$

Procédure indirecte (évaluation de la distorsion du noyau)

Une procédure inverse est utilisée, consistant en la détermination du taux d'armature transversale dans le noyau à l'aide d'expressions de dimensionnement établies par le code EC-8 ou recommandées par des chercheurs dans le domaine [11,17] en premier lieu ; et évaluer l'angle de distorsion potentiel de la section en second lieu. Du moment que les relations de dimensionnement sont formulées dans un esprit de garantir une capacité de résistance adéquate au cisaillement, cette alternative permet de s'assurer si la distorsion maximale résultante de la section reste bien inférieure à la distorsion limite initialement fixée.

Étapes à considérer :

- déterminer ρ_{sh}
- le convertir en ρ_v (eq.7.32a)
- déterminer ε_1 (eq.7.31a)
- évaluation de γ_j (eq.7.30)

EC-8

Le taux d'armature ρ_{sh} est déterminé en exploitant les relations (eq.7.20, eq.7.21 et eq.7.22) pour la classe de ductilité H pour 2 cas de figure $\nu = 0.1$ et $\nu = 0.2$. Le tableau suivant résume les différentes valeurs de ρ_{sh} . Il faut souligner par ailleurs l'effet d'élanement du noyau est omis dans la formulation réglementaire.

f_{c28} (MPa)	Taux d'armature transversale (ρ_{sh}) du noyau	
	$\nu = 0.1$	$\nu = 0.2$
20	0.00182	0.00068
25	0.00226	0.0083
30	0.00270	0.0099

Les figures 7.12 et 7.13 regroupent les différentes valeurs enregistrées pour l'angle de distorsion. Leur examen montre que le noyau est très flexible pour le cas où $\nu = 0.2$, allant à l'encontre de l'hypothèse des nœuds rigides adoptée généralement par les différents codes en vigueur. Ceci a été dû à la prise en compte de l'effort axial

revenant au poteau dans l'évaluation de la résistance du noyau au cisaillement. Il a été constaté par Kitayama et al [14] que la détérioration de l'adhérence des barres du poteau se manifeste pour un angle de distorsion $\gamma_j=0.02$, ceci montre que malgré les valeurs enregistrées pour le cas où $\nu = 0.1$ sont relativement réduites, elles restent trop importantes pouvant compromettre donc la sécurité du noyau.

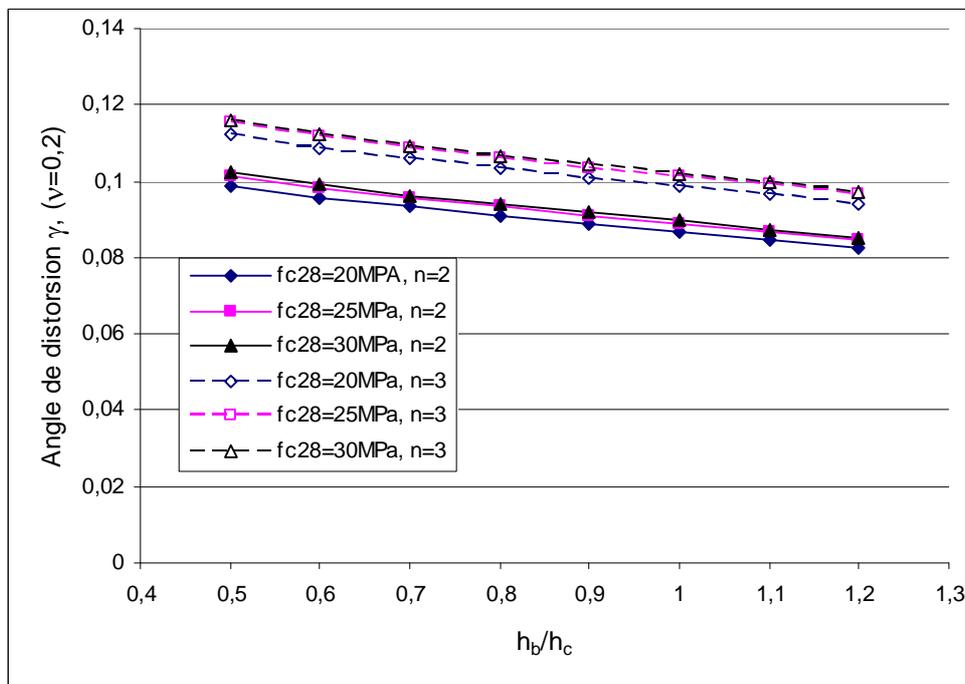
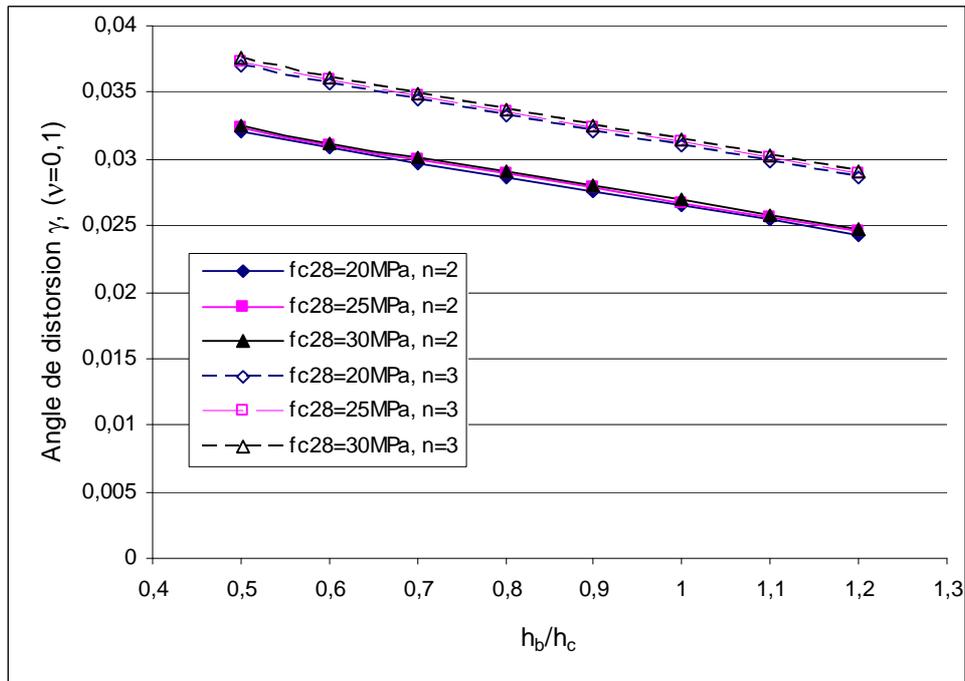


Figure 7.12 Influence du nombre de lits sur l'angle de distorsion (EC-8)

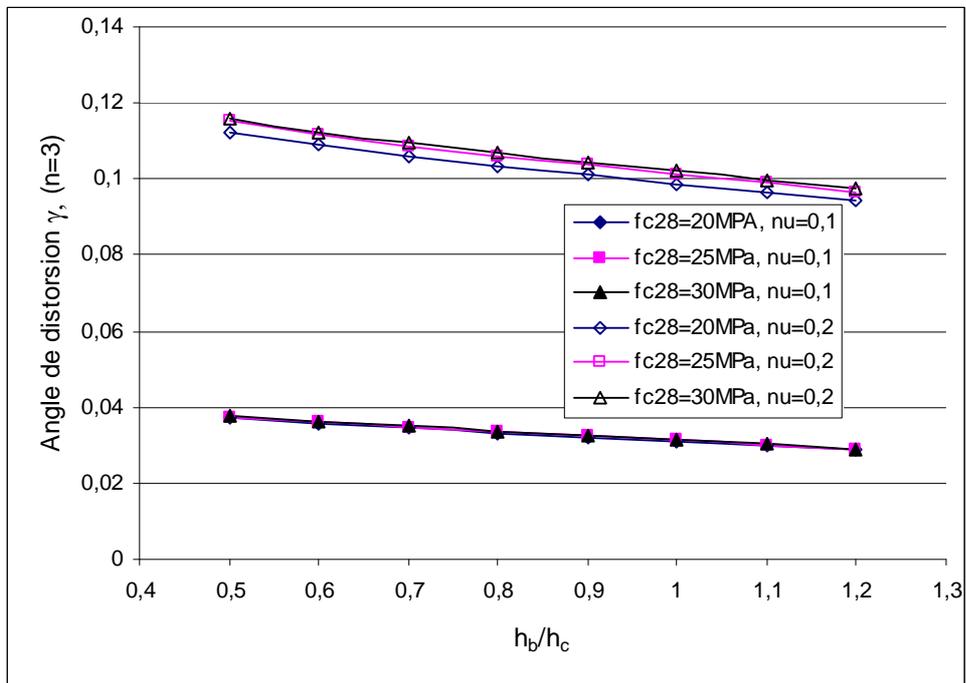
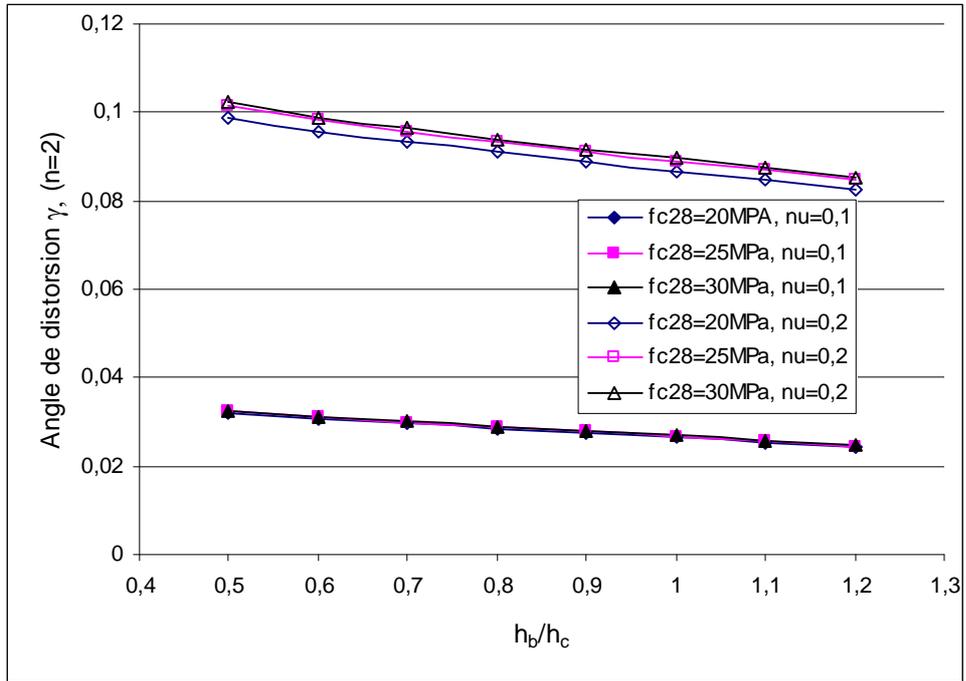


Figure 7.13 Influence de l'effort normal sur l'angle de distorsion (EC-8)

Heggar et al

Dans un travail récent Heggar et al [17] étudièrent les paramètres ayant incidence sur la capacité de résistance au cisaillement notamment ; l'élancement du nœud, le taux d'armature longitudinale du poteau, la résistance du béton, l'efficacité de l'ancrage des aciers de la poutre ainsi que le taux d'armature transversale et son efficacité sur le noyau des nœuds intérieurs et extérieurs. Ils développèrent un modèle pour prédire la charge ainsi que le mode de ruine des noyaux intérieurs et extérieurs; qui a été calibré en utilisant les résultats de plus de 200 tests de chargement. Ils proposèrent les relations suivantes :

Noeuds extérieurs

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = \alpha_1 A.B.C.b_j.h_{col} \quad A = 1.2 - 0.3 \frac{h_b}{h_c} \quad B = 1 + \frac{\rho_{col} - 0.5}{7.5} \quad C = 2(f'_c)^{1/3}$$

α_1 : facteur d'ancrage de l'armature longitudinale des poutres

$\alpha_1 = 0.95$ si le retour de barre se fait à 90°

$$V_s = \alpha_2 A_{sj,eff} .f_y$$

α_2 : coefficient d'efficacité de l'armature transversale du noyau, pris égal à 0.6 pour un angle de 90°

$$V_{max} = (\gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3) \cdot (0.25 \alpha_1 f'_c b_j \cdot h_{col}) \leq 2V_c$$

efficacité de l'ancrage des barres de la poutre, et l'élancement du nœud

$$\gamma_1 = 1$$

$$\gamma_2 = 1.5 - 1.2 \frac{\sigma_{col}}{f'_c} \leq 1.0$$

$$\gamma_3 = 1.9 - 0.6 \frac{h_{bl}}{h_{col}} \leq 1.0$$

Relation de dimensionnement

$$V_n = V_c + V_s \leq V_{max} \leq 2V_c$$

$$V_c = \alpha_1 \left(2.4 - 0.6 \frac{h_b}{h_c} \right) f_c^{1/3} \cdot b_j \cdot h_c$$

Noeuds intérieurs

$$V_n = 0.25.f'_c.b_j.h_c$$

$$V_{ju} = \left[\frac{|M_u|}{j_d} \right]_{\text{poutre-1}} + \left[\frac{|M_u|}{j_d} \right]_{\text{poutre-2}} - V_{ucol}$$

$$l_{dh,req} = \frac{f_y d_b}{3.3\sqrt{f'_c}} \text{ longueur d'ancrage minimale}$$

L'illustration numérique qui suit s'intéresse uniquement au nœud extérieur et s'appuie sur les relations suivantes :

Bakir et al

$$\rho_{sh} = \left[0.9155b_j.h_c.\sqrt{f'_c} - \frac{0.71\left(100\frac{A_{sb}}{b_b d}\right)^{0.4289} \left(\frac{b_c + b_b}{2}\right)h_c.\sqrt{f'_c}}{\left(\frac{h_b}{h_c}\right)^{0.61}} \right] \frac{1}{\alpha.f_y b_j.h_b}$$

Heggar et al

$$\rho_{sh} = \frac{1.245\sqrt{f'_c}.b_j.h_c - 0.95\left(2.4 - 0.6\frac{h_b}{hc}\right)f_c^{1/3}.b_j.h_c}{0.6f_y b_j.h_b}$$

$$\rho_v = \frac{\rho_{sh}(n+1)}{n}$$

Les figures 7.14-7.18 regroupent les différentes valeurs du taux d'armature transversale du noyau ainsi que de l'angle de distorsion pour les relations proposées par les auteurs précités.

L'examen des courbes de la figure 7.15 (relation Bakir et al), montre que la déformation angulaire est plus prononcée pour un ferrailage longitudinal en barres T16 comparativement avec celui en barres T14. Ceci reflète l'effet du diamètre des barres traversant le noyau sur la force d'adhérence. La déformation angulaire enregistrée fluctuant entre 2% et 3% pour un élancement de 0.5, décroît rapidement si l'élancement est de 0.6 restant aux alentours de 1% pour des barres de T16 et inférieure à 0.4% si celles-ci ont un diamètre de 14mm. On peut conclure que le taux d'armature obtenue à partir de la relation proposée par Bakir et al est considérable, résultant en des déformations angulaires négligeables ou nulles par moment (pour $h_b/h_c > 0.9$).

Les taux d'armature transversale obtenus en exploitant la relation proposée par Heggan et al (fig.7.16) varient entre 0.4% et 0.6% pour les élancements usuels ($0.8 \leq h_b/h_c \leq 1.2$), conduisant ainsi à des déformations angulaires beaucoup plus importantes (fig.7.17). Néanmoins celles-ci restent inférieures à 1.5% (fig.7.18) (comprises entre 0.5 et 1% si $n=2$; 0.7 et 1.3% si $n=3$). On remarque que le taux d'armature transversale fixé à 0.4% par Kitayama et al [14] s'avère bien fondé, du fait que la distorsion résultante reste inférieure à 2%; niveau pour lequel cette armature atteint la plastification.

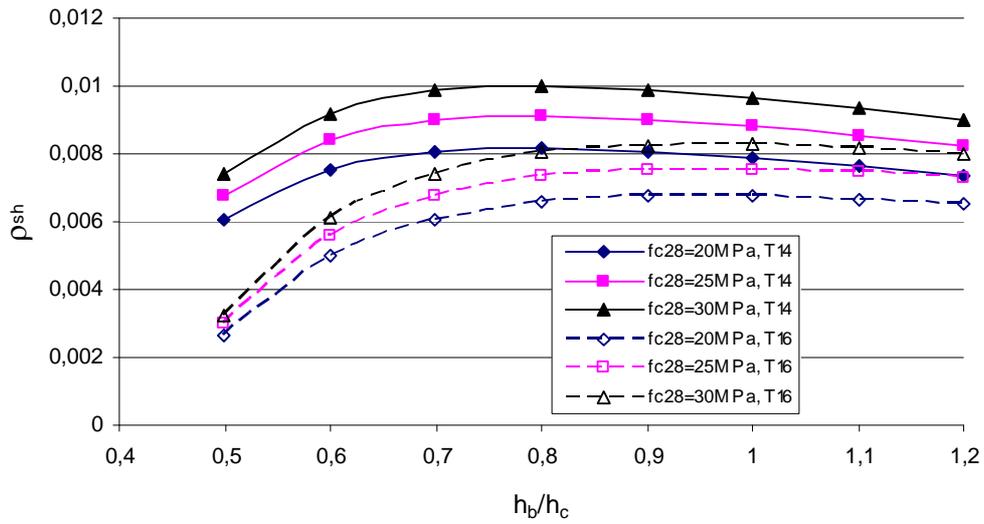


Figure 7.14 Variation de ρ_{sh} fonction de l'élancement du noyau

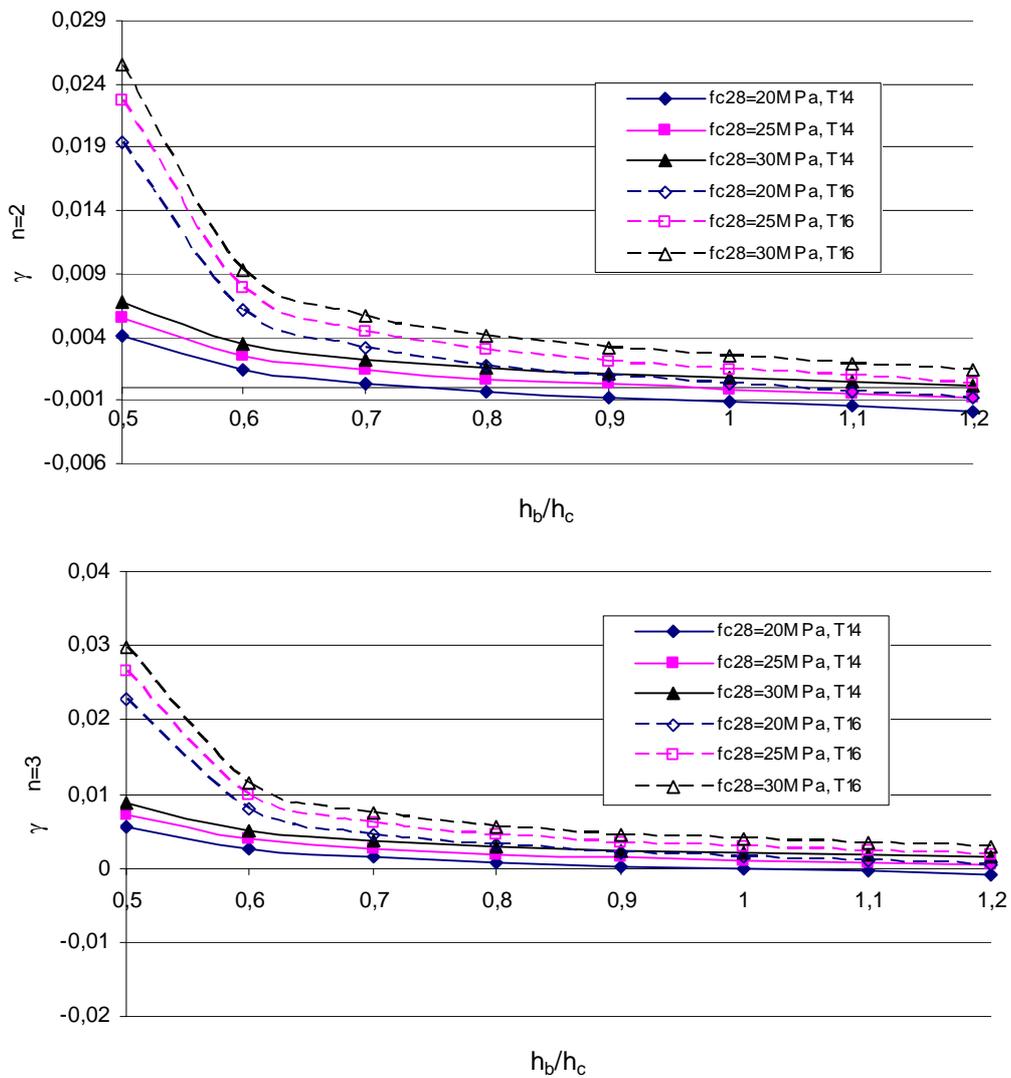


Figure 7.15 Angle de distortion si la relation de Bakir et al est adoptée ($n=2$ et $n=3$)

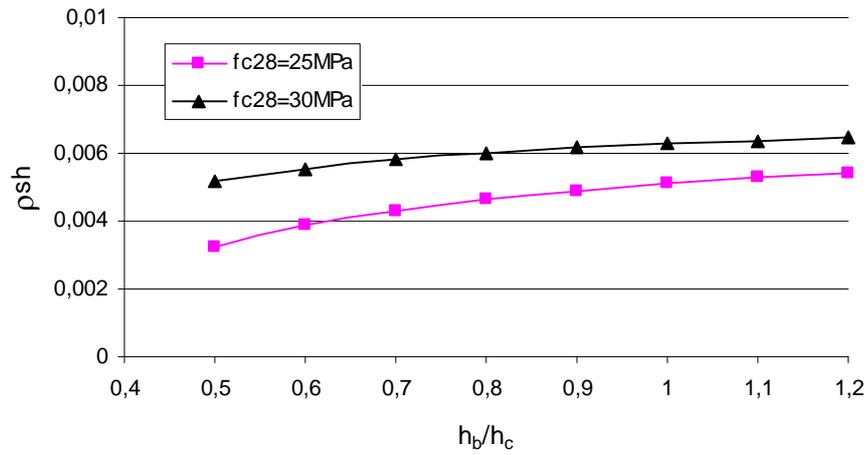


Figure 7.16 Variation de ρ_{sh} fonction de l'élancement du noyau (Heggar et al)

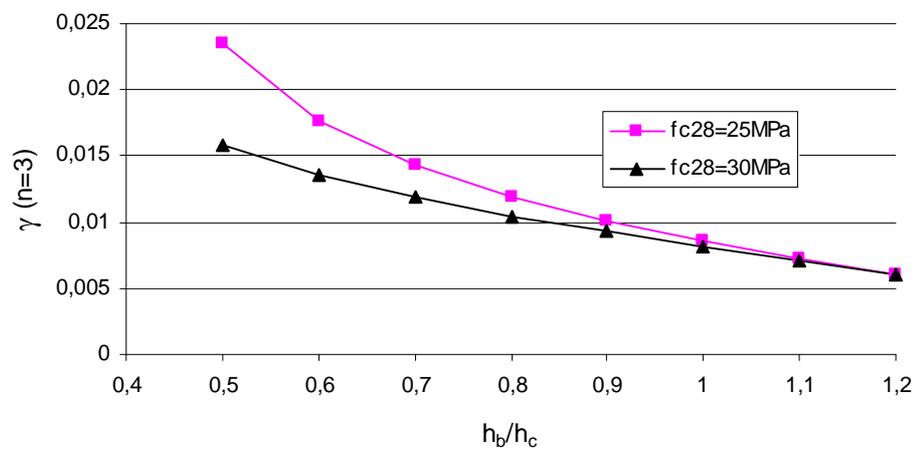
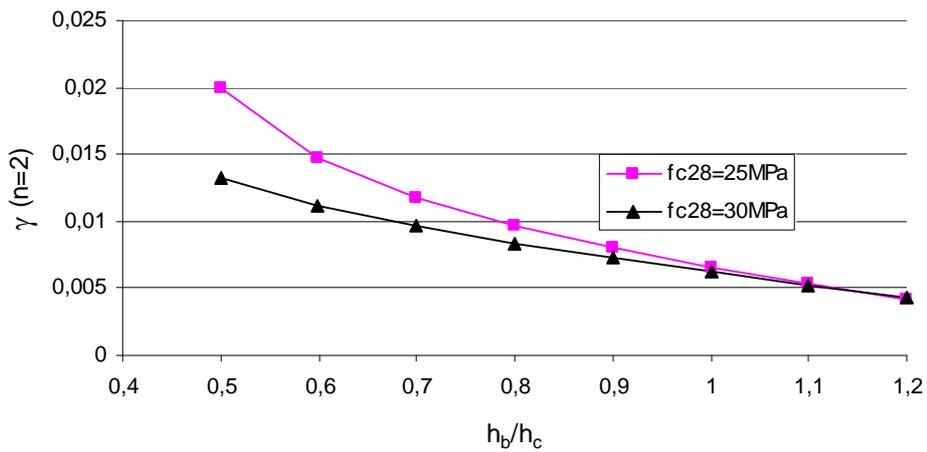


Figure 7.17 Angle de distorsion si la relation de Heggar et al est adoptée(n=2 et n=3)

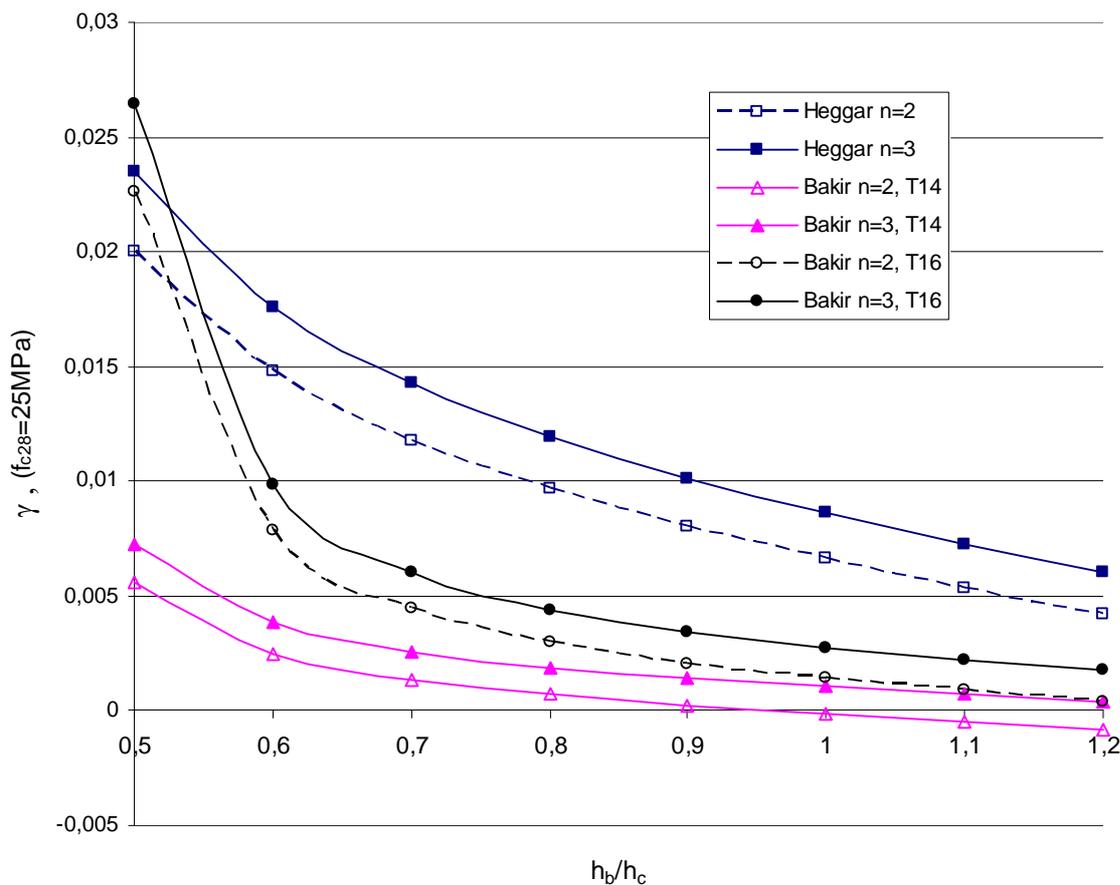


Figure 7.18 Angle de distorsion donné par les relations de Heggarr et al ; et Bakir et al

7.8. Conclusions

Le but principal recherché dans la conception des nœuds poteau-poutre chargés cycliquement est de conserver une rigidité au cisaillement sous chargement réversible, et une capacité de résistance au cisaillement suffisante si le chargement est considéré comme monotone.

1- L'adhérence des barres traversant le noyau joue un rôle important sur la capacité de résistance du nœud au cisaillement. L'élimination partielle ou totale de cette force provoquera inévitablement une considérable chute de résistance, et l'ouverture des fissures devient de plus en plus ample. Il a été constaté que les spécimens qui ont péri par manque d'adhérence avaient une résistance, une contrainte principale de traction, une distorsion ainsi qu'une dissipation d'énergie plus faible que celles où la ruine a été dictée par cisaillement du noyau.

2- L'augmentation de la capacité d'adhérence augmentera donc la capacité de résistance et de déformation du noyau, et il devient de ce fait impératif de limiter le diamètre des barres longitudinales traversant le noyau.

3- La déformation principale de traction dans le noyau augmente avec l'augmentation de l'élançement du noyau (h_b/h_c), le taux d'armature longitudinale du poteau ρ_{scol} ainsi que de la charge qui lui revient. Cependant cette déformation est défavorablement affectée par l'augmentation du taux d'armature longitudinale de la poutre ρ_{sb} ainsi que du taux d'armature transversale du noyau ρ_{sh} ; en d'autres termes l'augmentation de ces 2 paramètres améliore la capacité de résistance du noyau au cisaillement.

4- Réduire l'élançement du noyau augmentera la capacité de résistance de ce dernier. Ceci contribuera aussi à satisfaire la condition poteau fort-poutre faible (recommandée pour conditionner la plastification des poutres) en augmentant la rigidité du poteau.

5- La densification de l'armature transversale à mi-hauteur du noyau, peut être plus effective en fournissant une ductilité après fissuration, retardant ainsi la dégradation de résistance des diagonales comprimées de béton.

6- Les déformations de l'acier transversal dans le noyau augmentent avec le déplacement de niveau, donc avec la distorsion du noyau. Cette dernière affecte directement la largeur des fissures, caractérisant de ce fait l'endommagement structurel. Il serait donc judicieux de relier le taux de l'acier transversal dans le noyau avec la limite sur la déformation angulaire afin de limiter le niveau d'endommagement.

7- La formulation proposée reliant l'armature transversale du noyau à l'angle de distorsion limite, s'accorde avec le dimensionnement en performances et s'accommode avec la variation de l'élançement du noyau, les caractéristiques des matériaux et du nombre de lits à disposer latéralement.

References

- 1- New Zealand Standard NZS, *Code of Practice for General Structural Design*, Standards Association of New Zealand, 1992.
- 2- Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-89.
- 3- Eurocode 8 (EC8 1995).
- 4- G.G.Penelis; A.J.Kappos 'Earthquake-Resistant Concrete Structures' Published by E&FN Spon 1997.
- 5- R.Park, 'Capacity Design of Ductile of RC Building Structures for Earthquake Resistance' *The Structural Engineer*, Aug., 1992.
- 6- R.Park, T.Paulay, 'Reinforced Concrete Structures', J.Wiley, New-York, 1975.
- 7- M.Fintel, 'Handbook of Concrete Engineering', Second edition, 1985 Van Nostrand.
- 8- P.C.Cheung, T.Paulay, R.Park, 'Behaviour of Beam-Column Joints in Seismically-Loaded R.C Frames', *The Structural Engineer*, April 1993.
- 9- J.H.Kim, J.B.Mander 'Seismic detailing of reinforced concrete beam-column connections' *Structural Engineering & Mechanics* Vol 10 N°6 (2000) 589-601
- 10- P.G.Bakir, H.M.Bodoruglu 'Predicting the failure modes of monotonically loaded reinforced concrete of exterior beam-column joints' *Structural Engineering & Mechanics* Vol. 14 N°3 (2002) 307-330
- 11- P.G.Bakir, H.M.Bodoruglu 'A new design equation for predicting the joint shear strength of monotonically loaded exterior beam-column joints' *Engineering Structures* 24 (2002) 1105-1117
- 12- H. Shiohara 'Effects of Interaction Between Joint Shear and Bond Strength on the Elastic-Plastic Behavior of R/C Beam-Column Joints'. Second US-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Methodology for Reinforced Concrete Building Structures; 11-13 Sep.2000 Sapporo Hokkaido Japan. PEER 2000/10. pp 401-414
- 13- D.E.Lehman, W.G.Mosier, J.F.Stanton 'Seismic Performance of RC Beam-Column Joints' Second US-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Methodology for Reinforced Concrete Building Structures; 11-13 Sep.2000 Sapporo Hokkaido Japan. PEER 2000/10. pp 365-376
- 14- K.Kitayama, Y Tajima, M Okuda, S Kishida 'Influences of Beam and Column Bar Bond on Failure Mechanism in Reinforced Concrete Interior Beam-Column Joints' Second US-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Methodology for Reinforced Concrete Building Structures; 11-13 Sep.2000 Sapporo Hokkaido Japan. PEER 2000/10. pp 357-364

- 15- M Teroaka, S Fujii 'Seismic Evaluation of R/C Beam-Column Joints' Second US-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Methodology for Reinforced Concrete Building Structures; 11-13 Sep.2000 Sapporo Hokkaido Japan. PEER 2000/10. pp 379-390
16. C.P.Pantelides, J.Hansen, J.Nadauld, L.D.Reaveley 'Assessment of RC Building Exterior Joints with Substandard Details' PEER Report 2002/18
- 17- J.Heggar, A.Sherif & W.Roeser 'Non seismic design beam column joints' ACI Structural Journal Sept-Oct 2003 Vol 100 N°5 654-664

8.1 Conclusions

Le but essentiel de cette thèse est de revoir la procédure de dimensionnement établie par le code parasismique Algérien aux portiques autostables en béton armé, et fournir un complément d'outils garantissant une meilleure sécurité, tout en introduisant la cohérence nécessaire dans la réponse structurelle.

La philosophie de base dans la conception parasismique introduite dans le premier chapitre souligne de nouveaux aspects tirés des derniers puissants tremblements de terre. Afin de limiter les pertes économiques il devient nécessaire d'adopter une approche de dimensionnement à plusieurs niveaux. Il a été trouvé par ailleurs que la conception à trois niveaux de performance où la méthodologie de dimensionnement intéresse respectivement le service, l'endommagement et l'ultime ou survie est la plus pratique. Pour aboutir à une conception rationnelle on doit adopter à la limite une conception à deux niveaux de performance à savoir le service et l'ultime.

La cohérence dans la stratégie du dimensionnement parasismique exige la vérification de la rigidité de la structure pour le niveau de service, la résistance pour le niveau d'endommagement et la ductilité pour le niveau ultime. Vu les différences importantes entre séisme lointain et séisme proche du foyer épical, il devient aussi vital d'introduire l'effet d'impulsion caractérisant le séisme proche dans le dimensionnement pratique.

Le code RPA99 spécifie inconsiderablement 2 niveaux de performance (art1.2):

- le premier relatif à un séisme modéré, relativement fréquent, exigeant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages structuraux et non structuraux.

- le second relatif à un séisme majeur, plus rare, exigeant une ductilité et une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec dommages limités sans effondrement, ni perte de stabilité.

Cependant son examen révèle qu'il n'adopte principalement qu'une procédure de dimensionnement à un seul niveau concernant l'état limite ultime (ELU) satisfaisant la "sécurité de la vie" (à l'instar des codes basés sur la conception en force) car le premier niveau est nullement reflété au sein de ses clauses réglementaires. Ceci implique que la structure peut être endommagée mais ne doit pas s'effondrer. En plus de cela la boucle de contrôle sur la capacité de déformation garantissant la dissipation d'énergie est carrément absente.

Dans le souci d'établir la cohérence nécessaire dans le processus de dimensionnement, il devient impératif:

- de spécifier des critères de performance pour le niveau de service en recommandant des valeurs appropriées pour le déplacement relatif par exemple.

- d'introduire pour le niveau ultime:

- 1- sur le plan du comportement structurel global

- a- une nouvelle formulation pour le facteur de comportement en le reliant avec le niveau de ductilité qui lui est concordant.

- b- s'assurer du rapport des moments des poteaux sur ceux des poutres aboutissant au même nœud, garantissant certes le mécanisme de rotulation des poutres.

- 2- sur le plan du comportement local:

- a- la ductilité de section résultante du niveau de ductilité global établi; en adoptant une nouvelle formulation du ferrailage transversal fonction de la flexibilité des poteaux, le niveau d'endommagement et le déplacement relatif de niveau tolérable.

- b- adopter une clause réglementaire pour les noyaux des nœuds (inexistante jusqu'à présent) afin de se prémunir contre l'éventualité d'une ruine prématurée ou une migration accidentelle des déformations plastiques.

- 3- réviser la limite sur la période élastique (si ce paramètre demeurera sélectionné comme clivage de contrôle) fonction du niveau de ductilité de déplacement concordant avec le facteur de comportement global.

Ce complément réglementaire s'avère nécessaire afin de hisser notre réglementation parasismique en vigueur pour qu'elle puisse reposer réellement sur une conception à 2 niveaux répondant ainsi au minimum requis.

Concernant le comportement global, on a besoin lors du dimensionnement préliminaire d'évaluer la capacité de résistance latérale de la structure nécessaire pour limiter la demande de ductilité de déplacement globale ainsi que la demande de déplacement global dans une certaine limite, conduisant ainsi au contrôle local de la ductilité de niveau et du déplacement relatif entre niveaux. Si le spectre de dimensionnement élastique est spécifié pour chaque niveau de performance, le facteur R permettra alors l'estimation de capacité de résistance requise particulièrement pour les niveaux de performance vie sauve, pré ruine et ruine.

L'implantation du facteur R dans la conception en performances nécessite la spécification des demandes max tolérables de ductilité de niveau ainsi que du déplacement relatif d'étage pour chaque système structurel et niveau de performance

Cette étude a permis de faire ressortir les points suivants :

- Elargir le spectre de ductilité afin de répondre à une grande variété de structures.
- En spécifiant des valeurs pour le facteur de comportement indépendamment de la période et du niveau de ductilité le code Algérien s'est mis dans le côté non conservateur pour les structures appartenant aux plages de périodes courtes et intermédiaires où la force de calcul sera inévitablement sous estimée.
- Le code RPA introduit l'effet de redondance, tout en faisant abstraction à la réserve de résistance et aux effets $P - \Delta$
- Si le facteur de réserve de résistance reste sans effet sur le dimensionnement car le facteur R_{μ} établi par le code ne concerne que le niveau de ductilité, l'effet $P - \Delta$ peut conduire à une sous estimation importante de l'effort tranchant de base.
- Il reste encore nécessaire d'adapter le coefficient R pour prendre en considération les degrés de liberté multiples.

Il devient nécessaire d'établir une formulation incluant la demande de ductilité, la réserve de résistance, la redondance structurelle, MDOF et l'effet $P - \Delta$. Le but de cette formulation est de fournir une base technique pour les valeurs à attribuer au coefficient de comportement R.

La procédure d'évaluation de la période proposée dans le troisième chapitre pourra servir d'outil de contrôle sur le comportement global, en garantissant une capacité de résistance minimale requise, concordante avec un niveau de déformation tolérable nécessaire pour le contrôle de l'endommagement structurel. La possibilité d'ajustement des niveaux de performance est introduite en guise de flexibilité permettant au concepteur de se prémunir au préalable contre un éventuel dépassement d'une capacité de déformation. Cette alternative contribuera inévitablement à l'amélioration de la sécurité tout en limitant l'endommagement résultant. L'étude a porté sur trois cas de structures en portiques autostables tout en considérant la spécificité du sol d'assise. Considérant les différents résultats obtenus, on peut constater que la limite préconisée par le code Algérien $T_{limite} = 1.30T_n$ ne s'accorde que pour les structures nues; car si le remplissage est en maçonnerie rigide cette limite s'avère très restrictive.

Pour assurer le niveau de sécurité recherché caractérisé par une certaine demande de ductilité, le dimensionnement des zones dissipatives d'énergie dans les portiques autostables nécessite une attention particulière afin d'éviter la ruine par cisaillement et favoriser le développement du mécanisme de ruine préétabli. Ceci n'est possible qu'à travers un taux d'armature transversale adéquatement disposée sur une longueur potentiellement affectée par la rotulation plastique. Plusieurs facteurs ayant une incidence directe sur ce taux ont été recensés de part le monde, parmi lesquels le confinement du béton a été dégagé comme étant le paramètre déterminant.

Sachant que le confinement a une incidence favorable sur la performance du béton en améliorant sa résistance et sa ductilité ; un modèle approprié pour l'analyse du comportement moment - courbure des sections s'avère nécessaire afin de prédire fidèlement la capacité de ductilité de courbure. Il en ressort des différents travaux de recherche réalisés que les paramètres suivants affectent positivement le confinement, notamment:

- l'espacement adéquat de l'armature transversale
- l'augmentation du rapport volumétrique et de la contrainte élastique de l'acier transversal
- configuration convenable de l'armature longitudinale autour du périmètre de la section

Cependant la longueur de confinement est influencée par :

- le niveau de ductilité de courbure,
- l'intensité de l'effort normal,
- le degré ou indice de confinement du béton.

Le RPA doit introduire dans ses prescriptions actuelles la notion de longueur plastique et spécifier l'étendue de la longueur de confinement pour différentes classes de ductilité.

L'examen du RPA permet de constater que la ductilité locale des éléments linéaires (poteaux et poutres), n'a pas bénéficié de recommandations appropriées pouvant leur garantir fidèlement le comportement escompté, du moment que la boucle de **contrôle** sur la **déformation** au niveau des zones dissipatives d'énergie est carrément inexistante. Cette procédure a été simplifiée par des limites sur les taux d'armatures longitudinales et transversales ainsi que leur espacement au sein des zones dissipatives d'énergie, conduisant le plus souvent à conférer un comportement moyennement ductile. Faute d'outils le concepteur est dans l'impossibilité d'apprécier le niveau de ductilité local ou de pouvoir le contrôler afin d'établir la corrélation nécessaire entre comportement global, local de la structure. Cette corrélation est l'alternative de cohérence garantissant un comportement structurel homogène.

Le travail entrepris dans le sixième chapitre a porté principalement sur la proposition d'outils permettant le contrôle sur la déformation locale tout en s'accordant avec l'idée de capacité de déformation d'ensemble, afin de hisser la procédure de dimensionnement actuelle vers une conception à 2 niveaux de performance. En considérant les éléments verticaux, le niveau d'endommagement structurel a été introduit élargissant ainsi cette alternative à englober un partiellement (car c'est uniquement l'ELU qui est considéré) un troisième niveau de performance.

Le travail présenté dans la première partie de ce chapitre a été consacré aux poteaux, prend en considération un déplacement relatif d'étage limite et un niveau d'endommagement modéré garantissant aussi bien la sécurité des vies humaines que l'intégrité structurelle avec une éventuelle réparation non onéreuse, a été conduit dans l'esprit de palier au vide réglementaire relatif à l'estimation de la vulnérabilité sismique des portiques autostables en béton armé. Des expressions ont été proposées reliant le rapport volumétrique de l'armature transversale (ρ_{sh}),

l'effort normal réduit (N/N_0) et la flexibilité des poteaux (L/i) selon la classe de ductilité et le niveau d'endommagement souhaité. Ces expressions permettent d'introduire un taux d'armature ajustable pour les différents poteaux en prenant en considération une descente de charge différente ainsi qu'un déplacement de niveau constant conduisant à une meilleure cohérence du comportement global. Cette alternative permet le contrôle sur la déformation locale tout en s'accordant d'une part avec l'idée de capacité de déformation d'ensemble par rapport à un niveau d'endommagement désiré; et d'autre part avec l'approche de dimensionnement parasismique en performances. Ainsi on pourra alors parler de capacité de déformation de niveau à l'instar d'un déplacement de niveau. Les résultats obtenus ont également permis de délimiter le coffrage des poteaux fonction du niveau d'endommagement recherché et ont montré que le déplacement relatif de niveau à observer tel que recommandé par le code RPA99 doit être réduit afin d'éviter une éventuelle perte de stabilité structurelle résultante d'un endommagement excessif.

Les poutres sont les éléments structuraux où la grande proportion de l'énergie de dissipation prend place à travers un mécanisme flexionnel de rotules plastiques. Ceci ne sera atteint qu'à travers une conception et un dimensionnement conduisant à des sections exhibant un comportement suffisamment ductile. L'étude entreprise dans la seconde partie du cinquième chapitre, a été consacrée à la ductilité des poutres, et a permis de dégager les points suivants :

1. La capacité de déformation décroît avec l'augmentation du taux d'acier tendu et augmente avec l'augmentation du taux d'acier comprimé donc avec le rapport $\frac{\rho'}{\rho}$.
2. Le confinement du béton améliore la résistance du béton et la capacité de déformation des sections ce qui permettra la réduction du taux d'armature comprimée. Le fait de ne pas le prendre en compte sert à limiter l'endommagement structurel lors d'un séisme sévère.
3. Lorsque le confinement du béton est négligé, la borne supérieure préconisée par le code algérien est jugée trop excessive, conduisant à des sections faiblement ductiles ne favorisant pas le développement flexionnel privilégié (rotulation des poutres) ; ceci entraînera une migration des rotules plastiques aux sections des têtes de poteaux résultant en la formation du mécanisme d'étage.

4. La limitation de ρ_{\max} préconisée par l'EC8 pour la classe de ductilité 'M' est loin de pouvoir garantir ce niveau de performance et doit être de ce fait réduite. Ceci montre que la formulation articulée uniquement sur les caractéristiques des matériaux et le rapport du taux d'armature comprimée sur celui de l'armature tendue reste limitée.

Il en ressort donc que la formulation proposée unifiant les différents facteurs influant la ductilité locale est plus adaptée pour choisir le taux d'armature tendue nécessaire à corrélérer avec le taux d'armature comprimée, afin de garantir ou de contrôler le niveau de performance recherché. Elle sera de ce fait recommandée comme outil de contrôle dans une procédure de dimensionnement en performances.

Les expressions proposées pour la détermination de l'armature transversale nécessaire pour contrôler la demande de ductilité locale des éléments linéaires, permettent à défaut d'une procédure incluant un modèle de confinement; d'assurer la sécurité nécessaire en garantissant des capacités de déformation adéquates conduisant à une meilleure cohérence du comportement global.

Généralement, l'approche la plus recommandable dans la conception des portiques autostables, est celle qui entraîne la formation des rotules plastiques au niveau des poutres. La stabilité des portiques est généralement assurée par l'encastrement réciproque des éléments linéaires poutres et poteaux au droit des nœuds et donc par la mise en flexion de ces éléments. La concentration des efforts au droit des nœuds requière une certaine capacité nécessaire pour que ces derniers assurent le comportement escompté à travers une transmission effective des efforts résultants. L'expérience a montré qu'en cas de séisme, les nœuds sont les parties les plus vulnérables de l'ossature, pour ce, il est essentiel de vérifier leur capacité de résistance vis à vis de l'effort tranchant ainsi que les conditions de scellement des barres traversant la région nodale. L'exigence fondamentale pour qu'une structure en béton armé soit apte à développer sa capacité de résistance maximale est d'éviter une rupture prématurée de ses nœuds.

Le but principal recherché dans la conception des nœuds poteau-poutre chargés cycliquement est de conserver une rigidité au cisaillement sous chargement réversible, et une capacité de résistance au cisaillement suffisante si le chargement est considéré comme monotone.

1- L'adhérence des barres traversant le noyau joue un rôle important sur la capacité de résistance du nœud au cisaillement. L'élimination partielle ou totale de cette force provoquera inévitablement une considérable chute de résistance, et l'ouverture des fissures devient de plus en plus ample. Il a été constaté que les spécimens qui ont péri par manque d'adhérence avaient une résistance, une contrainte principale de traction, une distorsion ainsi qu'une dissipation d'énergie plus faible que celles où la ruine a été dictée par cisaillement du noyau.

2- L'augmentation de la capacité d'adhérence augmentera donc la capacité de résistance et de déformation du noyau, et il devient de ce fait impératif de limiter le diamètre des barres longitudinales traversant le noyau.

3- La déformation principale de traction dans le noyau augmente avec l'augmentation de l'élançement du noyau (h_b/h_c), le taux d'armature longitudinale du poteau ρ_{scol} ainsi que de la charge qui lui revient. Cependant cette déformation est défavorablement affectée par l'augmentation du taux d'armature longitudinale de la poutre ρ_{sb} ainsi que du taux d'armature transversale du noyau ρ_{sh} ; en d'autres termes l'augmentation de ces 2 paramètres améliore la capacité de résistance du noyau au cisaillement.

4- Réduire l'élançement du noyau augmentera la capacité de résistance de ce dernier. Ceci contribuera aussi à satisfaire la condition poteau fort-poutre faible (recommandée pour conditionner la plastification des poutres) en augmentant la rigidité du poteau.

5- La densification de l'armature transversale à mi-hauteur du noyau, peut être plus effective en fournissant une ductilité après fissuration, retardant ainsi la dégradation de résistance des diagonales comprimées de béton.

6- Les déformations de l'acier transversal dans le noyau augmentent avec le déplacement de niveau, donc avec la distorsion du noyau. Cette dernière affecte directement la largeur des fissures, caractérisant de ce fait l'endommagement structurel. Il serait donc judicieux de relier le taux de l'acier transversal dans le noyau avec la limite sur la déformation angulaire afin de limiter le niveau d'endommagement.

7- La formulation proposée reliant l'armature transversale du noyau à l'angle de distorsion limite, s'accorde avec le dimensionnement en performances et s'accommode avec la variation de l'élanement du noyau, les caractéristiques des matériaux et du nombre de lits à disposer latéralement.

8.2 Recommandations

Afin d'affermir la procédure de dimensionnement en performances il serait nécessaire :

1- d'améliorer la fiabilité des valeurs attribuées à R pour différents systèmes structurels, en caractérisant l'interdépendance des facteurs de ductilité, de résistance et de redondance.

Les facteurs de ductilité et de résistance doivent être évalués pour chaque type de système structurel et ce pour chaque zone sismique utilisant les définitions standardisées de la ductilité et de la résistance.

2- de revoir le coefficient de majoration des moments fléchissants ultimes dans les poteaux par rapport à ceux des poutres; favorisant le développement du mécanisme de ruine lié à la formation de rotules plastiques; à travers l'évaluation de la réserve de résistance au sein des portiques et la séquence de rotulation plastique.

3- élargir l'étude de ce coefficient en prenant en compte de la contribution de la largeur effective de la dalle de compression, et la maçonnerie rigide.