

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

1ère Partie : Concept de demande de ductilité

N. DJEBBAR
B. BOUSALEM
N. CHIKH
Département G.C
Université de Constantine

RÉSUMÉ

L'objectif de cet article est d'étudier principalement le concept de demande de ductilité, paramètre très influent sur la performance parasismique des structures en portiques autostables. Les lacunes de la réglementation algérienne en vigueur dans ce contexte, sont mises en relief en procédant à une étude comparative réglementaire et pour y remédier, des recommandations sont présentées.

MOTS CLÉS

Demande de ductilité • portique autostable • règlements parasismiques • rotule plastique • sur-résistance.

1. Introduction

L'essence d'une conception rationnelle des structures parasismiques est fidèlement traduite par une corrélation entre demande et capacité. 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 qu'elle soit compensée par des coefficients de sécurité [1]. Ainsi il a été constaté que des portiques autostables, conçus pour résister aux forces horizontales de 'calcul', ont survécu à des séismes plus élevés. Cette anomalie apparente a été principalement attribuée à l'aptitude de ces structures à absorber et à dissiper l'énergie par déformation post-élastique, propriété de *ductilité*, avec le concours d'autres facteurs tels que l'amortissement et l'interaction sol-structure. Néanmoins, la ductilité des éléments est de loin le facteur le plus important.

Actuellement, la conception de la majorité des structures parasismiques est basée sur l'approche en capacité qui fait partie intégrante de plusieurs codes tels que : NZS^[2], ACI^[3], NBCC^[4] et EC-8^[5]. Bien que le RPA^[6] satisfait d'une certaine manière l'approche 'Capacité de résistance-Demande de ductilité', l'examen de son contenu révèle certaines incohérences voire lacunes vis à vis de quelques aspects régissant le comportement parasismique des portiques autostables, notamment : la demande de ductilité, la longueur des rotules plastiques, le confinement du béton, les taux de ferrailage, les vérifications des nœuds et certaines dispositions constructives. L'étude de ces différents aspects est réalisée à travers une suite de 3 articles interdépendants.

Cette première partie est consacré à l'examen du concept de demande de ductilité ainsi que des capacités de résistance et de déformation afin d'étudier leurs incidences sur la performance parasismique des portiques en béton. Certaines incohérences et lacunes inhérentes au règlement parasismique algérien RPA sont établies à travers une étude comparative avec quelques règlements et pour y remédier, on présente quelques solutions plausibles pouvant faire l'objet d'une

future inspiration.

2. Critères de performance

On entend par ductilité dans la conception structurelle, la capacité d'une structure de supporter de larges déformations dans le domaine post-élastique sans jamais enregistrer une réduction substantielle de résistance. 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 seront 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.

Pour satisfaire ces critères de performance, une structure doit avoir un comportement élastique lors d'un séisme modéré, cependant elle peut endurer lors d'un séisme sévère des déformations post-élastiques accompagnées éventuellement de dommage sans jamais mettre en danger des vies humaines ou la perte d'intégrité structurelle^[7].

Initialement l'endommagement structurel doit être réparable, mais dans quelques cas il ne l'est pas; lorsque le niveau de ductilité introduit lors d'un séisme sévère peut être associé à de larges déformations permanentes. Il devient donc nécessaire de définir au préalable le *niveau* ou la *demande de ductilité*.

3. Demande de ductilité

3.1 Concepts généraux et aspects réglementaires

L'approche rationnelle utilisée pour déterminer la résistance sismique d'une structure en portiques, consiste à choisir le mécanisme de déformation post-élastique le plus approprié et à garantir par des méthodes de calcul adéquates un mode de plastification conforme à la manière préconçue. Pour atteindre ce but, plusieurs règlements exigent à ce que ces structures aient une certaine capacité de résistance.

Pour les portiques autostables, la plastification préférée est celle causée par un comportement flexionnel que celles causées par l'action de l'effort tranchant ou d'adhérence qui sont à évi-

ter, vu qu'elles conduisent à une réduction substantielle de la dissipation d'énergie[7]. Les régions critiques du système structurel résistant aux forces sismiques peuvent être ainsi préalablement choisies, convenablement conçues et soigneusement ferrillées afin de fournir une capacité de résistance et de ductilités adéquates.

La position des rotules plastiques dans les mécanismes de ruine illustrés par la Figure 1, dépend essentiellement de la demande de ductilité souhaitée par le concepteur. Par mesure de commodité, celle-ci est évaluée à l'aide des facteurs de ductilité de courbure μ_{ϕ} ou de déplacements μ_{Δ} ; en admettant généralement les hypothèses suivantes :

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

En adoptant des positions appropriées des points d'inflexion dans les poteaux, $0.6l_c$ au niveau inférieur et $0.5l_c$ pour les autres niveaux (Figure 2), l'expression du déplacement élastique Δ_y en tête d'un portique à r étages est comme suit [8] :

$$\Delta_y = \frac{l_c^2}{6} \left[\varphi_{e1} \left(r + \frac{1}{3} \right) + \varphi_{e2} + \varphi_{e3} + \dots + \varphi_{er} \right] \quad \text{①}$$

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

1er cas : Mécanisme dû à la rotulation dans les poteaux d'un même étage.

Dans ce cas, le processus de plastification se manifeste en premier dans les poteaux. La pire des situations est celle où uniquement un seul niveau est affecté du fait que les poteaux des autres étages sont plus résistants (Figure 1b). Il est évident qu'un tel mécanisme exige une très grande demande de ductilité de courbure. Dans les ossatures de grande hauteur, cette demande

de ductilité est tellement importante qu'il s'avère impossible de la satisfaire et par conséquent *la ruine devient inévitable*. Ce mode de rupture, observé fréquemment lors des séismes sévères, est caractérisé principalement par la rotulation en tête et en pied des poteaux du premier niveau. Le facteur de ductilité de déplacement pour un chargement horizontal statique, est exprimé par la relation suivante [8] :

$$\mu_{\Delta_c} = 1 + \frac{\theta_{pc}}{\Delta_y} \left[l_c - 0.5(l_{pc} + l'_{pc}) \right] \quad \text{②}$$

avec :

$$\theta_{pc} = (\phi_{uc} - \phi_{yc}) l_{pc}$$

2ème cas : Mécanisme dû à la rotulation dans les poutres. (figure 3)

Dans ce cas, la plastification dans les régions critiques des poutres précède celles des poteaux qui sont plus rigides. Les rotules plastiques nécessaires pour le développement d'un tel mécanisme ne se manifestent qu'à la base de ces derniers, comme l'illustre la Figure 1c. Le facteur de ductilité de déplacement est exprimé comme suit [8] :

• à la base des poteaux :

$$\mu_{\Delta_c} = 1 + r l_c \frac{\theta_{pc}}{\Delta_y} \quad \text{③}$$

• au niveau des zones nodales des poutres, Figure 3 :

$$\mu_{\Delta_b} = 1 + r l_c \frac{\theta_{pb}}{\Delta_y} \quad \text{④}$$

avec :

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

Le paramètre α représentant le rapport des courbures élastiques a pour expression [8, 9, 10]

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

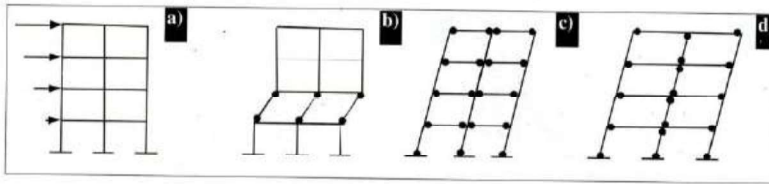


Figure 1 : Mécanismes de déformation post-élastiques des portiques autostables sous une action sismique sévère.

Il est apparu plus commode d'apprécier la demande de ductilité à travers le facteur de ductilité de courbure μ_ϕ (qui peut être obtenu par simple réarrangement des formules précédentes) qu'avec celui de déplacement μ_Δ . En plus, il a été communément montré que les exigences relatives aux aciers de résistance et de confinement^[1] sont intimement liées au facteur de ductilité de courbure^[11-15]. A titre d'illustration, le tableau ci-dessous regroupe les différentes valeurs du facteur de ductilité de courbure μ_ϕ correspondant aux 2 cas de mécanisme de ruine choisis, pour une valeur du facteur de ductilité de déplacement μ_Δ constante ($\mu_\Delta = 4$) et en considérant les valeurs courantes^[8] de l_c , l_{pc} , l'_{pc} et l_{pb} :

Nbre de niveau \otimes	Facteur de ductilité de courbure μ_ϕ pour $\mu_\Delta = 4$				
	μ_{pc}		μ_{pc}		
	1er mécanisme	2ème mécanisme	$\alpha = 1$	$\alpha = 1.5$	$\alpha = 2$
3	33.6	11.1	16.2	23.9	31.5
10	121.3	12.1	17.6	25.9	34.1

Tableau 1 : factures de ductilité de courbure μ_ϕ

L'examen de ce tableau conduit aux constatations suivantes :

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

Les équations précédemment établies donnent une indication sur l'ordre de grandeur des fac-

teurs de ductilité de courbure et permettent de définir au préalable un facteur de ductilité de déplacement en fonction du mode de ruine choisi.

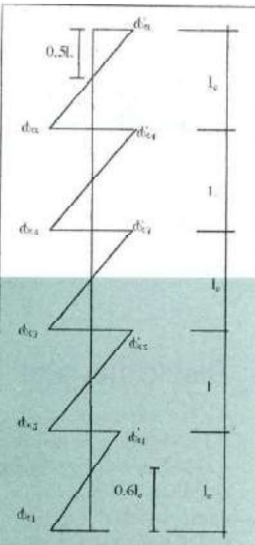
Il est évident que le mécanisme de déformation consécutif à la formation de rotules plastiques dans les poteaux d'un même niveau est dangereux, car il est fort improbable de pouvoir fournir la ductilité de courbure adéquate pour survivre à un éventuel séisme sévère. Par contre, le développement des rotules plastiques dans les poutres offrent une meilleure dissipation d'énergie, et que ce mode de fonctionnement permet d'atteindre une ductilité de courbure d'au moins 4 fois le facteur de ductilité de déplacement ($\mu_\phi \geq 4\mu_\Delta$). Dans cette situation, les pieds de poteaux au niveau de l'encastrement doivent être ferrailés avec soin (cercles ou spirales) afin qu'ils puissent développer la rotation plastique voulue.

Dans ce contexte, plusieurs codes exigent à ce que les poteaux des structures en portiques autostables offrent une résistance flexionnelle adéquate afin de favoriser un développement de mécanisme lié à la formation de rotules plastiques dans les poutres. Pour atteindre ce but, Paulay^[9] suggère que les moments fléchissants ultimes dans les poteaux soient majorés par un coefficient variant entre 2 et 2.5, pour tenir compte notamment : de la sur-résistance de flexion des rotules plastiques dans les poutres due à l'écroutissage des aciers longitudinaux, des modes supérieurs de vibration et de l'action sismique bidirectionnelle. 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. Ceci nous paraît allant à l'encontre de l'esprit de la prise en compte de l'évolution récente de la réglementation internationale (déclarée dans l'avant propos du RPA99).

Bien que cette conception de "poteau fort-poutre faible" est fortement recommandée, le code NZS signale 2 exceptions à cette règle :
a- Pour des constructions en portique de longue portée, ou bien se trouvant dans les régions à faible sismicité, le comportement est essentielle-

[1] Cet aspect sera traité de manière élaborée dans la 2^{ème} et 3^{ème} parties de cette suite d'articles.

Figure 2 : Variation de la courbure élastique le long d'un poteau type d'un portique auto-stable



ment dicté par les charges verticales, compromettant ainsi l'approche "poteau fort-poutre faible". Dans de telles structures, et pour un nombre d'étages supérieur à 3, le développement des rotules plastiques se fait simultanément au pied et en tête des poteaux intermédiaires alors que celles des poutres n'auront lieu qu'au voisinage des poteaux de rive (Figure 1.d) : c'est le mécanisme de déformation mixte (Mixed sidesway mechanism). Pour ce type de structures, les forces sismiques de calcul doivent être prises égales au double de celles des portiques ductiles, pour minimiser la demande de ductilité.

b- Les mécanismes de déformation régis par le déplacement des poteaux (poteau faible-poutre forte) sont autorisés pour le cas d'une structure non élevée (un à deux étages), ou pour le dernier niveau d'une structure multiétagée. Dans ces situations, la demande de ductilité dans les poteaux est réduite et peut être facilement réalisée par une disposition du ferrailage saine et adéquate.

3.2 RPA versus autres règlements

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

$$V = \frac{A D Q}{R} \quad W = \frac{V_e}{R} Q \quad \text{⑥}$$

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

$$V = \frac{V_e}{\mu} \quad \text{⑥}$$

Par identification, le RPA prend en compte la demande de ductilité en introduisant le coefficient de réduction 'R/Q' (qui est équivalent au terme ' μ ' utilisé dans plusieurs codes sismiques). Cette démarche réglementaire apparaît très res-

treinte quand à la spécification du niveau de ductilité puisqu'elle est limitée à une seule valeur pour chaque catégorie de structure.

A titre d'indication, pour une structure en portiques autostables, la valeur du niveau de ductilité préconisée par le RPA est prise égale à $5(Q=1)$ [2] ; valeur assez proche de la moyenne des valeurs fixées par les codes[3]: NBBC (6.0), NZS (4.5) et EC-8 (4.4). Cependant ces derniers définissent différents niveaux de ductilité à savoir : élevé (High), moyen (Medium) et faible (Low) tableau 2.

Codes	Niveau de ductilité	ductilité structurelle: μ_A	
		Régularité observée	Régularité non observée
RPA	H	5.0	4.54
	M	6.0	5.0
	L	3.0	2.0
N.Z.S	M	3.0	2.0
	L	1.25	
	H	5.0	4.0
Eurocode 8	M	3.75	3.0
	L	2.5	2.0
	H		8.0
NBCC	M		4.0
	L		2.0

Tableau 2 : factures de ductilité structurelle μ_A

Comparativement aux codes précités, le niveau de ductilité exigé par le RPA pourra être qualifié comme étant relativement élevé.

Il est clair que le RPA, dans sa version actuelle, enlève au concepteur toute possibilité d'exiger une certaine demande de ductilité fonction du mécanisme de déformation préétabli.

3.3 Structures faisant l'objet d'une ductilité limitée

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

Cette dernière option présente l'avantage de tolérer une grande relaxation vis à vis des dispositions liées à la demande de ductilité. Par consé-

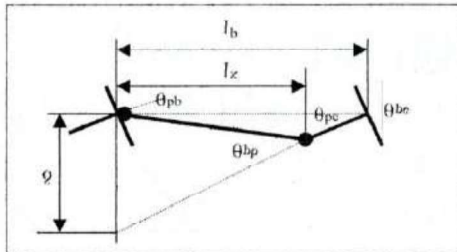


Figure 3 : Rotulation d'une poutre propre au 2ème mécanisme

BIBLIOGRAPHIE

- [1] : R.A. SAMPSON, R. PARK, 'Ductility of Reinforced Concrete Column Sections in Seismic Design, ACI Journal, Sept. 1972.
- [2] : NZS 4203 GENERAL Structural Design and Design Loadings 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] : Règlement Parasismique Algérien, RPA 99.
- [7] : R. PARK, 'Capacity Design of Ductile of RC Building Structures for Earthquake Resistance', The Structural Engineer, Aug. 1992.
- [8] : R. PARK, T. PAULAY, 'Reinforced Concrete Structures', J. Wiley, New-York, 1975.
- [9] : 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.
- [10] : H. SCHOLZ 'Ductility and Plastic Design of RC Sway Frames', Magazine of Concrete Research, June 1993.
- [11] : K. SAKAI, S. A. SHEIKH, 'What do we know about Confinement in Reinforced Concrete Columns, A Critical

quent, la confection du ferrailage est plus aisée. Dans ce contexte, le code NZS limite le coefficient de ductilité de déplacement entre 2 et 3 pour les portiques autostables. Malheureusement, cette option ne figure pas dans les prescriptions actuelles du RPA.

4. Déplacement relatif de niveau

Les déplacements ultimes en tête sont obtenus en multipliant les déplacements élastiques évalués à partir de l'approche statique ou dynamique par le coefficient de ductilité de la structure: $\Delta_u = \mu_{\Delta} \cdot \Delta_e$. Ces déplacements doivent être limités afin d'éviter les dégâts des éléments non structuraux et de permettre ainsi la réparation des structures suite à un éventuel séisme modéré. Ces limitations sont aussi nécessaires pour s'assurer que l'augmentation des moments fléchissants dans les poteaux suite à l'effet P- Δ ne soit pas excessive. Il en ressort que le déplacement relatif de niveau pourra être un clivage de contrôle de la capacité de déformation d'ensemble.

A titre d'indication, on peut s'inspirer des recommandations du code NZS qui préconise pour le déplacement relatif de niveau Δ_r , les valeurs suivantes ; fonction induite du taux de ductilité :

$\Delta_r \leq 2.0 \%$ quand $h_n \leq 15m$ (h_n est la hauteur de l'ossature),

$\Delta_r \leq 1.5 \%$ quand $h_n \geq 30m$, avec une interpolation linéaire quand $15m \leq h_n \leq 30m$.

Malgré son importance, le RPA accuse des lacunes quand à cet aspect de comportement structurel puisque la limite recommandée ($\Delta_r \leq 1\%$) [4] reste seulement valable pour les structures élançées

5. Sur-résistance

La réserve de résistance ou **sur-résistance** [16, 17, 18] induite par les éléments structuraux (dalle, voiles,...) et non structuraux (poteaux courts,

remplissage,...) affecte le comportement global de la structure en réduisant le niveau de ductilité. Un facteur de correction tenant compte du couplage résultant entre élément de flexion et élément cassant doit être donc observé. Deux alternatives sont à envisager :

- soit maintenir le niveau ductilité préétabli en minorant la force de calcul [17], à l'instar du code NBCC qui affecte la force sismique de calcul V d'un coefficient égal à 0,6.

- soit maintenir la force de calcul en réduisant le niveau de ductilité [5].

En ce qui concerne la contribution de la dalle, qui va indiscutablement améliorer la résistance flexionnelle des poteaux suite à leur monolithisme, il est impératif de prendre en compte cette sur-résistance afin de garantir un comportement élastique dans les poteaux.

6. Conclusions et Recommandations

- Le concept de demande de ductilité représente un aspect très important régissant la performance parasismique des structures en portiques autostables. Son intégration dans les règlements universellement établis permet au concepteur d'intervenir pour donner son appréciation sur le comportement structurel, ce qui est vital quand au choix du niveau de ductilité (voir mécanismes de déformation).

- Bien que les recommandations préconisées par le RPA peuvent assurer un comportement ductile, le concepteur n'est ni en mesure d'apprécier le niveau de ductilité conçu, ni d'avoir le choix d'assurer cette demande de ductilité au niveau de toutes les jonctions ou non. Il y a lieu donc de remédier à cette situation en introduisant dans les prescriptions actuelles du RPA ce concept de niveau ou demande de ductilité et d'élargir le spectre du niveau de ductilité, répondant ainsi à une grande variété de structures.

- L'approche "poteau fort - poutre faible" est fortement recommandée dans la conception parasismique, car elle favorise le développement des

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

³ Structures soumises à des séismes sévères.

rotules plastiques dans les poutres. Dans ce souci, il y a lieu de signaler que le coefficient d'amplification introduit par le RPA reste insuffisant si tous les coefficients d'incertitudes sont pris en considération.

- Le RPA devra observer un facteur sur le comportement structurel global (à l'instar du NBCC) et essayer d'introduire la participation des éléments structuraux (dalle, voiles...) et non structuraux (poteaux courts, remplissage,...), afin d'inclure l'effet de la réserve de résistance ou sur-résistance qui a tendance à réduire la demande de ductilité.

- La limitation sur les déplacements relatifs de niveau doit être élaborée en fonction du niveau de ductilité afin d'éviter d'une part les dégâts des éléments non structuraux et l'augmentation des moments fléchissants dans les poteaux, induite par l'effet P- Δ , d'autre part. A défaut d'une étude plus approfondie, les recommandations préconisées par le code NZS peuvent être adoptées.

- Enfin, il paraît impératif d'inclure dans le RPA en vigueur un chapitre traitant les structures faisant l'objet d'une demande de ductilité limitée.

Notations :

- q EI : rigidité flexionnelle.
- q M_u, M_y : respectivement moment ultime et moment élastique.
- q Q : facteur tenant compte du degré de l'irrégularité en plan et en élévation et la qualité du contrôle d'exécution.
- q d_b, d_c : respectivement profondeur effective de la poutre et profondeur effective du poteau
- q l_b, l_c : respectivement longueur de la poutre et longueur du poteau
- q l_{pc}, l'_{pc} : longueurs plastiques au niveau des rotules inférieures et supérieures du poteau
- q l_{pb}, l_x : respectivement longueur plastique de la poutre et position de la rotule
- q Δ_u, Δ_y : respectivement déplacement ultime et déplacement élastique en tête
- q ϕ_u, ϕ_y : respectivement courbure ultime et courbure élastique.
- q α : rapport des courbures élastiques poteau-poutre
- q θ_{pc}, θ_{pb} : les rotations respectives au niveau des rotules plastiques du poteau et de la poutre
- q μ_{Δ}, μ_{ϕ} : respectivement le coefficient de ductilité de déplacement et de ductilité de courbure
- q $\phi_{c1}, \phi_{c2}, \dots, \phi_{cr}$: courbures des poteaux des r niveaux ■



Review of Previous Work and Code Provisions',
ACI Structural Journal, April 1989.

[12]: S.WATSON, F.A.ZAHN, R.PARK, 'Confining Reinforcement for Concrete Columns', Journal of Structural Engineering, Vol.120, N°6, June 1994.

[13]: A.FAFITIS, S.P.SHAH, 'Prediction of Ultimate Behavior of Confined Columns Subjected to Large deformations', ACI Journal, July-August 1985.

[14]: S.A.SHEIKH, S.M.UZUMERI, 'Strength and Ductility of Tied Concrete Columns', Journal of the Structural

[15]: WATSON ET AL. 'Simulated Seismic Load Tests in Reinforced Concrete Columns', Journal of Structural Engineering, vol. 120, N° 6, June 1994.

[16]: 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.

[17]: D.MITCHELL, P.PAULTRE 'Ductility and Overstrength in Seismic Design of R.C. Structures', Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.21, 1994.

[18]: P.C.CHEUNG, T.PAULAY, R.PARK, 'Behaviour of Beam-Column Joints in Seismically-Loaded R.C. Frames', The Structural Engineer, April 1993.

⁴ Pour les structures de faible hauteur cette valeur est jugée pessimiste et affectant inévitablement le comportement global escompté.

⁵ Correction pouvant être injectée dans la formulation du coefficient de comportement ' $R/Q.S_R$ '), afin d'introduire l'effet de couplage entre élément flexionnel et élément cassant.