

PERFORMANCE PARASISMIQUE DES PORTIQUES EN BÉTON

ASPECT THÉORIQUE DE L'APPROCHE EN CAPACITÉ ET CONSTAT RÉGLEMENTAIRE

2ème partie : Confinement des zones critiques dissipatives d'énergie

1. Introduction

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

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

2. Confinement du béton - armature de confinement

Plusieurs études [5-15] ont montré que les éléments en béton fortement comprimés, munis d'aciers transversaux nécessaires pour la résistance uniquement, exhibent une rupture brutale. En effet, le béton inscrit entre deux lits successifs d'armature transversale se gonfle et se désintègre et l'armature longitudinale flambe. L'élément est ainsi dans l'incapacité de fournir une résistance additionnelle pour pouvoir supporter une charge plus grande que la charge ultime. Par contre, la présence d'une armature transversale supplémentaire, bien disposée latéralement, contribue à confiner le béton du noyau de la section. Soumise à la même charge ultime, la section dans ce cas se dérobe à l'effort par déformations inélastiques ; ce n'est que le

béton d'enrobage qui éclate. Ceci illustre bien le comportement ductile des sections de béton confiné où le ferrailage transversal permet :

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

La relation contrainte-déformation du béton confiné dépend de plusieurs facteurs. Pour développer un modèle analytique de la courbe contrainte-déformation du béton confiné, plusieurs travaux de recherche ont été réalisés [7, 10, 13] pour évaluer les effets d'un champ de variables telles que :

- nature et résistance^[1] du béton non confiné ;
- taux et distribution de l'armature longitudinale sur le périmètre du noyau ;
- taux, espacement et configuration de l'armature transversale ;
- forme de la section du béton confiné ;
- rapport entre l'aire de la section confinée et celle de la section totale ;
- vitesse de déformation ;
- armature transversale supplémentaire ;
- chargement cyclique ;
- caractéristiques des aciers ;
- intensité de l'effort normal ;
- gradient de déformation (qui fait toujours l'objet de controverse).

L'état de déformation d'une structure dépend intimement des lois de comportement des matériaux constitutifs. Une recherche intensive, expérimentale et analytique sur les caractéristiques du béton confiné a été menée durant les trois dernières décennies ; ce qui a permis d'une part l'identification des paramètres principaux et, d'autre part, l'évaluation de leur influence. Ces travaux ont été couronnés par l'élaboration de divers modèles [7-9, 13, 14, 18, 21-24, 32]

3. Modélisation

3.1 Aperçu historique

Les premières recherches investies dans le comportement et la modélisation du béton confiné ont montré que la résistance et la déformation

B. BOUSSALEM
N. DJEBBAR
N. CHIKH
I.G.C. Université de
Constantine

RÉSUMÉ

Cet article porte essentiellement sur l'aspect théorique du confinement, paramètre déterminant sur le comportement ductile des sections, afin de mettre en évidence son incidence significative sur l'étendue de la longueur de confinement dans les sections critiques. Dans ce contexte, une revue sur les modèles développés est présentée, respectivement pour les bétons ordinaires et à haute résistance. Les limites réglementaires universellement admises sur la longueur de confinement sont recommandées en guise d'alternative pouvant servir à l'amélioration du contenu de la réglementation algérienne en vigueur.

MOTS CLÉS

Ductilité locale - confinement du béton - longueur de confinement - modèles - béton à résistance ordinaire - béton à haute résistance.

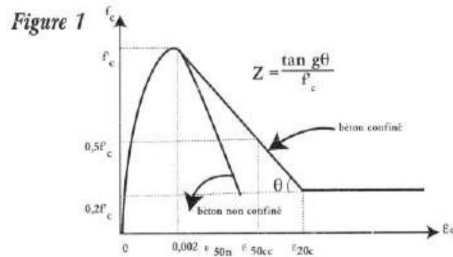


Figure 1 : Courbe contrainte-déformation du béton confiné, Kent et Park (1971)

Figure 2 : Courbe contrainte-déformation du béton confiné, Sheikh et Uzumeri (1982)

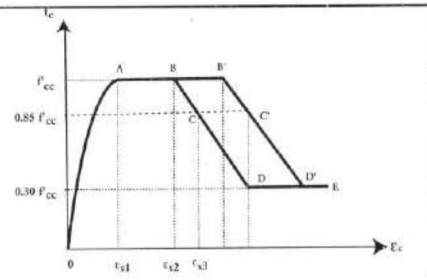


Figure 2

longitudinale correspondante à un béton confiné par une pression hydrostatique peut être exprimée par les relations suivantes :

$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f_l$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left(1 + k_2 \frac{f_l}{f'_{co}} \right)$$

où f'_{cc} et ϵ_{cc} désignent respectivement la résistance maximale et la déformation correspondante sous l'action d'une pression hydrostatique latérale ; f'_{co} et ϵ_{co} désignent respectivement la résistance du béton non confiné et la déformation correspondante ; k_1 et k_2 sont des coefficients fonction de la composition du béton et de l'étreinte latérale.

Suite aux résultats de leurs essais expérimentaux, Richart et al.[24] ont évalué moyennement les coefficients k_1 et k_2 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 due à la présence d'armatures en spires étroitement espacées.

L'influence des armatures transversales sur le comportement des sections en béton armé a fait l'objet d'une étude précoce menée par King[10]. Une formulation exprimant la résistance ultime des sections de poteaux en béton armé a été établie, par contre la ductilité n'a bénéficié d'aucune attention particulière.

Dans une étude destinée à vérifier la validité de la théorie des rotules plastiques dans les portiques en béton armé, Chan[26] a montré l'importance du mode de rupture du noyau de béton confiné par un ferrailage rectilinéaire.

En plus des effets bénéfiques dus à la capacité de rotation des rotules plastiques confinées dans le calcul des structures hyperstatiques ; Blume et al.[10] ont indiqué l'avantage de l'utilisation du béton confiné dans la conception sismique. Dans ce contexte, ils ont proposé des méthodes d'estimation des moments et courbures ultimes, sans tenir compte de l'incidence de l'armature de confinement.

Durant les années 60-70, les recherches sur le

comportement du béton armé confiné ont été essentiellement conduites sur des modèles réduits chargés de manière concentrique avec un taux de déformation quasi-statique. Des études menées par Bertoro et al.[13], concernant les zones comprimées (poteau-poutre) confinées par des armatures transversales ont permis de conclure que de grandes courbures ultimes peuvent être atteintes. Kent et Park[13] ont été les pionniers à formuler un tel modèle de comportement en introduisant l'effet de confinement du béton par des armatures transversales, ce qui s'est traduit par le redressement de la branche plastique de la courbe et l'augmentation du raccourcissement ultime du béton (Figure 1). Ce modèle a été établi en se basant surtout sur les résultats expérimentaux de Roy et Sozen[13], cependant, il a été omis de tenir compte de l'augmentation de la résistance due au confinement du béton.

Plus tard, durant les décennies 80, Scott et al.[23] et Park et al.[14] ont mené des tests sur des modèles à échelle réelle leur permettant de modifier et affiner le modèle Kent & Park en introduisant un coefficient correcteur K pour tenir compte de l'amélioration de la résistance et la ductilité due au confinement et en incluant aussi l'influence de la vitesse de déformation.

Les années 80 ont été marquées par un travail de recherche intensif [7-10, 14, 15, 23, 24, 32] sur le confinement où sur la base d'un large data expérimental, une variété de modèles contrainte-déformation du béton confiné ont été développés en fonction de la paramétrisation utilisée. Uzumeri et Sheikh[26] ont proposé un modèle similaire à celui de Kent & Park modifié, défini par quatre régions (Figure 2). Ce modèle a introduit la distribution des armatures longitudinales et la configuration des armatures transversales, aboutissant ainsi à une meilleure prédiction que celle fournie par le modèle de Kent & Park modifié où la résistance et la ductilité sont surestimées [24].

Les travaux de recherche entrepris par l'école néo-zélandaise ont été couronnés par l'établissement d'un modèle unifié[24], simple d'application et couvrant toutes les formes de sections usuelles, vu que les modèles précédents ne

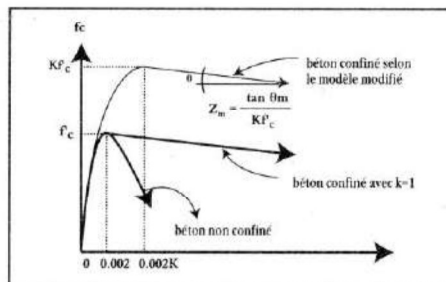


Figure 3 : Courbe contrainte-déformation du béton confiné et non confiné, Kent et Park modifié (1982)

concernent que des configurations particulières (rectangulaire ou circulaire). En plus, la formulation de ce modèle contient la notion de contrainte latérale effective de confinement. En outre, Mander a élargi le domaine d'applicabilité de ce modèle en modifiant les paramètres relatifs au chargement quasi-statique (f'_{co} , ϵ_{co} , E_c) par des facteurs d'amplification dynamique, afin d'inclure l'effet de la vitesse de chargement. Une intéressante étude comparative de certains modèles représentatifs[28], où l'influence de l'antécédent de déformation et la préfissuration initiale avec le concours du gradient de déformation ont été considérés; a abouti aux conclusions suivantes:

- les modèles de Kent & Park et Uzumeri & Sheikh apparaissent plus appropriés pour l'étude des éléments soumis au gradient de déformation bien qu'ils surestiment la capacité de résistance des éléments initialement fissurés ;
- la capacité de résistance des éléments préfissurés sous chargement cyclique peut être convenablement prédit en utilisant le modèle de Thompson et Park[28]. Cependant, une bonne convergence peut être obtenue à l'aide du modèle Kent & Park modifié si la courbe enveloppe est recherchée.

Les années 90 ont vu l'extension des travaux de recherche au confinement du béton à haute résistance (BHR) dont l'utilisation est devenue de plus en plus accrue. Les modèles relatifs au béton à résistance ordinaire restent dans ce cas inadéquats, du moment que le BHR a un comportement intrinsèque moins ductile. Cependant, les résultats expérimentaux obtenus [17, 20, 28, 30, 31] ont montré qu'un BHR adéquatement confiné exhibe un comportement ductile satisfaisant avec un gain significatif sur la résistance et la ductilité si une quantité d'armature transversale appropriée est fournie. Se basant sur ces résultats, Cusson et Paultre[18] ont proposé un modèle introduisant un indice de confinement effectif pour la modélisation de la branche descendante.

3.2 Modèles représentatifs

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

3.2.1 Béton à résistance ordinaire (BRO)

1- Kent & Park modifié :

Ce modèle a été originalement proposé par Kent & Park[13] et modifié par la suite par Pak et al.[14]. Cette modification a porté essentiellement sur l'introduction d'un coefficient K tenant compte de l'effet du confinement sur l'amélioration de la résistance et la déformation ultime du béton. Cette augmentation de la résistance est supposée égale à $\rho_{sh} \cdot f_{yh}$. La pente de la branche descendante de la courbe a été maintenue jusqu'à 20% de la résistance maximale, au delà de cette valeur, la pente devient représentée par une ligne horizontale, comme l'illustre la figure 3. Ce modèle est régi par les équations suivantes:

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

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

le terme

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

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

2- Sheikh & Uzumeri

Le développement de ce modèle[27] est basé sur l'hypothèse stipulant que l'aire du béton effectivement confiné, déterminée selon la distribution de l'armature longitudinale, la configuration de l'armature transversale résultante et son espacement est inférieur à l'aire du noyau de béton. Ce modèle, indiqué par la Figure 2 a été ajusté par des résultats expérimentaux sur des spécimens à échelle réelle sous sollicitation concentrique. Les équations gouvernant le modèle établi pour des sections carrées et une distribution uniforme de l'armature longitudinale sont comme suit :

$$f_{cc} = 0.85 f'_{co} + f(\rho_{sh}, f_{sh}, \lambda, \eta)$$

Ce modèle a été ultérieurement modifié pour tenir compte de l'effet bénéfique du gradient de déformation sur la ductilité et de l'intensité de l'effort normal.

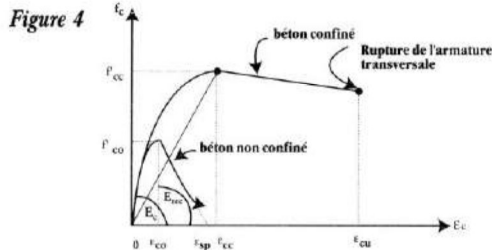


Figure 4 : Courbe contrainte-déformation du béton confiné et non confiné, Mander et al (1988)

Figure 5 : Courbe contrainte-déformation du béton confiné et non confiné, Murat et al (1992)

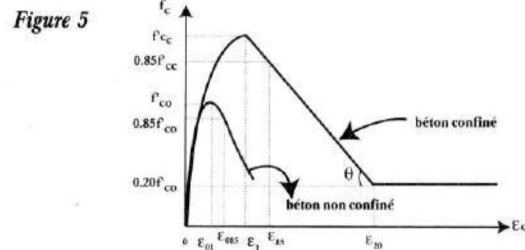


Figure 5

3- Mander & al :

Le modèle unifié[24], découlant des travaux de recherche entrepris par l'école New-Zélandaise est caractérisé par la simplicité de son application et par sa couverture de toutes formes de section usuelles, Figure 4. La contrainte de confinement latérale effective égale dans chaque direction a été trouvée fonction du rapport des résistances à la compression du béton confiné f'_{cc} et non confiné f'_{co} . Ce modèle est défini comme suit :

$$f_c = \frac{f'_{cc} m r}{r - 1 + m} \quad \text{où } m = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

et

$$\text{et } \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 2.25 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 2.0 \frac{f'_{cc}}{f'_{co}}} - 1.25$$

La pression passive latérale de confinement ($\Gamma_1 = k_c f_1$) déployée par l'armature transversale sur le noyau du béton, résultant d'un état de compression triaxial améliore nettement la résistance à la compression et éventuellement le comportement ductile. Partant de ce fait, la déformation longitudinale ultime de compression du béton confiné ne sera atteinte que par rupture de l'armature transversale. Le paramètre k_c représente le coefficient de confinement efficace, tenant compte de l'effet d'arc sur le béton inscrit entre l'armature transversale et l'armature longitudinale.

4- Murat et al :

Le modèle [21] représenté par la Figure 5 a été développé à partir d'une synthèse des modèles existants en introduisant l'influence du gradient de déformation. Ce modèle a été validé par un large data expérimental et il a été trouvé satisfaisant d'utilisation pour les sections où le gradient de déformation est constant. Les relations régissant sont les suivantes :

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

$$\text{avec } f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f_{lc}$$

où $K = \frac{k_1 f_{lc}}{f'_{co}}$ représente l'indice de confinement effectif.

Les divers modèles analytiques présentés semblent adopter le même principe que celui du modèle de *Kent & Park* modifié sauf que chacun a incorporé ses propres variables affectant le comportement contrainte-déformation du béton confiné. Cependant, le modèle de *Mander & al* apparaît le modèle le plus approprié du moment qu'il présente une simplification par rapport aux modèles précédents en l'unifiant pour des sections circulaires et rectangulaires. En plus, ce modèle décrit une courbe contrainte-déformation continue en s'articulant sur une formulation mathématique simplifiée[25], ce qui lui a permis par ailleurs d'être communément repris et affiné dans plusieurs travaux ultérieurs.

3.2.2 Béton à haute résistance (BHR)

Les modèles relatifs au béton à haute résistance sont relativement rares dans la littérature[16-18, 22, 32]. Les travaux récemment publiés ont montré que la nécessité d'établir un modèle analytique pour le BHR s'impose. Divers travaux expérimentaux ont été entrepris pour servir comme base référentielle afin d'apporter les corrections indispensables sur des modèles préformulés. On constate que la formulation de ces derniers est très similaire à celle spécifique au BRO. Les modèles se rapportant au BHR sont issus, comme pour le BRO des deux principales écoles : américaine (Shamin Seikh et al) et new zélandaise (Park et al).

Dans ce contexte, Cusson et Paulire[18] ont proposé un modèle, Figure 6 s'inspirant des modèles de *Mander & al* et de *Fafitis & al*[32] et des résultats obtenus par Nagashima et al[18], conduits sur 52 spécimens à échelle réelle pour décrire respectivement la partie ascendante et descendante de la courbe contrainte-déformation en introduisant un indice de confinement effectif pour tenir compte de l'incidence de la résistance du béton, afin d'apprécier le gain sur la résistance et la ductilité. Les équations caractérisant ce modèle sont les suivantes :

$$\varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc} \quad f_c = \frac{f'_{cc} m r}{r - 1 + m} \quad \text{avec } m = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

$$\varepsilon_c \geq \varepsilon_{cc} \quad f_c = f'_{cc} e^{[k_1(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})^{0.2}]}$$

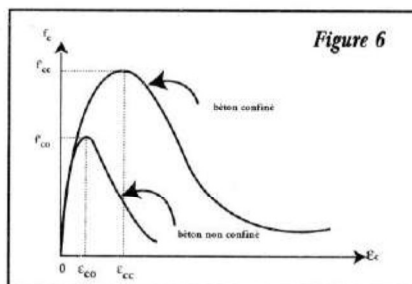


Figure 6

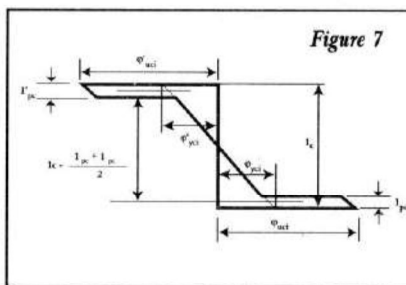


Figure 7

Figure 6 : Courbe de contrainte-déformation du béton à haute résistance confiné et non confiné, Cusson et al (1992)

Figure 7 : Diffusion de la plastification sur une longueur l_p

k_1 et k_2 désignent respectivement le coefficient contrôlant la pente et la courbure de la branche descendante.

Il a été expérimentalement [17, 18] constaté que le comportement du BHR est caractérisé par une désintégration brutale du béton d'enrobage. Cependant un gain significatif de résistance (50 à 100%) et de ductilité (10 à 20%) a été enregistré au sein du noyau des échantillons soigneusement confinés en comparaison avec ceux non confinés. La rupture des éléments en BHR est régie par la formation de surfaces de cisaillement dans le plan incliné le plus défavorisé séparant le noyau en deux coins. L'inclinaison du plan de cisaillement par rapport à l'axe vertical variait entre 25° et 45° respectivement pour les spécimens faiblement et hautement confinés.

Il a été observé que l'efficacité du confinement sur le BHR n'est pas aussi prononcée comparativement à celle enregistrée sur le BRO. Cependant, des gains non négligeables sur la résistance et la ductilité peuvent être réalisés à travers une disposition minutieuse de l'armature longitudinale et transversale. En outre, il a été noté par ailleurs [22] que :

- la déformation de l'armature de confinement est inversement proportionnelle avec l'augmentation de son espacement résultant ainsi à une amélioration relative de la résistance ;
 - l'influence de l'armature transversale sur l'amélioration de la résistance diminue avec l'accroissement de la résistance du BHR.
- A la lumière des résultats produits par les diverses études indiquées précédemment, à savoir :
- l'espacement approprié de l'armature transversale ;
 - la distribution adéquate de l'armature longitudinale autour du périmètre de la section ;
 - l'augmentation du rapport volumétrique de l'acier transversal sur le noyau du béton ;
 - l'augmentation de la contrainte élastique de l'acier transversal ;
 - l'utilisation de l'armature en spire à la place de l'armature rectangulaire.

En considérant l'incidence de la résistance du béton sur la performance des éléments fléchies, les remarques suivantes sont émises [33] :

- bien que le BHR présente une pente raide en

compression, les éléments en BHR exhibent une ductilité plus grande comparativement à celle des éléments en béton à résistance ordinaire ;

- les résultats des essais sur les éléments en BHR et en BRO ont montré des allures qualitativement similaires pour des quantités identiques d'armature comprimée, tendue et de confinement du noyau de béton ;
- les éléments en BHR sont moins sensibles au confinement que ceux en BRO à cause de la moindre dilatation volumétrique.

Il faut souligner qu'afin d'apprécier au mieux le gain en résistance et ductilité, le degré de confinement est caractérisé par l'indice de confinement effectif [18] :

$$\frac{f_{le}}{f_{co}}$$

4. Ductilité locale et notion de longueur de confinement

La demande de ductilité [34] est mieux appréciée à travers le coefficient de ductilité de courbure m_j , dicté par le comportement moment-courbure de la section, par conséquent le choix d'un modèle approprié est nécessaire afin de pouvoir prédire ce comportement. La rotation dans les zones dissipatives d'énergie est atteinte suite à la diffusion de la plastification à travers une longueur potentielle dite longueur de rotule plastique. Celle-ci est définie comme étant la longueur équivalente de la rotule plastique au-delà de laquelle la courbure plastique sera considérée comme constante, Figure 7, elles est principalement influencée par la demande de ductilité de courbure m_j . Un travail de recherche intensif [5-7] a été effectué dans ce domaine et a été couronné par la formulation d'expressions semi-empiriques conduisant à une multitude de résultats dispersés selon le modèle théorique préétabli. Baker et Amarakone [14] ont proposé l'expression suivante :

$$L_p = 0.8 k_1 k_3 \left(\frac{c}{d} \right) z$$

basée sur le rapport c/d où c représente la profondeur de l'axe neutre correspondante au mo-

BIBLIOGRAPHIE

- [1] NZS 4203 General Structural Design and Design Loading for Buildings, Wellington, Standards Association of New Zealand, 1992.
- [2] Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-89.
- [3] Eurocode 8 (ECB 1993).
- [4] Règlement Parasismique Algérien, RPA 99.
- [5] R. Park, T. Paulay « Reinforced Concrete Structures », J. Wiley, N.-Y. 1975.
- [6] M. Fintel, « Handbook of Concrete Engineering », Second edition, 1985 Van Nostrand.
- [7] S.A. Sheikh, « A Comparative Study of Confinement Models », ACI Journal, July-August, 1982.
- [8] S.A. Sheikh, S.M. Uzumeri, « Strength and Ductility of Tied Concrete Columns », Journal of the Structural Division, May 1983.
- [9] S.A. Sheikh, C.C. Yeh, « Flexural Behavior of Concrete Columns », ACI Journal, May-June, 1986.
- [10] K. Sakai, S.A. Sheikh, « What do we know about Confinement in RC Columns, A Critical Review of Previous Work and Code Provisions », ACI Structural Journal, April 1989.
- [11] S.A. Sheikh, C.C. Yeh, « Analytical Moment Curvature Relations for Tied Concrete Columns », Journal of Structural Engineering, Vol. 118, N°2, February, 1992.
- [12] S.A. Sheikh, M.T. Toklu, « Relations for Tied Concrete Columns », Journal of Structural Engineering, Vol. 118, N°2, February, 1992.
- [13] S.A. Sheikh, M.T. Toklu, « Reinforced Concrete Columns Confined by Circular and Spirals Hoops », ACI Structural Journal, Sept.-Oct., 1993.
- [14] D.C. Kent, R. Park, « Flexural Members with Confined Concrete », Journal of the Structural Division, July, 1971.
- [15] R. Park, M.J.N. Priestley, W.D. Gill, « Ductility of Square Confined Concrete Columns », Journal of Structural Engineering, Vol. 108, N°4, April, 1982.
- [16] J.B. Mander, M.J.N. Priestley, R. Park, « Observed Stress-Strain Behaviour of Confined Concrete ».

Journal of Structural Engineering, Vol. 114, N°8, August, 1988.

[16] M.A. ISSA, H. Tabaa, «Strength and Ductility Enhancement in High-Strength Concrete», Magazine of Concrete Research, N°168, Sept., 1994.

[17] R.R. Salim, M. Saatcioglu «Strength and Deformability of Confined High-Strength Concrete Columns», ACI Structural Journal, Nov-Dec, 1994.

[18] D. Cusson, P. Paultre, «Stress-Strain Model for Confined High Strength Concrete», Journal of Structural Engineering, Vol. 121, N°3, March, 1995.

[19] A.I. Karabinis, P.D. Kiousis, «Effect of Confinement on Concrete Columns: Plasticity Approach» Journal of Structural Engineering, Vol. 120, N°9, Sept. 94.

[20] M. Saatcioglu, S.R. Razvi «Strength and Ductility Enhancement in High-Strength Concrete» Journal of Structural Engineering, Vol. 118, N° 6, June, 1992.

[21] M. Saatcioglu, A.H. Salamat, S.R. Razvi «Confined Columns under Eccentric Loading» Journal of Structural Engineering, Vol. 121, N°11, Nov. 95.

[22] I.K. Fang et al «Strength and Ductility of High Strength Tied Columns» Proc. Natl. Sci. Council. ROGA, Vol. 18, N°1, 1994.

[23] B.D. Scott, R. Park, M.J. Priestley «Stress-Strain Behavior of Concrete Confined of Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates» ACI Journal January-February 1982.

[24] J.B. Mander, M.J. Priestley, R. Park «Stress-Strain Model for Confined Concrete» Journal of Structural Engineering, Vol. 114, N°8, Aug. 1988.

[25] S. Popovics, «A Numerical Approach to the Complete Stress Strain Curve of Concrete», Cement and Concrete Research, Vol. 3, N°5, 1973.

[26] W.W.L. Chan «The Ultimate Strength of Plastic Hinges and Deformation in Reinforced Concrete Frameworks» Magazine of Concrete Research, Nov. 1955.

[27] S.A. Sheikh, S.M. Uzumeri, «Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns» Journal of Structural Engineering, Vol. 108, N°12, December, 1982.

[28] U. Ersoy, A.T. Tankut, S.M. Uzumeri, «The Influence of Strain History and Strain Gradient on Confined

ment ultime de la section. Cependant, cette expression s'est avérée imprécise pour un effort axial d'intensité élevée. Dans le même contexte, Corley[14] a suggéré l'utilisation de l'équation :

$$L_p = 0.5d + \sqrt{d} \left(\frac{z}{d} \right)$$

qui fut jugée par la suite comme étant non conservative. Sawyer[5] a proposé une formule simplifiée pour les poutres, reprise récemment par Scholz[35] qui se présente sous la forme :

$$L_p = 0.25d_u + 0.075z \quad (I)$$

Selon ces constatations basées beaucoup plus sur des recherches expérimentales, il s'avère que :

- la rotule plastique s'étend sur une longueur égale à deux fois la hauteur de la poutre[36];
 - l'augmentation du taux d'armature longitudinale réduit l'étendue de la zone plastique[37];
 - pour la même quantité d'armature, une distribution uniforme du ferrailage améliore l'étendue de la longueur de la zone plastique[38].
- Pour le cas des poteaux, Park et Priestley[39] ont proposé l'expression empirique :

$$L_p = 0.081 L_c + 6d_u$$

Il a été démontré [7, 9] que plus la charge axiale est importante et plus l'influence du confine-

ment est déterminante sur la longueur de la rotule plastique. La longueur L_p sera celle donnée par l'équation (I) corrigée par un coefficient k tenant compte de l'intensité de l'effort normal :

$$k = 1 + 0.5N/N_u (\mu = 5)$$

Récemment, et sur la base d'une multitude de résultats expérimentaux, Watson et al[40] ont proposé la loi :

$$\frac{L_c}{h_c} = 1 + 2.8 \frac{P_e}{\phi f'_{co} A_g}$$

Il s'est avéré que cette question est conservatrice pour l'évaluation de la longueur de confinement, et ce pour le cas général de poteaux. Le RPA a fait abstraction de cette notion de longueur plastique L_p du fait que la relation moment-courbure des sections a été établie sur la base d'un niveau de ductilité ($\mu = 5$). Cependant, il spécifie une longueur de confinement L_c , similaire à celle proposée par l'ACI. L'EC-8 quant à lui recommande des valeurs de la longueur de confinement respectivement pour les poteaux ainsi que les poutres, selon la classe de ductilité considérée. Le tableau 1 résume les expressions des longueurs de confinement L_c selon différents règlements :

Codes	Poteaux	Poutres
RPA	$\max (1_c/6, h_c, b_c, 600 \text{ mm})$	$2h_b$
ACI	$\max (1_c/6, h_c, 450 \text{ mm})$	$2h_b$
NZS*	$P_e \leq 0.3 f_{co} A_g, L_p \geq \max (h_c, \text{zone comprise entre } M_u \text{ et } 0.8 M_u)$ $P_e > 0.3 f_{co} A_g, L_p \geq \max (1.5 h_c, \text{zone comprise entre } M_u \text{ et } 0.7 M_u)$ $2L_p \leq L_c \leq 3L_p$	$2.h_b$
EC-8	$\max \left(\frac{1}{5}, 1.5h^*, 600 \text{ mm} \right) \cdot H^*$	$2.h_b \cdot H^*$
	$\max \left(\frac{1}{6}, 1.5h^*, 450 \text{ mm} \right) \cdot M^*$	$1.5.h_b \cdot M^*$
	$\max \left(\frac{1}{6}, h^*, 450 \text{ mm} \right) \cdot L^*$	$h_b \cdot L^*$

Tableau 1 : longueurs de confinement selon les différents règlements

* Critiqué par Watson et al.[40]

5. Conclusion

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. Il en ressort des différents travaux de recherches réalisés que les paramètres suivant affectent positivement le confinement, notamment :

- l'espacement adéquat de l'armature transversale ;
- l'augmentation du rapport volumétrique et de la contrainte élastique de l'acier transversal ;
- configuration convenable de l'armature longitudinale autour du périmètre de la section ;
- l'utilisation de l'armature en spire à la place de l'armature rectangulaire.

Il s'est avéré par ailleurs, que pour les mêmes taux d'armature, les deux nuances de béton (BRO, BHR) exhibent qualitativement les mêmes allures. Cependant les éléments en BHR sont moins sensibles au confinement que ceux en BRO à cause de la moindre dilatation volumétrique. Cette étude a montré que la longueur de confinement est influencée par :

- le niveau de ductilité de courbure ;
 - l'intensité de l'effort normal ;
 - le degré ou indice de confinement du béton.
- Le RPA doit introduire dans ses prescriptions actuelles la notion de longueur plastique et spécifier l'étendue de la longueur de confinement pour différentes classes de ductilité.

L'incidence de l'intensité de l'effort normal sur l'amélioration de la résistance flexionnelle des éléments dû au confinement doit être pris en compte dans l'évaluation des moments et des efforts tranchants correspondant au développement de la rotation dans les poteaux. Cette amélioration dans la résistance à la flexion peut être avantageuse pour la détermination des armatures longitudinales ■

Notation

- A_g : aire totale du béton.
 P_e : effort normal sur le poteau.
 b_n : Largeur du noyau de béton confiné.
 d : profondeur effective de la section.
 d_{bl} : diamètre de la barre longitudinal.
 f_{le}, f'_l : contrainte latérale équivalente/effective, de confinement.
 f_{sh}, f_{yh} : contrainte/contrainte limite élastique, dans l'armature de confinement.
 h_b, h_c : respectivement les profondeurs de la poutre et du poteau.
 l_c : longueur du poteau.
 z : distance entre nu d'appui et le point d'inflexion de l'élément.
 λ : rapport de l'aire effectivement confinée du béton sur l'aire du noyau du béton.
 η : coefficient tenant compte des dimensions de la section.
 ϕ : coefficient de réduction pris généralement égal à 0.9.
 ρ_{sh} : taux d'armature transversale.

Concrete», Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 14, 1987.

[29] D.Cusson et al., «Strain Localization in Confined High Strength Concrete Columns» Journal of Structural Engineering, Vol. 122, N° 9, September, 1996.

[30] S.A.Sheikh, D.V.Shah, S.S. Khoury, «Confinement of High Strength Concrete Columns» ACI Structural Journal, January-February 1994.

[31] D.Cusson, P.Pautre, «High Strength Concrete Columns Confined by Rectangular Ties» Journal of Structural Engineering, Vol. 120, N° 3, March, 1994.

[32] A.Fafitis, S.P.Shah, «Predictions of ultimate behavior of confined concrete columns subjected to large deformation», ACI Journal, Vol. 82, N° 4, 1985.

[33] R.Pendyala et al. «Full range behavior of high strength of concrete flexural members: comparison of ductility parameters of high and normal strength concrete members» ACI Journal, January-February 1996.

[34] N.Djebbar, B.Boussaleh, N.Chikh «Performance parasismique des portiques en béton - Aspect théorique de l'approche en capacité et constat réglementaire, 1ère partie : concept de demande de ductilité» (Algérie Equipement n° 34)

[35] H.Scholz «Ductility and plastic design of RC building structures»

[36] R.PARK «Capacity design of ductile of RC building structures for earthquake resistance» The structural engineer, Aug, 1992.

[37] S.Watson, F.A. Zahn, R. Park «Confining reinforcement for concrete columns», Journal of structural engineering, vol. 120, N° 6, June 1994.

[38] M.S.Ai Haddad, «Curvature Ductility of Reinforced Concrete Beams under Low and High Strain Rates», ACI Structural Journal, September-October, 1995.

[39] M.J.N.Priestley, R.Park, «Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading», ACI Structural Journal, January-February 1987.

[40] Watson et al. «Simulated Seismic Load Tests in Reinforced Concrete Columns», Journal of Structural Engineering, vol. 120, N° 6, June 1994.