REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE MENTOURI CONSTANTINE

Faculté des science de l'ingénieur
Département de Génie civil

Thème de Magister

Option: Matériaux et Durabilité des Constructions

Intitulé du Mémoire:

"Etude de la Ductilité de Déplacement des Poteaux en Béton Armé"

Présenté par: Melle HACHEM RAFIKA

Devant le Jury:

- Président : H. HOUARI (Prof. Université Mentouri)
- Rapporteurs : N. CHIKH (MC. Université Mentouri)
  B. BOUSALEM (CC. Université Mentouri)
- Examinateurs : F-Z. MIMOUN (Prof. Université Mentouri)
  H. CHABIL (MC. Université Mentouri)

Année Universitaire 2003-2004

Sommaire

Chapitre 1 **Introduction**

1. Généralités…….....1

2. Problématique……..…3

3. Objectifs…….3

4. Organisation de la thèse…… 4

Chapitre 2 **Approche en Capacité**

1. Introduction…….5

2. Critères de performance…… 6

2.1 Définition de la ductilité……...……6

2.2 Différents types de ductilité……..……..…….. 8

2.2.1 Ductilité de déformation……..…….…… 8

2.2.2 Ductilité de courbure……..8

2.2.3 Ductilité de déplacement……8

3. Critères requis pour les structures ductiles dans différents règlements……..… 11

3.1 Demande de ductilité……..…11

3.2 Mécanismes de ruine……..12

4. Conclusion……... 20

Chapitre 3 **Ductilité de Déformation**

1. Introduction…….. 21

2. confinement du béton armé……22

3. paramètres influents……..24

4. Revue sur les différents modèles analytiques ……...…28

4.1 Le modèle du béton non confiné ……..……. 28

4.2 Les modèles du béton confiné…… 29

4.2.1 Sheikh & Uzumeri……. 29

4.2.2 Murrat et al ……30

4.2.3 Mander et al. ……...31

5.3 Modèles contrainte déformation des aciers……37

a) Le modèle de l'acier en traction…….. 38

b) Le modèle de l'acier en compression ……39

6. Conclusion ……...41

Chapitre 4 **Ductilité de Courbure**

1. Introduction ……42
2. Définition des états limites..……..……..43
3. l'analyse Théorique Moment- Courbure…….. 43
3.1 Courbure d'une section rectangulaire soumise a une flexion croissante……43
3.2 Hypothèses de calcul…….. 45
3.3 la courbe moment courbure…… 46
4. Validation du programme.……52
5. Etude paramétrique ……52
5.1 Intensité de l'effort axial……..53
5.2 Taux d'acier transversal……. .54
5.3 Taux d'acier longitudinal……... 55
6. Etude comparative ……56
7. Conclusions……...57

Chapitre 5 **Ductilité de Déplacement**

1. Introduction……..58
2. Mise en équations . ……59
3. Modélisation de la rotule plastique…… 60
4. définition des états limites ultimes ……..……67
5. Algorithme……68
6. Validation du programme……71
7. Etude paramétrique ……..72
7.1 Intensité de l'effort axial……. 74
7.2 L'élancement du poteau……..74
7.3 Taux d'acier transversal…….. 75
7.4 Taux d'acier longitudinal ……76
7.5 La résistance du béton f_{co} ..…..……..……76
7.6 Résistance élastique de l'acier longitudinal $f_{y\ ...}$ ……77
7.7 Résistance élastique de l'acier transversal f_{yh} ……78
6. Conclusion ……81

Chapitre06 **Conclusions**

Conclusions ….…….……82
Recommandations….…….. .83
Perspectives….…… .84

Notations

A_g**:** section totale du béton.

d **:** hauteur utile de la section.

d_b **:** diamètre de l'armature longitudinale.

E_c **:** module d'élasticité de la section fissurée.

H : force horizontale sismique.

f_y **:**résistance élastique de l'acier longitudinal.

f_{yh} : résistance élastique de l'acier Transversal.

I_c **:** moment d'inertie de la section fissurée.

K **:** position relative de l'axe neutre.

l_c**:** hauteur du poteau.

l_p **:** longueur de la rotule plastique.

l_{pc} **:** longueur de la rotule plastique du poteau.

l_{pb} **:** longueur de la rotule plastique de la poutre.

M_P **:** moment Plastique de la section.

M_{max}**:** moment maximum de la section.

M_u **:** moment ultime de la section.

M_y **:** moment élastique de la section.

P_o**:** L'effort axial ultime.

P**:** L'effort axial réduit.

P_{axl}**:** L'effort axial extérieur.

P_{cal}**:** L'effort axial de calcul.

r **:** nombre d'étages.

R**:** facteur de réduction des forces.

R_c **:** rayon de courbure.

S : Espacement des cadres.

Caractères grecs

a **:** Rapport des courbures élastiques.

Δ **:** Déplacement horizontale de l'élément.

Δ_u **:** Déplacement ultime de l'élément.

Δ_y **:** Déplacement élastique de l'élément.

e_c **:** Déformation dans la fibre du béton.

e_y **:** Déformation élastique du matériau.

e_s **:** Déformation au niveau des acier tendus.

e_u **:** Déformation maximale du matériau.

$f_{\max}$ **:** Courbure correspondante au moment max.

f_y **:** Courbure élastique.

f_u **:** Courbure ultime.

l : Élancement mécanique du poteau.

m_Δ **:** Ductilité de déplacement.

$m_{\Delta b}$ **:** Ductilité de déplacement au niveau des zones nodales des poutres.

$m_{\Delta c}$ **:** Ductilité de déplacement à la base des poteaux.

m_e **:** Ductilité de déformation.

m_f **:** Ductilité de courbure.

m_{fb} **:** Ductilité de courbure au niveau des zones nodales des poutres

m_{fc} **:** Ductilité de courbure à la base des poteaux.

q_p **:** Rotation de la rotule plastique.

q_{pc} **:** Rotation plastique du poteau.

q_{pb} **:** Rotation plastique de la poutre.

r_l **:** Taux d'armatures longitudinales.

r_{sh} **:** Rapport volumétrique de l'acier transversal du béton confiné.

Note: la notation n'inclue pas les symboles des modèles des matériaux, le sens de ces symboles est expliqué dans les textes correspondants.

Liste des figures et Organigrammes :

Figure 2.1 : Types de ductilité**.**

Figure 2.2 : Relation entre facteur de réduction et demande de ductilité.

Figure 2.3 : Distribution de la courbure dans un poteau typique au 1er écoulement d'un portique.

Figure 2.4 : Mécanisme relatif à la rotation des poteaux dans le *i* ^{ème} niveau.

Figure 2.5 : Distribution de la courbure dans un poteau type au premier écoulement d'un portique.

Figure 2. 6: Mécanisme relatif à la rotation des poutres.

Figure 2.7: Géométrie des déformations plastiques dans un mécanisme de poutre.

Organigramme 1 : Approche en Capacité.

Figure 3.1: Courbes contrainte-déformation des cylindres en béton confiné par des spires .

Figure 3.2 : Courbes charge axiale déformation pour des prismes en béton confiné de section carrés.

Figure 3.3 : Confinement du béton **.**

Figure 3.4: Effet de l'espacement du ferraillage transversal Sur L'efficacité du confinement.

Figure 3.5: Influence de la forme de l'armature transversale .

Figure 3.7 : Le diagramme contrainte- déformation du béton non confiné.

Figure 3.8 : Courbe contrainte-déformation du béton confiné, Sheikh et Uzumeri (1982).

Figure 3.9 : Courbe contrainte-déformation du béton confiné et non confiné, Murat et al. (1992).

Figure 3.10 : Courbe contrainte déformation, Mander et al. (1988).

Figure 3.11 : Le béton confiné efficace pour le ferraillage transversal rectangulaire.

Figure 3.12 : La détermination de la résistance de confinement à partir des contraintes latérales de confinement.

Figure 3.13 : Courbes typiques Contrainte déformation de l'acier.

Figure 3.14 : la courbe contrainte-déformation des aciers en traction**.**

Figure 3.15 : la courbe contrainte-déformation des aciers en compression.

Figure 4.1 Déformation d'un élément fléchi.

Figure 4.2 : Analyse de la section.

Figure 4.3 : Détermination Théorique de la Courbe Moment-Courbure :

Organigramme 2 : calcul de M-f .

Figure 4.4: validation du programme .

Figure 4.5 Influence de l'intensité de l'effort axial sur M-f **.**

Figure 4.6 Effet de la quantité d'acier transversal.

Figure 4.7 Effet du taux d'acier longitudinal.

Figure 5.1 Déplacement dû à la déformation de flexion d'un élément.

Figure 5.2 Modélisation de la rotule plastique.

Figure 5.3 : Distribution de la courbure le long du poteau à l'état limite ultime**.**

Figure 5.4 : Les courbes moment- courbure réelles et idéalisées dans les sections fissurées**.**

Figure 5.5 : Distribution des moment et courbures.

Organigramme 3 : Détermination de la courbe ($H-\Delta$)

Figure 5.6: validation du programme.

Figure 5.7 Influence de l'intensité de l'effort axial.

Figure 5.8 Influence de l'élancement du poteau.

Figure 5.9 Influence de la quantité d'acier transversal.

Figure 5.10 Influence du taux d'acier longitudinal.

Figure 5.11 Influence de la résistance du béton.

Figure 5.12 Influence de la limite élastique de l'acier longitudinal.

Figure 5.13 Influence de la limite élastique de l'acier transversal.

Liste des Tableaux :

Tableau 2.1: Valeurs de μ_φ pour une demande de ductilité de déplacement donnée.

Tableau 4.1 : Etude Paramétrique M-f .

Tableau 4.2 : Valeurs expérimentales de ductilité et capacités flexionnelles.

Tableau 4.3: Comparaison des valeurs de ductilité expérimentales et analytiques.

Tableau 5.1 Etude Paramétrique H-Δ.

Tableau 5.2: Valeurs de ductilité de déplacement.

Chapitre 1

INTRODUCTION

1. Généralités :

L'action sismique est un déplacement imposé variable dans le temps, qui induit dans la structure des forces d'inertie. Au cours du mouvement, le séisme « injecte » dans la structure une certaine quantité d'énergie, une partie est restituée au sol, par le phénomène sol- structure, une autre partie est dissipée par amortissement le surplus se retrouve dans la structure sous forme d'énergie cinétique et en énergie de déformation élastiques et inélastiques des éléments structuraux.

Cependant l'analyse dynamique des structures répondant à des séismes sévères a montré que les forces élastiques d'inertie sont beaucoup plus grandes que celles préconisées par les normes et que cette différence est trop grande pour quelle soit compensée par des coefficients de sécurité.

Ce dilemme peut être attribué à la capacité importante de déformation plastique avant rupture des matériaux, cette propriété fondamentale est appelée ductilité.

Il est important de s'assurer, dans l'étape extrême d'une structure chargée jusqu'à la rupture, qu'elle va se comporter d'une manière ductile. Autrement dit s'assurer que la structure ne se rompra pas d'une façon brutale c'est à dire sans avertissement, mais sera capable de manifester de grandes déformations au delà de la capacité maximum de chargement. Ces déformations donnent l'avertissement suffisant, et ce en maintenant la capacité de chargement, ainsi une rupture totale peut être prévenue et des vies humaines préservées. En outre, le comportement ductile des éléments permet l'usage dans la conception des moments fléchissants qui prend en compte la redistribution possible des moments de flexion.

Dans les zones fortement sollicitées par le chargement sismique, la ductilité devient une considération extrêmement importante. D'ailleurs la philosophie actuelle des codes est basée sur une conception sismique stipulant que les structures doivent résister élastiquement aux séismes relativement modérés; et développer la ductilité dans le cas d'un séisme sévère, pour garantir la survie de la structure.

Par conséquent, les recommandations parasismiques ne sont justifiées que si la structure a l'aptitude de développer suffisamment de ductilité pour absorber et dissiper l'énergie par déformations post-élastiques sous l'action d'un chargement cyclique.

La redistribution possible des moments de flexion qui peuvent être employés dans la conception des structures en béton armé hyperstatiques dépend de la ductilité des éléments dans les sections critiques (rotules plastiques), puisque les codes de bâtiment permettent quelques redistributions des moments de flexion de ceux obtenus en utilisant l'analyse structurale élastique linéaire.

Par conséquent, la ductilité est une propriété importante à considérer, et la conception des poteaux et des poutres n'est jamais complète sans la prise en compte de cet aspect. D'ou le but de cette recherche.

Pour assurer un comportement ductile, une attention particulière devrait être donnée aux dispositions constructives tels que le contenu du ferraillage longitudinal, ancrage du ferraillage et confinement du béton comprimé, tout en évitant les types de rupture fragiles (effort tranchant, adhérence).

2. Problématique:

Les structures en béton armé soumises à des actions sismiques sévères sont appelées à développer des déformations inélastiques importantes afin de pouvoir dissiper toute l'énergie occasionnée par les efforts sismiques. Dans les structures en portiques les poteaux jouent un rôle très significatifs et ce en résistant aux efforts verticaux d'une part et aux efforts latéraux d'autre part. Sous cette action simultanée, ces éléments seront sollicités à des efforts normaux ainsi qu'à des efforts tranchants parfois considérables. La quasi totalité de l'énergie est dissipée par de grandes déformations au droit des sections critiques appelées régions potentielles des rotules plastiques. Il est unanimement admis que les poteaux sont conçus de telle sorte qu'il ne puisse s'endommager qu'après épuisement de la contribution des autres éléments notamment les poutres. Cela exige à ce que la structure doit développer un mécanisme de ruine bien défini où la rotulation dans les poutres précèdent celles des poteaux ou que la formation des rotules plastique généralement à la base des poteaux n'est autorisée que pour compléter le processus de déformation global. La conception de telles structures est basée sur l'approche en capacité où les critères de déformation globale et locale doivent être remplis concurremment. Pour atteindre à un tel comportement, les sections critiques doivent développer une ductilité de courbure suffisante répondant à la demande de ductilité globale demandée.

3. Objectifs :

Le but fondamental de cette étude est de vérifier la capacité de rotation jusqu'au niveau de la ductilité de courbure exigée d'une part ensuite mettre en évidence la corrélation entre la ductilité globale de l'élément et la ductilité locale de la section d'autre part. Cette vérification de la compatibilité des facteurs de ductilité implique la connaissance des critères de ductilité globale et locale.

4. Organisation de la thèse :

Dans une première étape, on a mis en relief les différents critères relevant des fondements de l'approche en capacité ensuite on a mis en évidence la corrélation entre la ductilité globale de l'élément et la ductilité locale de la section. Cette étape a permis dès le début de définir la problématique qui consiste à étudier les capacités de rotation et de déplacement respectivement pour la section et l'élément en passant par une étude bibliographique portant sur le comportement du béton confiné, élément capital pour l'évaluation de la ductilité.

En deuxième étape, et dans le contexte cité ci-dessus, un programme informatique en Fortran 77 a été élaboré. Le programme permet de tracer la courbe théorique moment courbure d'une section confinée d'une part et la courbe force déplacement d'un poteau de portique soumis à un chargement monotone d'autre part. Dans les deux cas une étude paramétrique a été conduite. La confrontation des résultats théoriques et expérimentaux montre la validité du programme développé.

Enfin, nous avons clôturé ce travail par des conclusions et des recommandations

Chapitre 2

APPROCHE EN CAPACITE

1. Introduction :

Dans la conception des structures parasismiques, les implications économiques exigent un niveau de sécurité différent de celui adopté vis-à-vis des autres actions. Le cas des bâtiments situés dans les zones à haut risque sismique exige un niveau particulièrement rigoureux de la sécurité. Ces derniers doivent être conçus de façon telle que l'énergie induite soit absorbée et dissipée par de larges déformations inélastiques de la structure. Cependant ces déformations doivent être limitées à des valeurs permettant d'éviter que l'ouvrage ne souffre d'un certain degré d'endommagement pouvant compromettre la vie des occupants et leur sécurité.

Actuellement, la conception des structures à l'égard de leur sécurité antisismique, repose sur l'approche en capacité qui fait partie intégrante de plusieurs codes tels que RPA **[1]**, NZS **[2]**, ACI **[3]**, NBCC **[4]** et EC8 **[5].** Dans ce contexte les éléments structuraux sont proportionnés de manière à pouvoir supporter des déplacements latéraux importants tout en préservant l'équilibre global de la structure. Le principe d'un tel dimensionnement est le dimensionnement capacitif. Dans cette situation les zones critiques dites fusibles, appelées à absorber l'énergie sismique, sont présélectionnées pour se déformer sans perte excessive de résistance. Il est donc primordial de connaître la capacité de résistance et de déformation de chaque élément structurel pour être sur que le mécanisme de ruine se développe de la manière désirée **[6].** L'organigramme 1 résume le processus de dimensionnement basé sur une conception en capacité.

L'issue fondamentale permettant de définir la capacité des différents éléments à résister et développer les déformations requises est la connaissance des lois contraintes déformations des matériaux constitutifs. Le comportement du béton confiné est donc l'élément capital qui devra permettre d'estimer, par utilisation de l'armature transversale, la ductilité de courbure exigée dans les sections critiques dissipatives d'énergie. Dans sa nouvelle version, le RPA 99 enregistre un déficit réglementaire notamment l'absence d'un modèle de confinement. Par conséquent, les prescriptions actuelles ne sont en mesure de fournir la quantité d'acier nécessaire exigée pour une demande de ductilité donnée.

2. Critères de performance :

2.1 Définition de la ductilité :

Avant 1960 la notion de ductilité a été utilisé seulement pour la caractérisation du comportement du matériau, après les études de Baker dans la conception plastique et les travaux de recherches dans les problèmes sismiques de Housner, ce concept s'est étendue au niveau de la structure et est associé avec les notions de résistance et de rigidité de la structure globale **[7]**

La ductilité est une caractéristique primordiale des structures devant résister au séisme par la formation d'un mécanisme plastique global. Mais qu'est-ce que la ductilité? Le terme "ductilité" définit la capacité d'une structure et de différents éléments présélectionnés à se déformer inélastiquement sans perte excessive de résistance et de raideur. Il n'y a pas qu'une seule manière d'évaluer la ductilité.

On distingue 3 manières de quantifier la ductilité dans une structure : la ductilité de déformation, la ductilité de courbure et la ductilité de déplacement.

La première est liée à la capacité de déformation locale des matériaux, la deuxième est associée à la capacité de rotation dans une section et la troisième se réfère au comportement global de l'élément ou de la structure.

On visualise ces trois manières de quantifier la ductilité dans la figure (2.1)

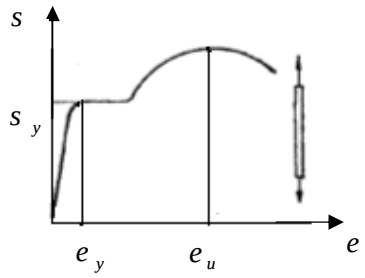
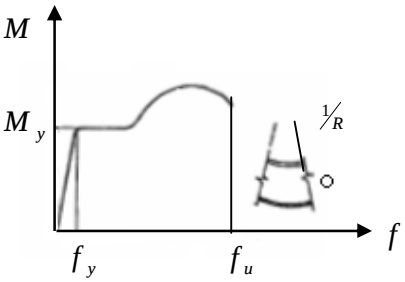
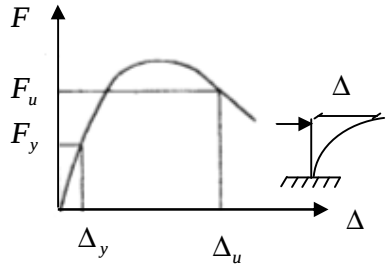
Types de ductilité	Représentation	Définition
Ductilité de déformation		$m_e = \frac{e_u}{e_y}$
Ductilité de courbure		$m_f = \frac{f_u}{f_y}$
Ductilité de déplacement		$m_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$

Figure 2.1 : Types de ductilité **[8]**

2.2 Différents types de ductilité :

2.2.1 Ductilité de déformation :

La source de la ductilité est la capacité des matériaux à supporter des déformations plastiques sans réduction importante de contrainte, voir figure (2.1). La ductilité de déformation est exprimée par le rapport de la déformation totale imposée à la déformation élastique :

$$m_e = \frac{e_u}{e_y} \quad \text{.....(2.1).}$$

Il est évident que le béton non confiné est très peu ductile en compression. Un confinement adapté peut considérablement améliorer la ductilité.

2.2.2 Ductilité de courbure :

Elle est définit comme étant le rapport de la courbure maximale à la courbure élastique, voir figure (2.1):

$$m_f = \frac{f_u}{f_y} \quad \text{.....(2.2).}$$

Elle caractérise la capacité de rotation des sections. Elle est directement associée à la capacité de déformation de l'élément soit en terme de rotation ou de déplacement.

2.2.3 Ductilité de déplacement :

La ductilité de déplacement est généralement une mesure de la ductilité globale de l'élément. Elle est définie comme étant le rapport du déplacement latéral total au déplacement latéral élastique, voir figure (2.1):

$$m_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad \text{.....(2.3).}$$

Dans le cas d'une structure prise dans son ensemble, il est difficile, voir impossible de déterminer la part de la ductilité dans sa capacité à dissiper l'énergie.

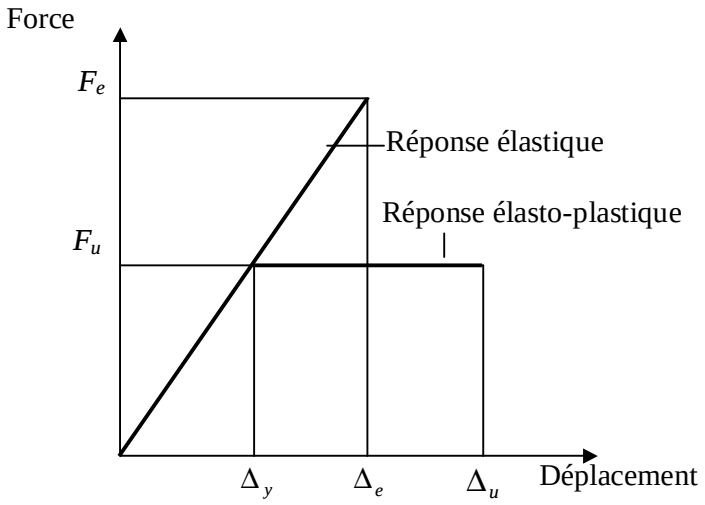
Dans ce cas le rapport m_Δ est baptisé coefficient de comportement (= R selon le RPA) ; celui-ci dépend naturellement des ductilités locales. Ainsi la dissipation d'énergie dans une structure soumise à une action sismique a pour effet de réduire les charges sismiques.

Cependant, quel niveau de ductilité doit on adopter pour une certaine catégorie de structure. Une simple réponse à cette question est quasi impossible vu la grande diversité dans les formes de structures et le grand nombre d'incertitudes impliqués.

Néanmoins, les études ont montré qu'on peut dors et déjà établir des relations simplifiées selon l'intensité de la période naturelle de la structure.

La figure (2.2) montre deux conditions définissant les limites de la relation entre le facteur de réduction des forces R, et le taux de ductilité d'ensemble m_Δ.

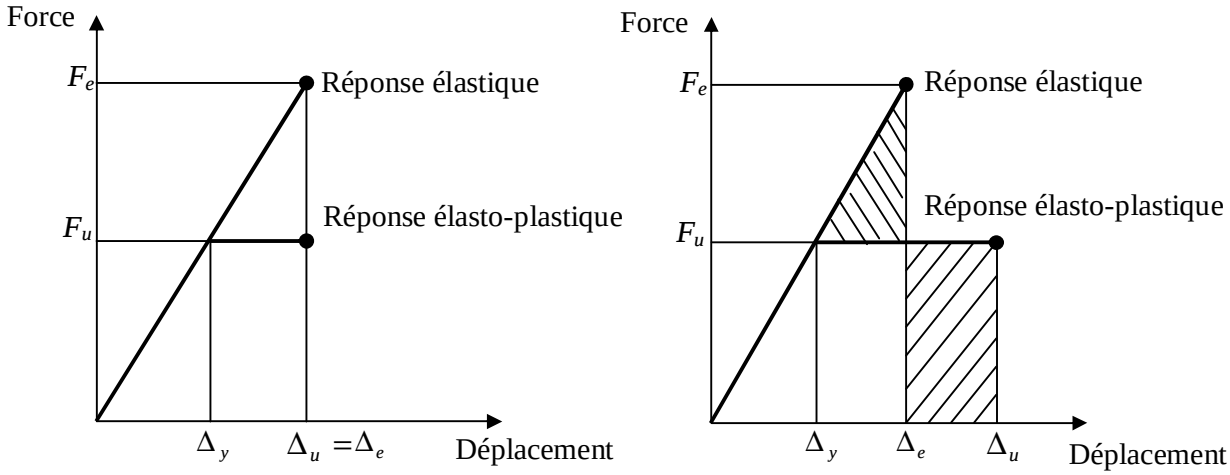
(a) Réduction de la force sismique et taux de ductilité.



$$R = \frac{F_e}{F_u}$$

$$m = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

(b) Les relations entre le facteur ***R*** et la ductilité



Approximation de déplacements égaux : Structures avec des périodes naturelles relativement longues.

Approximation d'énergie égales : Structures avec des périodes naturelles moyennes.

Figure 2.2 : Relation entre facteur de réduction et demande de ductilité **[9].**

a) concept basé sur l'égalité des déplacements $m_{\Delta} = R$ ……..(2.4).

b) concept basé sur l'égalité des énergies. $m_{\Delta} = \frac{1}{2}(R^2 + 1)$ …… (2.5).

Le cas (a) concerne beaucoup plus les systèmes de structures dont la période naturelle est relativement grande, cependant le cas (b) semble plus réaliste pour les structures dont la période naturelle est modérée **[9]**.

3. Critères requis pour les structures ductiles dans différents règlements:

Le niveau de sécurité optimal est assuré à travers un comportement élastique lors d'un séisme modéré, l'endurance des déformations post-élastiques lors d'un séisme sévère, sans jamais mettre en danger les vies humaines et la préservation de l'intégrité structurelle.

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. **[6]**

3.1 Demande de ductilité :

Pour mieux visualiser le concept de demande de ductilité, considérons un portique à *r* niveaux soumis à un chargement monotone croissant. L'approche rationnelle consiste à:

- choisir le mécanisme de déformation post-élastique favorisant un comportement flexionnel approprié,
- garantir un mode de plastification conforme à la manière préconçue tout en évitant l'action de l'effort tranchant ou d'adhérence,
- fournir une certaine capacité de résistance à ces structures (exigences réglementaires).

Les régions dissipatives d'énergie sont alors :

- préalablement choisies,
- convenablement conçues,

§ et soigneusement ferraillées afin de fournir une capacité de résistance et de déformation adéquates.

3.2 Mécanismes de ruine [10]:

La position des rotules plastiques, dépend essentiellement de la demande de ductilité souhaitée, et elle est évaluée à l'aide des facteurs de ductilité m_j ou m_Δ (en admettant certaines hypothèses).

Déplacement élastique en tête :

L'expression du déplacement élastique Δ_y en tête d'un portique à r étages est comme suit:

$$\Delta_y = \frac{l_c^2}{6}\left[j_{c1}\left(r+\frac{1}{3}\right) + j_{c2} + j_{c3} + \ldots\ldots + j_{cr} \right] \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2.6)$$

Où : $j_{c1}, j_{c2}, \ldots\ldots\ldots, j_{cr}$ sont les courbures à la bases des poteaux du 1er , 2ème , ……, r ^{ème} niveau correspondantes au début de l'écoulement, voir figure (2.3).

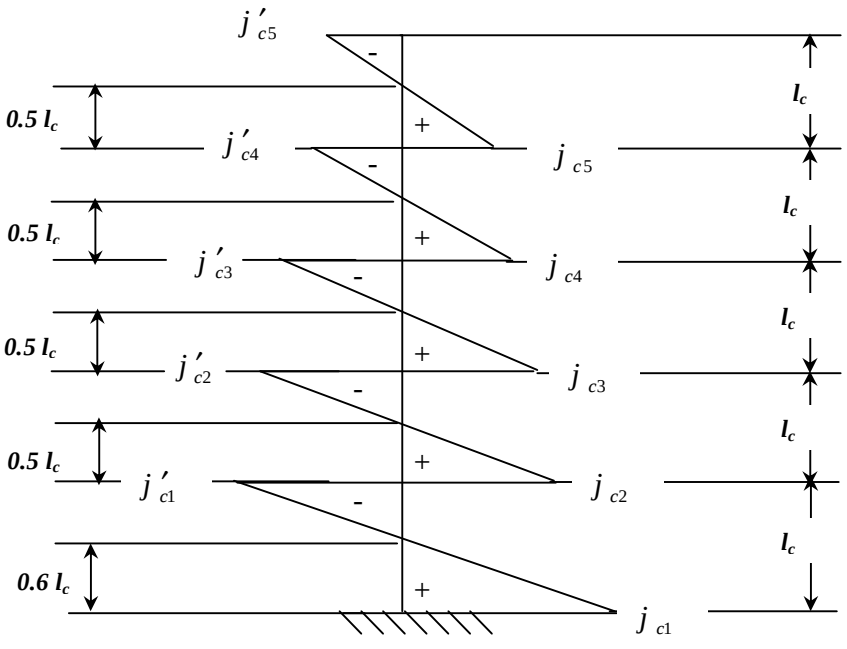


Figure 2.3 : Distribution de la courbure dans un poteau typique au 1er écoulement d'un portique.

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

1er cas : Mécanisme dû à la rotation excessive des poteaux d'un même étage.

La plastification se manifeste en premier dans les poteaux, La plastification affectant les poteaux du premier niveau en tête et en pied est fréquemment observée lors des séismes sévères, la figure (2.4) montre le mécanisme développé dans le i ème niveau, seuls les déformations plastiques sont illustrées.

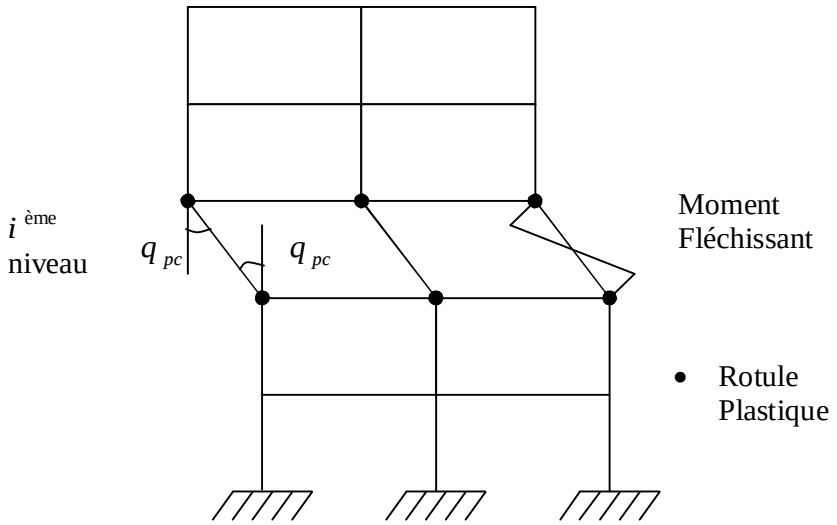


Figure 2.4 : Mécanisme relatif à la rotation des poteaux dans le i ème niveau

En général, la rotation plastique admissible des rotules plastiques des poteaux q_{pc} est égale au minimum de $(f_{uc} - f_{yc})\,l_{pc}$ et $(f'_{uc} - f'_{yc})\,l'_{pc}$, ou j'_{uci} et j_{uci} sont les courbures ultimes en tête et en pied du poteau du i ème niveau respectivement, j'_{yci} et j_{yci} sont les courbures élastiques en tête et en pied du poteau du i ème niveau respectivement, l'_{pc} et l_{pc} sont les longueurs des rotules plastiques équivalentes, voir figure (2.5).

Le déplacement latéral en tête correspondant à ce mécanisme est donné par la relation:

$$\Delta_u = \Delta_y + q_{pc}\left[l_c - 0.5\left(l_{pc} + l'_{pc}\right)\right] \text{.....(2.7)}$$

L'expression de m_Δ est donnée par :

$$m_{\Delta c} = 1 + \frac{q_{pc}}{\Delta_y}\left[l_c - 0.5\left(l_{pc} + l'_{pc}\right)\right] \text{.....(2.8)}$$

L'expression de m_j est donnée par:

$$m_{jc} = 1 + \frac{\left(m_{\Delta c} - 1\right)\left(r - \frac{1}{3}\right)}{3\frac{l_{pc}}{l_c}\left(1 - \frac{l_{pc}}{l_c}\right)} \text{.....(2.9)}$$

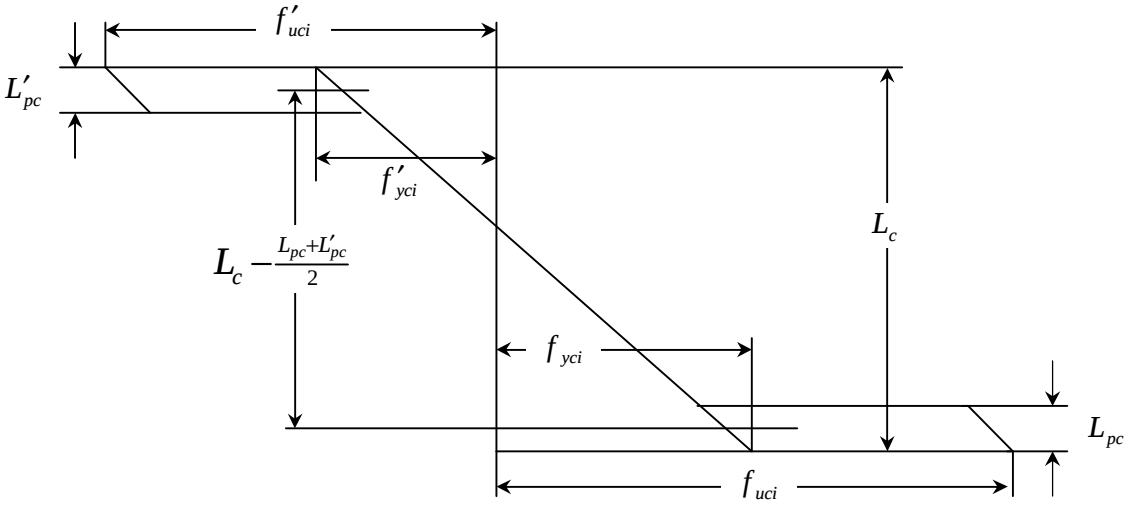


Figure 2.5 : Distribution de la courbure dans un poteau type au premier écoulement d'un portique.

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

2eme cas : Mécanisme dû à la formation des rotules plastiques dans les poutres.

La plastification dans les régions critiques des poutres précède celles des poteaux qui sont plus rigides, voir figure (2.6). La plastification à la base de ces derniers est nécessaire pour le développement d'un tel mécanisme, seulement le reste des poteaux reste élastique, La rotation plastique à la base de chaque poteau est donnée par :

$$q_{pc} = \frac{\Delta_u - \Delta_y}{r l_c} \qquad (2.10)$$

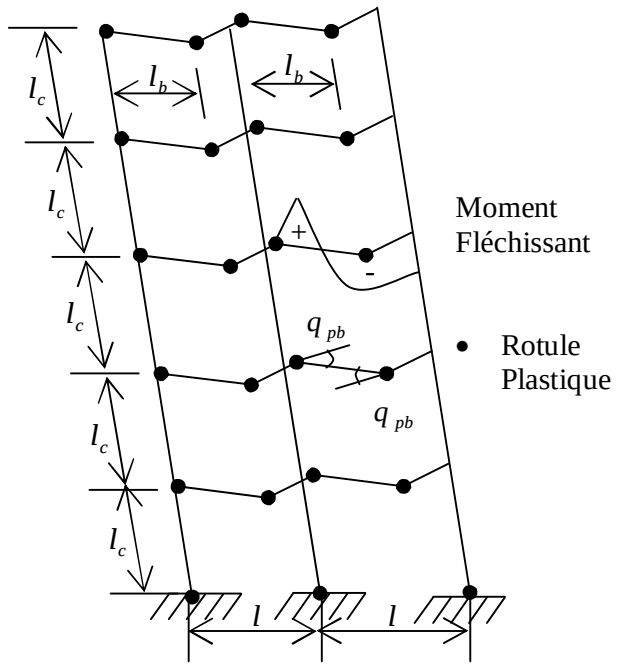


Figure 2. 6: Mécanisme relatif à la rotation des poutres

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

$d = l q_{pc} = l_b q_{pb}$, voir figure (2.7).

En substituant q_{pc} à partir de l'équation (2.10), nous aurons :

$$q_{pb} = q_{pc} \frac{l}{l_b} = \frac{\Delta_u - \Delta_y}{r l_c} \frac{l}{l_b} \qquad (2.11)$$

En réarrangeant l'équation (2.11) avec les approximations possibles nous aurons :

$$\Delta_u = \Delta_y + \frac{r l_c l_b}{l} q_{pb} \qquad (2.12)$$

Où q_{pb} est égale est égale au minimum $\left(f'_{ub} - f'_{yb}\right)\sum l'_{pb}$ ou bien $\left(f_{ub} - f_{yb}\right) l_{pb}$, où le premier terme et le deuxième correspondent aux moment positifs et négatifs des rotules plastiques respectivement, en général elle est limité par le moment négatif de la rotule plastique des poteaux à la base. $\left(f_{ub} - f_{yb}\right) l_{pb}$.

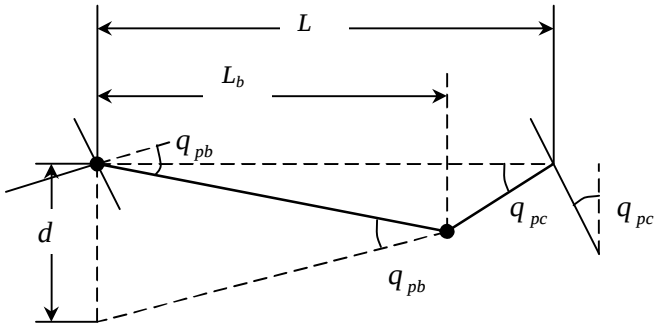


Figure 2.7: Géométrie des déformations plastiques dans un mécanisme de poutre

L'expression de m_Δ en thermes des rotules des poutres est donnée par :

$$m_{\Delta c} = 1 + \frac{r l_c l_b}{l} \frac{q_{pb}}{\Delta_y} \quad \text{.....(2.13)}$$

Les expressions de m_j et m_Δ sont données par :

à la base des poteaux :

$$m_{\Delta c} = 1 + \mathrm{r} l_c \frac{q_{pc}}{\Delta_y} \quad \text{.....(2.14)}$$

$$m_{jc} = 1 + \frac{\left(m_{\Delta c} - 1\right)\left(r - \frac{1}{3}\right)}{3r\frac{l_{pc}}{l_c}} \quad \text{.....(2.15)}$$

Ø au niveau des zones nodales des poutres :

$$m_{\Delta b} = 1 + \mathrm{r} l_c \frac{q_{pb}}{\Delta_y} \quad \text{.....(2.16)}$$

$$m_{jb} = 1 + \frac{a\left(m_{\Delta b} - 1\right)\left(r - \frac{1}{3}\right)}{3r\frac{l_{pb}}{l_c}} \quad \text{.....(2.17)}$$

Le paramètre α, représentant le rapport des courbures élastiques, a pour expression :

$$a = \frac{f_{yc}}{f_{yb}} \text{.....(2.18)}$$

Les valeurs de m_j requises pour les 2 mécanismes de ruine pour m_Δ constant ($m_\Delta = 4$, valeur du RPA) sont comme suit :

Tableau 2.1: Valeurs de μ_φ pour une demande de ductilité de déplacement donnée

Facteur de ductilité de courbure m_j pour $m_\Delta = 4$					
Nombre de niveau (r)	m_{jc}		m_{jb}		
	1er mécanisme	2ième mécanisme	α =1	α =1.5	α =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 du contenu de ce tableau conduit aux constatations suivantes :

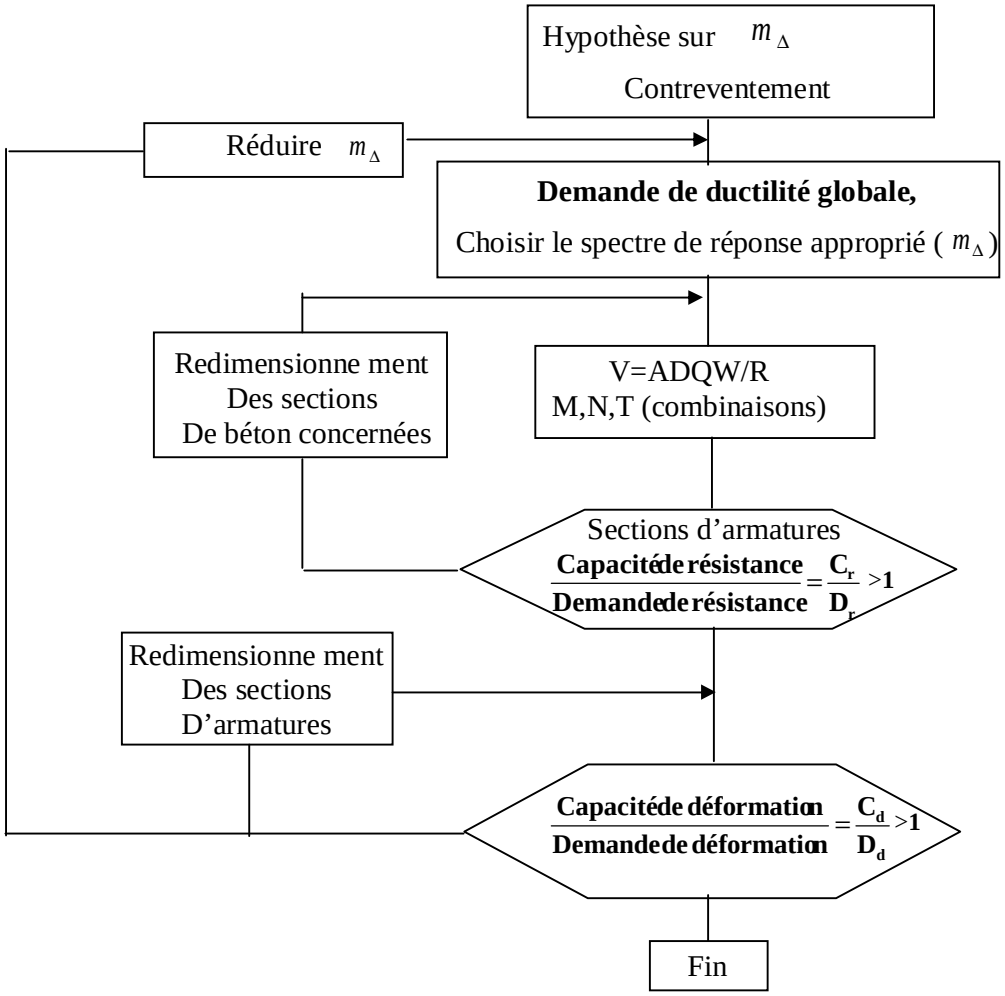
- Pour une même valeur de m_Δ, la valeur de m_j est variable selon le nombre d'étage et le mécanisme de ruine recherché.
- Pour des portiques élancés, le 1er mécanisme exige un niveau de ductilité trop excessif (m_{jc}>30) qu'il est très difficile de pouvoir satisfaire en pratique.
- Contrairement au 1er mécanisme, le facteur de ductilité de courbure n'est pas affecté par le nombre de niveaux que dans le 2ème 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**.**

Il est évident que le mécanisme de déformation illustré par la figure (2.4) est dangereux, car il est fort improbable de pouvoir 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, voir figure (2.6); les pieds de poteaux au niveau de l'encastrement doivent être ferraillés avec soin afin qu'ils puissent développer la rotation plastique voulue.

Dans ce contexte, plusieurs codes exigent à ce que les poteaux offrent une résistance flexionnelle adéquate afin de favoriser un développement de mécanisme lier à la formation de rotules plastiques dans les poutres. Pour atteindre ce but, Paulay **[11]** suggère que les moments ultimes dans les poteaux soient majorés par un coefficient variant entre 2 et 2.5. Le code NZS préconise un coefficient de majoration variant entre 1.67 et 2.64; par contre le code ACI-83 le fixe à la valeur 1.2. Le RPA rejoint ce dernier code en introduisant un coefficient de 1.25.

Ces conclusions mettent en relief l'influence favorable des déformations plastiques matérialisées par le taux de ductilité de courbure m_j à l'égard des sollicitations sismiques. Ces déformations irréversibles et la dissipation d'énergie qui en résulte permettent à la structure de mieux utiliser ses réserves intrinsèques. Le problème auquel le concepteur est confronté est de vérifier que la structure est en mesure de subir ces déformations plastiques sans que son intégrité et sa stabilité en soient compromises.

Afin de concrétiser le concept cité ci-dessous, la plupart des codes modernes recommandent des mesures nécessaires faisant part entière de ce qui est appelé conception en capacité d'une structure soumise à un chargement sismique. La conception en capacité est essentiellement une procédure qui impose à la structure une hiérarchie dans la résistance des éléments, afin de réaliser éventuellement le mécanisme de ruine impliquant une réponse inélastique des éléments qui peuvent être commodément dimensionnés pour développer les déformations plastiques exigées.



Organigramme 1 : Approche en Capacité **[10].**

4. Conclusion :

- Le concepteur doit en tous cas vérifier que la structure est en mesure de subir des déformations plastiques sans que l'intégrité et la stabilité de la structure en soient compromises.

- Les déformations plastiques (sans dégradation de la résistance), et la dissipation d'énergie résultante permettent à la structure de mieux utiliser ses réserves intrinsèques.

- La conception en capacité est une philosophie communément reconnu dans la plupart des codes modernes et fait partie intégrante dans les recommandations relatives aux actions sismiques.

- Le dimensionnement capacitif est essentiellement une procédure qui impose à la structure une hiérarchie dans la résistance des éléments afin de réaliser éventuellement le mécanisme de ruine désiré.

Chapitre 3

DUCTILITE
DE DEFORMATION

1. Introduction :

Le comportement des éléments structuraux en béton armé, est directement lié aux lois contraintes déformations des matériaux constituants. Le comportement du béton fretté est l'élément primordial devant permettre l'évaluation de la ductilité de courbure exigée dans les régions potentielles de rotules plastiques. L'objectif de cette étude est de mener brièvement une revue bibliographique sur quelques modèles analytiques existants.

Conséquemment le modèle du béton confiné utilisé dans notre étude est sélectionné en l'occurrence celui de Mander *et al.* **[12].** Le modèle de l'acier longitudinal est celui proposé par Yalcin *et al.* **[13]** Où il a été tenu compte de l'effet de l'élancement géométrique de la barre.

2. confinement du béton armé :

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

Par conséquent, le ferraillage transversal fournit un confinement passif. Richart, Brandtzaey, et Brown **[14]** ont trouvé à partir d'essais de compression triaxiale effectués sur des cylindres en béton confinés latéralement par une pression hydrostatique la relation suivante:

$$f_{cc}^{'} = f_{co}^{'} + k_1 f_l \quad \text{.....(3.1).}$$

$$e_{cc} = e_{co}\left(1 + k_2 \frac{f_l}{f_{co}^{'}}\right) \quad \text{.....(3.2).}$$

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

Selon les résultats expérimentaux, les coefficients k_1 et k_2 ont été évalués moyennement aux valeurs respectives 4.1 et 5 k_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 dû à la présence d'armature en spires étroitement espacées.

On a constaté que l'équation (3.1) s'applique approximativement au béton confiné par des cerces. La figure (3.1) montre des courbes contrainte-déformation obtenues à partir de trois ensembles de cylindres de béton confinés par des spires circulaires examinées par Iyengar, Desayi, et Reddy **[15]**. Chaque ensemble désigne une contrainte différente du béton non confiné.

L'augmentation de la contrainte et de la ductilité avec la quantité de l'acier transversale est très significative. Les essais ont démontré que le confinement du béton par les cerces est beaucoup plus efficace que par les cadres rectangulaires ou carrés. La figure (3.2) montrent des courbes contrainte-déformation des prismes en béton examinés par Bertero et Felippa **[16]** qui contiennent diverses quantités d'armatures transversales en forme rectangulaire ou carré. L'effet de la quantité d'acier transversal sur la ductilité est prononcé, cependant son effet sur la résistance est faible.

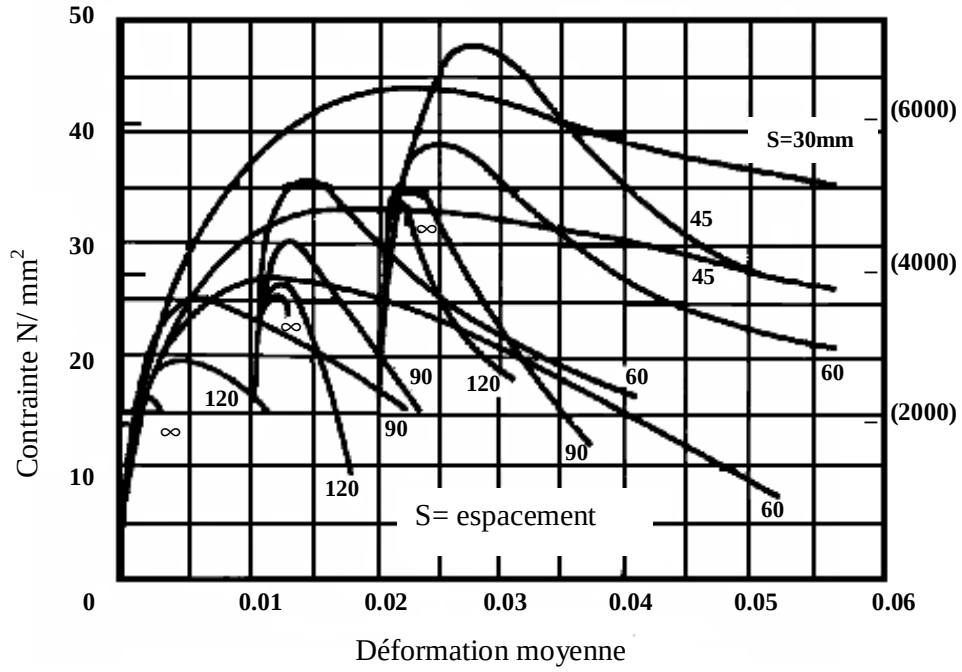


Figure 3.1: Courbes contrainte-déformation des cylindres en béton confiné par des spires *(d_s= 150mm, h = 300mm, $Ø_t$=6.5mm).*

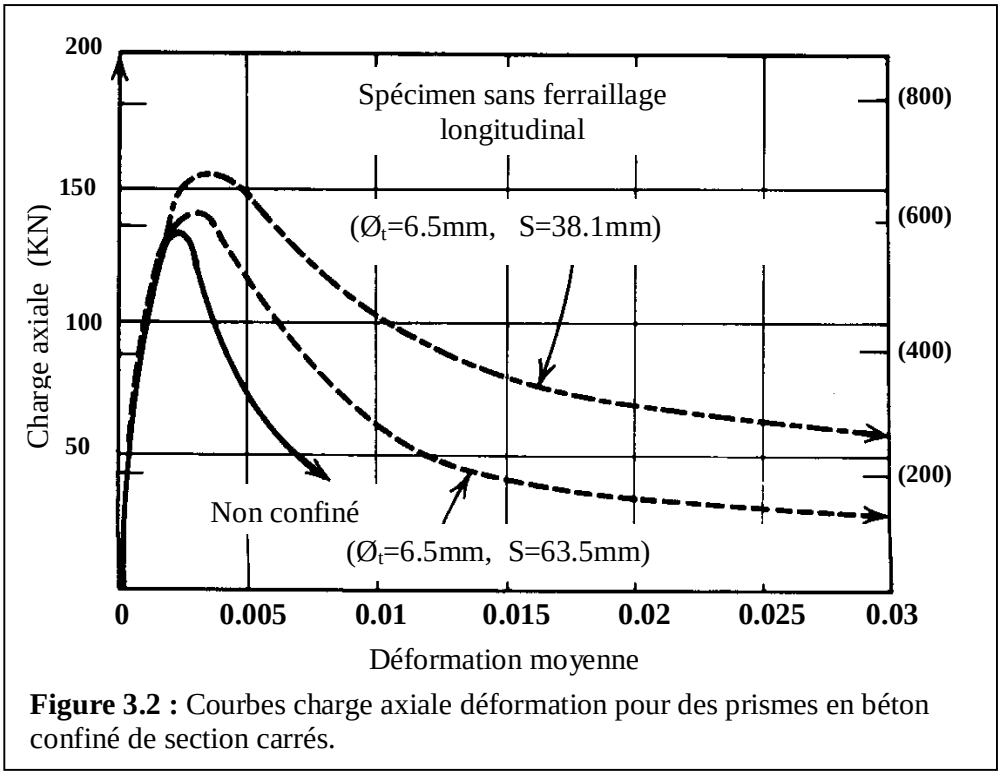


Figure 3.2 : Courbes charge axiale déformation pour des prismes en béton confiné de section carrés.

La raison de la différence considérable entre le confinement par des cerces en acier et le confinement par les cadres en acier rectangulaires ou carrés est illustré dans figure (3.3). Les cerces, de par leurs formes, génèrent une traction constante de l'acier transversal et fournissent une pression de confinement uniforme autour de la circonférence, qui s'approche dans son intensité à celle de la pression hydrostatique. Cependant, les cadres carrés développent des réactions importantes de confinement uniquement au niveau des angles; étant donné que la pression du béton sur les côtés du cadre tend à faire fléchir les côtés vers l'extérieur, comme dans la figure (3.3). Par conséquent une partie considérable de la section droite est considérée comme non confinée. En raison de l'action de courbement interne entre les angles, le béton est considéré effectivement confiné seulement dans les angles et dans la région centrale de la section. **[18]**

Figure 3.3 : Confinement du béton**.**
(a) : cadres carrés
(b) : cerces circulaires

3. paramètres influents:

Plusieurs études ont montré que les éléments en béton fortement comprimés, munis d'aciers transversaux nécessaires pour la résistance uniquement, se comportent d'une manière 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. 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 et ce n'est que le béton d'enrobage qui éclate. Ceci illustre bien le comportement ductile des sections de béton confiné où le ferraillage 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 ;

Il est évident selon les figures (3.1) et (3.2) que le confinement par le ferraillage transversal n'à un effet significatif sur la courbe (σ-ε) que lorsque la contrainte latérale dans les aciers transversaux générée par l'action extérieure soit conséquente.

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

1. Le rapport du volume d'acier transversal au volume du béton confiné, parce qu'un contenu élevé du ferraillage transversal signifiera une pression de confinement élevée.
2. La résistance élastique de l'acier transversal, parce que celle ci donne une limite supérieure à la pression de confinement **[19]**.
3. L'espacement de l'acier transversal, augmente l'efficacité du confinement et contrôle la condition de non flambement comme illustré dans la figure (3.4).

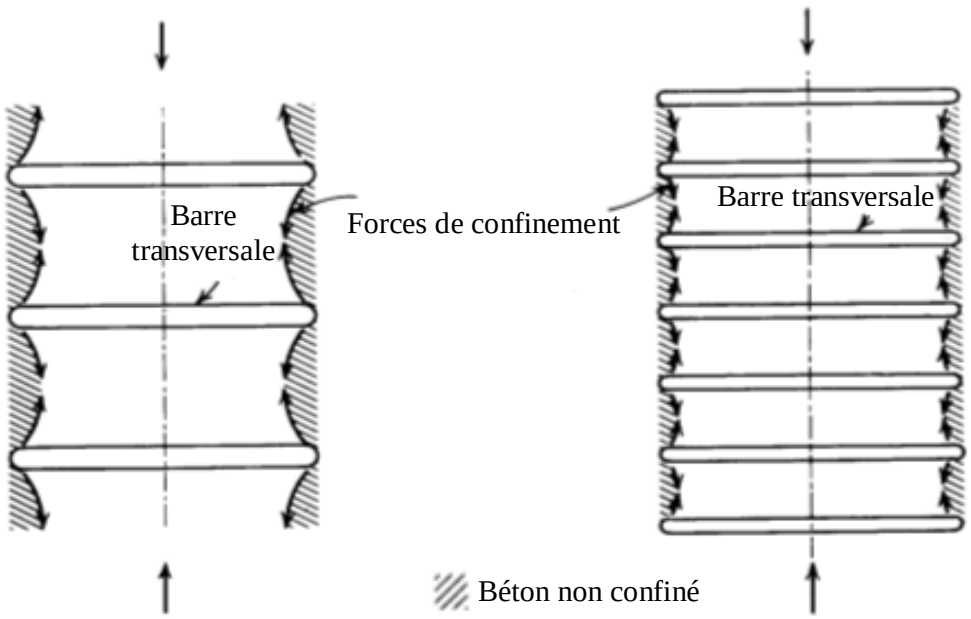


Figure 3.4: Effet de l'espacement du ferraillage transversal Sur L'efficacité du confinement **[17]**

4. Forme et configuration de l'armature transversale, comme il a été expliqué dans le paragraphe 2**,** le confinement par les cerces 'cadres circulaires' est plus efficace car il s'approche du cas idéal celui de la pression hydrostatique, voir figure (3.5).

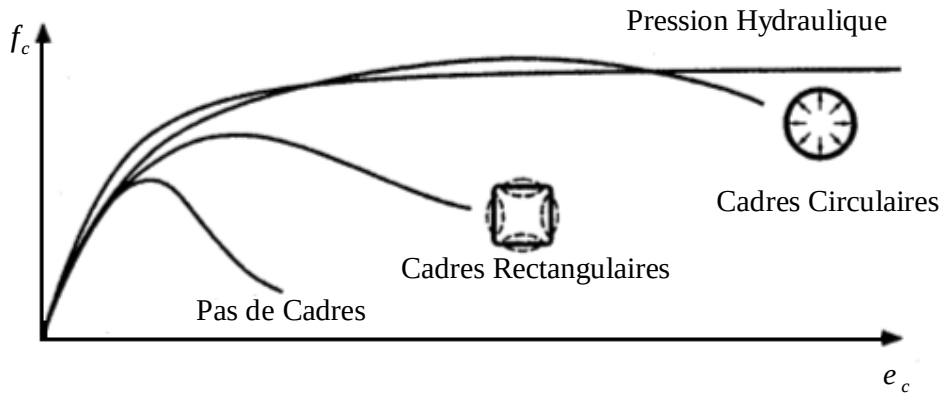


Figure 3.5: Influence de la forme de l'armature transversale **[20]**

La figure (3.6) montre le gain en résistance et en déformation dans le noyau du béton confiné pour des sections pourvues relativement de mêmes taux d'armature longitudinale et transversale et d'un même espacement.

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

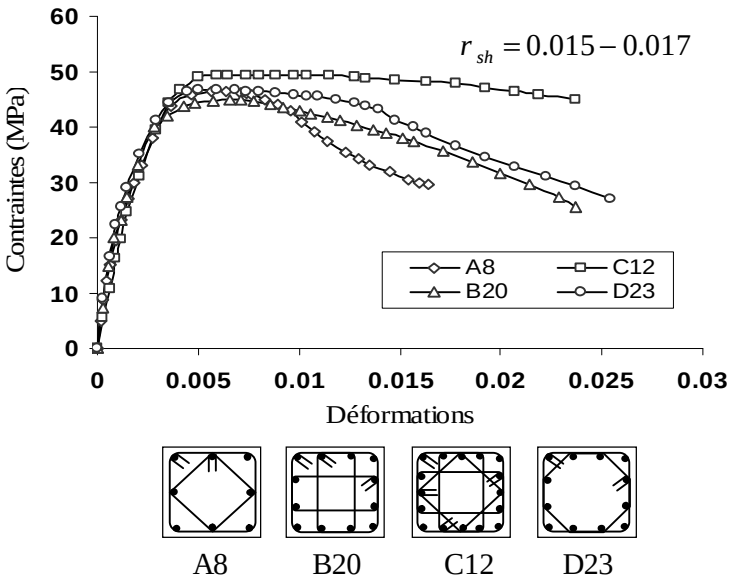


Figure 3.6 : Influence de la configuration de l'armature transversale **[21]**

5. La résistance du béton, parce que le béton de faible résistance est un peu plus ductile que le béton de haute résistance.
6. Le rapport entre le diamètre de la barre transversale à la longueur non soutenue des barres longitudinales, effectivement, une barre transversale de faible diamètre n'est efficace qu'au droit des angles étant donné sa faible rigidité flexionnelle, cependant l'augmentation du diamètre transversale par rapport à la longueur des barres maintenues va sans doute améliorer l'action du confinement en raison de l'importance cette fois de la rigidité flexionnelle de la barre s'opposant efficacement à l'expansion volumétrique du béton à l'intérieur du noyau, dans le cas d'une spire circulaire cette variable n'a aucune signification : de par sa forme la spire sera mise en traction axiale et généra une pression radiale uniforme au béton.
7. La quantité et les dimensions des barres longitudinales. les barres longitudinales sont habituellement de grand diamètre, et le rapport du diamètre de barre à la longueur non maintenue est généralement pris de façon que les barres puissent confiner efficacement le béton. Cependant, les barres longitudinales doivent être placées étroitement contre l'acier transversal, parce que celui ci fournit les réactions de confinement aux barres longitudinales, et si le mouvement des barres longitudinales est nécessaire pour les mettre en contact efficace avec l'acier transversal, l'efficacité de confinement sera réduite.

En dehors de l'acier transversal le béton n'est pas confiné, et cet enrobage possède des caractéristiques contrainte-déformation différentes du béton à l'intérieur du noyau. Le béton d'enrobage commence généralement à se détacher quand la résistance non confiné est atteinte, en particulier si le taux du ferraillage transversal est élevé, parce que la pression développé par un grand nombre de barres transversales crée un plan ou une surface de faiblesse entre le béton confiné et non confiné et précipite l'éclatement. Ainsi pour des taux d'aciers transversaux élevés la contribution du béton d'enrobage aux contraintes élevées devrait être ignorée. On suppose généralement que le béton d'enrobage a les caractéristiques du béton non confiné jusqu'à la contrainte d'éclatement. Si le contenu en acier transversal est faible, le béton d'enrobage tendra à éclater moins aisément et tendra à agir plus avec le noyau confiné. Dans ce cas le béton d'enrobage peut être pris en compte **[17]**.

4. Revue sur les différents modèles analytiques :

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

4.1 Le modèle du béton non confiné **[22] :**

Le diagramme contrainte- déformation du béton non confiné utilisé dans notre cas est le diagramme de calcul préconisé par le CBA 93 **[22],** dit ''parabole-rectangle''.

La partie ascendante est définie par un arc parabolique du second degré suivi en son sommet d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations. Ce segment s'étend entre les valeurs 2‰ et 3.5‰ de la déformation e_c.

Le sommet de la parabole est donné par les coordonnées :

$e_c = e_{co}$, $f_c = 0.85\, f'_{co}$

Où f'_{co} et e_{co} sont respectivement la résistance du béton non confiné et la déformation correspondante, (Généralement la valeur de e_{co} est égale à 0.002).

Dans l'intervalle 0 – 2 ‰, la valeur de la contrainte est exprimée par la relation :

$$h = \frac{e_c}{e_{c0}}$$

$f_c = f'_{co}\,(2\,h - h^2)$……(3.3).

Quand les déformations sont comprises entre 2 et 3.5 ‰, la contrainte est constante de valeur:

$f_c = 0.85\, f'_{co}$ ……(3.4).

Le modèle en question est schématisé dans la figure (3.7).

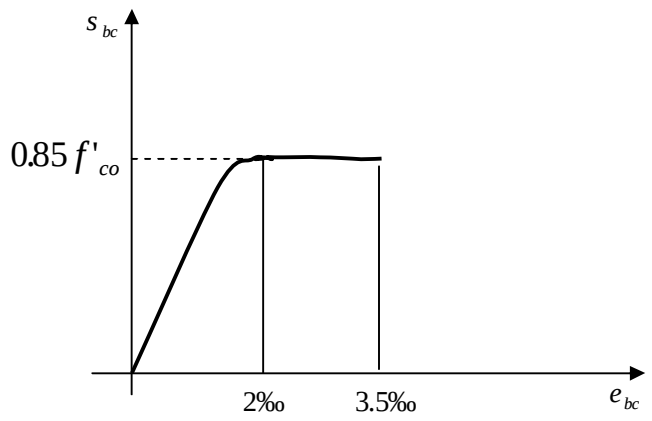


Figure 3.7 : Le diagramme contrainte- déformation du béton non confiné

4.2 Les modèles du béton confiné :

Les modèles contrainte – déformation du béton confiné occupent une grande partie de la recherche.

Plusieurs modèles théoriques pour prédire le comportement contrainte - déformation du béton confiné ont été proposés

Dans ce qui suit, un résumé sur quelques modèles analytiques a été établit que ce soit pour les sections rectangulaires ou circulaires.

4.2.1 Sheikh & Uzumeri **[21] *:***

Le développement de ce modèle 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 sur la figure (3.8) a été ajusté par des résultats expérimentaux sur des spécimens à échelle réelle sous sollicitation concentrique. Il a été ultérieurement modifié pour tenir compte, de l'effet bénéfique du gradient de déformation sur la ductilité. Le gain en résistance est exprimé par la relation :

$$K_s = 1 + \frac{B^2}{140 P_{occ}} \left[\left(1 - \frac{nC^2}{5.5B^2} \right) \left(1 - \frac{s}{2B} \right)^2 \right] \sqrt{r_{sh} f_s'} \quad \text{.....(3.5)}$$

La courbe contrainte déformation est ensuite délimité en 4 régions selon la déformation qui à son tour se trouve affectée par une multitude de paramètres prenant en considération l'effet de l'étreinte latérale de confinement. Ultérieurement un autre coefficient h a été introduit, afin de tenir compte de l'intensité de l'effort normal appliqué sur la section. L'expression régissant la résistance du béton confiné est :

$$f_{cc}^{'} = hK_s f_{co}^{'} \text{.....(3.6)} \quad , \quad \text{Avec} \quad h = 1 - 0.575\frac{P - P_b}{f_{co}^{'} A_g} \leq 1 \text{.....(3.7).}$$

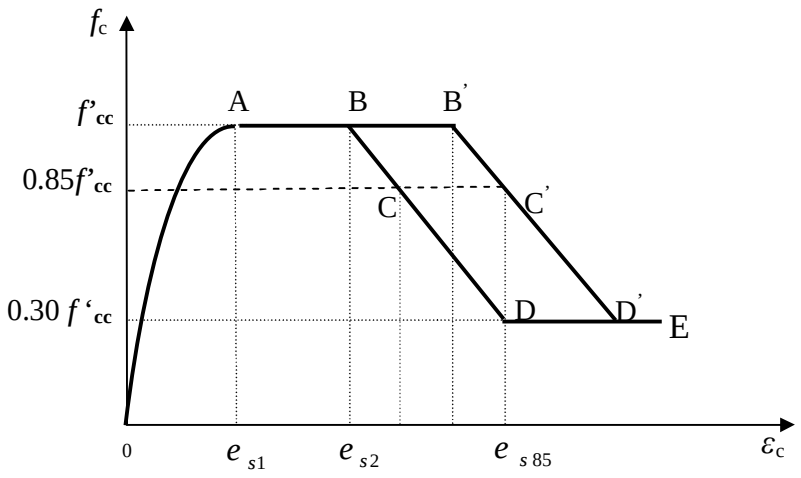


Figure 3.8 : Courbe contrainte-déformation du béton confiné, Sheikh et Uzumeri (1982)

4.2.2 Murrat et al **[23]:**

Le modèle représenté dans la figure (3.9)**,** a été développé à partir d'une étude analytique et expérimentale ayant pur but d'apprécier l'impact du gradient de déformation sur le béton confiné. Ce modèle a été validé par des résultats expérimentaux où deux niveaux d'excentricité sont pris en considération. Il a été conclu que le comportement flexionnel des poteaux peut être fidèlement prédit en utilisant le modèle relatif au chargement concentrique pourvu que les paramètres affectant le confinement et l'écrouissage des aciers soient pris en considération. Le gain en résistance est traduit par la relation :

$$f_{cc}^{'} = K_r f_{co}^{'} \text{..... ....(3.8)}$$

Avec $$K_r = 1 + k_1 \frac{f_{le}}{f_{co}^{'}} \text{.....(3.9)}$$

Où f_{le} représente la pression latérale équivalente qui produirait le même effet qu'une pression uniforme.

La courbe contrainte déformation est délimitée par trois régions selon la valeur de la déformation où il a été aussi tenu compte du confinement.

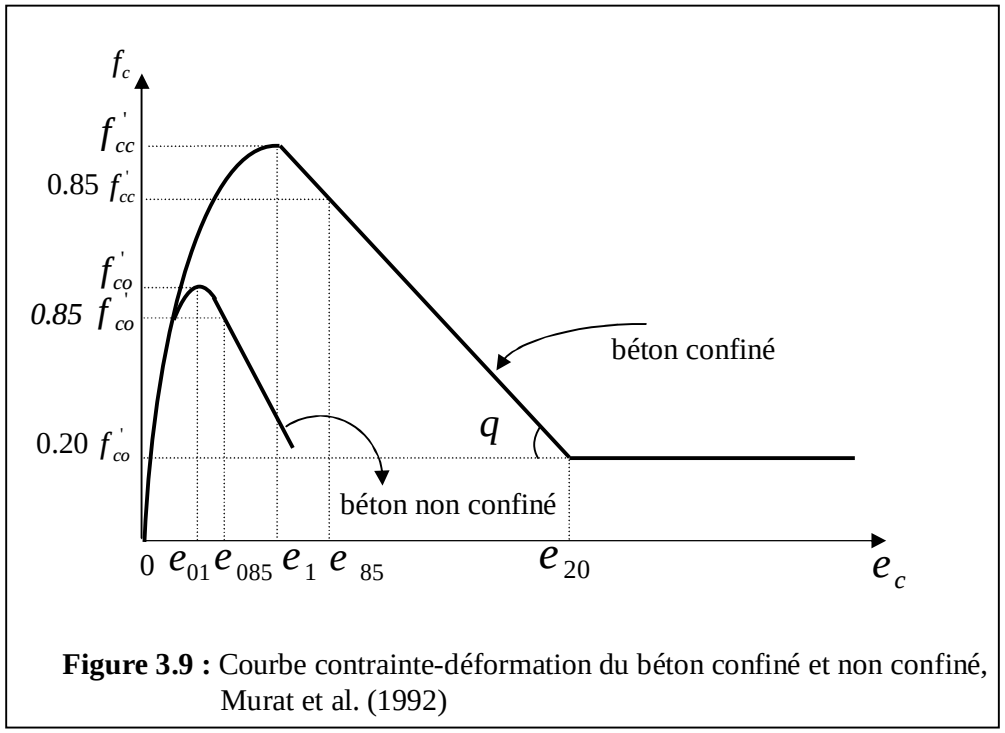


Figure 3.9 : Courbe contrainte-déformation du béton confiné et non confiné, Murat et al. (1992)

4.2.3 Mander et al. [12] :

L'approche développé est d'unifier un modèle contrainte déformation à la fois pour les sections circulaires et rectangulaires, voir figure (3.10). Les parties ascendante et descendante sont représentées par une expression sous forme fractionnelle.

L'influence des différents types de confinement a été prise en compte par l'introduction de la contrainte effective latérale de confinement qui dépend à son tour de la configuration de l'armature transversale ainsi que longitudinale. Cette approche est similaire à celui adopté par Sheikh et Uzumeri.

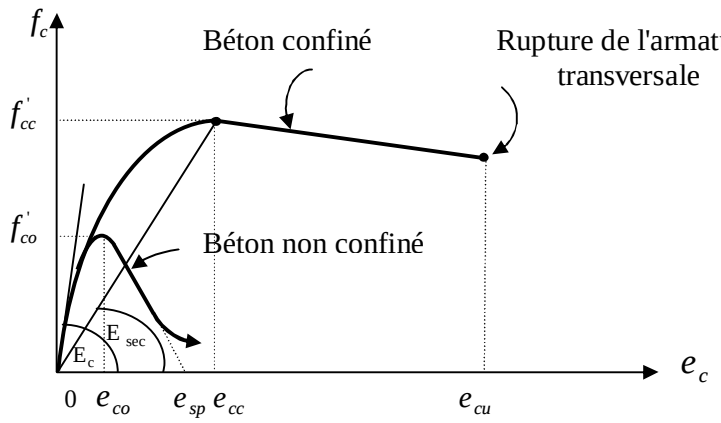


Figure 3.10 : Courbe contrainte déformation, Mander et al. (1988)

L´équation de base sous la compression Monotone :

Mander a proposé une loi unique contrainte – déformation pour le béton confiné pour tous type d´acier transversal.

Le modèle contrainte–déformation est illustré dans la figure (3.10) est basé sur l'équation proposé par Popovics **[24]** pour un taux quasi statique de déformation et de chargement mono tonique

La contrainte de compression longitudinale f_c est donnée par l´équation :

$$f_c = \frac{f'_{cc}\, xr}{r-1+x^r} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (3.10)$$

Où $f'_{cc} =$ la résistance à la compression du béton confiné.

$$x = \frac{e_c}{e_{cc}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (3.11)$$

Où $e_c =$ la déformation longitudinal du béton

$$e_{cc} = e_{co}\left[1+5\left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}}-1\right)\right] \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (3.12)$$

Comme suggéré par Richart et al **[14].**

Où f'_{co} et e_{co} sont la résistance du béton non confiné et la déformation correspondante.

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{\sec}} \quad \text{.....(3.13)}$$

Où $E_c = 5{,}000\sqrt{f'_{co}}\,MPa$ .....(3.14)

E_c : est le module d'élasticité du béton initial,

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

$$E_{\sec} = \frac{f'_{cc}}{e_{cc}} \quad \text{.....(3.15)}$$

La pression transversale maximale des aciers de confinement est effectivement exercée la ou la contrainte de confinement est totalement développée due à l'action de courbement, voir figure (3.11).

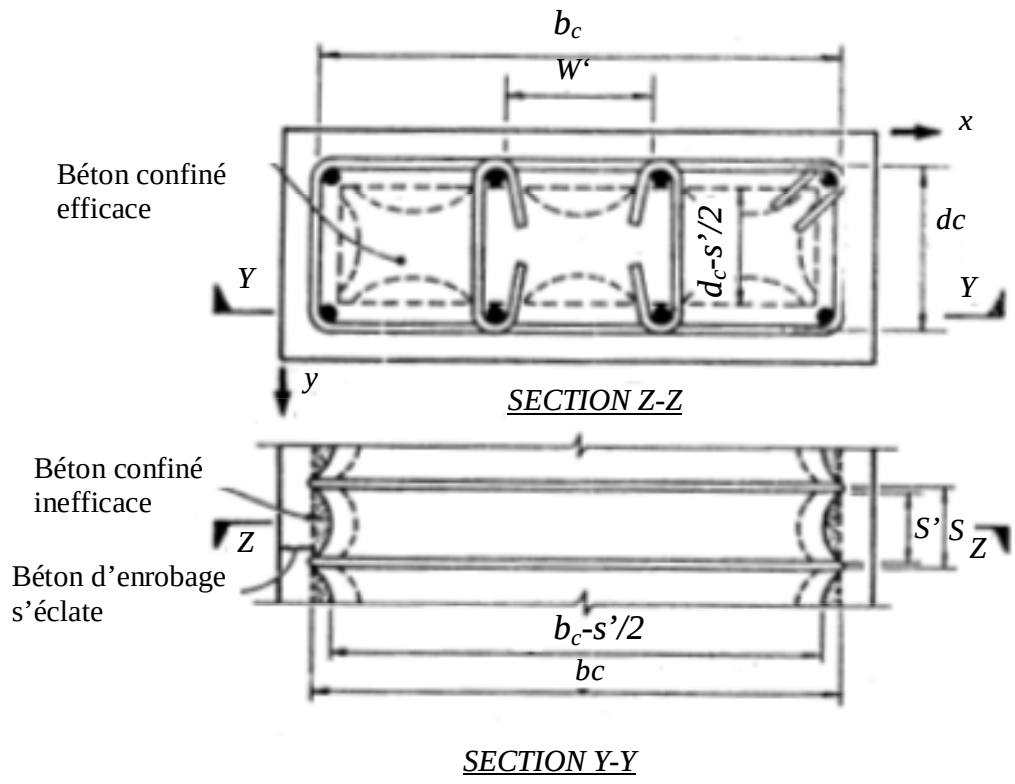


Figure 3.11 : Le béton confiné efficace pour le ferraillage transversal rectangulaire

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

Lorsqu'on utilise l'équation (3.10) pour le calcul de la ductilité et la résistance des poteaux, il est supposé que la section du béton confiné est la section du béton entre les aciers transversaux.

Pour répondre à la condition $A_e < A_{cc}$

On considère que la pression latérale effective de confinement est égale à

$f'_l = f_l k_e$.....(3.16)

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

$ke = \frac{A_e}{A_{cc}}$.....(3.17)

ke : Le coefficient d'efficacité de confinement ;

A_e : La surface du béton confiné efficace

$A_{cc} = A_c(1\text{-}r_{cc})$…….(3.18)

r_{cc} : Rapport de la section d'armatures longitudinales à la surface du béton confiné

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

Confinement par les cadres rectangulaires avec ou sans épingles :

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

La surface efficace confinée au niveau des armatures transversales est obtenue par soustraction de la surface de la parabole qui contient le béton confiné inefficace, voir figure (3.11).

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

$A_i = \sum_{i=1}^{n} \frac{(w_i')^2}{6}$.....(3.19)

En incorporant l'influence des surfaces ineffectives en élévation, voir figure (3.11).
La surface efficace du béton confiné a mi-chemin entre les niveau des armatures transversales est :

$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^{n} \frac{(w_i')^2}{6} \right) \left(1 - \frac{s'}{2bc}\right)\left(1 - \frac{s'}{2dc}\right) \text{.....(3.20)}$$

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

Ainsi de l'équation (3.17) la valeur du coefficient d'efficacité pour les armatures transversales rectangulaires est :

$$K_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^{n} \frac{(w_i')^2}{6 b_c d_c}\right)\left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right)\left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{(1 - r_{cc})} \text{.....(3.21)}$$

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

$$r_x = \frac{A_{sx}}{sd_c} \text{.....(3.22)}$$

$où$ $$r_y = \frac{A_{sy}}{sb_c} \text{.....(3.23)}$$

A_{sx} et A_{sy} sont les sections d'armatures totales

Dans les directions x et y respectivement, voir figure (3.11)

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

$$f_{lx} = \frac{A_{sx}}{sd_c} f_{yh} = r_x f_{yh} \text{.....(3.24)}$$

$$f_{ly} = \frac{A_{sy}}{sb_c} f_{yh} = r_y f_{yh} \text{.....(3.25)}$$

De l'équation (3.16) les contraintes de confinement latérales effectives dans les directions x et y sont :

$$f'_{lx} = K_e r_x f_{yh} \text{.....(3.26)}$$

$$f'_{ly} = K_e r_y f_{yh} \text{ .... } (3.27)$$

Où K_e est donné par l'équation (3.21)

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

$$f'_l = \frac{1}{2}\left(f'_{lx} + f'_{ly}\right) = K_e r_s f_{yh} \text{ ……..(3.28)} \qquad \text{Tel que : } r_s = \frac{1}{2}\left(r_x + r_y\right)$$

La résistance de compression du béton confiné :

La résistance de compression du béton confiné f'_{cc} est déduite en fonction de la contrainte effective latérale de confinement f'_l. Celle ci est déterminée dans le cas général par utilisation de l'abaque représenté dans la figure (3.12), ou par l'équation (3.28)

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

$$f'_{cc} = f'_{co}\left(-1{,}254 + 2{,}254\sqrt{1 + \frac{7{,}94 f'_l - 2 f'_l}{f'_{co}}}\right) \text{ ……..(3.29)}$$

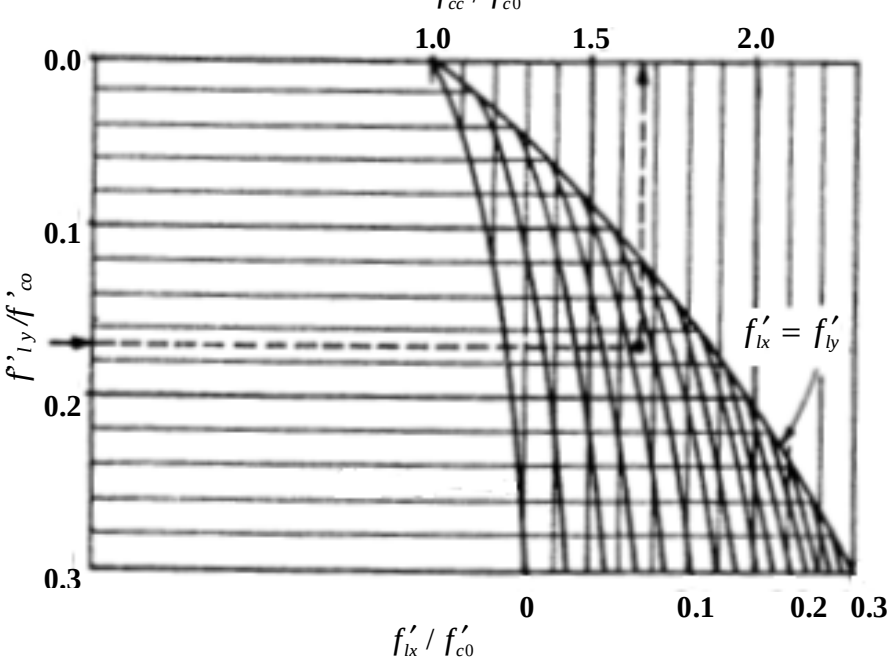


Figure 3.12 : La détermination de la résistance de confinement à partir des contraintes latérales de confinement

Le choix du modèle de mander et al **[25]** dans notre étude est justifié par les points suivants :

a) une seule équation définit la partie ascendante et descendante de le courbe contrainte déformation du béton.

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

c) pas de contrainte résiduelle définie.

5.3 Modèles contrainte déformation des aciers :

L'investigation d'un modèle contrainte – déformation de l'acier n'est pas une opération délicate c'est simplement la courbe qu'on obtient après un test de traction sur une éprouvette en acier. Dans ce qui s'en suit on représente quelques courbes typiques contrainte déformation pour les barres en acier utilisées dans la construction en béton armé, voir figure (3.13).

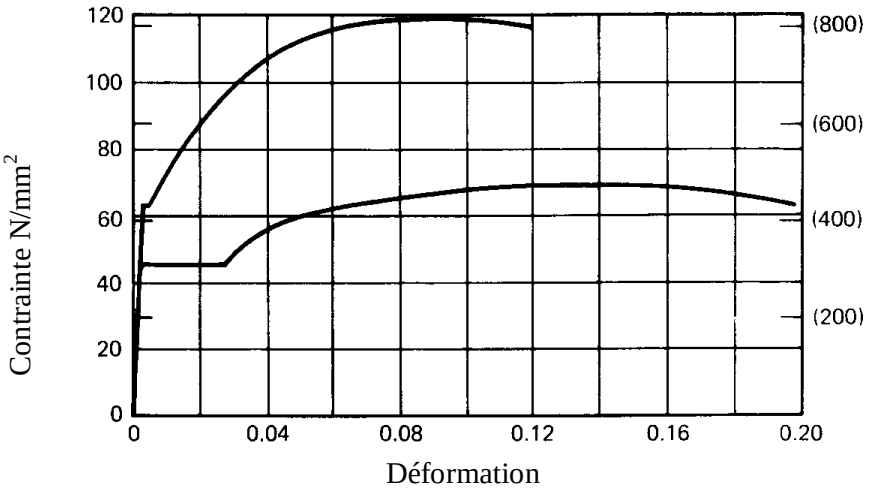


Figure 3.13 : Courbes typiques Contrainte déformation de l'acier **[17]**

Le modèle de l'acier :

Les modèles adoptés dans notre étude sont ceux proposés par Yalcin *et al.* **[13]** dans leur article **«** analyse inélastique des poteaux en béton armé **»**.

a) Le modèle de l'acier en traction :

La courbe montre une première partie élastique linéaire, un plateau d'écoulement (c.-à-d., une limite élastique au delà de laquelle la déformation augmente avec une faible augmentation de la contrainte), un plateau d'écrouissage dans lequel la contrainte augmente avec la déformation jusqu'à ce que la rupture se produise. Le module d'élasticité de l'acier est donné par la pente de la partie élastique linéaire de la courbe. Il est généralement pris égale à 200 GPa. **[17]**, voir figure (3.14).

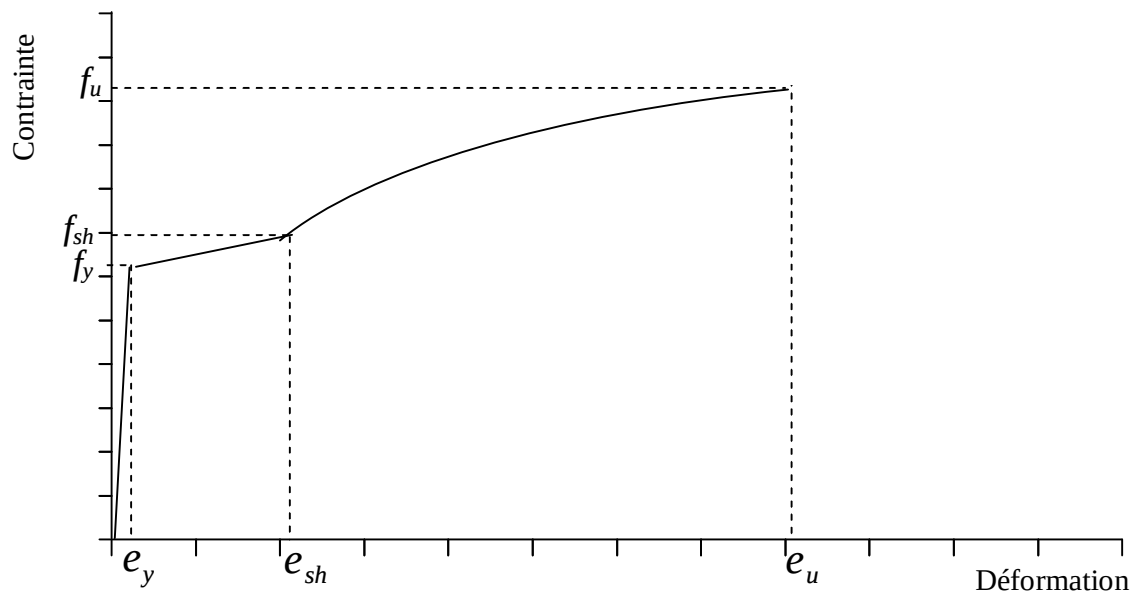


Figure 3.14 : la courbe contrainte-déformation des aciers en traction

Les expressions suivantes définies les Relations complètes contrainte déformation:

$$f_s = f_y + (e_s - e_y)\left(\frac{f_{sh} - f_y}{e_{sh} - e_y}\right) \quad \text{.....(3.30)}$$

Pour $e_y < e_s \leq e_{sh}$

$$f_s = f_{sh} + (f_u - f_{sh})\left[2\left(\frac{e_s - e_{sh}}{e_u - e_{sh}}\right) - \left(\frac{e_s - e_{sh}}{e_u - e_{sh}}\right)^2\right] \quad \text{.....(3.31)}$$

Pour $e_{sh} < e_s \leq e_u$

Où f_y, f_{sh}, f_u sont : la contrainte d'écoulement, la contrainte d'écrouissage et la contrainte ultime ; et e_y, e_{sh}, e_u sont les déformations correspondantes, respectivement**.**

b) Le modèle de l'acier en compression :

Les relations contrainte –déformation de l'acier en compression sont les mêmes en traction, si la stabilité de la barre est maintenu sous l'effet de la compression.
Cependant, selon le diamètre de la barre comprimée et l'espacement latérale des aciers transversaux, la relation contrainte déformation en compression peut être complètement différente, En effet la barre peut perdre la stabilité avant même qu'elle puisse développer l'écrouissage total (phénomène de flambement local).

Si le coefficient d'élancement de la barre est très élevé, la courbe contrainte – déformations peut présenter un déchargement immédiatement après écoulement

La figure (3.15) illustre les relations contrainte déformation des barres comprimés en fonction du rapport d'élancement local (s/d_b).

Rapport d'élancement local (s/d_b) ≥ 8.0 ***:***

Quand le rapport d'élancement est supérieur à 8.0, la barre devient instable juste au moment où le point d'écoulement est atteint.

Les contraintes dans les aciers retombent linéairement quand les déformations augmentent, le rapport d'élancement local est pris comme limite de la stabilité de la barre, comme c'est prouvé expérimentalement, ou l'acier peut maintenir sa stabilité avec une pente nulle après écoulement.

Pour un élancement local supérieur à 8.0, la pente devient négative avec l'augmentation du rapport d'élancement local, la pente négative augmente jusqu'à ce que les valeurs limites de $f_{s/Du}$ et $e_{s/Du}$ Sont atteintes**,** les expressions suivantes formulent le comportement :

$$f_S = f_y - (e_s - e_y)\left[-23000 + 11000\ln\left(\frac{s}{d_b}\right)\right] \quad \text{(3.32)}$$

Pour $e_y < e_s \leq e_{S/Du}$

$$f_{S/Du} = 28\left(\frac{s}{d_b}\right)^{-1,7} f_y \quad \text{(3.33)}$$

$$e_{S/Du} = \left[40 - 6\ln\left(\frac{s}{d_b}\right)\right] e_y \ldots\ldots (3.34)$$

Les valeurs des contraintes utilisées sont en MPA

Rapport d'élancement local (s/d_b) ≤ 8.0 :

La relation contrainte déformation dans cet intervalle exhibent un écrouissage avec la diminution du rapport, la courbe d'écrouissage s'approche de celle de l'acier tendu

Les expressions suivantes décrivent le comportement :

$$f_s = f_y + (f_{S/Du} - f_{sh})\left[2\left(\frac{e_s - e_{sh}}{e_{S/Du} - e_{sh}}\right) - \left(\frac{e_s - e_{sh}}{e_{S/Du} - e_{sh}}\right)^2\right] \ldots\ldots (3.35)$$

Pour $e_s > e_{sh}$,

$$f_{S/Du} = f_{sh} + (f_u - f_{sh})\left[48e^{-0.9(s/d_b)}\right] \ldots\ldots (3.36)$$

$$e_{S/Du} = e_{sh} + (e_u - e_{sh})\left[6e^{-0.4(s/d_b)}\right] \ldots\ldots (3.37)$$

Rapport d'élancement local (s/d_b) *<4.5*

Lorsque le rapport est au plus égale a 4.5, les relation contrainte déformation deviennent identique à celle de la traction avec un écrouissage complet.

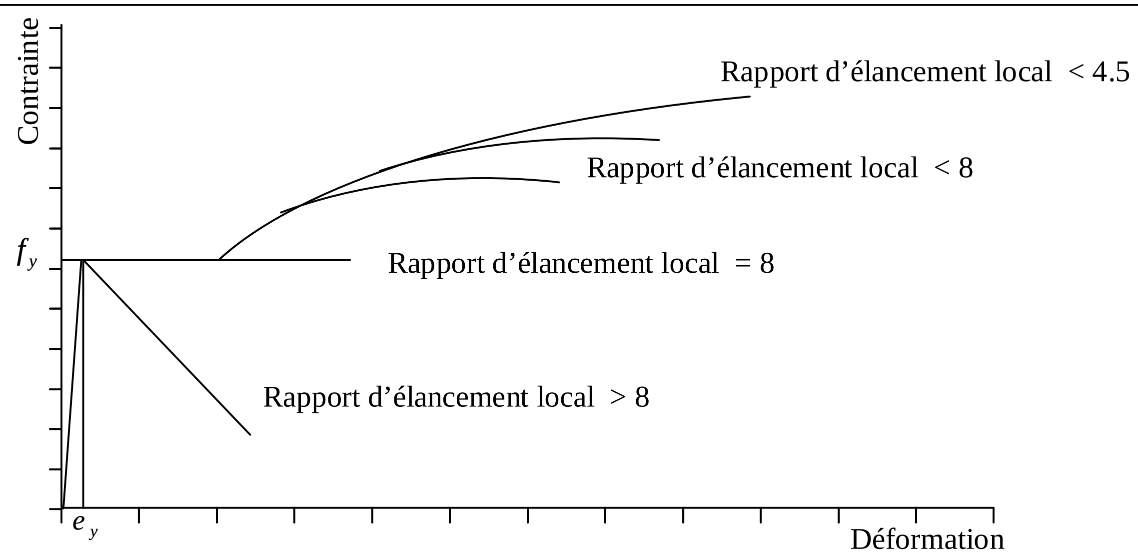


Figure 3.15 : la courbe contrainte-déformation des aciers en compression

Conclusion:

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

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

- le taux et la configuration de l'armature transversale avec l'espacement approprié;
- la résistance des matériaux ;
- le taux et la distribution adéquate de l'armature longitudinale sur le périmètre de la section; ainsi que l'intensité de l'effort normal.

2. Le confinement offre deux avantages concernant le comportement sismique des éléments structuraux en béton:

- il augmente la résistance du béton, qui va compenser le manque causé par l'éclatement du béton d'enrobage.
- il redresse la pente de la partie descendante de la courbe $s_c - e_c$; ainsi Il augmente la déformation maximum du béton e_{cu} à des valeurs largement supérieures à celles acceptées par les codes.

3. 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 demande de ductilité de courbure recherchée.

Les éléments en béton armé soumis à l'action composée d'un moment fléchissant et un effort axial de compression doivent être soigneusement confinés par des aciers transversaux afin d'améliorer leur résistance et leur ductilité.

Chapitre 4

DUCTILITE
DE COURBURE

1. *Introduction :*

Dans ce chapitre, comme dans les deux suivants, nous nous concentrerons sur la partie théorique liée à la ductilité de courbure. Nous discuterons également sur la formation de la rotule plastique après application du chargement de flexion, avec la courbure des sections en BA. Le besoin de la ductilité de courbure sera accentué. En outre, l'analyse étendue sera faite sur les relations numériques M-f obtenu en utilisant notre programme. Les divers paramètres qui affectent la ductilité seront discutés.

2. *Définition des états limites :*

Généralement les sections des poteaux en béton armé développent une capacité de rotation plastique considérable au delà du pic de la courbe moment-courbure. Il semblerait raisonnable d'identifier cette déformation disponible au delà du moment maximum et de définir la valeur de f_u comme étant la courbure correspondante à une valeur égale à 0.8 M_{max}.

Ceci donnerait une meilleure indication de la ductilité disponible dans la phase post-élastique. Les modes de déformation plastique impliquant les mécanismes de rotulation des poteaux exigent des demandes extrêmement élevées de ductilité de courbure. Les poteaux capables d'atteindre un facteur de ductilité de courbure (f_u/f_y) au moins égal à 16, semblent remplir les conditions exigées dans une conception parasismique.

Cette évidence précédemment discutée suggère que ceci devrait assurer un facteur de ductilité de déplacement (Δ_u/Δ_y) au moins de quatre. La dérivation des rapports de moment-courbure des courbes contrainte-déformation du béton confiné et de l'acier longitudinal permet l'application de la quantité exigée du ferraillage transversal **[26]**.

La déformation ultime de compression du béton :

Dans le but de calculer la capacité de rotation ultime disponible dans une rotule plastique dans un élément fléchi en béton armé, il est nécessaire de prédire la valeur de la déformation ultime de compression du béton e_{cu}. Scott et *al.* **[27]** ont défini cette déformation comme étant la déformation longitudinale qui correspond à la rupture du premier cadre transversal, puisque la déformation ultime peut être considérée comme la fin de la région utile de la courbe contrainte-déformation du béton confiné. Après rupture du premier cadre transversal, il se produit une chute dans la capacité de chargement en compression due à la réduction du confinement, suivie d'une perte de contrainte de flambement dans les barres longitudinales comprimées.

Récemment Priestley et *al.* **[28]** proposent une valeur de e_{cu} basée sur l'approche énergétique, elle est donné par la relation suivante :

$$e_{cu} = 0.004 + 1.4\frac{r_{sh} f_{yh} e_{su}}{f'_{cc}} \quad \text{.....(4.1)}$$

Où r_{sh} : le rapport volumétrique de l'acier transversal au béton confiné.

f_{yh} : La résistance de l'acier transversal.

e_{su} : La déformation ultime dans l'acier transversal.

f'_{cc} : La résistance à la compression du béton confiné.

3. l'analyse Théorique Moment- Courbure :

3.1 Courbure d'une section rectangulaire soumise a une flexion croissante :

L'issue théorique pour l'investigation de la ductilité de courbure, est la «courbure de flexion». Sous l'application 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. Selon Park et Paulay **[17]**, si nous considérons un petit élément de longueur *dx* d'un élément en béton armé de section rectangulaire, comme représenté sur la figure (4.1), nous aurons:

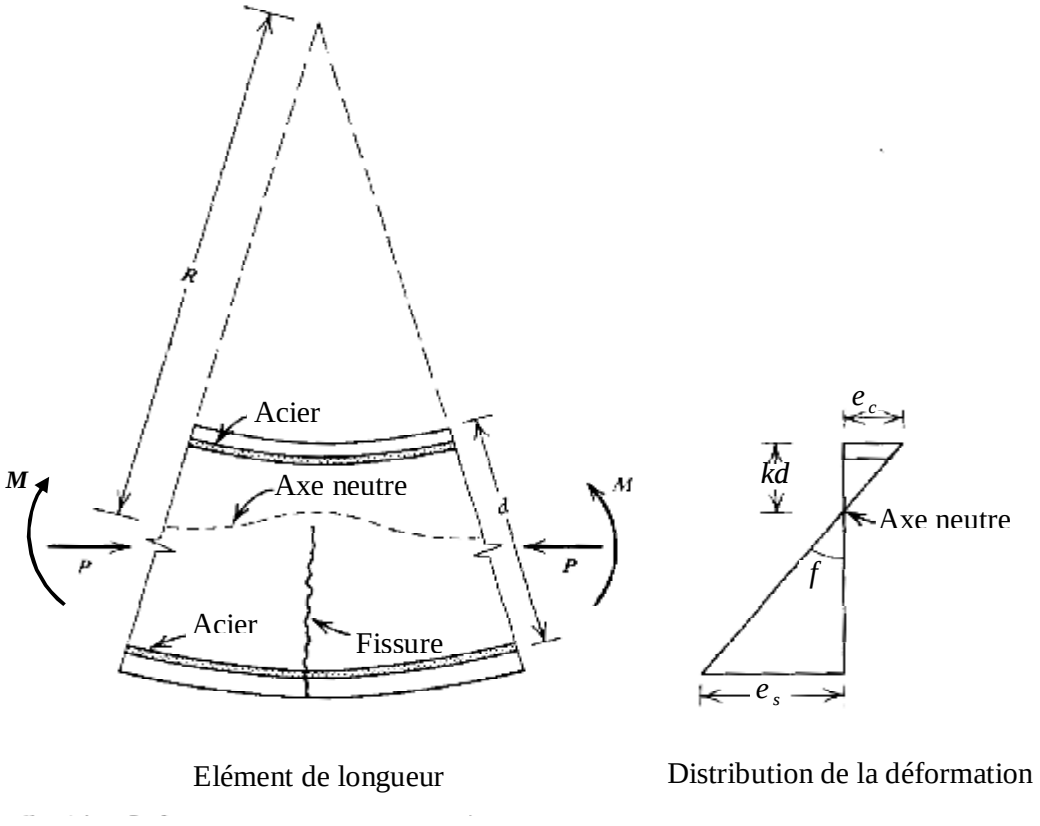
$$\frac{dx}{R_c} = \frac{e_c dx}{kd} = \frac{e_s dx}{d(1-k)} \text{.....(4.2).}$$

Où le facteur *k* définit 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:

$$\frac{1}{R_c} = \frac{e_c}{kd} = \frac{e_s}{d(1-k)} \text{.....(4.3).}$$

Par conséquent, la courbure d'un élément (ou la rotation par unité de longueur d'un élément) est défini comme:

$$f == \frac{e_c}{kd} = \frac{e_s}{d(1-k)} = \frac{e_c + e_s}{d} \text{.....(4.4).}$$



Elément de longueur Distribution de la déformation

Figure 4.1 Déformation d'un élément fléchi **[17]**

En d'autres termes, nous pourrions dire que 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 :

$$EI = M\,R = \frac{M}{f}$$

D'où $f = \frac{M}{EI}$.....(4.5)

En réalité, quand nous avons une application de moment de flexion sur 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.

3.2 Hypothèses de calcul :

En dérivant les caractéristiques "moment-courbure" des sections en béton armé confinées des poteaux concentriquement chargées, les facteurs suivants sont pris en considération :

1. Taux, espacement, résistance et configuration de l'acier transversal,
2. Intensité de l'effort normal,
3. Taux et résistance de l'acier longitudinal,
4. Résistance du béton.

Ø Les caractéristiques théoriques de la courbe moment-courbure des sections en béton armé des poteaux concentriquement chargées avec un chargement monotone seront dérivées sur la base des hypothèses suivantes :

1. Les sections planes avant flexion demeurent planes après flexion ;
2. La résistance à la traction du béton est négligée,
3. Les contraintes en béton sont dérivées des courbes appropriées de contrainte-déformation respectivement pour le béton confiné et non confiné, voir figures (3.10) et (3.7)
4. Les contraintes dans les aciers longitudinaux sont dérivées de la courbe de contrainte-déformation en utilisant le modèle de Yalcin qui tient compte de l'élancement local de la barre, voir figures (3.14) et (3.15).
5. L'adhérence entre l'acier et le béton est parfaite.

Ø Etats limites ultimes considérés le premier atteint:

1. la déformation du béton dans la fibre la plus comprimée atteint la valeur ultime.

2. la déformation dans l'acier atteint la valeur limite.

3. La résistance flexionnelle post pic est limité à la valeur de 0.8 M_{max}.

4. La déformation du béton dans la fibre la plus comprimée atteint la déformation pic en cas de compression simple.

3.3 la courbe moment courbure :

Puisque la courbure de la section augmente avec l'accroissement du moment, la courbe moment-courbure est obtenue pour de plus amples informations sur l'interaction des deux paramètres. Cette courbe a une certaine forme, caractérisé selon l'état de fissuration, d'écoulement et l'état ultime.

D'ailleurs, la ductilité de courbure peut être calculée facilement en divisant la courbure à l'état limite ultime par la courbure élastique.

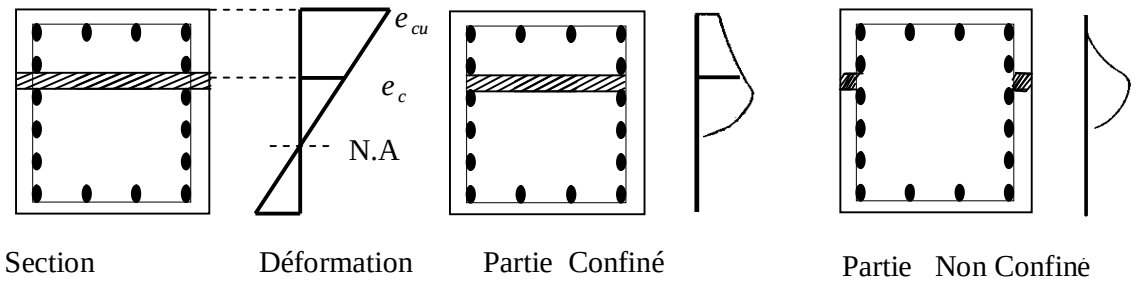


Figure 4.2 : Analyse de la section

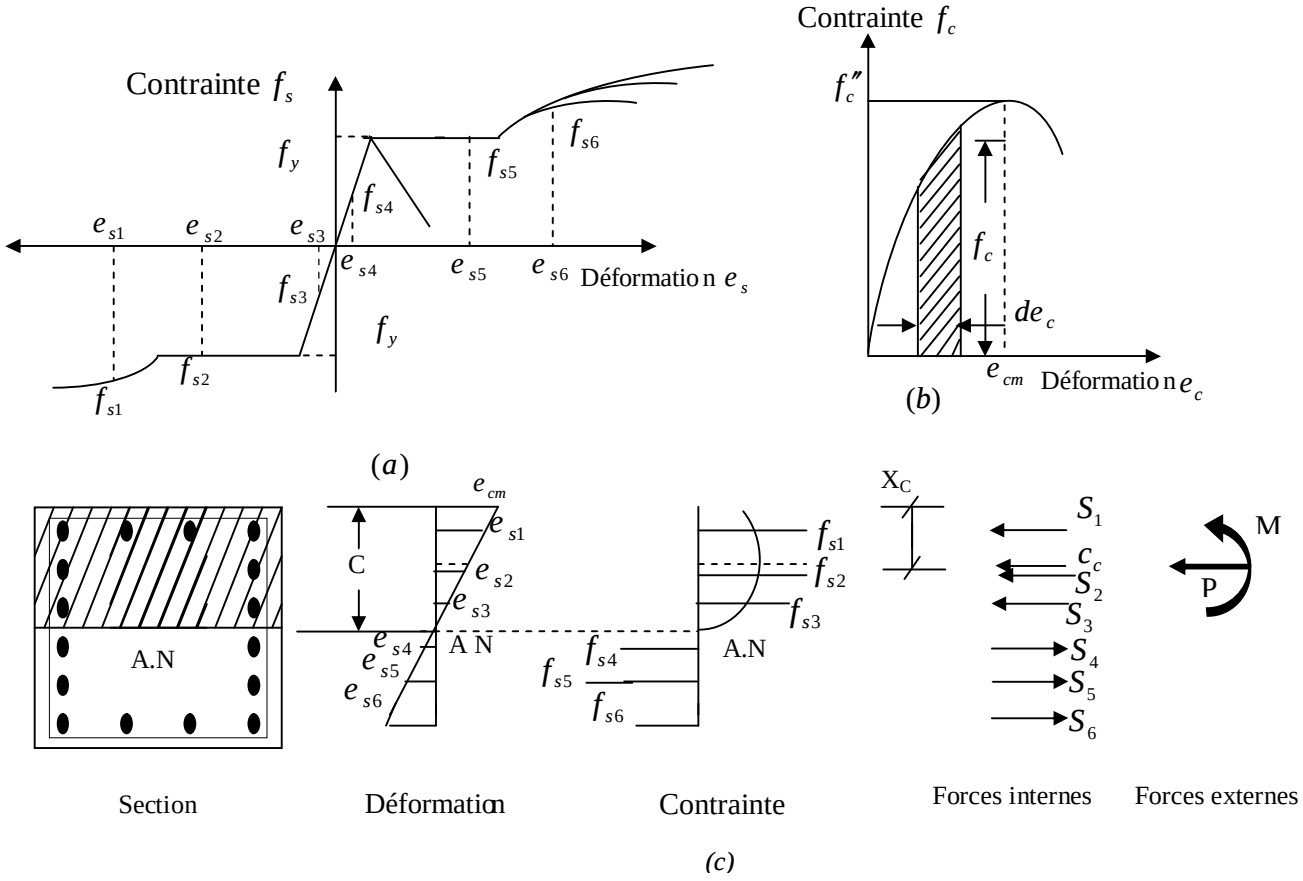


Figure 4.3 : Détermination Théorique de la Courbe Moment-Courbure :

(a) Acier en traction et en compression.

(b) Béton en compression.

(c) Une section rectangulaire d'un poteau en béton armé avec chargement excentrique.

- l'application directe du modèle contrainte-déformation de Mander **[12]** est une opération compliquée, conséquemment le programme utilise une méthode alternative pour l'analyse de la section. Cette méthode consiste à diviser la section en un certain nombre de couches discrètes ayant l'orientation de la profondeur de l'axe neutre; chacune est constituée par deux types de béton, confiné et non confiné. Pour une valeur spécifique de 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 la relation contrainte-déformation du béton. De la même façon, la contrainte au niveau des aciers peut être estimée à partir de la déformation moyenne à ce niveau et le modèle contrainte-déformation de l'acier. La division de la section en couches et l'approche idéalisée de l'application des modèles contrainte-déformation du béton et de l'acier est illustrée dans les figures (4.2) et (4.3).

- la division de la section en couches et les valeurs des déformations et des contraintes correspondantes nous permet le calcul de la force axiale et le moment fléchissant dans chaque couche selon les formules :

$$P = \sum_{i=1}^{n} f_{ci} A_{ci} + \sum f_{sj} A_{sj} \quad \ldots\ldots\ldots \quad \ldots\ldots\ldots \quad \ldots\ldots\ldots \quad (4.6)$$

$$M = \sum_{i=1}^{n} f_{ci} A_{ci} d_i + \sum f_{sj} A_{sj} d_j \quad \ldots\ldots\ldots \quad \ldots\ldots\ldots \quad \ldots\ldots\ldots (4.7)$$

Ce-ci est le mécanisme théorique de base de notre programme pour déterminer les points de la courbe M-f. Pour mieux spécifier on peut suivre la procédure informatique basée sur 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 :

$$P_0 = (A_c - A_s) f'_{cc} + A_s f_y \quad \ldots\ldots\ldots \quad \ldots\ldots\ldots \quad \ldots\ldots\ldots \quad \ldots\ldots (4.8)$$

Où A_c : est la section totale du béton confiné.

As : est la section de l'acier longitudinale.

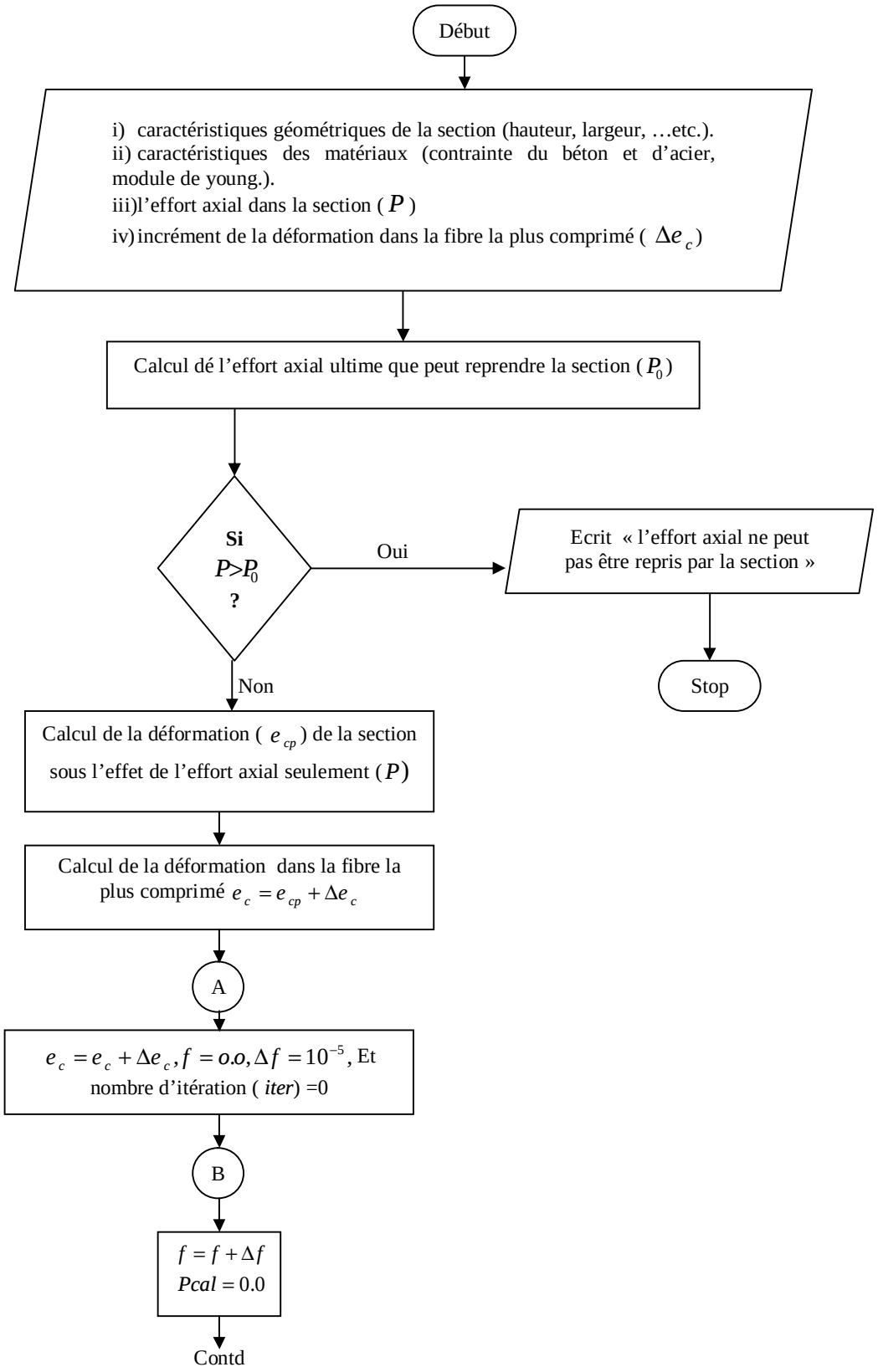
f'_{cc} : est la résistance maximum du béton.

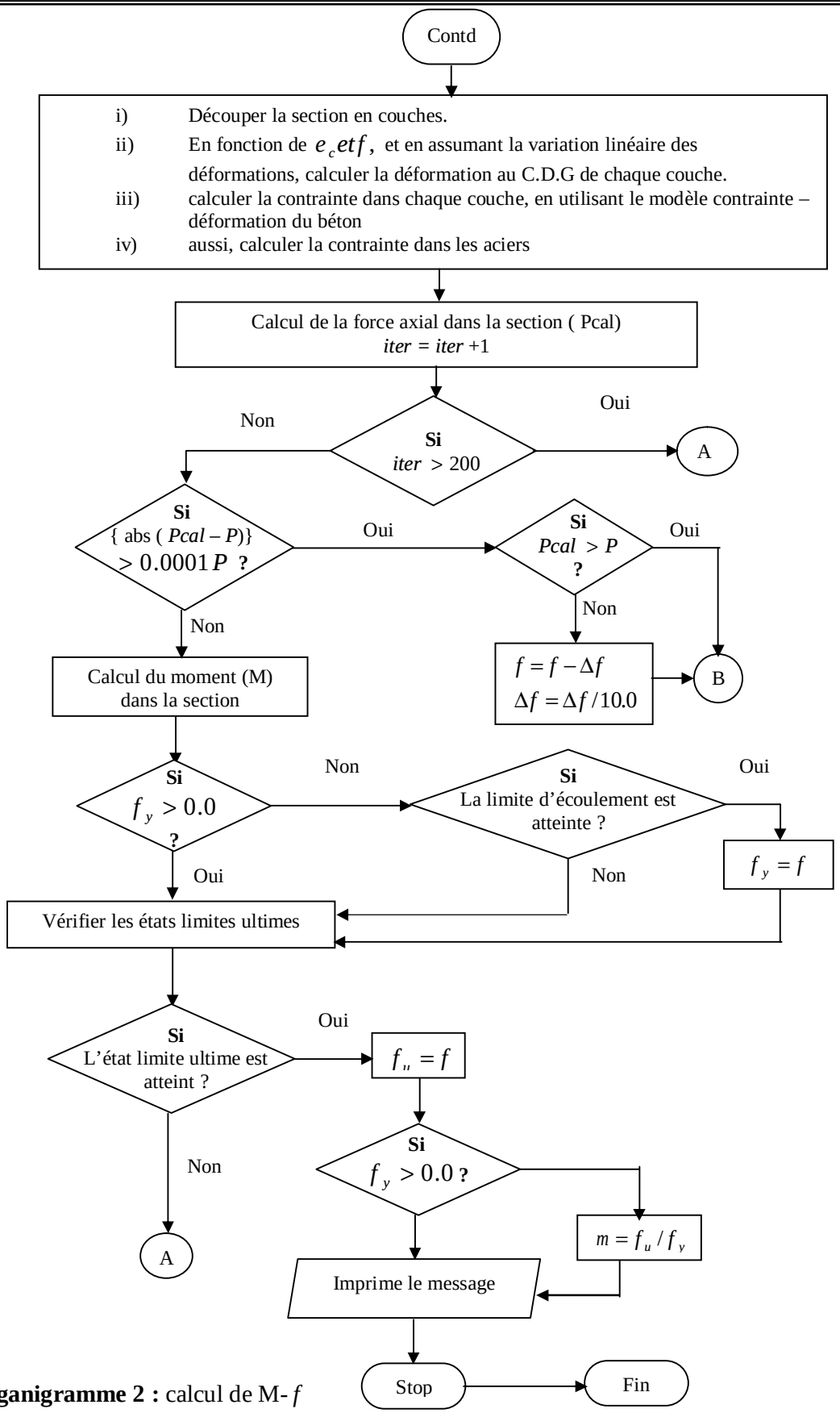
f_y : est la résistance d'écoulement de l'acier.

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 ferraillage en fonction de la déformation maximale 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 (4.6) 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 (4.7) (les valeurs moment et courbure deviendront un point dans la courbe M-f). 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, afficher la valeur du moment ultime et la courbure ultime puis sortir de la procédure. Sinon revenir à l'étape d.

Afin d'exécuter un tel procédé, l'outil informatique est nécessaire en raison des répétitions et de la complexité des opérations. Le code complet du programme est représenté dans l'organigramme 2.


Début
i) caractéristiques géométriques de la section (hauteur, largeur, …etc.).
ii) caractéristiques des matériaux (contrainte du béton et d'acier, module de young.).
iii)l'effort axial dans la section (P)
iv) incrément de la déformation dans la fibre la plus comprimé (Δe_c)
Calcul dé l'effort axial ultime que peut reprendre la section (P_0)
Si $P>P_0$?
Oui
Ecrit « l'effort axial ne peut pas être repris par la section »
Stop
Non
Calcul de la déformation (e_{cp}) de la section sous l'effet de l'effort axial seulement (P)
Calcul de la déformation dans la fibre la plus comprimé $e_c = e_{cp} + \Delta e_c$
A
$e_c = e_c + \Delta e_c, f = o.o, \Delta f = 10^{-5}$, Et nombre d'itération (*iter*) =0
B
$f = f + \Delta f$
$Pcal = 0.0$
Contd



Organigramme 2 : calcul de M-f

4. Validation du programme :

Le programme M-f a été vérifié en menant une confrontation entre les résultats théoriques obtenus et expérimentaux issus de l'étude réalisé par Sheikh et al. (Spécimen A3) **[29],** les données du spécimen A3 sont détaillées dans l'annexe 2.

La figure (4.4) montre en général que les résultats théoriques sont proches de ceux expérimentaux et se situent du coté conservateur.

On constate que l'écart relatif entre les résultats théoriques et expérimentaux est acceptable.

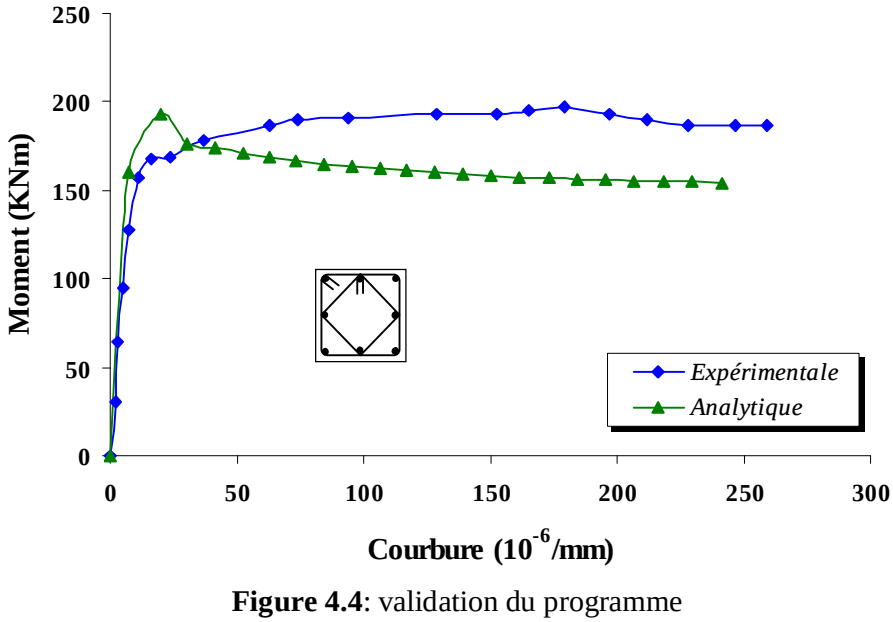


Figure 4.4: validation du programme

5. *Etude paramétrique :*

L'effet de différentes variables est étudié en comparant des relations moment courbure des sections de poteaux dans lesquelles seulement une variable principale diffère de manière significative. Ces variables ont inclus l'intensité de la charge axiale, la quantité d'acier transversal et longitudinal. La configuration choisie dans cette étude a été maintenue constante (cadre plus losange) qui est d'ailleurs le type généralement adopté dans les structures algériennes en portiques.

Les courbes moment courbure ont été déduites moyennant les données détaillées dans l'annexe 2. Les variables considérées sont exprimées dans le tableau (4.1).

Tableau 4.1 : Etude Paramétrique M-f

Paramètre influent	$p = \frac{P}{f_c' A_g}$	Acier transversal			Acier longitudinal		
		r_s (%)	f_t (mm)	s (mm)	f_l	r_l (%)	Nbt
Intensité de l'effort normal	0.2	2.02	10	100	14	1.32	8
	0.3						
	0.4						
Rapport volumétrique de l'acier transversal	0.3	4.047	10	50	12	0.972	8
		2.02	10	100			
		1.349	10	150			
Taux d'armatures longitudinal	0.3	2.02	10	100	12	0.972	8
					14	1.32	8
					16	1.729	8

5.1 Intensité de l'effort axial :

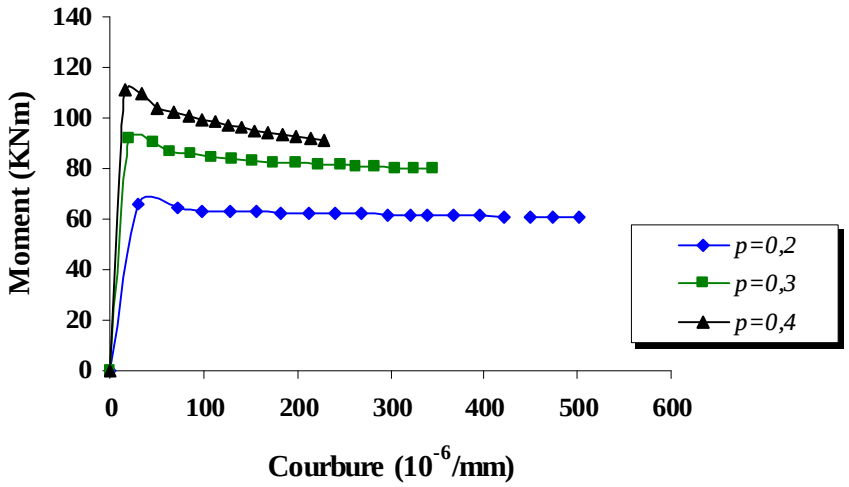


Figure 4.5 Influence de l'intensité de l'effort axial sur M-f

La figure (4.5) illustre l'effet de la charge axiale sur le comportement moment courbure. L'intensité de la charge axiale simule la charge axiale d'un poteau structurel dans un bâtiment multi étagés. Cette intensité est définie comme *p* égal à P/f'_cA_g où P est la charge axiale de compression sur le poteau. On observe que la ductilité diminue avec l'augmentation de *p*, et que la chute de résistance est plus prononcée dans le cas des poteaux les plus chargés. Un fichier Output de ce paramètre est représenté dans l'annexe 3.

5.2 Taux d'acier transversal :

L'effet de cette variable est clairement visualisé en comparant le comportement des trois courbes représentées dans la figure (4.6). Les parties croissantes identiques des courbes indiquent que la quantité d'acier transversal n'influence pas le comportement de section avant la première fissuration du béton confiné. On peut noter que la ductilité augmente avec l'augmentation de la quantité d'acier transversal. Il est évident qu'avec des faibles rapports volumétriques transversaux, la pression du confinement est insuffisante pour maintenir la capacité de rotation de la section.

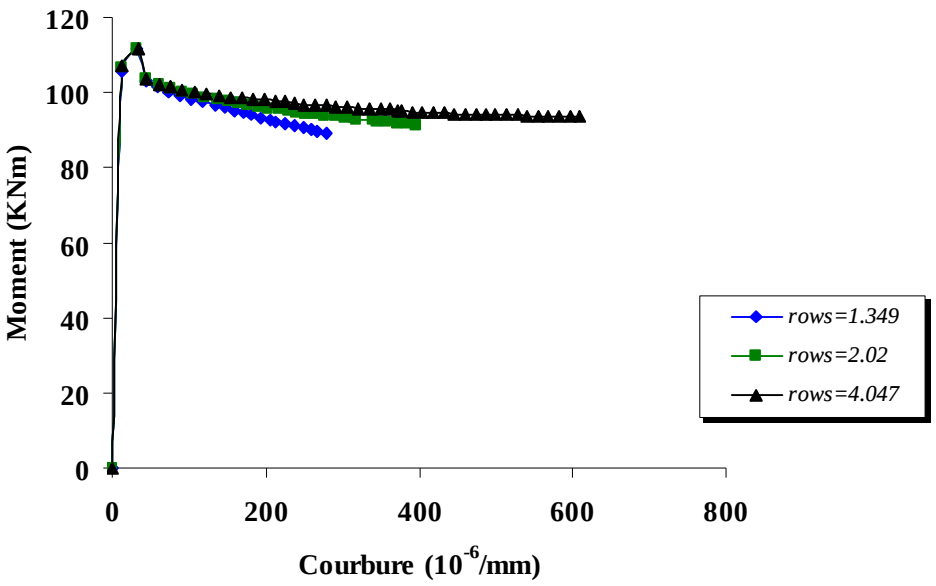


Figure 4.6 Effet de la quantité d'acier transversal

5.3 Taux d'acier longitudinal :

La figure (4.7) illustre l'effet de la quantité d'acier longitudinal sur la courbe moment courbure. On constate que l'augmentation de la capacité de résistance de la section avec l'augmentation de la quantité d'acier longitudinal est faible. Le comportement du post pic du poteau est caractérisé par une chute progressive dans la capacité de résistance de la section où il atteint approximativement une même valeur aux courbures ultimes. Cependant un taux d'acier longitudinal important contribue à maintenir la capacité de résistance correspondante aux courbures élevées.

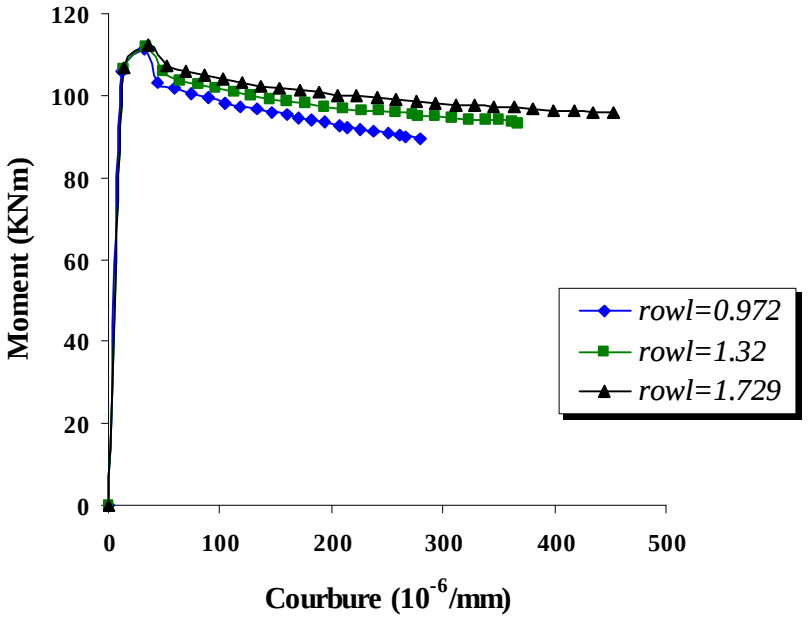


Figure 4.7 Effet du taux d'acier longitudinal

6. Etude comparative :

Capacités flexionnelles et valeurs de ductilité :

Le tableau (4.2) **[29]** représente les capacités flexionnelles analytiques de quatre poteaux représentatifs associées aux valeurs de ductilité. On constate que la capacité flexionnelle théorique (M_{CBA}) est basée sur la contrainte du béton non confiné (f_{co}), et la déformation maximale de la fibre extrême la plus comprimée de 0.0035. Concernant le code CBA, l'amélioration de la résistance au delà du M_{CBA} atteint des valeurs considérables allant jusqu'à 40%. Cela est principalement dû à la contribution du confinement qui n'est pas permis dans le code CBA d'une part et la valeur de la résistance maximum du béton non confiné, qui est pris égale à $0.64f_{Co}$ d'autre part.

Tableau 4.2 : Valeurs expérimentales de ductilité et capacités flexionnelles

Spécimen	f_{co} (MPa)	ρ_l (%)	p	M_y (kNm)	ϕ_y ($\times 10^{-3}$/m)	M_{max} (kNm)	M_u (kNm)	ϕ_u ($\times 10^{-3}$/m)	$\frac{M_{max}}{M_{CBA}}$	μ_ϕ
A3	31.8	2.44	0.61	157.2	17.6	168.0	186.6	259.4	1.396	14.7
E2	31.4	2.44	0.61	163.4	21.3	169.1	116.6	145.8	1.227	6.8
F4	32.2	2.44	0.60	184.5	16.2	196.5	186.0	202.2	1.394	12.5
D15	26.2	2.58	0.75	118.8	6.2	137.8	116.5	81	1.375	13.1

$r_{sh} = 1.68\%$ et f_{yh} = 490 MPa pour tous les spécimens

Les résultats indiqués dans le tableau (4.3) révèlent que pratiquement toutes les valeurs théoriques de ductilité prédites par l'analyse sont en raisonnable concordance avec les résultas expérimentaux. Encore une fois, ces valeurs viennent confirmer la validation du programme développé.

Tableau 4.3: Comparaison des valeurs de ductilité expérimentales et analytiques

Spécimen	M_y (kNm)		ϕ_y (10^{-3}/m)		M_{max} (kNm)		M_u (kNm)		ϕ_u (10^{-3}/m)		μ_ϕ	
	Th	Ex/Th	Th	Ex/Th	Th	Ex/Th	Th	Ex/Th	Th	Ex/Th	Th	Ex/Th
A3	182.00	0.86	13.32	1.32	192.60	0.87	154.54	1.21	233.31	1.11	17.52	0.84
E2	189.54	0.86	20.39	1.04	191.03	0.89	153.09	0.76	202.53	0.72	9.93	0.68
F4	182.87	1.01	13.50	0.80	193.22	1.02	155.27	1.20	234.04	1.11	17.34	1.40
D15	146.21	0.81	8.93	0.69	168.43	0.82	135.47	0.86	45.26	1.79	5.07	2.58
Moyenne		0.86		0.96		0.90		1.01		1.18		1.38
Moyenne = 1.05, DS = 0.20												

7. Conclusions :

Les conclusions tirées de cette analyse pour la gamme de variables considérées dans cette étude sont comme suit.

1. L’intensité de la charge axiale réduit la ductilité et le moment post pic diminue plus rapidement à mesure que l’intensité de la charge axiale augmente.
2. L'augmentation de la quantité d'acier longitudinal sur la capacité du moment de la section est faible. Cependant un taux d’acier longitudinal important permet de garantir une résistance flexionnelle aux courbures élevées.
3. un taux d’acier transversal élevé avec un espacement réduit des frettes augmente la ductilité et permet à la capacité flexionnelle d'être maintenu même pour des courbures élevées.

Chapitre 5

DUCTILITE
DE DEPLACEMENT

1. Introduction :

Les portiques en béton armé sont considérés parmis les types de construction les plus courants au monde. Le comportement des poteaux de portique en B.A est un facteur important qui détermine la performance de toute la structure contre une action sismique. Par conséquent prédire le niveau d'endommagement des poteaux dû à un séisme joue un rôle majeur dans la prédiction de la vulnérabilité sismique de la structure.

En général, le niveau d'endommagement est déterminée à travers le taux de ductilité de déplacement définit comme étant le rapport entre le déplacement latéral maximal et le déplacement correspondant à l'écoulement de la section.

La capacité de déformation des poteaux en B.A est affectée par une série de paramètres notamment : l'intensité de l'effort normal, l'élancement du poteau, le confinement, et la résistance du béton et de l'acier.

L'objectif de ce chapitre est de déterminer le comportement force- déplacement des poteaux soumis à l'action combinée d'une force latérale monotone croissante et d'une force axiale constante. Une étude paramétrique a pris en considération l'effet de plusieurs paramètres. Pour cela un programme informatique a été développé pour établir les relations force-déformation pour les poteaux en béton armé. Le programme, désigné sous le nom **(HOOP)**, fournit l'analyse sectionnelle moment-courbure, et l'analyse d'élément, y compris l'effet P-Δ. Les résultats sont présentés sous forme de graphes donnant la relation force-déplacement pour différents cas, le manuel d'utilisation est représenté dans l'annexe 1.

La procédure adoptée pour le calcul des déplacements s'articule sur la méthode des moments des aires basée sur le modèle de la rotule plastique **[17].**

2. Mise en équations :

Comme on l'a déjà expliquée, sous l'application d'un moment, ou d'un moment plus un effort axial l'élément a tendance à fléchir. La courbure d'un élément est définie par la relation (4.5) suivante:

$$f = \frac{M}{EI}$$

La rotation et le déplacement d'un élément peuvent être calculés en intégrant les courbures le long de l'élément. Puisque la courbure est définie comme étant la rotation par unité de longueur de l'élément, la rotation entre deux points quelconques ***A*** et ***B*** de l'élément est donnée par la relation :

$$q_{AB} = \int_A^B f\,dx \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (5.1)$$

Où dx est la longueur de l'élément différentielle.

La figure (5.1) montre une console avec une déformation due à la rotation dq de longueur dx. La rotation dq est égale à $f\ dx$, où f est la courbure dans l'élément. La déformation transversale $d\Delta$ à un point ***A*** de la tangente à l'axe de l'élément à son extrémité fixe ***B***, à cause de la rotation dq entre les extrémités de l'élément, est $x\ dq$ ou $x f\ dx$.

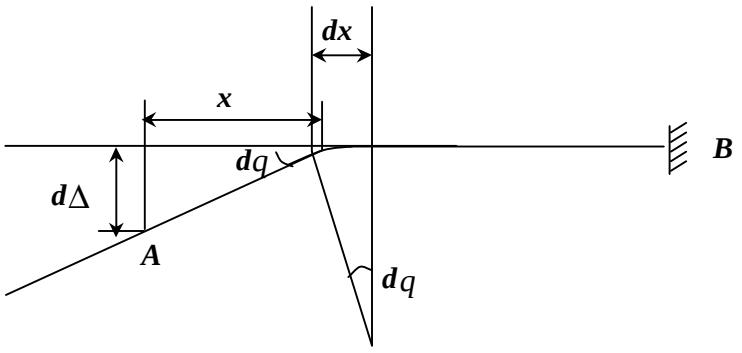


Figure 5.1 Déplacement dû à la déformation de flexion d'un élément **[17]**.

Par conséquent le déplacement transversal du point ***A*** par rapport au point ***B*** due à la courbure le long de la longueur de l'élément est donné par la relation :

$$\Delta_{AB} = \int_A^B x f\,dx \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (5.2)$$

Où ***x*** est la distance de l'élément ***dx*** à partir de ***A***.

Les équations 5.1 et 5.2 sont des généralisations du théorème de moments des aires des courbures. Et elles s'appliquent pour les courbures élastiques et plastiques. Ces deux équations peuvent être employées pour calculer les rotations et les déplacements des éléments connaissant les relations moment-courbure. Une telle approche utilisant les équations 5.1 et 5.2 néglige l'effet de l'augmentation de la rigidité des éléments dû à la traction du béton entre les fissures, et aussi les déformations additionnelles provoquées par les fissures diagonales de traction dues à l'effort tranchant et l'adhérence.

3. Modélisation de la rotule plastique :

Dans le cas des portiques en BA, il y a lieu de vérifier la capacité des déplacements relatifs de niveaux afin de pouvoir garantir la demande de ductilité désirée.

Pour mieux illustrer ce phénomène, il est généralement admissible d'isoler la partie inférieure seule et la considérer comme étant une sous structure indépendante, soumise au même chargement **[30]**, (voir figure5.2).

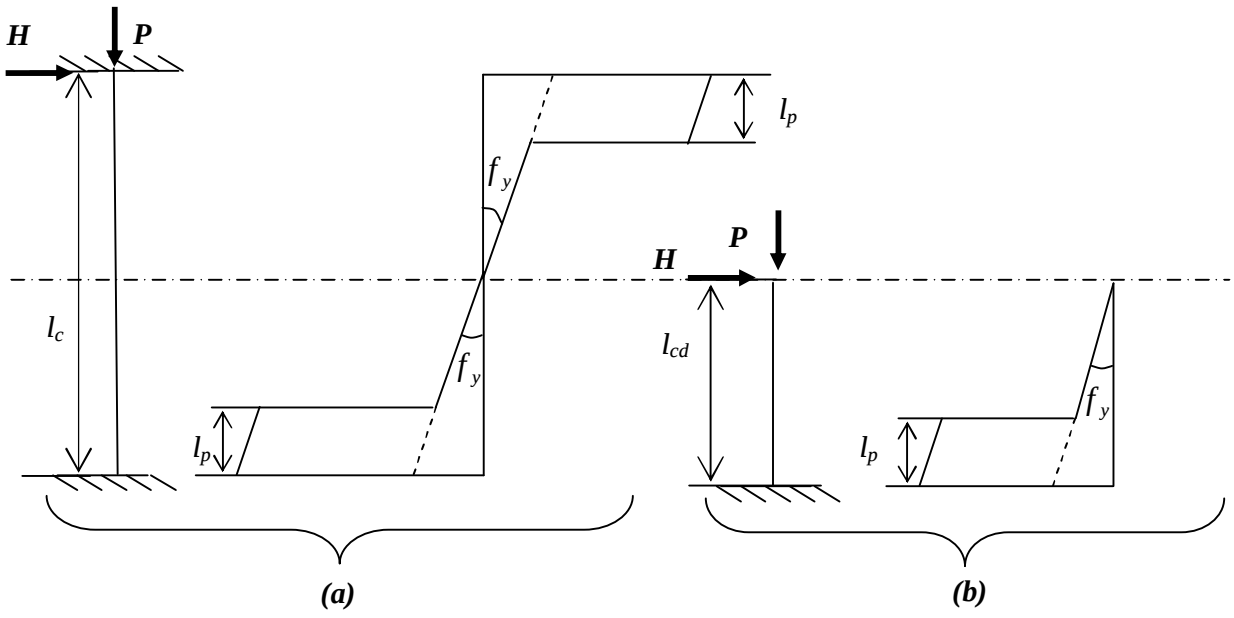


Figure 5.2 Modélisation de la rotule plastique.

Il est à notre que la sous structure représentée dans la figure (5.2b) est justifié par le fait que la variation de la courbure dans la sous structure (5.2a) est symétrique par rapport au point d'inflexion de l'élément, dans ces conditions le point d'application de la force peut être rabattu au point libre du poteau console dans la nouvelle sous structure (5.2b) et qui va faire l'objet de notre analyse.

Vu son rapport d'élancement mécanique ($l = l_f / i$) notre poteau est considéré comme poteau court, car pour les poteaux rectangulaires ce critère conduit à une classification selon ($l = l_f / h$) ayant la valeur 8 comme borne supérieure, pour notre poteau de référence cette valeur est égale à 4.49. **[31]**.

Selon une étude mené par Lam et *al* **[32]**, il a été déduit que les poteaux dont le rapport entre la portée de cisaillement et la profondeur (définit comme étant : la mi-hauteur du poteau divisée par sa profondeur) est de 3.0 '' minimum'' ; se rompent par flexion. Dans notre cas ce rapport (portée de cisaillement / profondeur $= \frac{l_{cd}}{h}$) est toujours supérieur à 3.0, tel que $l_{cd} = \frac{l_c}{2}$, l_{cd}: est la hauteur de calcul du poteau, voir figure (5.2).

Cette observation est justifiée à condition que les poteaux en béton armé ne soient pas «courts» et que la résistance du poteau ne soit pas trop faible. **[32].**

Une autre étude menée par Azizinamini et al. **[33]** a montré que dans le cas des poteaux similaire aux notre, la résistance à l'effort tranchant est largement supérieure à celle de la flexion, ainsi, la rupture était dictée par un mode flexionnel. Il convient donc que dans la présente analyse, l'unique mode de rupture observé est par flexion.

Un poteau en console encastré à la base, soumis à l'action simultanée d'une compression axiale et une charge latérale monotone croissante développe une articulation flexionnelle près de l'extrémité fixe, là où les moments maximums se produisent. Le poteau est soumis à un moment de flexion linéairement variable entre l'extrémité libre et fixe. La variation de la courbure le long de la hauteur du poteau peut être déterminée à partir de l'analyse moment courbure. Cependant, la distribution des courbures au niveau de la rotule plastique devient fortement non linéaire et très complexe due à la redistribution des contraintes qui a lieu quand les fibres du béton s'écrasent graduellement sous l'effet de la

compression. Quelques chercheurs ont supposé que la distribution constante de la courbure; avec une longueur de la rotule plastique dont la valeur est issue d'observations expérimentales. Dans notre recherche on a opté pour le modèle de la rotule plastique idéalisé proposé par Park, voir figure (5.3).

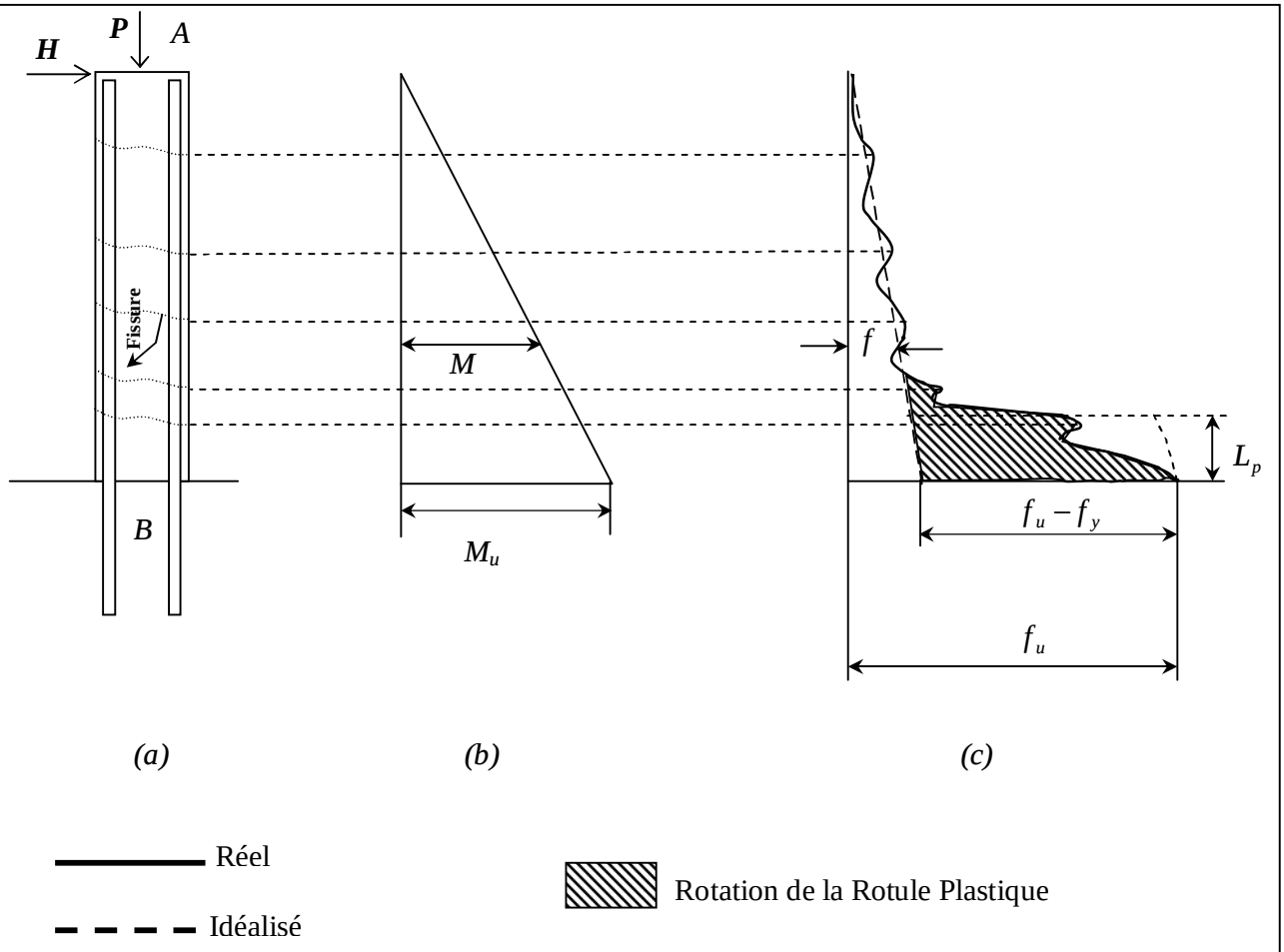


Figure 5.3 : Distribution de la courbure le long du poteau à l'état limite ultime **[17]**.
(a) Poteau
(b) Diagramme du moment fléchissant
(c) Diagramme de la courbure

Idéalisation de déformations ultimes calculées à partir des courbures :

La figure (5.3) montre une partie d'un élément fléchi en béton armé qui a atteint la courbure et le moment de flexion ultime au niveau de la section critique. L'extrémité ***A*** de l'élément, est considérée libre représentant le point d'inflexion, et l'extrémité ***B*** est une face du poteau.

La distribution de la courbure élastique le long de l'élément est évidente, La région de la courbure non élastique est répartie sur une longueur du poteau, comme discuté précédemment, cette région correspond à l'état où le moment de flexion dépasse le moment élastique de la section. La variation de la courbure en dents de scies le long du poteau, est due à l'augmentation de la rigidité de l'élément entre les fissures, comme décrit précédemment. Chacun des pics de la courbure correspond à une position de la fissure.

Dans l'évaluation de la ductilité il est nécessaire de déterminer la déformation correspondante au moment ultime. La rotation et le déplacement de l'élément à l'état limite ultime peuvent être obtenus à partir de la distribution réelle de la courbure en utilisant les équations 5.1 et 5.2.

La distribution réelle de la courbure ultime peut être idéalisée dans les régions élastiques et non élastiques, voir la figure (5.3 c). La contribution élastique de la rotation et du déplacement peut être calculée à partir des équations 5.1 et 5.2 en utilisant la relation classique (4.5).

La contribution élastique de la rotation le long de la longueur totale de l'élément (la surface non hachurée du diagramme de courbure de figure (5.3c) est donnée par :

$$q = \int_A^B \frac{M}{EI} dx \qquad \text{.....(5.3)}$$

Où la rigidité flexionnelle *EI* est donnée par une idéalisation appropriée. Si une section entièrement fissurée est supposée sur la longueur entière de l'élément, EI est donné par : $E_c I_c = M_y / f_y$ voir la figure (5.4).

La surface hachurée de la figure (5.3c) est la rotation non élastique qui peut se produire "au niveau de la rotule plastique" à proximité de la section critique. C'est-à-dire, la surface hachurée représente la rotation plastique qui se produit en plus de la rotation élastique à l'état limite ultime de l'élément. La zone non élastique à l'état limite ultime peut être remplacée par un rectangle équivalent de hauteur $(f_u - f_y)$ et largeur l_p ayant la même surface que celle de la distribution non élastique réelle de courbure, comme indiquée dans la figure (5.5c).

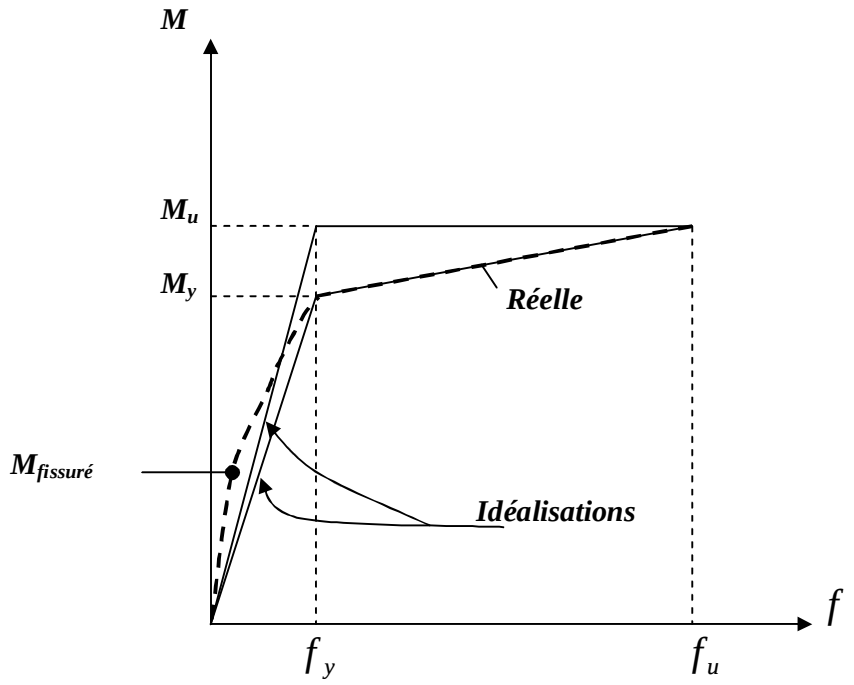


Figure 5.4 : Les courbes moment- courbure réelles et idéalisées dans les sections fissurées **[17]**.

La largeur L_p est la longueur équivalente de la rotule plastique au delà de laquelle la courbure plastique est considéré comme constante. Selon Timoshenko **[34]** la valeur de L_p est donnée par :

$$L_p = L_{cd}(1-\frac{M_y}{M_p}).....(5.4)$$

Selon L. L. Dodd et N. Cooke **[35]** la valeur maximale de L_p est donnée par :

$$L_{p_{\max}} = 0{,}08L_{cd} + 0{,}022d_b f_y.....(5.5)$$

Où d_b : diamètre des armatures longitudinal

f_y : résistance de l'acier longitudinal.

M_y : est le moment élastique.

M_p : est le moment plastique.

L_{cd} : distance entre la base du poteau et le point d'application de la force, Par conséquent la rotation dans le domaine plastique est donnée par l'expression:

$$q_p = (f_u - f_y)L_p..... ....(5.6)$$

Les figures (5.5b) et (5.5c) représentent les diagrammes de moment de flexion et la distribution de courbure à l'état limite ultime, respectivement.

La rotation entre les deux points ***A*** et ***B*** est donnée par l'équation 5.1 ou par les équations 5.3 et 5.6

$$q_{AB} = q_e + q_p$$

$$q_{AB} = f_y \frac{l_{cd}}{2} + (f_u - f_y) L_p \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (5.7)$$

Il est à noter que la rotation est l'aire du diagramme de courbure.

Le déplacement vertical en ***A*** est donné par l'équation 5.2 comme étant le moment du diagramme de courbure.

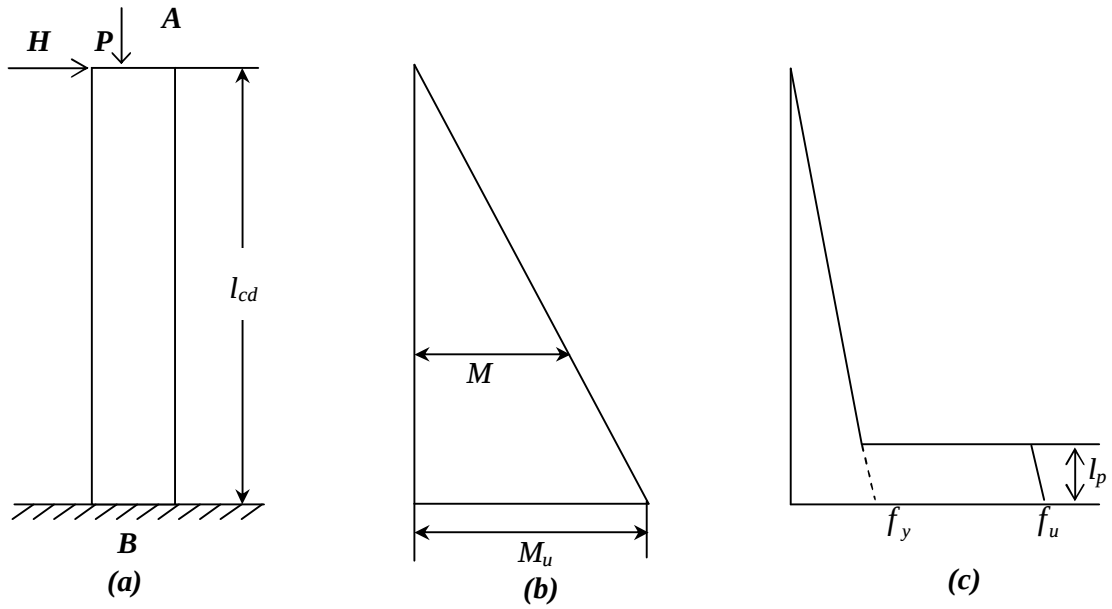


Figure 5.5 : Distribution des moment et courbures.

a) poteau.
b) Distribution de moment de flexion.
c) Distribution de la courbure.

$$\Delta_{AB} = \left(\frac{f_y l_{cd}}{2} \frac{2l_{cd}}{3} \right) + q_p (l_{cd} - 0{,}5 l_p)$$

$$\Delta_{AB} = \left(\frac{f_y l_{cd}}{2} \frac{2l_{cd}}{3} \right) + q_p (l_{cd} - 0{,}5 l_p)$$

$$\therefore \ \Delta_{AB} = \left(\frac{f_y l_{cd}^2}{3} \right) + (f_u - f_y) l_p \left(l_{cd} - \frac{l_p}{2} \right) \quad \text{.....(5.8)}$$

Comme le facteur de ductilité de courbure a pour valeur $m_f = \frac{f_u}{f_y}$

Le facteur de ductilité de déplacement $m_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$ peut être écrit en fonction de la ductilité de courbure m_f et la longueur de la rotule plastique L_p comme suit :

$$m_\Delta = 1 + 3(\frac{f_u}{f_y} - 1) \frac{l_p}{l_{cd}} (1 - 0{,}5 \frac{l_p}{l_{cd}})$$

$$m_\Delta = 1 + 3(m_f - 1) \frac{l_p}{l_{cd}} (1 - 0{,}5 \frac{l_p}{l_{cd}})$$

$$m_\Delta = \left[\frac{3 \times l_p (m_f - 1) \times \left(l_{cd} - \frac{l_p}{2} \right)}{l_{cd}^2} + 1 \right] \quad \text{.....(5.9)}$$

Pour un point quelconque de la courbe dans le stade post-élastique, la valeur du déplacement vaut :

$$\Delta = \left[\frac{3 \times l_p (m_f - 1) \times \left(l_{cd} - \frac{l_p}{2} \right)}{l_{cd}^2} + 1 \right] \Delta_y \quad \text{.....(5.10)}$$

4. *définition des états limites ultimes :*

Il est généralement non économique de concevoir des structures sismiques dont la réponse est totalement élastique.

L'approche récente tolère quelques dommages à condition qu'ils ne conduisent à la ruine de la structure, parce que la survie sans la ruine est communément une vision adoptée comme critère de conception sismique, il est donc trop conservatif de définir la déformation ultime comme celle correspondante au chargement pic ou la capacité maximum du chargement, on peut également répondre à ce critère à travers le coefficient de dommage.

La définition de la déformation ultime doit dépendre du taux de la réduction acceptable sur la capacité maximum de chargement ou le degré de dommage qui peut être toléré en pratique.

En général, la déformation ultime ou la capacité de déplacement d'un élément dépend de la déformation ou le déplacement que la structure ou un élément de structure peut développer sans perte significative de résistance tout en supportant les charges de gravité. Il est donc raisonnable de définir la capacité de déplacement ou de déformation ultime comme étant la déformation (dans la branche descendante de la courbe force- déplacement) qui correspond à une chute de 10 à 20% de la force pic.

En se basant sur ce raisonnement, l'état limite ultime d'un poteau en béton armé peut être définit par l'un de ces deux critères, le premier atteint, la ruine de la section par perte de résistance, la section a atteint son état limite ultime, ou ruine de l'élément par perte de stabilité, le déplacement latéral atteint son état limite ultime **[36]**.

5. Algorithme :

Le **HOOP** a été programmé en utilisant le FORTRAN77. L'exécution du programme s'effectue en s'appuyant sur l'organigramme 3.

L'entrée se compose des données géométriques et mécaniques de sections carrés ou rectangulaires des poteaux et inclut les différentes caractéristiques de ferraillage, tel que la quantité et les dispositions des armatures longitudinales, et l'arrangement du ferraillage transversal ainsi que l'intensité de l'effort normal.

La courbe M- f est déterminée selon les étapes décrites dans le chapitre 4.

L'analyse sectionnelle continue jusqu'à l'atteinte de l'état limite ultime. Si le flambement d'une barre longitudinale se produit, le programme continue l'analyse en assignant une valeur nulle la résistance de la barre. Le programme calcule d'abord le moment et la courbure élastique. Dans le cas d'une rupture, le programme affiche un message approprié et se poursuit pour le calcul du comportement de l'élément, en commencent par le calcul du déplacement élastique.

Le comportement de l'élément est établi pour un poteau console encastré à la base avec une charge axiale constante et une charge latérale croissante appliquées à l'extrémité libre. L'analyse à la flexion est conduite. Ceci est réalisé par l'établissement du diagramme de la courbure le long de la hauteur du poteau.

La courbure de chaque section est obtenue à partir des relations moment- courbure.

La rotation et le déplacement de flexion sont fournis par la méthode de moments des aires suggérée par Park, Bien que les déplacements élastiques sont relativement faciles à calculer, la formation des rotules plastiques après écoulement et la progression de la plastification le long de la longueur de l'élément exigent une modélisation de la région critique et un algorithme pour le calcul des déplacements inélastiques de flexion.

Concernant les hypothèses adoptées dans cette analyse, celles utilisées pour l'évaluation du moment- courbure restent valables.

1-Assigner une valeur initiale de la déformation du béton à la fibre la plus comprimée.
2-Elaboration de l'analyse sectionnelle, calcul du moment et courbure élastique puis le déplacement élastique à partir de la formule :

$$\Delta_y = f_y \times \frac{l_{cd}^2}{3} \text{..... ....} (5.11)$$

3- Calcul de la valeur du déplacement pour chaque pt de la courbe H-Δ à partir d'un pt de la courbe M- f selon les deux cas suivants :

a- Etat élastique

$$\Delta_i = \frac{f_i l_{cd}^2}{3} \text{..... ....} (5.12)$$

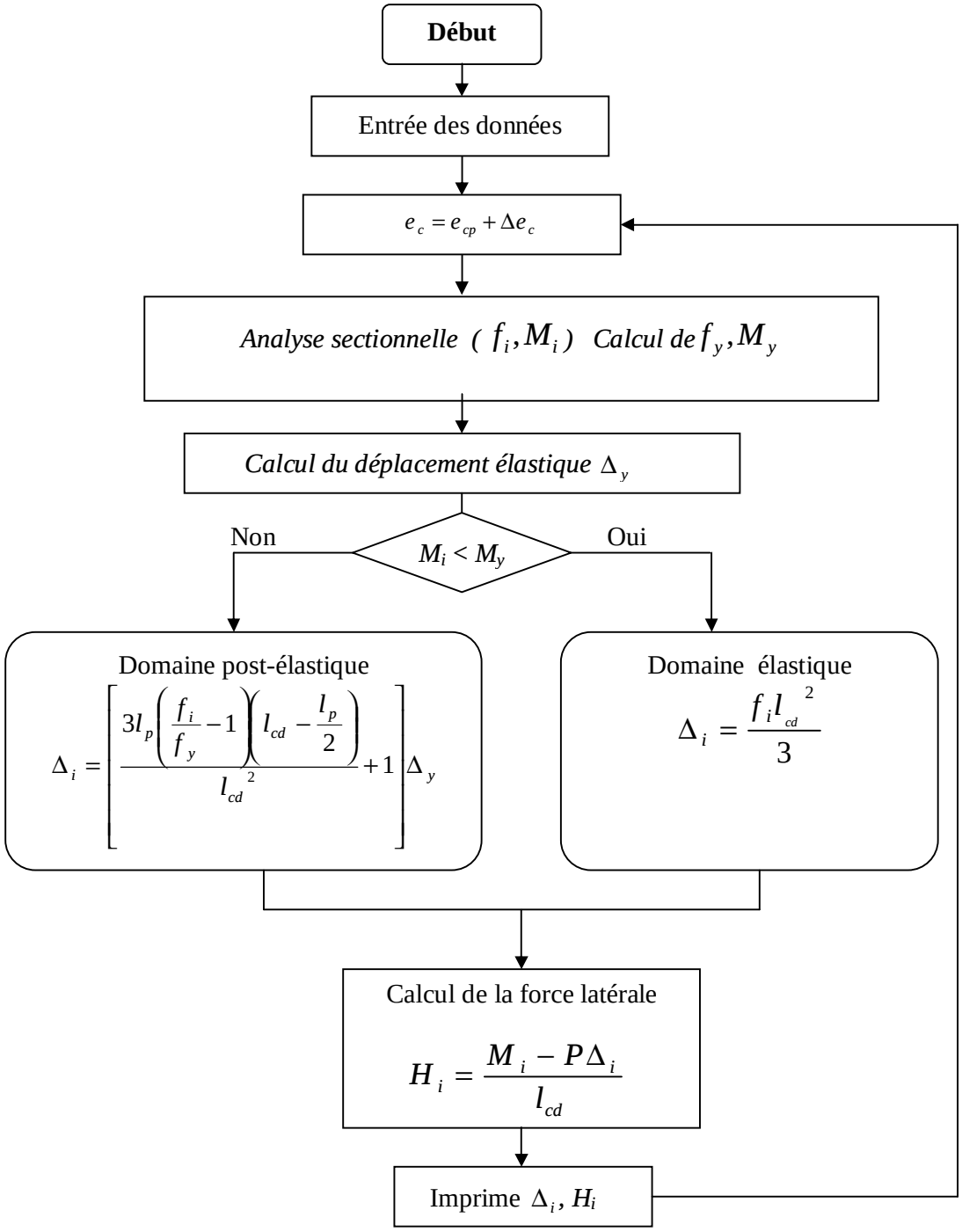
b- Etat post-élastique

$$\Delta_i = \left[\frac{3 \times l_p (m_{f_i} - 1) \times \left(l_{cd} - \frac{l_p}{2} \right)}{l_{cd}^2} + 1 \right] \Delta_y \text{.....} (5.13)$$

4- calcul de la valeur de la force correspondante pour chaque valeur de déplacement selon la formule.

$$H_i = \frac{M_i - P \times \Delta_i}{L_{cd}} \text{.....} (5.14)$$

(Les valeurs de la force et le déplacement calculés deviennent un pt de la courbe H- Δ), puis revenir à l'étape 1.



Organigramme 3 : Détermination de la courbe ($H-\Delta$)

6. Validation du programme :

Le programme *H*-Δ a été vérifié en menant une confrontation entre les résultats théoriques obtenus et expérimentaux issus de l'étude réalisé par Sheikh et Khoury (spécimen AS19) **[37]**. Les données du spécimen considéré sont représentés dans l'annexe 4.

La figure (5.4) montre en général que les résultats théoriques sont proches de ceux expérimentaux, Il est à noter que la différence entre les courbes (théorique et expérimentale), c'est à dire la dégradation de la rigidité est dû essentiellement à la perte d'adhérence générée par l'action cyclique, paramètre ayant été omis dans cette étude.

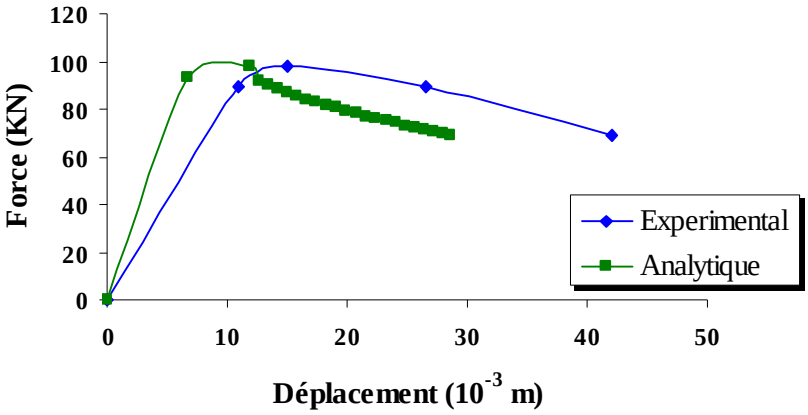


Figure 5.6: validation du programme

Le moment est composé de deux moments, un dû à la force latérale *H* et l'autre du à la force axiale P. Au début du chargement le moment prédominant est celui dû à *H*, cependant après le point pic l'effet P-Δ devient important, Vu l'accroissement des déplacement le moment résultant devient faible.

7. Etude paramétrique :

L'effet de différentes variables est étudié en comparant les relations force-déplacement des sections des poteaux dans lesquelles seulement une variable principale diffère de manière significative. L'étude paramétrique a pris en compte certaines variables en l'occurrence, l'intensité de la charge axiale, l'élancement du poteau, la quantité d'acier transversal et longitudinal,la limite élastique de l'acier longitudinal et transversale ainsi que la résistance du béton. Quant à La configuration choisie dans cette étude elle a été maintenue constante.

Les courbes force-déplacement ont été déduites en utilisant les données détaillées l'annexe 4 et les valeurs des variables considérées sont exprimées dans le tableau (5.1).

Tableau 5.1 Etude Paramétrique H-Δ.

Paramètre influent	f_{co} (MPA)	p	l_{cd}/h	Acier longitudinal			Acier transversal			f_y (MPA)	f_{yh} (MPA)
				$r_l(\%)$	$db(mm)$	NBt	$r_s(\%)$	$dias(mm)$	$S(mm)$		
Résistance caractéristique du béton f_{co} (MPA)	20	0.2	4.49	1.32	14	8	2.02	10	100	436	235
	25										
	30										
Intensité de l'effort normal p	25	0.2	4.49	1.32	14	8	2.02	10	100	436	235
		0.3									
		0.4									
Elancement du poteau l_{cd}/h	25	0.2	3.0	1.32	14	8	2.02	10	100	436	235
			4.49								
			5.73								
Taux d'acier longitudinal $r_l(\%)$	25	0.2	4.49	0.972	12	8	2.02	10	100	436	235
				1.32	14	8					
				1.729	16	8					
Taux d'acier transversal $r_s(\%)$	25	0.2	4.49	1.32	14	8	4.047	10	50	436	235
							2.02	10	100		
							1.349	10	150		
Résistance élastique des aciers longitudinaux f_y (MPA)	25	0.2	4.49	1.32	14	8	2.02	10	100	436	235
										507	
Résistance élastique des aciers transversaux f_{yh} (MPA)	25	0.2	4.49	1.32	14	8	2.02	10	100	436	235
											380
											490

7.1 Intensité de l'effort axial :

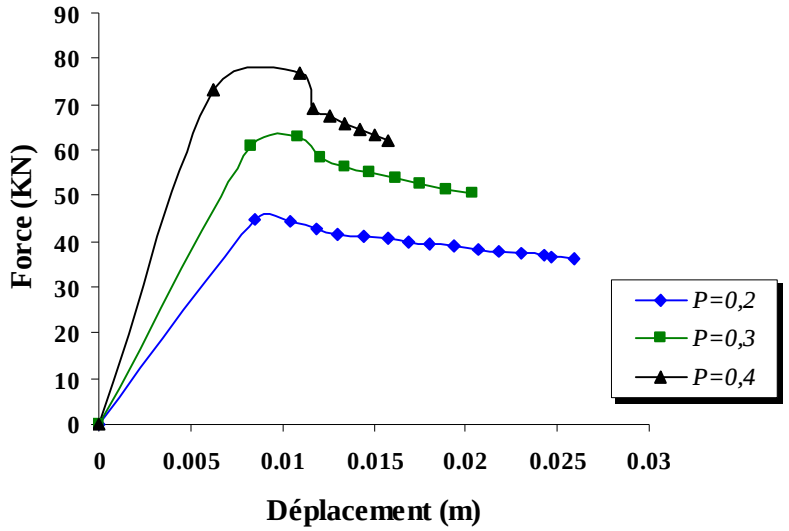


Figure 5.7 Influence de l'intensité de l'effort axial

La figure (5.7) illustre l'effet de la charge axiale sur le comportement force déplacement. On remarque que la force latérale augmente avec l'augmentation de l'effort axial cependant le déplacement diminue, la figure montre aussi que la rigidité initiale augmente avec l'augmentation de l'effort normal.

7.2 L'élancement du poteau:

Trois valeurs ont été considérées pour mettre en évidence l'effet de l'élancement sur les déformations latérales des poteaux, Les courbes force-déplacement obtenues montrent l'augmentation de la résistance avec la diminution de l'élancement , par contre le déplacement augmente avec l'augmentation de ce paramètre, voir figure(5.8).

Cela veut dire que pour une ductilité de déplacement donnée, les poteaux élancés souffrent moins de dommage que les poteaux standards.

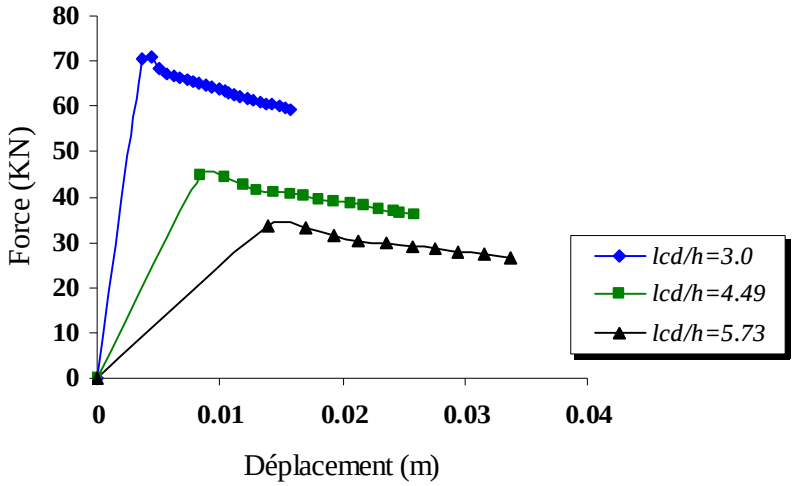


Figure 5.8 Influence de l'élancement du poteau

7.3 Taux d'acier transversal :

L'effet de cette variable est clairement visualisé en comparant le comportement des trois courbes représentées dans la figure (5.9). On constate que la ductilité de déplacement s'améliore avec l'augmentation de la quantité d'acier transversal, cependant son effet sur la résistance est faiblement remarqué.

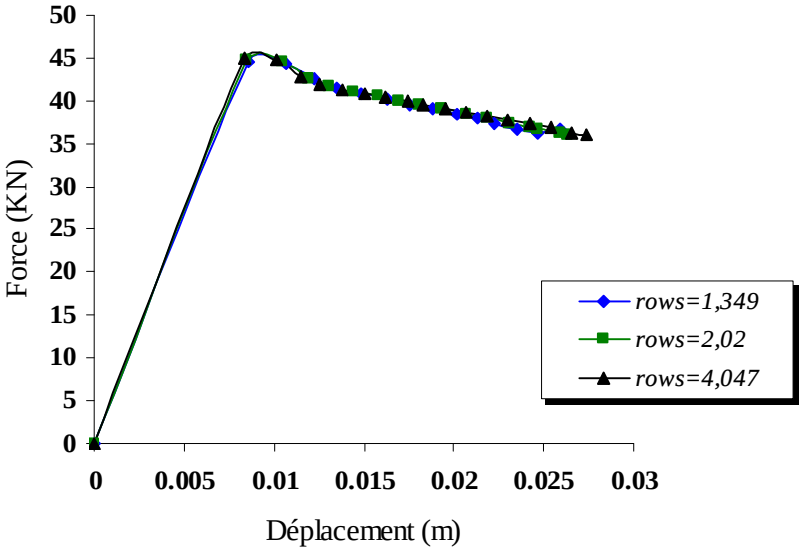


Figure 5.9 Influence de la quantité d'acier transversal

7.4 Taux d'acier longitudinal :

La figure (5.10) illustre l'effet de la quantité d'acier longitudinal sur la courbe pour un spécimen ayant les mêmes caractéristiques que le spécimen décrit dans le tableau (5.1). On constate que l'augmentation de la force latérale avec l'augmentation de la quantité d'acier longitudinal est faible. Cependant un taux d'acier longitudinal important contribue à augmenter le déplacement de l'élément.

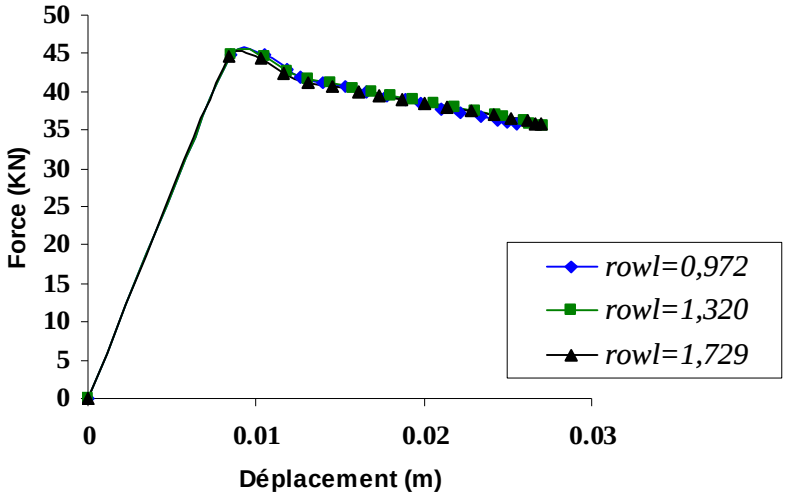


Figure 5.10 Influence du taux d'acier longitudinal

7.5 La résistance du béton f_{co} :

Pour l'investigation de l'effet de la résistance du béton sur la capacité de déformation des poteaux, trois résistances de béton ont été considérées : 20, 25 et 30 MPA. Les résultats de l'analyse ont montrée selon la figure (5.11) que la rigidité et la capacité de chargement du poteau augmente significativement avec f_{co}. Et que la ductilité de déplacement diminue.

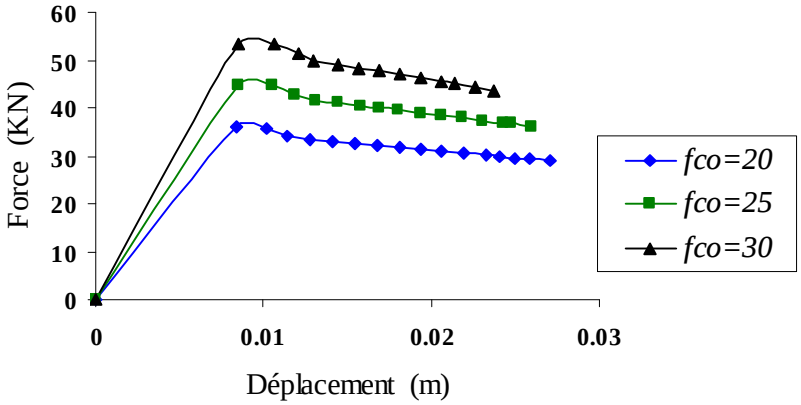


Figure 5.11 Influence de la résistance du béton

7.6 Résistance élastique de l'acier longitudinal f_y :

Les résultats obtenus pour différents grades d'acier montrent que le déplacement latéral élastique augmente avec l'augmentation de f_y, voir figure (512).

Donc, le niveau de dommage des poteaux en béton armé est significativement affecté par la variation de la résistance élastique de l'acier longitudinal.

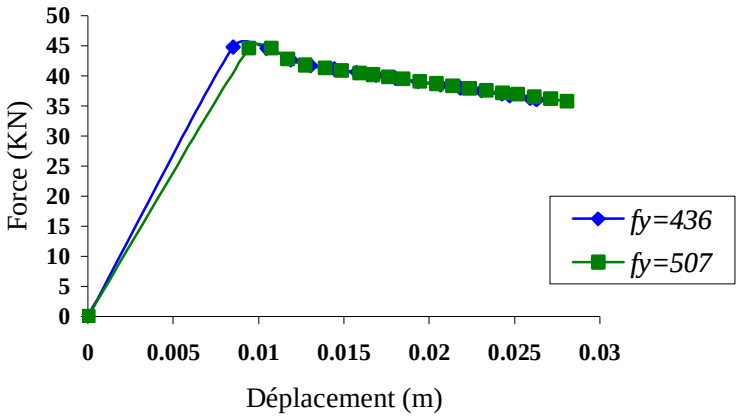


Figure 5.12 Influence de la limite élastique de l'acier longitudinal

7.7 Résistance élastique de l'acier transversal f_{yh} :

Les résultats obtenus pour différentes limites d'acier transversal montrent que le déplacement latéral augmente légèrement avec l'augmentation de f_{yh}, cependant son effet sur la résistance est dérisoire, voir figure (5.13), Un fichier Output de ce paramètre est représenté dans l'annexe 5.

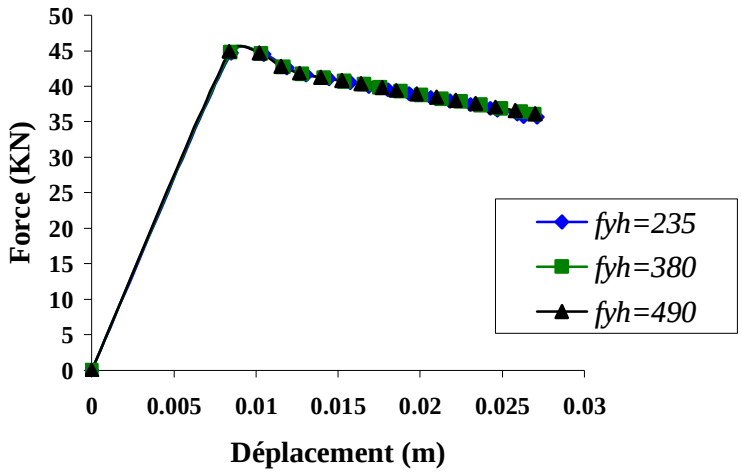


Figure 5.13 Influence de la limite élastique de l'acier transversal

Tableau 5.2: Valeurs de ductilité de déplacement

Paramètre influent		Phi_y $10^{-6}/mm$	M_y KNm	Phi_{max} $10^{-6}/mm$	M_{max} KNm	Δ_y mm	H_y KN	H_{max} KN	H_u= 0.8H_{max} KN	Δ_u mm	Δ_{RPA} mm	$\frac{\Delta_u}{\Delta_{RPA}}$	m_Δ	m_{f_b}	m_{f_c}	l_p mm
La résistance du béton f_{co}	20	12.78	51.24	34.53	52.65	7.99	35.45	35.98	22.78	27.5	13.7	2	3.44	42.29	32.02	36.4
	25	12.98	63.87	45.08	65.95	8.12	44.50	44.97	35.97	26.3	13.7	1.92	3.23	38.99	25.07	43.2
	30	13.09	76.47	44.09	79.24	8.17	53.17	53.92	43.13	24.6	13.7	1.8	3.01	29.11	20.48	47.9
L'intensité de la charge axiale p	0.2	12.98	63.87	45.08	65.95	8.12	44.50	44.97	35.97	26.3	13.7	1.92	3.23	38.99	25.07	43.2
	0.3	14.54	89.96	45.43	94.3	909	61	62.92	50.33	20.5	13.7	1.5	2.25	24.6	10.50	63.1
	0.4	16.37	112.14	34.38	116.37	10.25	75.90	77.21	61.76	15.9	13.7	1.16	1.55	11.21	6.16	49.8
l'élancement géométrique l_{cd}/h	3.0	12.98	63.87	45.08	65.95	3.5	67.3	7089	56.71	15.8	13.7	1.15	4.51	38.94	38.94	28.4
	4.49	12.98	63.87	45.08	65.95	8.12	44.50	44.97	35.97	26.3	13.7	1.92	3.23	38.99	25.07	43.2
	5.73	12.98	63.87	45.08	65.95	13.2	31.89	33.11	26.48	33.50	13.7	2.44	2.53	28.53	22.46	55.2
Taux d'acier transversal $r_s(\%)$	1.349	13.04	63.59	45.13	65.86	8.15	42.56	44.55	35.64	25.9	13.7	1.89	3.18	29.67	44.34	47.2
	2.02	12.98	63.87	45.08	65.95	8.12	44.50	44.97	35.97	26.3	13.7	1.92	3.23	38.99	25.07	43.2
	4.047	12.78	64.17	44.87	66.06	07.99	42.81	44.96	35.96	27.4	13.7	2	3.44	44.34	29.67	39.2
la résistance de l'acier transversal f_{yh}	235	12.98	63.87	45.08	65.95	8.12	44.50	44.97	35.97	26.3	13.7	1.92	3.23	38.99	25.07	43.2
	380	12.88	64.04	44.97	66.02	8.05	42.73	45.06	36.05	26.9	13.7	1.96	3.34	44.14	27.45	41.1
	490	12.77	64.11	44.84	66.05	7.98	42.74	45.13	36.1	27	13.7	1.97	3.38	44.31	28.44	40.2
Taux d'acier longitudinal $r_l(\%)$	0.972	12.96	63.93	43.58	66.21	8.1	44.5	44.76	35.8	25.5	13.7	1.86	3.08	33.14	21.5	47.2
	1.32	12.98	63.87	45.08	65.95	8.12	44.50	44.97	35.97	26.3	13.7	1.92	3.23	38.99	25.07	43.2
	1.729	12.88	63.78	46.53	65.62	8.05	40	44.78	35.7	26.6	13.7	1.94	3.3	42.02	29.25	38.4
la résistance de l'acier longitudinal f_y	436	12.98	63.87	45.08	65.95	8.12	44.50	44.97	35.97	26.3	13.7	1.92	3.23	38.99	25.07	43.2
	507	14.75	64.65	35.94	66.05	9.22	43.53	44.83	35.86	27.8	13.7	2.03	3.01	32.94	37.87	29.0

Les valeurs de ductilité de courbure et de déplacement ont été déduites en considérant les états limites suivants :

- état limite ultime de section
- état limite ultime de déplacement correspondant à une chute de résistance de 20% la résistance pic.

L'examen du tableau (5.2) montre que :

Ø l'effet de l'élancement géométrique de l'élément sur les valeurs de ductilité de déplacement est remarquable. En effet, il y a diminution de la capacité de résistance et augmentation de la capacité de déformation avec l'augmentation de ce paramètre.

Ø la quantité d'acier transversal et longitudinal, la limite élastique de l'acier longitudinal et transversale semblent avoir une incidence bénéfique sur l'amélioration de la capacité de déplacement alors que leur influence sur la capacité de résistance est insignifiante. Cependant, l'influence de la résistance du béton et l'intensité de l'effort normal sur la ductilité déplacement est défavorable tandis que leur effet sur la résistance est positif.

Ø En général, il y a une réserve de ductilité de déplacement par rapport à celle préconisée par le RPA, allant jusqu'à 100%. Toutefois, il est à signaler que cette réserve doit être prise avec précaution car en réalité il y à dégradation de rigidité due à l'effet de l'action cyclique, paramètre n'étant pas pris en considération dans cette étude. Dans tous les cas, les résultas théoriques obtenus sont largement supérieurs à ceux donnés par le RPA et que cette différence ne peut être compensée par l'influence de l'effet cyclique.

6. Conclusion :

Le programme **HOOP** a été utilisé pour la détermination de la capacité de déplacement en se basant sur l'analyse de ductilité sectionnelle conduite par le même programme.
Une étude paramétrique impliquant les différents paramètres influents a été menée. Les résultats obtenus ont permis d'émettre certaines conclusions.

- En général, le comportement force-déplacement semble être affecté par une série de paramètres notamment, l'intensité de l'effort normal, la résistance du béton, l'élancement du poteau, le taux d'acier transversal et longitudinal et la limite élastique de l'acier longitudinal et transversal. L'augmentation des deux premiers paramètres augmente la capacité de résistance et diminue la capacité de déplacement des poteaux. Par contre l'augmentation de l'élancement du poteau diminue la résistance et augmente la ductilité de déplacement. En ce qui concerne le reste des paramètres considérés, il a été constaté que leur influence sur la capacité de déformation est beaucoup plus prononcée que celle sur la résistance.

- Pour éviter une surestimation de la ductilité de déplacement d'un élément en béton armé, il est recommandé de prendre en compte : Les critères de ruine envisagés dans cette étude sont basés sur l'interdépendance entre l'état limite ultime de section matérialisé par sa capacité de rotation et l'état limite ultime de déplacement latéral dicté par une résistance ultime équivaut une chute de 20% la résistance maximale.

Chapitre 6

CONCLUSIONS

Conclusions générales:

La conception rationnelle des structures antisismiques est basée sur le concept de demande de ductilité, globale- locale, et leur corrélation. Le comportement local est intimement lié aux lois contrainte-déformation des matériaux constitutifs, en l'occurrence le comportement du béton confiné à l'intérieur du noyau. La connaissance de ces lois, permet au concepteur de mieux apprécier la capacité des éléments structuraux, notamment les poteaux en béton armé et mieux utiliser les réserves intrinsèques de la structure. Dans ce contexte les éléments structuraux sont proportionnés de manière à pouvoir supporter des déplacements latéraux importants tout en préservant l'équilibre global de la structure. L'issue fondamentale permettant de définir la capacité des différents éléments à résister et développer les déformations requises est la connaissance des lois moments courbure de la section et force déplacement de l'élément.

En général, cette étude a montré que :

- La conception en capacité est principalement basée sur l'utilisation appropriée du taux d'armature longitudinal d'une part et l'armature transversale sous forme de cadres ou épingles et losanges ou spires d'autre part.
- En plus de son rôle classique, agir en tant qu'armature de cisaillement et empêcher le flambement prématuré des armatures longitudinal comprimées, l'acier transversal doit agir en tant qu'armature de confinement afin d'améliorer la ductilité et la résistance du béton comprimé.
- La quantité d'acier transversal exigée augmente avec l'augmentation de l'intensité de la charge axiale et la résistance du béton et la diminution du taux d'acier longitudinal.
- La résistance flexionnelle croît avec l'intensité de l'effort normal, la déformation par contre est défavorablement affectée.
- Le taux d'armature transversale influe positivement sur la capacité de résistance et de déformation, cependant son effet sur cette dernière est beaucoup plus prononcé.
- Un taux d'acier longitudinal important permet de garantir une résistance flexionnelle aux courbures élevées.
- Les fortes intensités de l'effort normal diminuent la résistance et la ductilité des sections en béton confiné notamment si le taux d'acier transversal et la résistance nominale du béton sont faibles, il arrive que les poteaux ainsi conçus n'atteignent même pas la capacité flexionnelle théorique des sections non confinés.

- La capacité de déplacement des poteaux en béton armé est dictée par deux états limites déterminants; l'état limite ultime de résistance de la section et l'état limite ultime de stabilité de l'élément.
- L'élancement des poteaux, la résistance élastique des aciers longitudinaux et transversaux ainsi que le confinement adéquat augmentent le déplacement latéral ultime des poteaux.
- La capacité de résistance latérale croit avec l'augmentation de l'intensité de l'effort normal et la résistance du béton et diminue avec l'élancement; par contre elle est faiblement affectée par les limites élastiques des aciers et le taux d'armature transversal.

Recommandations :

- Cette recherche a mis en évidence que le modèle contrainte – déformation du béton confiné est l'outil crucial permettant l'évaluation de la courbe moment – courbure et force - déplacement des poteaux en béton.
- L'effet de l'écrouissage des aciers longitudinaux doit être considéré, car il donne une réserve de capacité flexionnelle correspondante aux courbures élevées.
- Le principe d'une conception parasismique est de garantir la survie des structures lors d'un séisme violent, mais accepter un certain niveau d'endommagement en contrôlant les déformations, (déplacement relatif de niveaux, capacité de rotation des sections critiques, ouverture des fissures…).
- Notre règlement doit inclure dans ces prescriptions des clauses, répondant aux exigences rationnelles d'une conception parasismique tels que:
- La quantité d'armature transversale en fonction du taux de ductilité.
- Un modèle de confinement.
- Contrôle des états d'endommagements afin de permettre à la structure d'utiliser sa réserve de résistance, malgré la dégradation de rigidité induite par l'action du chargement cyclique, tout en admettant certains dommages.

Perspectives :

- Vu l'ampleur de cet axe de recherche, cette étude a touché certains aspects, néanmoins beaucoup d'autres restent inexplorés.

- Un travail expérimental impliquant l'influence des différents paramètres affectant la ductilité des poteaux est nécessaire afin de pouvoir introduire nos propres paramètres et confronter les résultats d'essaie théoriques.
- L'interaction des différents paramètres affectant la ductilité doit être considérée afin d'émettre des conclusions plus précises.

- Une étude comparative sur les différents comportements utilisant différents modèles de confinement est possible moyennant l'introduction de sous programmes.
- Une interface réalisée par un autre langage tel que VB6 ou C++ est d'une utilité très pratique. De cette façon l'utilisateur aura plus de souplesse dans la préparation du fichier des données.

- Une étude statistique s'avère nécessaire afin d'établir une expression corrélant la ductilité de courbure et la ductilité de déplacement ce qui très fructueux pour la conception.

Conclusions :

Enfin, il nous semble que le programme tracé dans cette étude est en fait un travail considérable toutefois les objectifs assignés ont été fondamentalement réalisés:

- La vérification de la capacité de rotation jusqu'au niveau de la ductilité de courbure exigée
- La mise en évidence de la corrélation entre la ductilité globale de l'élément et la ductilité locale de la section.

Références

1- Règlement Parasismique Algérien, RPA 99, CGS, Janvier 2000
2- NZS 4203 General Structural Design and Design Loading for Buildings, Wellington, Standards Association of New Zealand, 1992.
3- Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-89.
4- National building code of Canada 1990, NBCC 1990.
5- Eurocode 8 ,(EC8 1993).
6- R.Park , 'Capacity Design of RC Building Structures for Earthquake Resistance', The structural Engineer, Aug. 1992.
7- V.Gioncu, 'Framed structures. Ductility and seismic response. General Report', Journal of Constructional Steel Research, 55 (2000) pp.125-154
8- Catherine. Doneux, 'Etude du Mécanisme de Transfert des Flexions à la Jonction Poteau Poutre dans les Structures en Portiques Mixtes Soumises à Une Action Sismique', Thèse de Doctorat, Université de Liège, 2001-2002.
9- Y. Lu, H. Hao, P.G. Carydis, H.Mouzakis, 'Seismic performance of RC frames designed for three different ductility levels' Engineering Structures 23 (2001), pp.537-547.
10- B. Bousalem, N. Djebbar, N. Chikh, 'Concept de Demande de Ductilité et de Longueur Plastique dans la Performance des Portiques en Béton', 2ème Séminaire National de Génie Civil et de l'Habitat, Université de Constantine, Mai 1999.
11- 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.
12- J.B.Mander, M.J.Priestley, R.Park 'Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete', Journal of Structural Engineering, Vol.114, N°8, August, 1988.
13- C. Yalcin, M. Saatcioglu, 'Inelastic analysis of reinforced concrete columns' Computers and Structures 77 (2000), pp.539-555.
14- F.E. Richart, A. Brandtzaeg, R.L. Brown; 'A Study of the failure of concrete under combined compressive stresses', University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin No. 185, 1928, pp. 104.
15- K.T.R.J. Iyengar, P. Desayi, K.N. Reddy. 'Stress strain characteristic on concrete confined in steel binders', Magazine of concrete research, Vol. 22, No. 72, Sept. 1970, pp.173-184.
16- V.V. Bertero, C. Fellipa, 'Discussion of Ductility of concrete' by H.E.H Roy and M.Q. Sozen, Proceedings of the international Symposium on flexural mechanics of reinforced concrete', ASCE-ACI, Miami, Nov. 1964, pp.227-234.
17- R. Park, P. Paulay, 'Reinforced Concrete Structures', John Wiley and Sons, New York, 1975.
18- Andréa.J.Kappos, Georges.G.Penelis, 'Earthquake-Resistant Concrete Structures', E et FN Spon, 1997.
19- N. Karamichalis, 'Curvature Ductility of Reinforced Concrete Beams', Msc Thesis, UMIST, September 2001.
20- Victor Davidovici, 'Génie Parasismique', Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
21- S.A.Sheikh, S.M.Uzumeri, 'Strength and Ductility of Tied Concrete Columns', Journal of the Structural Division, May,1983.
22- CBA93, 'Règles de Conception et de calcul des structures en BA', Centre National de Recherche Appliqué en Génie Parasismique, C.G.S.
23- M.Saatcioglu, S.R.Razvi 'Strength and Ductility on Confined Concrete' Journal of Structural Engineering, Vol 118, N° 6, June, 1992.
24- S.Popovics, 'A Numerical Approach to the Complete Stress Strain Curve of Concrete', Cement and Concrete Research, Vol.3, N°5, 1973.

25- H.J.Pam and J.C.M.Ho, 'Flexural Strength Enhancement of Confined Reinforced Concrete Columns', Structures and Buildings Journal, 146 Issue 4, November 2001, pp. 363-369.
26- N.A.A.Deeb, 'Ductility of Eccentrically Loaded Spirally Confined Reinforced Concrete Columns', MSc Thesis, University of Jordan, Amman, September 1994.
27- B. D. Scott, M. J. N Priestley and R. Park, 'Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates', ACI Journal, Jan. Feb, 1982, pp.13-27.
28- M. J. N. Priestley, F. Seible and G. M. Calvi, 'Seismic design and retrofit of bridges', John Wiley, pp. 686-996.
29- S.A. Sheikh and C. Yeh., 'Tied concrete columns under axial load and flexure', Journal of Structural Engineering, Vol.116, No.10, October. 1990, pp. 2780 -2800.
30- E.Erduran, A.yakut, ' Drift Based Damage Functions for Reinforced Concrete Columns', Computer and Structures Jurnal , 10 October 2003, PP.121-130.
31- Grainic.L, 'Recherches sur le Comportement et le Calcul en Domaine Plastique des Structures en Béton Armé', Thèse de Doctorat, Institut de Construction, Bucarest.
32- Lam SSE, Wu B, Wong YL, Wang ZY, Liu ZQ, Li CS, 'Drift capacity of rectangular reinforced concrete columns with low lateral confinement and high axial load', ASCE J Struct Eng 2003; 129:733-42.
33- Azizinamini et al, 'Effects of transverse reinforcement on Seismic performance of columns', ACI Struct J.1992; 89:442-50.
34- Gere. And Timoshenko, 'Mechanics of Materials', Brooks, Cole Engineering Division, Monterey California, 1984.
35- L. L. Dodd and N. Cooke, 'Capacity of Circular Bridge Columns Subjected to Base Excitation', ACI Structural Journal, Title N° 97-S33, March-April 2000, pp. 297-307.
36- Lian. Duan. and Thomas. R.Cooper, 'Displacement Ductility Capacity of Reinforced Concrete Columns', Concrete international Journal, November 1995, pp. 61-65.
37- Sheikh SA, Khoury SS. 'Confined concrete columns with stub', ACI Structural Journal ,1993;90(4):414±31.

Annexe 1:

Le manuel d'utilisation du programme HOOP

Paramètres	**description**
n	***n*** : nombre des couches de béton.
nh	***nh*** : nombre des nappes d'armatures.

Variables	**description**

Situation 1 : géométrie de la section

b, h, cover, lc.

b : largeur de la section *(mm).*

h : hauteur de la section *(mm).*

Cover : épaisseur d'enrobage *(mm).*

lc :longueur du poteau

Situation2 : caractéristiques des matériaux

fck, fyh, fy, ye, esmax.

fck : la résistance caractéristique du béton *(en MPA).*

fyh : la résistance d'écoulement(élastique) de l'acier transversal *(enMPA).*

fy : la résistance d'écoulement(élastique) de l'acier longitidunal *(enMPA).*

ye : module de young de l'acier *(enMPA).*

esmax : la déformation maximale dans l'acier longitidunal tendu.

Situation3 : variable de chargement

paxl

paxl : le chargement axial dans la section.

Situation4 : control d'information

delc, delphi, iopt.

delc : incrément de la déformation dans la fibre extrême comprimée.
delphi : incrément de la courbure dans la fibre extrême comprimée.
iopt : 1, si le la courbe Moment courbure est exigée.
iopt : 2, si la valeur de ductilité est exigée.

Situation 5: variables additionnels

(dst(i), nb(i), diaul(i), i= 1, nh)

dst(i): hauteur de la section à partir de la section au niveau i du ferraillage *(en mm).*
nb(i): nombre de barres au niveau i du ferraillage.
diaul(i):diamètre de barres au niveau i du ferraillage*(en mm).*

(dias, rows, rowl)

***dias*:** diamètre de l'acier transversal *(en mm).*
***rows*:** rapport volumétrique de l'acier transversal au béton confiné *(en %).*
rowl: ltaux d'armatures longitudinale*(en %).*

Annexe 2:

Le fichier de données utilisé pour la validation du programme M-*f*

Caractéristiques de la section du béton

b=305.0 mm

h=305.0 mm

bc=267.0 mm

hc=267.0 mm

Cover=14.24 mm

fck=31.81 MPA

fyh=490 MPA

p=0.61

Caractéristiques De L'acier

fy=515.7 MPA

ye=183226.9 MPA

Esh=3115.43 MPA

esmax=0.115

ey=0.00249

esh=0.0085

esu=esmax

fsu=822.57

nb(1)=3

nb(2)=2

nb(3)=3

diaul(1)=19.05 mm

diaul(2)= 19.05 mm

diaul(3)= 19.05 mm

dias=9.52 mm

rowl= 2.44 %

rows=1.68 %

s=108 mm

Annexe 3:

Le fichier Output du paramètre *p*. intensité de la charge axiale pour le programme M-*f*

Figure A la courbe M-*f*

Figure B valeurs caractéristiques de la courbe M-*f*

Annexe 3:

Le fichier Output du paramètre *p*. intensité de la charge axiale pour le programme M-*f*

Figure A la courbe M-*f*

p=0,2				p=0,3				p=0,4			
courbure	Moment	ecmx	esmx	courbure	Moment	ecmx	esmx	courbure	Moment	ecmx	esmx
10^{-6}/mm	KNm			10^{-6}/mm	KNm			10^{-6}/mm	KNm		
0	0			0	0			0	0		
30,29	65,86	0,002	-0,00627	20,45	91,84	0,002	-0,00358	15,31	111,43	0,002	-0,00218
71,68	64,78	0,004	-0,01557	46,03	90,39	0,004	-0,00857	34,95	109,93	0,004	-0,00554
97,6	63,12	0,006	-0,02064	65,15	86,68	0,006	-0,01179	50,62	103,88	0,006	-0,00782
127,8	62,95	0,008	-0,02689	87,13	85,6	0,008	-0,01579	68,11	102,37	0,008	-0,01059
156	62,77	0,01	-0,03259	108,77	84,62	0,01	-0,01969	83,45	100,89	0,01	-0,01278
183,3	62,57	0,012	-0,03804	130,73	83,82	0,012	-0,02369	98,2	99,58	0,012	-0,01481
213,13	62,35	0,014	-0,04418	153,4	83,13	0,014	-0,02788	112,43	98,32	0,014	-0,01669
240,71	62,23	0,016	-0,04971	175,5	82,48	0,016	-0,03191	126,24	97,18	0,016	-0,01846
269,4	62,02	0,018	-0,05555	198,8	81,97	0,018	-0,03627	139,6	96,05	0,018	-0,02011
297,1	61,83	0,02	-0,06111	222,34	81,55	0,02	-0,0407	154,32	95,08	0,02	-0,02213
322	61,63	0,022	-0,06591	245,97	81,16	0,022	-0,04515	169,37	94,24	0,022	-0,02424
339,4	61,47	0,024	-0,06866	262	80,71	0,024	-0,04753	184,41	93,48	0,024	-0,02634
367,1	61,31	0,026	-0,07422	283,16	80,44	0,026	-0,0513	199,02	92,71	0,026	-0,02833
394,74	61,18	0,028	-0,07976	304,3	80,17	0,028	-0,05507	214,07	92,05	0,028	-0,03044
422,4	61,04	0,03	-0,08532	325,35	79,95	0,03	-0,05882	229,15	91,46	0,03	-0,03256
450	60,91	0,032	-0,09085	344,2	79,82	0,032	-0,06197				
474,2	60,92	0,034	-0,09546								
501	60,79	0,036	-0,10077								

Le fichier Output des valeurs caractéristiques de ductilité

Figure B valeurs caractéristiques de la courbe M- f

```
MOMENT ELASTIQUE    = 108.81 KN-M
MOMENT ULTIME       =  95.56 KN-M
MOMENT MAX          = 112.75 KN-M
Courbure max  =            39.880010
COURBURE ELASTIQUE  =          16.753
COURBURE ULTIME     =         470.000
DUCTILITE DE COURBURE = 28.055
```

Annexe 4:

Le fichier de données utilisé pour la validation du programme *H*-Δ

Caractéristiques de la section du béton

b=305.0 mm

h=305.0 mm

bc=267.0 mm

hc=267.0 mm

cover=14.24 mm

fck=32.27 MPA

fyh=490 MPA

p=0.39

Caractéristiques de l'acier

fy=514 MPA

ye=183226.9 MPA

Esh=2294.87 MPA

esmax=0.118

ey=0.0028

epsh=0.0088

epsu=esmax

fsu=764.6

nb(1)=3

nb(2)=2

nb(3)=3

diaul(1)=19.05 mm

diaul(2)= 19.05 mm

diaul(3)= 19.05 mm

rowl= 2.44 %

dias=9.52 mm

rows=1.3 %

s=108 mm

Annexe 5:

Le fichier Output du paramètre f_{yh}, limite élastique de l'acier transversal du programme H-Δ

FYH=235				FYH=380				FYH=490			
DEPLACEMENT(m)	Force (KN)	m_f (10^{-3}/m)	l_p (m)	DEPLACEMENT(m)	Force (KN)	m_f (10^{-3}/m)	l_p (m)	DEPLACEMENT(m)	Force (KN)	m_f (10^{-3}/m)	l_p (m)
0	0			0	0			0	0		
8,50E-03	44,73515	1,506164	4,32E-02	8,45E-03	44,86414	1,54969	4,11E-02	8,39E-03	44,94172	1,579483	4,02E-02
1,05E-02	44,55039	4,104007	4,32E-02	1,03E-02	44,63417	4,167703	4,11E-02	1,02E-02	44,68469	4,217699	4,02E-02
1,19E-02	42,65086	5,973035	4,32E-02	1,17E-02	42,75476	6,052794	4,11E-02	1,15E-02	42,80513	6,121377	4,02E-02
1,31E-02	41,6418	7,51926	4,32E-02	1,28E-02	41,76038	7,624223	4,11E-02	1,26E-02	41,83351	7,707909	4,02E-02
1,44E-02	41,07802	9,35285	4,32E-02	1,41E-02	41,23379	9,492233	4,11E-02	1,40E-02	41,31017	9,601409	4,02E-02
1,57E-02	40,533	11,08629	4,32E-02	1,54E-02	40,72742	11,28338	4,11E-02	1,52E-02	40,81682	11,42521	4,02E-02
1,69E-02	40,04234	12,5886	4,32E-02	1,66E-02	40,26714	12,92702	4,11E-02	1,64E-02	40,355	13,13234	4,02E-02
1,80E-02	39,54268	14,12173	4,32E-02	1,76E-02	39,84909	14,29736	4,11E-02	1,77E-02	39,84235	14,96476	4,02E-02
1,93E-02	38,97683	15,84745	4,32E-02	1,88E-02	39,31667	16,05745	4,11E-02	1,86E-02	39,46235	16,22552	4,02E-02
2,06E-02	38,40844	17,56548	4,32E-02	2,01E-02	38,79025	17,81211	4,11E-02	1,98E-02	38,95059	18,00313	4,02E-02
2,18E-02	37,96577	19,10632	4,32E-02	2,13E-02	38,27637	19,56056	4,11E-02	2,10E-02	38,45515	19,77526	4,02E-02
2,31E-02	37,44183	20,75501	4,32E-02	2,25E-02	37,87103	21,17469	4,11E-02	2,22E-02	38,0597	21,4354	4,02E-02
2,43E-02	36,92484	22,36517	4,32E-02	2,37E-02	37,36398	22,89596	4,11E-02	2,34E-02	37,57299	23,18794	4,02E-02
2,47E-02	36,66966	22,94299	4,32E-02	2,49E-02	36,87166	24,60404	4,11E-02	2,46E-02	37,0925	24,93422	4,02E-02
2,59E-02	36,16041	24,54546	4,32E-02	2,61E-02	36,38139	26,31211	4,11E-02	2,58E-02	36,5977	26,68755	4,02E-02
2,71E-02	35,65283	26,14792	4,32E-02	2,69E-02	36,06155	27,45341	4,11E-02	2,73E-02	36,13172	28,44166	4,02E-02
2,63E-02	35,78										

"حساب مطيلية الانتقال للأعمدة الخرسانية المسلحة "

تحت إشراف الأساتذة : د. شيخ نصر الدين.
أ. بوسالم إبراهيم.

الخلاصة :

يرتكز التصميم العقلاني للهياكل المضادة للزلازل على تحقيق العلاقة بين الطلب و القدرة في هذا المضمون فإنه يجب تقدير عناصر الإنشاء بنسب مدروسة بحيث يمكنها تحمل انتقالات جانبية معتبر مع المحافظة على التوازن الإجمالي للمنشئ.

فىهذه الحالة، المناطق الحرجة المسماة المنصهرة، تضطلع بامتصاص الطاقة الزلزالية وتحدد مسبقا كي تتشوه دون تضيع مفرط في المقاومة.

إنه إذن أساسي معرفة قدرة المقاومة و التشوه لكل عنصر للتأكد من أن آلية الانهيار تحدث حسب الطريقة المرجوة. إن استعمال التسليح الحصر، يسمح بتقدير مطيلية الانحناء المطلوبة في المقاطع الحرجة المصّرفة للطاقة.

تحتوي التوصيات الحالية لقانون مقاومة الزلازل الجزائري على نقائص جدية فيما يخص مراقبة التوافق بين مطيلية الانحناء و الانتقال و من جهة أخرى غياب التوصيات المتعلقة بكمية التسليح اللازم لمقدار معين للمطيلية المطلوبة.

في المرحلة الأولى، قمنا بوضع قواعد العلاقة بين الطلب و القدرة، ثم قمنا بوضع العلاقة التي تربط بين مطيلية العنصر و مطيلية المقطع، هذه المرحلة سمحت منذ البداية من تحديد الإشكالية التي تشمل دراسة اقتدار الدوران و الانتقال للمقطع و العنصر على الترتيب مع تناول سلوك الخرسانة المحصورة و هو عنصر أساسي في تقدير المطيلية.

في المرحلة الثانية، و في المضمون المذكور أعلاه، تم إنجاز برنامج بلغة **فور ترون 77**، البرنامج يسمح بإنشاء المنحنى النظري (عزم- انحناء) للمقطع المحصور و المنحنى النظري(قوة – انتقال) لعمود خاضع لقوة رتيبة من جهة أخرى في كلتا الحالتين تم عمل دراسة مقارنة.
تطابق النتائج النظرية و التطبيقية تؤكد صحة البرنامج المنجز.

Summary

The structural design with regard to their antiseismic safety, rests on the approach in capacity which forms integral part of several codes. In this context the structural elements are proportioned so as to be able to support significant side displacements while preserving the total balance of the structure. Such dimensioning is capacitive dimensioning. In this situation the fusible said critical zones, called to absorb seismic energy, are preselected to become deformed without excessive loss of resistance. It is thus of primary importance to know the capacity of resistance and deformation of each structural element to be on the mechanism of ruin develops in the desired way.

The use of the confining reinforcement makes it possible to estimate the ductility of curve required in the dissipative critical sections of energy. In its new version, the RPA 99 records a lawful deficit on the level of the checking of compatibility between displacement ductility and curvature ductility and on the absence of recommendations relating to the quantity of steel necessary required for a request of ductility given.

In a first stage, we highlighted the correlation between the total ductility of the element and the local ductility of the section. This stage made it possible to study the capacities of rotation and displacement respectively for the section and the element while passing by a bibliographical study relating to the behavior of the confined concrete, capital element for the evaluation of ductility.

In second stage, and in the context quoted above, a data-processing Fortran program in 77 was elaborate. The program makes it possible to plot the theoretical curve moment-curve of a confined section on the one hand and the curve force- displacement of a colum of a frame subjected to a monotonous loading on the other hand. In both cases a parametric study was led. The confrontation of the theoretical and experimental results shows the validity of the developed program.

Being given the topicality of the started subject, we have control the various aspects of this research orientation in particular the evaluation of the capacity of rotation of the confined sections and the determination of the ductility of displacement of the elements and this by introducing the concept of capacitive dimensioning.

Résumé

La conception des structures à l'égard de leur sécurité antisismique, repose sur l'approche en capacité qui fait partie intégrante de plusieurs codes. Dans ce contexte les éléments structuraux sont proportionnés de manière à pouvoir supporter des déplacements latéraux importants tout en préservant l'équilibre global de la structure. Le principe d'un tel dimensionnement est le dimensionnement capacitif. Dans cette situation les zones critiques dites fusibles, appelées à absorber l'énergie sismique, sont présélectionnées pour se déformer sans perte excessive de résistance. Il est donc primordial de connaître la capacité de résistance et de déformation de chaque élément structurel pour être sûr que le mécanisme de ruine se développe de la manière désirée.

L'utilisation de l'armature de confinement permet d'estimer la ductilité de courbure exigée dans les sections critiques dissipatives d'énergie. Dans sa nouvelle version, le RPA 99 enregistre un déficit réglementaire d'une part au niveau de la vérification de la compatibilité entre la ductilité de déplacement et la ductilité de courbure et d'autre part l'absence de recommandations relatives à la quantité d'acier nécessaire exigée pour une demande de ductilité donnée.

Dans une première étape, nous avons mis en relief les différents critères relevant des fondements de l'approche en capacité ensuite nous avons mis en évidence la corrélation entre la ductilité globale de l'élément et la ductilité locale de la section. Cette étape a permis dès le début de définir la problématique qui consiste à étudier les capacités de rotation et de déplacement respectivement pour la section et l'élément en passant par une étude bibliographique portant sur le comportement du béton confiné, élément capital pour l'évaluation de la ductilité.

En deuxième étape, et dans le contexte cité ci-dessus, un programme informatique en Fortran 77 a été élaboré. Le programme permet de tracer la courbe théorique moment courbure d'une section confinée d'une part et la courbe force déplacement d'un poteau de portique soumis à un chargement monotone d'autre part. Dans les deux cas une étude paramétrique a été conduite. La confrontation des résultats théoriques et expérimentaux montre la validité du programme développé.

Nous avons maîtrisés l'évaluation de la capacité de rotation des sections confinées et la détermination de la ductilité de déplacement des éléments et ce en introduisant le concept du dimensionnement capacitif.