

# PERFORMANCE PARASISMIQUE DES PORTIQUES EN BETON - ASPECT THEORIQUE DE L'APPROCHE EN CAPACITE ET CONSTAT REGLEMENTAIRE

## 3ème Partie : Exigences relatives aux aciers

B. BOUSALEM  
N. DJEBBAR  
N. CHIKH  
Université de Constantine

### RÉSUMÉ

Les prescriptions actuelles de la réglementation parasismique algérienne concernant les taux de ferrailage, l'espacement des barres et certaines dispositions constructives dans les éléments de portiques autostables en béton, contiennent de sérieuses lacunes. Ces paramètres accomplissent un rôle essentiel pour permettre à la structure d'éviter l'effondrement par cisaillement et de développer le mécanisme de ruine préétabli. L'analyse critique de ces prescriptions, à travers une étude comparative réglementaire, a permis d'élaborer des recommandations dans le but de les améliorer.

### MOTS CLÉS

poutres • poteaux • nœud •  
taux d'armatures • espace-  
ment • ductilité.

### 1. Introduction

Les portiques soumis à une excitation sismique modérée ou sévère sont fatalement appelés à subir des déformations post-élastiques. Après avoir développé les concepts de demande de ductilité et de confinement[1,2], aspects régissant la performance parasismique des portiques en béton, le dimensionnement et le ferrailage des éléments (poteau, poutre, nœud) exigent une attention particulière afin d'éviter la ruine par cisaillement et de favoriser le développement du mécanisme de ruine préétabli. Le contenu de cet article porte essentiellement sur une étude critique des prescriptions du RPA[3] relatives aux taux de ferrailage, à l'espacement des barres et à certaines dispositions constructives, en procédant à une comparaison avec certains règlements de notoriété tels que le NZS[4], le ACI[5], le NBCC[6] et le EC-8[7]. L'aspect théorique de quelques paramètres déterminants quand au comportement ductile des sections dissipatives d'énergie est mis en relief afin d'illustrer leur incidence significative sur le niveau de sécurité recherché et de justifier l'exigence de les inclure dans toute formulation future des prescriptions du RPA.

### 2. Eléments linéaires

L'examen du RPA permet de constater que la ductilité locale des éléments linéaires (poteaux et poutres), n'a pas bénéficié de recommandations appropriées pouvant lui garantir fidèlement le comportement escompté. Cette ductilité est supposée être réalisée fondamentalement à travers des limites sur les taux d'armatures longitudinales et transversales ainsi que leur espacement.

#### 2.1 Taux d'armatures longitudinales

Le fondement de l'approche en capacité est bien reflété dans la prescription réglementaire du taux d'armature longitudinale qui se trouve inscrit entre deux limites. La borne inférieure sert à éviter la rupture fragile du béton et à se prémunir des effets différés, alors que la borne supérieure est recommandée comme valeur à ne pas dépasser, afin d'augmenter la capacité de rotation dans les régions critiques ; favorisant ainsi le comportement ductile de la section.

#### • Poteaux

Le RPA recommande, pour les trois zones sismiques retenues, des valeurs minimales pour  $\rho_s$ , égales respectivement à 0.7 %, 0.8 % et 0.9 %, avec un taux maximum de 4 % en zone courante et de 6 % en zone de recouvrement. En ce qui concerne les règlements ACI, NBCC et EC-8, ils situent ce taux aux valeurs limites suivantes :  $1\% \leq \rho_s \leq 4\%$  :

Une discordance apparente est à soulever pour la valeur de 6% stipulée par le RPA concernant la borne supérieure en zone de recouvrement. On remarque également que l'allusion allouée à la zone courante est fortuite du moment que celle-ci ne pourra jamais être considérée comme zone dissipative.

Bien que  $\rho_{max}$  a été prescrit dans l'esprit d'éviter l'encombrement de la zone nodale, la valeur de 6% nous paraît être excessive, vu son effet défavorable sur le béton confiné[8], résultant inévitablement en une réduction substantielle de la ductilité de l'élément.

Des travaux récents [9] ont montré que la borne inférieure du taux d'armature longitudinale peut être réduite jusqu'à 0.5% (des valeurs comprises entre 0.3 et 0.5% sont couramment utilisées au Japon), sans pour autant influencer la réponse flexionnelle des poteaux et que la résistance à l'effort tranchant semble ne pas être affectée. En considérant que la valeur moyenne du RPA pour  $\rho_{min}$  est 0.8%, celui-ci rejoint le code NZS et se situe ainsi entre la valeur des règlements ACI, NBCC et EC-8 et celle des récents résultats expérimentaux.

#### • Poutres

Le taux d'armature longitudinale dans les zones critiques des poutres, recommandé par le EC-8 est spécifique à chaque classe de ductilité :

	L	M	H
Taux d'armature	$\rho_{min} = 0.5\% (A_s/A_c)$	$\rho_{min} = 0.95 \frac{f_{cu}}{f_y} \leq 0.0015$	$\rho_{min} = 0.38 \frac{f_{cu}}{f_y} \leq 0.0015$

Afin d'assurer le comportement ductile des sections, le ACI préconise des taux d'armature pour des formes rectangulaires comme suit :

$$\rho_{min} = \left[ \frac{200}{f_y}, 4 \text{ barre symétrique disposées} \right]$$

Tableau 1 : Taux d'armatures transversales  $\rho_{sh}$

Elancement géométrique, $\lambda_g$	$\rho_s$	$\rho_{sh}$ de calcul en %	$\rho_{sh}$ min en %
$\lambda_g \geq 5$	2.5	$A_{sh} = s \frac{\rho_{sh} V_u}{h f_{yh}}$	0.3
$3 < \lambda_g < 5$	3.75		Interpolation linéaire
$\lambda_g \leq 3$	3.75		0.8

$$\rho_{max} = 0.75 \bar{\rho}_b + \bar{\rho}_s \frac{f_s^{\oplus}}{f_y} \leq 0.025 \quad (f_y \text{ en psi})$$

Le RPA, inscrit ce taux entre les limites respectives : 0.5 %  $\leq \rho_s \leq 4\%$  en zone courante et 0.5%  $\leq \rho_s \leq 6\%$  en zone de recouvrement. On remarque qu'aucune référence n'est faite ni aux caractéristiques des matériaux et la répartition de ce taux en armatures tendues et comprimées ni à la nature de la zone considérée (dissipative ou non).

La formulation représentée au sein de l'EC-8 est plus significative et reflète clairement que l'excès d'armature longitudinale limite l'aptitude ductile de la section et vice versa. Pour  $\rho_{min}$  des valeurs courantes des caractéristiques des matériaux ( $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ ,  $f_y = 400\text{MPa}$ ); le RPA, l'ACI et l'EC-8 donnent pour des valeurs égales respectivement à 0.5%, 0.4% et 0.3%.

On remarque que le taux d'armature longitudinale fixé par le RPA est en général excessif pour les deux bornes, et particulièrement pour la borne supérieure :

$$\rho_{max,ACI} = 2.5\% < \rho_{max,RPA} = 40\%$$

Deux paramètres influents ont été omis dans la formulation des limites du RPA, à savoir :

- les caractéristiques des matériaux
- le rapport entre les taux d'armature  $\rho_s$  tendue et comprimée,  $\rho_s$  pour éviter des sections sur-armées et assurer ainsi la demande de ductilité recherchée.

Dans ce contexte[10], le code NZS et l'EC-8 exigent pour les poutres que :

### 2.2 Taux d'armatures transversales

Les éléments en béton fortement comprimés contenant des aciers transversaux nécessaires pour la résistance seulement présentent une rupture de nature brutale. La présence d'une armature transversale supplémentaire, bien disposée latéralement, contribue à confiner le béton du noyau de la section et à lui conférer un comportement ductile. La prise en considération de certains facteurs et de certaines mesures constructives permet d'améliorer les performances parasismiques des éléments[11, 12, 13, 14].

### • Poteaux

Bien que le RPA fixe un taux  $\rho_{sh}$  d'armatures transversales à respecter tableau 1, aucune allusion n'est faite au confinement; facteur régissant l'aptitude ductile des sections.

L'élancement géométrique  $\lambda_g$  introduit par le RPA comme paramètre conditionnant la sélection d'un taux approprié, a été laissé ouvert ( $\lambda_g \geq 5$ ). Cependant cette classification paraît aller à l'encontre de la sécurité car elle peut induire en erreur, en favorisant la non prise en compte du phénomène d'instabilité globale et les effets (P -  $\Delta$ ) résultants. Il en découle que ce facteur seul ne peut être le facteur déterminant quand au choix du taux d'armature transversale garantissant le niveau de sécurité recherché.

Les codes ACI, NBCC et NZS prescrivent pour les deux cas de sections usuelles une même limite pour  $\rho_{sh}$  qui doit être le maximum des deux valeurs suivantes:

- section polygonale :

$$A_{sh} = 0.3sh_c \left( \frac{A_g}{A_{nh}} - 1 \right) \frac{f_{co}^{\oplus}}{f_{yh}} ; A_{sh} \geq 0.12sh_c \frac{f_{co}^{\oplus}}{f_{yh}}$$

section circulaire :

$$\rho_{sh} = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_{nt}} - 1 \right) \frac{f_{co}^{\oplus}}{f_{yh}} ; \rho_{sh} = 0.12 \frac{f_{co}^{\oplus}}{f_{yh}}$$

Selon le code NZS, le rapport volumétrique relatif à ces deux sections ne doit pas être inférieur au maximum des deux valeurs suivantes :

- section polygonale :

$$A_{sh} = 0.3sh^c \left( \frac{A_g}{A_{nh}} - 1 \right) \frac{f_{co}^{\oplus}}{f_{yh}} \left( 0.5 + 1.25 \frac{P_e}{\phi f_{co}^{\oplus} A_g} \right)$$

$$\geq 0.12sh^c \frac{f_{co}^{\oplus}}{f_{yh}} \left( 0.5 + 1.25 \frac{P_e}{\phi f_{co}^{\oplus} A_g} \right)$$

- section circulaire

Tableau 2 : Valeurs du rapport volumétrique

Classe de ductilité	$\mu_w$	$k_u$	$V_{d,max}$	$\rho_{sh,min}$	
"L"	$\geq 4$	0.40	0.75	0.04	Aucune limitation
"M"	$\geq 7$	0.55	0.65	0.07	$d_{bh} \geq 0.35d_{bl,max} \left( \frac{f_{yd}}{f_{yh}} \right)$
"H"	$\geq 13$	0.90	0.55	0.13	$d_{bh} \geq 0.40d_{bl,max} \left( \frac{f_{yd}}{f_{yh}} \right)$

$$\rho_{sh} = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_{nt}} - 1 \right) \frac{f_{co}}{f_{yh}} \left( 0.5 + 1.25 \frac{P_e}{\phi f_{co} A_g} \right)$$

$$\rho_{sh} = 0.12 \frac{f_{co}}{f_{yh}} \left( 0.5 + 1.25 \frac{P_e}{\phi f_{co} A_g} \right)$$

On remarque une similarité entre les relations prescrites dans les codes ACI, NBCC et NZS, excepté que ce dernier introduit l'effet de l'intensité de l'effort normal à travers le paramètre :

$$\left( 0.5 + 1.25 \frac{P_e}{\phi f_{co} A_g} \right)$$

Il est évident que l'approche réglementaire utilisée pour maintenir la résistance à la compression après désintégration du béton d'enrobage n'est pas directement liée à la ductilité des sections soumises à des sollicitations combinées, d'effort normal et de flexion. Idéalement, les codes doivent fournir la quantité d'armature transversale nécessaire pour un degré de ductilité de courbure exigée [8][15].

Le EC-8 prescrit des valeurs du rapport volumétrique, en fonction de la classe de ductilité :

Voir tableau 2

$$\rho_{sh} \geq \max \left[ \frac{k_0}{\alpha} (0.9v_d + 0.10), \left( 0.35 \frac{A_g}{A_c} + 0.15 \right), \rho_{sh,min} \right]$$

$$v_d = \frac{P_e}{A_g f_{cd}} \leq v_{d,max}$$

$$\rho_{sh} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du béton confiné}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

On constate que les prescriptions du EC-8 englobe les différents paramètres géométriques et mécaniques des matériaux utilisés ayant incidence sur le comportement local, qui avec l'espacement approprié fournira le niveau de ductilité recherché.

On peut constater que la quantité d'armature transversale de confinement dans les zones

dissipatives d'énergie, nécessaire pour un facteur de ductilité de courbure recherché, augmente avec :

- l'intensité de l'effort axial,
- la résistance du béton,
- la diminution du taux d'armature longitudinale et l'accroissement de l'épaisseur relative de l'enrobage du béton.

Pour une même demande de ductilité de courbure, le taux d'armature transversale nécessaire pour le confinement des sections carrées ou rectangulaires est plus grand que celui des sections circulaires [8].

• **Poutres**

Le contrôle de la ductilité locale des poutres ne peut être concrétisé qu'à travers un espacement prescrit pour l'armature transversale obtenue à partir de l'effort tranchant de calcul. L'effort tranchant dans les poutres est déterminé selon la procédure basée sur l'approche en capacité en considérant l'équilibre de la poutre sous le chargement vertical approprié à la combinaison la plus défavorable, correspondante à la plastification au niveau des sections potentiellement critiques. Cette démarche est adoptée par les codes NZS, ACI et EC-8. Cependant le RPA recommande un taux d'armatures indifféremment de la classe de ductilité.

**2.3 Espacement des aciers transversaux**

• **Poteaux**

Dans les régions critiques où les moments sismiques provoquent une plastification des aciers longitudinaux tendus et comprimés, le code NZS limite l'espacement des aciers transversaux à six fois le diamètre de la barre longitudinale ( $s \leq 6d_{b1}$ ). Par contre, dans les régions critiques où la plastification s'étend uniquement aux barres comprimées la limite est de douze fois le diamètre ( $s \leq 12d_{b1}$ ).

La différence entre ces deux limites est attribué au fait que dans le premier cas on enregistre une réduction du module tangent de l'acier sous faible intensité de contrainte pré-

Classe de ductilité	L	M	H
Espacement s min	$\left(\frac{b^c}{2}, 200\text{mm}, 9d_{bl}\right)$	$\left(\frac{b^c}{3}, 150\text{mm}, 7d_{bl}\right)$	$\left(\frac{b^c}{3}, 150\text{mm}, 7d_{bl}\right)$

Tableau 3 : Valeurs des espacements  $s_{min}$  selon classe de ductilité.

disposant ainsi les barres à la perte de stabilité. Afin de se prémunir contre le flambement des barres longitudinales, Watson et al [8] ont proposé de respecter l'expression suivante :

$$\frac{s}{d_{bl}} = 1.5 \sqrt{\frac{E_r}{f_{sh}}} < 6$$

Le code NBCC prescrit des limites sur l'espacement et le diamètre minimal, pour le cas de sections usuelles :

- rectangulaire :

$$s = \max \left[ \frac{A_{sh} f_{yh}}{0.30 h c_{co}^{\phi}} \left( \frac{A_c}{A_g - A_c} \right) \text{ et } \frac{A_{sh} f_{yh}}{0.12 h c_{co}^{\phi}} \right]$$

$$25\text{mm} \leq s \leq \max \left( 100\text{mm}; \frac{b^c}{4}; 6d_{bl\min} \right)$$

- circulaire :

$$s = \frac{4A_{sh}}{\rho_{sh} h^c} \quad ; \quad 25\text{mm} \leq s \leq \frac{h^c}{6}$$

Par ailleurs, le EC-8 recommande des valeurs pour l'espacement, selon la classe de ductilité voir tableau 3.

L'ACI donne une seule limite pour l'espacement, à savoir :

$$s = \min \left( \frac{b^c}{4}, 100\text{mm} \right)$$

Le RPA quand à lui prescrit les limites suivantes :

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

$$s \leq 100\text{mm} \quad \text{en zone 3}$$

Ces valeurs sont jugées non appropriées, car en zone 1 c'est la capacité de résistance qui prédomine, alors que pour les zones 2 et 3 c'est l'aptitude plastique des sections qui est primordiale. Cette anomalie peut être attribuée au manque de considération du mode de plastification des sections. Il est donc plus logique d'établir une limite commune pour les zones 2 et 3. A l'instar de l'EC-8, la formulation réglementaire sur l'espacement doit s'articuler autour du niveau de ductilité recherché et non pas sur le zonage sismique.

### • Poutres

Les prescriptions des différents codes considérés sont indiquées dans le tableau suivant :

Codes	Espacement
ACI, NBCC	$\leq \min \left( \frac{h}{4}, 8d_{bl}, 24d_{bh}, 300\text{mm} \right)$
EC-8	'H' : $\leq \min \left( \frac{h}{4}, 5d_{bl}, 24d_{bh}, 150\text{mm} \right)$ 'M' : $\leq \min \left( \frac{h}{4}, 7d_{bl}, 24d_{bh}, 200\text{mm} \right)$
RPA	$\leq \min \left( \frac{h}{4}, 12d_{bl} \right)$

Tableau 4 : Valeurs des espacements selon différents codes.

Il est donc plus commode que la formulation réglementaire sur l'espacement doit être intimement liée à la classe de ductilité, en incluant le diamètre des barres longitudinales et transversales, afin de garantir le niveau de sécurité recherché.

### 3. Nœuds

Généralement, l'approche la plus recommandable dans la conception des portiques autostables, est celle qui entraîne la formation des rotules plastiques au niveau des poutres. Les nœuds de portiques doivent donc être conçus avec une attention particulière de telle sorte qu'ils présentent d'une part une résistance suffisante vis-à-vis de l'action des charges verticales associées à celle du vent, et d'autre part une aptitude adéquate pour pouvoir développer le mécanisme approprié à l'encontre d'un éventuel séisme sévère qui provoque une fissuration excessive. En d'autres termes, chaque nœud doit être capable de transmettre les efforts tranchants nécessaires, verticalement et horizontalement, à travers son noyau inévitablement fissuré; sans jamais compromettre la réponse ductile désirée du portique, du moment que le noyau est toujours considéré comme partie intégrante du poteau.

Figure 1a : Mécanisme de rupture en bielles

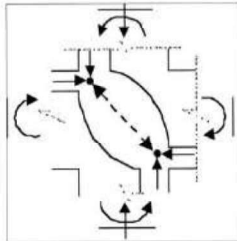


Figure 1b : Mécanisme de rupture entreillis

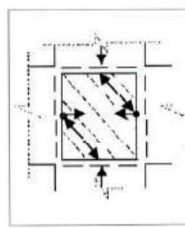
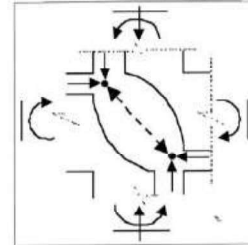


Figure 2 : Noyau du nœud sous actions sismiques



Les noyaux sont assimilés à des zones de transfert [10, 11, 16, 17] sujettes à des efforts tranchants et des forces d'adhérence importants. Ils ont principalement pour rôle :

- de préserver l'intégrité du nœud afin que les capacités de résistance et de déformation des éléments qui y aboutissent puissent être atteintes, ce qui exige un confinement adéquat de la zone nodale.

- d'éviter la dégradation excessive de la rigidité du nœud, ce qui nécessite :

- un ferrailage transversal adéquat du noyau,
- un ancrage ou une longueur de scellement adéquate des barres longitudinales (poutre - poutre).

- de se prémunir contre la rupture brutale par cisaillement en lui conférant la capacité de résistance appropriée.

Les efforts tranchants verticaux ( $V_{nv}$ ) et horizontaux ( $V_{nh}$ ) revenant au noyau du nœud sont évalués en considérant son équilibre statique tout en faisant abstraction des efforts normaux (poutre-poutre) :

$$V_{nv} = V_{cv} + V_{sv} \quad \text{et} \quad V_{nh} = V_{ch} + V_{sh}$$

Par mesure de simplicité on admet que :

$$V_{nv} = V_{nv} \frac{h^b}{h^c}$$

Deux méca-

nismes de rupture peuvent être considérés: en bielles ou en treillis. Le premier mécanisme, représenté sur la Figure 1a, consiste à transférer les efforts tranchants par le biais de la diagonale comprimée du béton. L'amplification de la largeur des fissures sous l'alternance des actions, aboutit nécessairement au cas du 2ème mécanisme (Figure 1b), dénommé couramment par 'triangulation'. Ce dernier génère un champ de compression impliquant la participation des aciers verticaux (du poteau) et horizontaux (cadres) à résister à l'effort tranchant à l'intérieur du noyau (effort tranchant repris par l'armature de cisaillement). Les deux mécanismes doivent être superposés pour résister

aux efforts tranchants totaux (horizontaux et verticaux).

Les sections totales d'acier résistant aux efforts dans les deux directions peuvent être simplement évaluées en utilisant les prescriptions du NZS ou EC-8 :

$$A_{nh} = \frac{V_{sh}}{f_{yh}} \quad \text{et} \quad A_{nv} = \frac{V_{sv}}{f_{yv}}$$

Pour assurer la résistance adéquate vis à vis de l'effort tranchant, il est nécessaire de se prémunir contre l'écrasement prématuré de la bielle de béton à l'intérieur du noyau, conservant ainsi son intégrité en minorant la résistance du béton sur cylindre. Dans ce contexte, les codes ACI et NZS recommandent la valeur de  $\sqrt{f_{co}}$  comme valeur limite.

Il est clair que les régions des rotules plastiques des poteaux soumis à la flexion composée, au dessus et au dessous du nœud doivent être confinées. La même mesure n'est pas à envisager à l'intérieur du noyau (17), du moment que ce dernier n'est pas soumis à des déformations inélastiques importantes de compression.

On peut donc conclure que les armatures transversales à l'intérieur du noyau ont pour rôle d'assurer la résistance vis à vis de l'effort tranchant et non pas le confinement du béton [10].

### 3.1 Limitation du diamètre des barres longitudinales

Des études menées par Cheung et al (17) ont révélées que le diamètre des barres longitudinales des poutres et poteaux traversant le noyau du nœud ne doit pas être excessif afin d'assurer un ancrage adéquat et éviter ainsi une rupture d'adhérence prématurée. Ce facteur doit être pris en considération vu son incidence appréciable sur le comportement du nœud vis à vis de l'action sismique.

### 3.2 Ancrage des barres longitudinales des poutres

Pour pouvoir conserver les rotulations dans les poutres des nœuds intermédiaires au ni-

veau des nus d'appui, l'armature longitudinale de la poutre peut se plastifier simultanément en compression d'un côté, et en traction de l'autre (Figure 2). Il en découle que les effets seront cumulés et la force de plastification sera doublée, menant à des contraintes d'adhérence trop importantes.

Ceci peut conduire à une dégradation de l'adhérence résultant au glissement de ces armatures; provoquant la diffusion de la plastification au sein du noyau. Il s'avère aussi avantageux de réparer des dégâts engendrés par des déformations plastiques de flexion, que de restaurer la résistance par adhérence ou celle de l'effort tranchant dans le noyau.

Pour éviter la dégradation d'adhérence dans les barres des poutres au niveau du noyau, le code NZS préconise de limiter le rapport  $d_{bl}/h$  fonction de  $\rho_s$  et  $f_y$  [17] :

$$\frac{d_{bl}}{h^c} \leq \alpha \cdot \frac{\sqrt{f_{co}}}{f_y} \quad \frac{d_{bl}}{h^c} \leq \frac{12}{f_y}$$

Il est plus commode de spécifier la longueur de scellement en fonction du diamètre et du nombre de barres traversant le noyau du nœud.

#### 4. Conclusions et recommandations

La réflexion du concepteur sur les dispositions structurelles est une tâche essentielle pour l'appréciation du niveau de ductilité approprié. Cette caractéristique est influencée de façon significative par plusieurs paramètres notamment ceux relatifs aux aciers (taux, espacement et dispositions). L'examen du RPA dans ce domaine, à travers une comparaison réglementaire, a permis de relever certaines insuffisances. Pour y remédier, on propose les recommandations suivantes :

- en addition à l'élanement géométrique  $\lambda_g$  pour les poteaux, et pour se prémunir des effets (P -  $\Delta$ ), le RPA doit spécifier des limites sur l'élanement mécanique, fonction des conditions de fixité à l'ELU, qui sont fort

probable différentes de celles prises initialement.

- le taux d'armature longitudinale fixé par le RPA est en général excessif pour les deux bornes, et particulièrement pour la borne supérieure; deux paramètres paraissant être de grande importance doivent être inclus à savoir :

- caractéristiques des matériaux
- condition,  $\rho_s^{\phi} \geq 0.5\rho_s$  liant les taux d'armature comprimée et tendue .

- le RPA doit fournir la quantité d'armature transversale nécessaire pour un degré de ductilité de courbure exigé en considérant l'incidence de la variation de l'intensité de l'effort normal N, et la classe de ductilité choisie. Cette quantité d'armature doit être suffisante pour empêcher le flambement prématuré des armatures longitudinales comprimées et la rupture par cisaillement. Il faut signaler que c'est l'armature transversale de cisaillement, nécessaire aussi pour l'étreinte latérale des barres longitudinales, qui gouverne la conception, et ce pour de faibles intensités de l'effort axial.

- le RPA doit inclure aussi bien l'effet d'éclatement du béton d'enrobage, qui conduit à la réduction de la section résistante, que celui du confinement du béton qui garantit le comportement ductile.

- la formulation réglementaire sur l'espacement des aciers transversaux des poutres, doit s'articuler sur le niveau ou classe de ductilité recherché en incluant l'incidence des diamètres des barres longitudinales et transversales.

- le RPA doit prescrire une quantité d'armature transversale  $A_{tn}$ , nécessaire à résister aux efforts tranchants verticaux et horizontaux repris par le noyau du nœud.

- le RPA doit observer une limitation sur le diamètre des barres longitudinales  $\phi_{1max}$  des poutres et poteaux traversant le noyau, afin de se prémunir contre une rupture prématurée induite par la dégradation d'adhérence.

- Enfin, le RPA doit également inclure un chapitre sur les dispositions constructives

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] N.Djebbar, B.Bousalem, N.Chikh, "Performance Parasismique des Portiques en Béton, Aspect Théorique et Constat Réglementaire". 1ère Partie : Concept de Demande de Ductilité (à paraître)
- [2] B.Bousalem, N.Djebbar, N.Chikh, "Performance Parasismique des Portiques en Béton, Aspect Théorique et Constat Réglementaire". 2ème Partie : Confinement des Zones Critiques Dissipatives d'Energie. (à paraître)
- [3] "Règlement Parasismique Algérien", RPA 99.
- [4] Standard NZS, Code of Practice for General Structural Design, Standards Association of New Zealand, 1992.
- [5] "Building Code Requirements for Reinforced Concrete", ACI 318-89.
- [6] "National Building Code of Canada" 1990, NBCC 1990
- [7] Eurocode 8 ( EC8 1993).
- [8] S.Watson, F.A.Zahn, R.Park, "Confining Reinforcement for Concrete Columns", Journal of Structural Engineering, Vol. 120, N°6, June 1994.



<p>→→→</p> <p>[9] M.J.Priestley, G.Benzoni, "Seismic Performance of Columns with Low Longitudinal Reinforcement Ratios", <i>ACI Structural Journal</i>, July-August, 1996</p> <p>[10] R.Park, "Capacity Design of Ductile of RC Building Structures for Earthquake Resistance" <i>The Structural Engineer</i>, Aug.,1992.</p> <p>[11] R.Park, T.Paulay, "Reinforced Concrete Structures", J.Wiley, New York, 1975.</p> <p>[12] S.A.Sheikh, S.M.Uzumeri, "Strength and Ductility of Tied Concrete Columns", <i>Journal of the Structural Division</i>, May,1983.</p> <p>[13] S.A.Sheikh, C.C.Yeh, "Flexural Behaviour of Concrete Columns" <i>ACI Journal</i>, May-June, 1986.</p> <p>[14] S.A.Sheikh, M.T.Toklucu, "Reinforced Concrete Columns Confined by Circular and Spirals Hoops", <i>ACI Structural Journal</i>, Sept.-Oct., 1993.</p> <p>[15] K.Sakai, S.A.Sheikh, "What do we know about Confinement in RC Columns, A Critical Review of Previous Work and Code Provisions", <i>ACI Structural Journal</i>, April 1989.</p> <p>[16] M.Fintel, "Handbook of Concrete Engineering", Second edition, 1985 Van Nostrand.</p> <p>[17] P.C.Cheung, T.Paulay, R.Park, "Behaviour of Beam-Column Joints in Seismically-Loaded R.C Frames", <i>The Structural Engineer</i>, April 1993.</p>	<p>spéciales afin de :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- proscrire les possibilités de rupture fragile ;</li> <li>- soigner tout particulièrement les nœuds et leurs voisinages ;</li> <li>- confiner le béton partout où il peut être fortement comprimé, et particulièrement au niveau des zones dissipatives d'énergie, garantissant le niveau de ductilité voulum ■</li> </ul> <p><b>Notation :</b></p> <p><math>A_g</math> : aire totale du béton</p> <p><math>A_{nh}</math> : aire du noyau délimité par l'armature transversale</p> <p><math>A_{sh}</math> : aire d'un cours d'armature transversale</p> <p><math>E_r</math> : module d'élasticité réduit</p> <p><math>P_e</math> : effort normal sur le poteau</p> <p><math>V_{ch}, V_{cv}</math> : efforts tranchants au niveau des nœuds repris par le mécanisme en bielle</p> <p><math>V_{sh}, V_{sv}</math> : efforts tranchants au niveau des nœuds repris par le mécanisme en treillis</p> <p><math>b_c</math> : largeur du noyau du béton confiné, mesuré entre axes des aciers transversaux</p>	<p><math>d_{bl}, d_{bh}</math> : diamètre de la barre longitudinale et transversale</p> <p><math>f_{co}</math> : contrainte maximale du béton non confiné</p> <p><math>f_{cd}, f_{ct}</math> : respectivement les contraintes caractéristiques du béton comprimé et tendu</p> <p><math>f_{yh}</math> : contrainte élastique de l'armature de confinement</p> <p><math>f_{yd}</math> : contrainte caractéristique de l'acier longitudinal</p> <p><math>h^b, h^c</math> : respectivement les profondeurs de la poutre et du poteau.</p> <p><math>h_n</math> : hauteur du noyau du béton confiné, mesuré entre axes des aciers transversaux</p> <p><math>s</math> : espacement de l'armature transversale</p> <p><math>\alpha</math> : coefficient de confinement effectif fonction de la configuration de l'armature transversale</p> <p><math>\phi</math> : coefficient de réduction pris généralement égal à 0.9</p> <p><math>\rho_b</math> : taux d'armatures correspondant à l'équilibre optimal dans une section simplement armée</p> <p><math>\rho_s, \rho_s</math> : respectivement les taux d'armature comprimée et tendue.</p>
---	--	---