

Comportement en flexion composée de poteaux en béton à hautes performances

Frédéric LÉGERON

Ingénieur TPE
Coopérant du service national à l'université de Sherbrooke
Sherbrooke - Québec J1K 2R1

Patrick PAULTRE

Professeur
Département de Génie civil - Université de Sherbrooke
Sherbrooke - Québec J1K 2R1

RÉSUMÉ

Les résultats d'essais en flexion composée de six poteaux de taille réaliste sont présentés dans cet article. Ils ont été coulés avec du béton à hautes performances de résistance moyenne égale à 100 MPa.

Le programme expérimental, les variables étudiées et les résultats expérimentaux sont d'abord abordés. L'effet de chacune des variables est alors étudié. Suit une discussion sur l'utilisation des diagrammes rectangulaires simplifiés dans laquelle sont comparés le code BAEL 91 et les Codes américain, canadien et néo-zélandais ainsi que les propositions de supplément au BAEL 91 réalisées par l'Association française de recherches et d'essais sur les matériaux et les constructions (AFREM) en 1995. Cette comparaison porte sur vingt-deux poteaux réalisés dernièrement et testés dans les mêmes conditions que ceux testés par les auteurs. Diverses courbes de contrainte-déformation pour du béton à hautes performances sont aussi évaluées.

Il y apparaît clairement que les diagrammes rectangulaires contraintes-déformations simplifiés des codes modifiés dernièrement pour tenir compte de l'utilisation du béton à hautes performances (Codes canadien et néo-zélandais), ainsi que celui de la proposition de l'AFREM, prédisent assez bien les moments résistants des poteaux, mais que les anciens codes (BAEL 91 et Code américain) étaient très peu sécuritaires.

Enfin, l'utilisation du modèle de Cusson et Paultre pour du béton à hautes performances fretté a très bien prédit le diagramme de moment-courbure des six poteaux présentés.

MOTS CLÉS : 32 - Poteau - Béton armé - Hautes performances - Essai - Flexion - Fretage - Armature - Transversal - Représentation graphique - Contrainte - Déformation - Modèle mathématique -/code calcul.

Introduction

Hier encore confinés à des utilisations spécifiques, les bétons à haute performance (BHP) sont devenus d'un usage courant. Alliés à de nouveaux systèmes structuraux, les BHP rivalisent maintenant avec l'acier dans des domaines qui leur étaient jusque là inaccessibles : les grandes portées et les grandes hauteurs.

Mais cette utilisation croissante ne s'est pas accompagnée d'une modification des codes et des pratiques courantes de conception. Ainsi, de nombreux codes n'autorisent pas l'utilisation des BHP, tandis que d'autres en limitent l'usage. C'est que derrière les nombreux avantages des BHP, certains comportements de ces nouveaux matériaux sont troublants pour l'ingénieur. Ainsi, des essais menés à travers le monde (Yong et *al.*, 1988 ; De Larrard et *al.*, 1992 ; Itakura et Yagenji, 1992 ; Nagashima et *al.*, 1992 ; Saatcioglu et Razvi, 1993 ; Cusson et Paultre, 1994a) ont démontré que, lorsqu'un BHP était confiné avec les mêmes quantités d'armatures transversales qu'un béton ordinaire, il exhibait en compression un comportement post-pic plus fragile. Ces chercheurs ont aussi observé une résistance de l'enrobage de béton bien inférieure à la résistance théorique, avec des ruptures intervenant jusqu'à 80 % en dessous des prévisions. Il a également été démontré que, lorsqu'il était suffisamment confiné, le BHP pouvait être ductile. D'autres auteurs ont étudié les courbes de contrainte et de déformation. Ainsi, Li et *al.* (1991) ont signalé que les paramètres de conception définissant le diagramme rectangulaire simplifié n'étaient pas adaptés pour la conception avec du BHP.

La plupart des bâtiments élevés sont actuellement réalisés avec des poteaux en BHP travaillant en flexion composée. En effet, leur importante résistance en compression diminue considérablement la taille des éléments de structure et, par conséquent, le poids propre des constructions. De plus, utilisé à fort taux de compression, le gain de résistance en flexion devient appréciable. Pourtant, peu d'études ont été réalisées sur des poteaux en BHP soumis à une flexion composée (Li, 1994 ; Azizinamini et al., 1994 ; Sheikh et al., 1994). En outre, les niveaux de charge axiale testés sont généralement très faibles (en dessous de 20 % de la capacité portante de la section de béton) ou très élevés (au-dessus de 50 % de la capacité portante de la section de béton). L'objectif de la présente recherche était donc de mettre à jour de nouvelles données sur le comportement des poteaux en BHP soumis à de la flexion composée.

Programme expérimental

La géométrie des poteaux étudiés ainsi que leur ferrailage sont montrés sur la figure 1. Les poteaux mesurent 2,15 m de hauteur, alors que la hauteur d'application de la charge est de 2 mètres. Afin de simuler une partie rigide à laquelle est généralement connecté le poteau (poutres ou dalle rigide), une embase inférieure de 500 millimètres de haut et de 500 millimètres de large au niveau du poteau a été prévue.

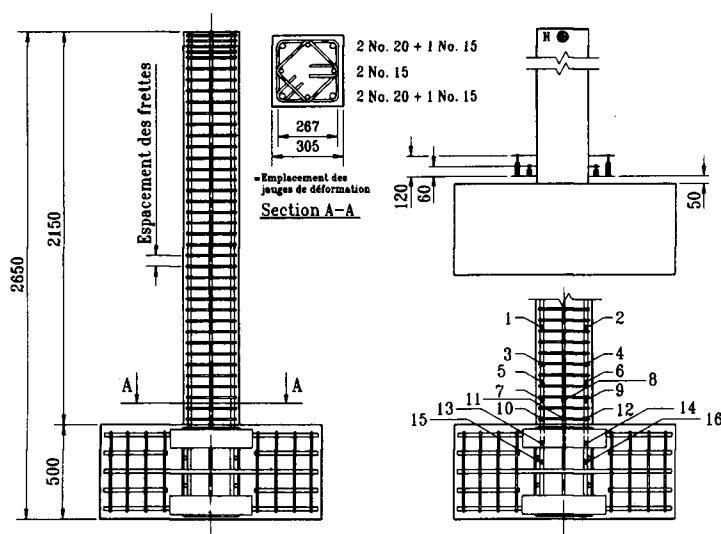


Fig. 1 - Géométrie des échantillons, ferrailage et instrumentation.

Des études similaires menées sur du béton ordinaire ont clairement démontré l'influence de divers paramètres (Sheikh et Khoury, 1993). Parmi eux, la quantité d'armatures transversales et le taux de charge axiale ont toujours montré la plus grande influence lorsque la résistance en compression du béton est fixée. Six poteaux ont

été réalisés avec du béton de 100 MPa. Cette résistance, déjà largement utilisée, est suffisamment éloignée du béton ordinaire pour immanquablement en détecter l'influence. Les niveaux de charge axiale étudiés étaient ceux couramment utilisés dans les structures, c'est-à-dire de 15 à 40 % de la résistance brute, définie comme étant le produit de la surface brute par la résistance en compression du béton ($A_g f'_c$). La quantité d'armatures transversales était fixée de façon à résister à l'effort tranchant (espacement $s = 130$ mm) et permettait ainsi de s'assurer d'une rupture en flexion, ou correspondait à l'armature de confinement nécessaire dans une conception parasismique, soit environ 66 % de la valeur retenue dans le Code canadien de conception parasismique et 95 % du Code américain. Le tableau I récapitule les différentes variables étudiées pour chaque échantillon. Dans ce tableau, P représente la charge axiale maintenue sur le poteau durant l'essai. La première partie de chaque nom (C100) représente la résistance en compression escomptée pour le béton ; la deuxième partie donne la configuration des armatures transversales (notée B) suivie de l'espacement des frettes. Ces deux données permettent de calculer la quantité transversale d'acier, car la configuration donne le volume d'acier par niveau d'armature (puisque l'acier utilisé pour les frettes est de section constante et égale à 100 mm^2), et l'espacement des frettes donne le volume de béton que ce niveau confine. Enfin, la troisième partie est introduite par N, pour le niveau de charge axiale, et le chiffre correspond au pourcentage arrondi de la résistance brute, $A_g f'_c$, que le poteau supporte durant l'essai.

TABLEAU I
Variables étudiées
dans le programme expérimental

Échantillons	s (mm)	P (kN)	$P/A_g f'_c$
C100B60N15	60	1200	0,13
C100B60N25	60	2400	0,26
C100B60N40	60	3600	0,39
C100B130N15	130	1200	0,13
C100B130N25	130	2400	0,26
C100B130N40	130	3600	0,39

Les deux premiers poteaux (C100B60N15 et C100B130N15) ne nécessitaient pas un effort axial élevé, lequel était transmis par deux tiges Dywidag s'appuyant sur une poutre métallique en partie supérieure et directement fixées sous la dalle d'essais. Les charges importantes nécessaires pour la mise en compression des quatre autres échantillons (C100B60N25, C100B130N25, C100B60N40 et

C100B130N40) ont nécessité l'utilisation de quatre tiges Dywidag pouvant exercer une charge maximale de 4 000 kN. La charge horizontale était appliquée par deux vérins MTS à double action de 100 kN de charge maximum. L'un travaillait en compression, pendant que l'autre travaillait en traction. Ces deux vérins étaient asservis à des servovalves commandées par des contrôleurs MTS. L'un fonctionnait en contrôle de déplacement et l'autre en contrôle de force. Ceci évitait une perte de contrôle lors d'une diminution brusque de rigidité ou de résistance, notamment lors de l'écaillage de l'enrobage de béton et aussi à la rupture d'une barre longitudinale, et permettait de s'assurer du contrôle des forces appliquées afin de limiter la compression dans les vérins pour éviter tout flambement. Le montage expérimental ayant permis de tester les quatre derniers échantillons est présenté sur la figure 2.



Fig. 2 - Schéma du montage expérimental.

L'effort axial était maintenu constant et l'effort horizontal induisant la flexion variait de façon à obtenir des cycles d'effort allant de la simple fissuration à la rupture de l'échantillon. À part le premier cycle (aux trois-quarts de la résistance escomptée), tous les cycles étaient répétés deux fois. L'historique des déplacements en tête est montré sur la figure 3.

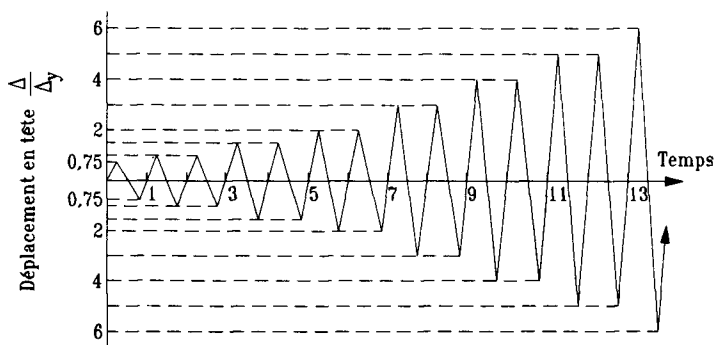


Fig. 3 - Historique du chargement.

Chaque poteau était instrumenté par trente-deux jauges de déformation, seize fixées aux barres longitudinales, comme le montre la figure 1, et seize autres sur les frettes des deux sections au-dessus de l'embase. Les jauges de déformation s'étant montrées inadéquates pour enregistrer les courbures durant les essais des échantillons C100B60N15 et C100B130N15, huit capteurs LVDT ont été placés sur des faces opposées des quatre derniers échantillons de façon à déterminer la courbure (fig. 1).

De l'acier crénelé de 400 MPa de résistance spécifiée a été utilisé comme armature longitudinale. La limite élastique et la résistance ultime après écrouissage de toutes les barres d'armature ont été déterminées sur au moins deux éprouvettes de chaque lot d'acier (tableau II). La composition du béton est donnée dans le tableau III. Les mélanges ont été réalisés dans le laboratoire de béton de l'université de

TABLEAU II
Caractéristiques de l'acier utilisé

Acier	n° 10				n° 15				n° 20			
Échantillons	f_y (MPa)	ϵ_{sh}	ϵ_u	f_u (MPa)	f_y (MPa)	ϵ_{sh}	ϵ_u	f_u (MPa)	f_y (MPa)	$20\epsilon_{sh}$	ϵ_u	f_u (MPa)
C100B60N15	391	0,00773	0,127	637	494	0,01265	0,132	729	451	0,0065	0,109	716
C100B60N25	391	0,00773	0,127	637	494	0,01265	0,132	729	430	0,0106	0,142	661
C100B60N40	418	0,01273	0,138	675	467	0,01090	0,100	722	451	0,0065	0,109	716
C100B130N15	391	0,00773	0,127	637	494	0,01265	0,132	729	451	0,0065	0,109	716
C100B130N25	391	0,00773	0,127	637	494	0,01265	0,132	729	430	0,0106	0,142	661
C100B130N40	418	0,01273	0,138	675	467	0,01090	0,100	722	451	0,0065	0,109	716

Sherbrooke. Le tableau IV indique les résistances et les modules élastiques obtenus pour chaque échantillon. Ces résultats ont été obtenus sur des cylindres de 150 × 300 millimètres. La pierre utilisée pour les deux premiers poteaux (C100B60N15 et C100B130N15) provenait de la même carrière, mais avait été extraite une année plus tôt que la pierre utilisée pour le reste de la recherche. Cette dernière était probablement d'une moins bonne qualité, ce qui expliquerait les faibles modules élastiques enregistrés. D'autres recherches réalisées simultanément avec les mêmes matériaux avaient enregistré les mêmes écarts. Des cylindres de taille plus petite (100 × 200 mm) ont été utilisés pour déterminer les caractéristiques post-pic du béton. Le module de rupture en traction a été déterminé par des essais de flexion quatre points sur des éprouvettes prismatiques de 100 × 100 × 400 millimètres.

TABLEAU III
Formule du béton de 100 MPa

Constituants	kg/m ³
Eau de malaxage	119
Ciment type 10-SF	540
Sable	719
Pierre	1097
Superplastifiant	22,8
Retardateur	0,75

TABLEAU IV
Valeurs caractéristiques des bétons

Échantillons	f'_c (MPa)	ϵ'_c	E_c (MPa)	ϵ_{c50u}	f_{cr} (MPa)
C100B60N15	92,4	0,00290	41000	-	7,80
C100B60N25	93,3	0,00331	36400	0,00425	7,78
C100B60N40	98,2	0,00333	35600	0,00433	8,33
C100B130N15	94,8	0,00290	41000	-	7,80
C100B130N25	97,7	0,00352	34300	0,00452	8,54
C100B130N40	104,3	0,00329	37600	0,00410	9,04

Résultats expérimentaux

Tous les poteaux présentaient une zone d'endommagement dont la longueur était d'autant plus grande que l'effort axial était élevé. Il convient de noter que la rupture n'intervient pas à l'interface entre le poteau et l'embase. Ceci provient probablement du confinement qu'exerce cette dernière sur les sections proches de l'interface poteau-embase. Ainsi, le moment maximum doit être défini au niveau de la section de rupture. La section endommagée la plus éloignée de l'application de la charge était définie comme étant la section de rupture. Le moment agissant dans cette section est noté M'_{max} et M_{max} est le moment à la base du

poteau. La zone endommagée a été séparée en deux parties : l'une correspond à une perte de l'enrobage, l'autre à une région très endommagée en fin de test et présentant d'importantes fissures horizontales ainsi qu'un flambement ou rupture des barres longitudinales (fig. 4). Si, sur les échantillons chargés à 1 200 et 2 400 kN axialement, les barres longitudinales se sont rompues en entraînant la rupture de la membrure, sur les échantillons chargés à 3 600 kN, la rupture est intervenue par écrasement du béton (la membrure ne supportait plus l'effort axial, qui diminuait constamment malgré un réajustement très fréquent). Ce comportement confirme l'observation du diagramme d'interaction, où les deux poteaux les plus chargés se situaient au-dessus du point balancé (rupture par écrasement du béton), et les quatre autres étaient en dessous (rupture provoquée par déformation excessive de l'acier). Les résultats obtenus expérimentalement ont été traités pour tenir compte de l'effet $P - \Delta$. Nous avons tracé l'influence de cet effet sur deux courbes brutes (fig. 5 et 6). On voit que, si la courbe hystérétique est au-dessus de la ligne inclinée en pointillés correspondant à l'effet $P - \Delta$, le poteau n'a pas subi de perte de résistance. Le contraire indique une perte de résistance d'autant plus importante que la courbe est éloignée de la ligne en pointillés. Les courbes, ainsi corrigées, sont montrées sur les figures 7 à 12. Il est important de noter que la tension dans les barres Dywidag ne fluctuait au cours d'un cycle que de manière négligeable et peut être considérée comme constante durant l'essai. Des projections violentes de morceaux de béton d'enrobage se sont produites sur les échantillons les plus chargés axialement.

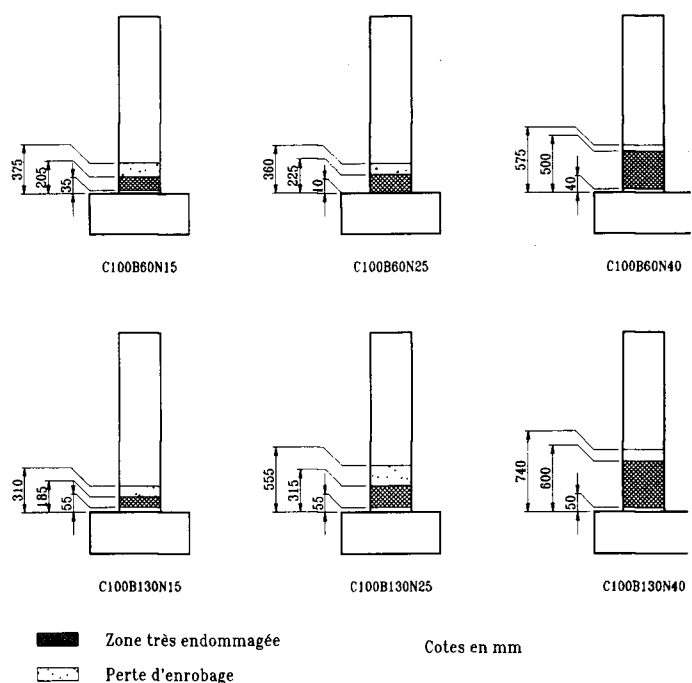


Fig. 4 - Endommagement des poteaux.

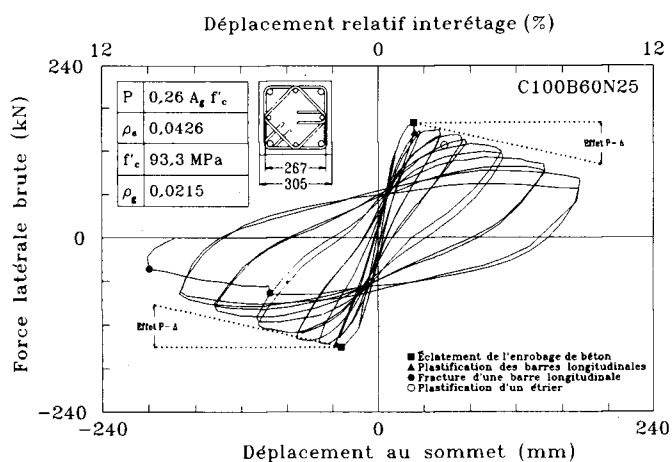


Fig. 5 - Relation entre l'effort en tête et le déplacement pour C100B60N25.

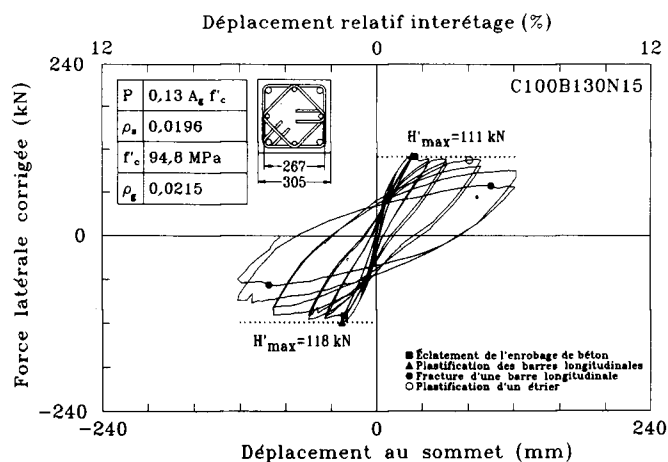


Fig. 8 - Relation entre le déplacement en tête et la force latérale corrigée pour C100B130N15.

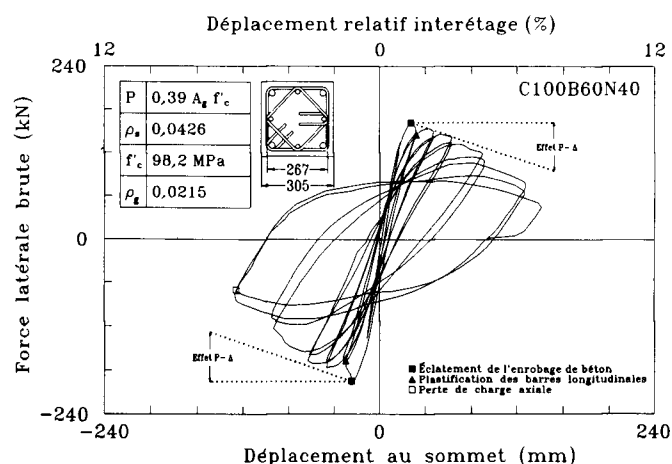


Fig. 6 - Relation entre l'effort en tête et le déplacement pour C100B60N40.

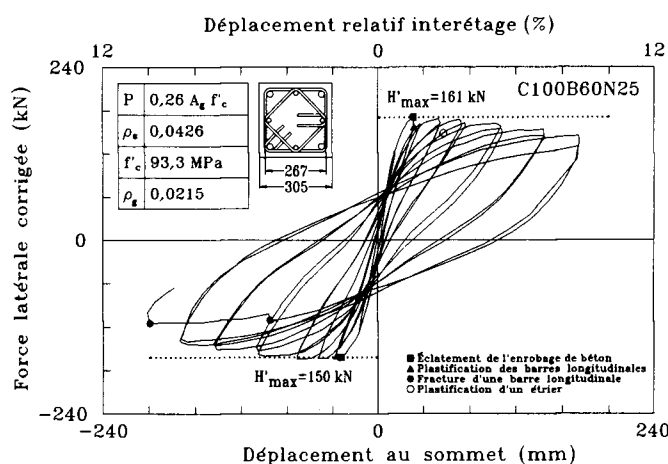


Fig. 9 - Relation entre le déplacement en tête et la force latérale corrigée pour C100B130N25.

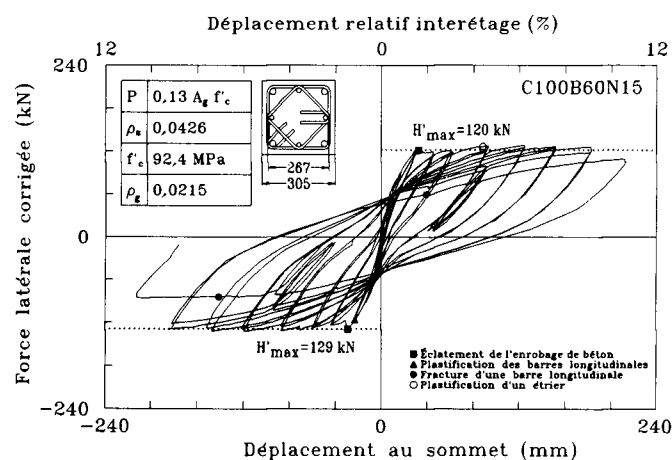


Fig. 7 - Relation entre le déplacement en tête et la force latérale corrigée pour C100B50N15.

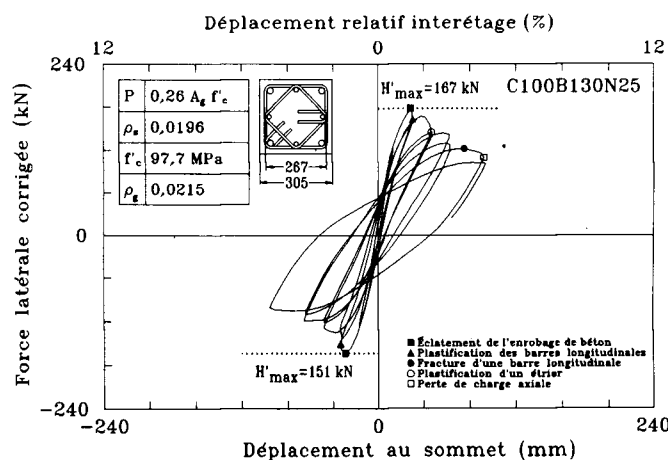


Fig. 10 - Relation entre le déplacement en tête et la force latérale corrigée pour C100B130N25.

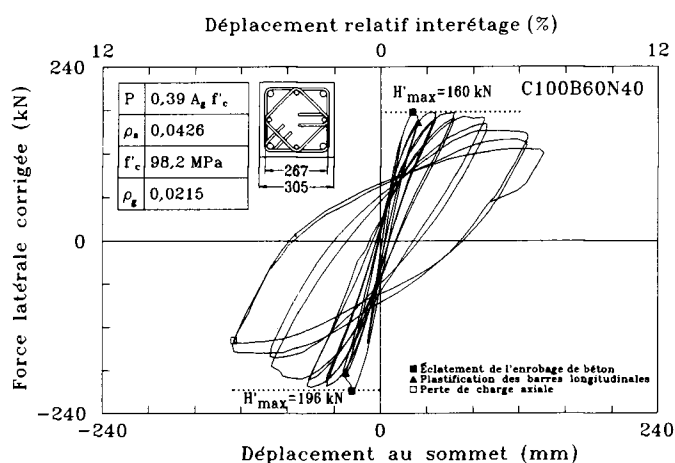


Fig. 11 - Relation entre le déplacement en tête et la force latérale corrigée pour C100B60N40.

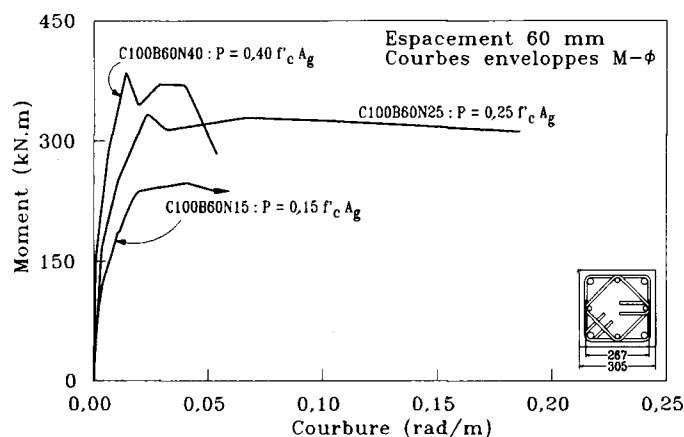


Fig. 14 - Effet de la charge axiale pour un espacement de 60 mm.

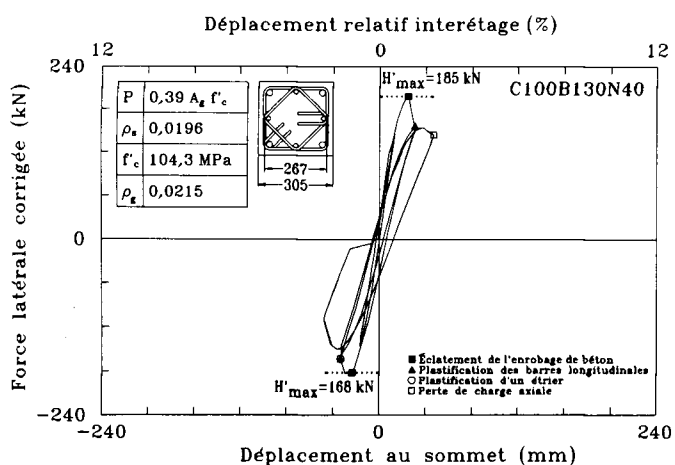


Fig. 12 - Relation entre le déplacement en tête et la force latérale corrigée pour C100B130N40.

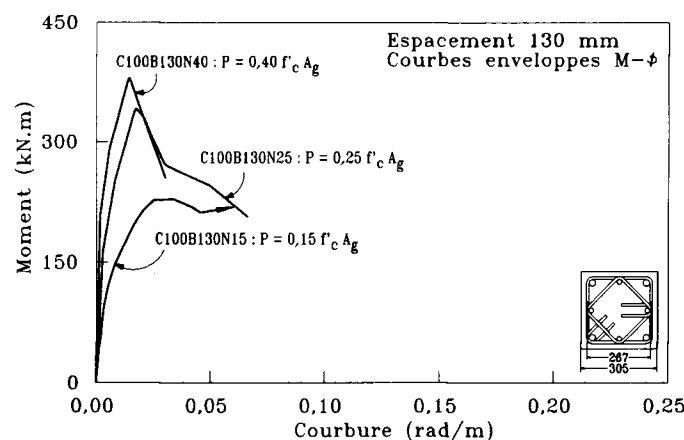


Fig. 15 - Effet de la charge axiale pour un espacement de 130 mm.

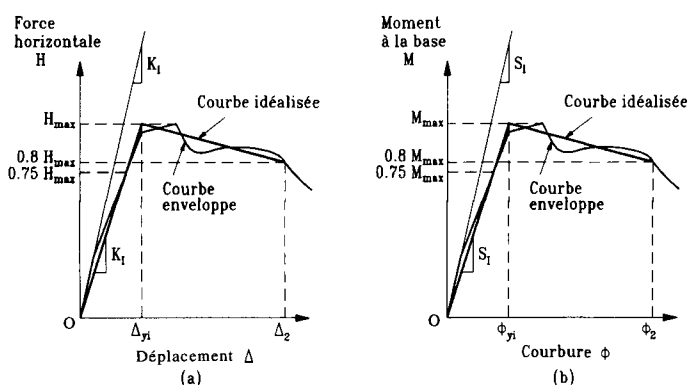


Fig. 13 - Courbe idéalisée.

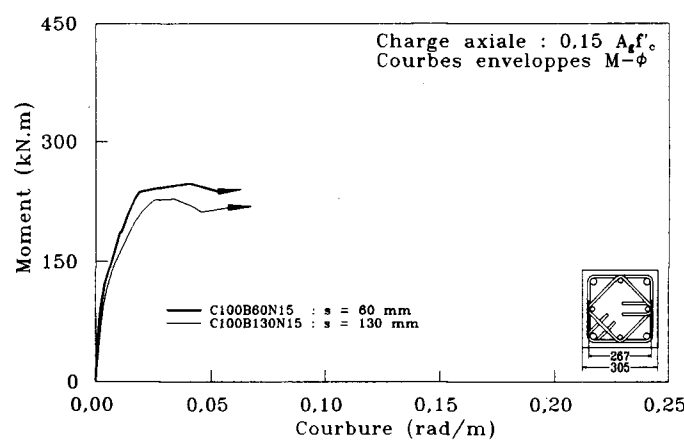


Fig. 16 - Effet de l'espacement des frettas (N = 1 200 kN).

TABLEAU V
Récapitulatif de tous les résultats

Échantillons	f'_c (MPa)	s (mm)	Acier ρ_s	Transversal f_{yh} (MPa)	τ	$\frac{P}{A_g f'_c}$	M_{max} (kN.m)	M'_{max} (kN.m)	Ductilité μ_Δ	μ_ϕ	ϵ_{c80u} (mm)
C100B60N15	92,4	60	0,0426	391	0,180	0,14	250,8	235,8	8,8	-	-
C100B60N25	93,3	60	0,0426	404	0,186	0,28	333	316,3	8,2	26,9	0,026
C100B60N40	98,2	60	0,0426	418	0,181	0,39	385,1	337	4,7	7,6	0,026
C100B130N15	94,8	130	0,0196	391	0,081	0,14	229,6	215,8	4,4	-	-
C100B130N25	97,7	130	0,0196	404	0,082	0,26	341,8	299,1	2,3	3,3	0,015
C100B130N40	104,3	130	0,0196	418	0,079	0,37	380,2	334,5	1,6	4,3	0,014

Analyse des résultats

Le tableau V récapitule l'ensemble des résultats obtenus. On y trouvera pour chaque échantillon la résistance en compression f'_c du béton mesurée sur des cylindres de 150×300 millimètres, l'espacement des frettes s , la quantité volumique d'acier transversal ρ_s , la limite élastique des frettes f_{yh} , la variable $\tau = \rho_s f_{yh} / f'_c$, le rapport de la charge axiale P à la résistance brute de la section de l'échantillon $A_g f'_c$, le moment maximum à la base M_{max} , ainsi que celui agissant dans la section la plus endommagée M'_{max} . La ductilité structurale μ_Δ est définie comme le rapport du déplacement lorsque la charge horizontale reprise par le poteau est de 80 % de la charge maximum dans la partie descendante (Δ_2 , fig. 13) au déplacement élastique idéal (Δ_{yi} , fig. 13). La ductilité de la section μ_ϕ est définie comme le rapport de la courbure dans la partie endommagée lorsque le moment maintenu par le poteau est de 80 % du moment maximum dans la partie descendante (ϕ_2 , fig. 13) à la courbure élastique idéale (ϕ_{yi} , fig. 13). La déformation maximale dans le béton, lorsque la section ne supporte plus que 80 % de sa charge maximale, est appelée ϵ_{c80u} .

Influence des variables étudiées

Les figures 14 et 15 présentent l'influence de la charge axiale à espacement entre frettes constant ; les flèches indiquent que les échantillons se sont comportés de manière beaucoup plus ductile que l'arrêt de la courbe pourrait le laisser supposer, mais que les données ont été recueillies de manière fiable jusqu'à ce point seulement (c'est ce qui a imposé l'utilisation des capteurs LVDT par la suite). Si la résistance augmente avec la charge axiale, la ductilité diminue de manière importante à chaque augmentation de

chargement. On peut comparer la ductilité des échantillons entre eux en utilisant la définition de la ductilité du paragraphe précédent. Ainsi, les poteaux C100B60N40 et C100B130N15 ont exhibé la même ductilité structurale. Il est couramment admis qu'une ductilité structurale de 4 est suffisante pour considérer un poteau comme ductile. On constate alors que des poteaux peu confinés peuvent avoir un comportement ductile lorsqu'ils sont soumis à de faibles charges axiales (cas des poutres). Ceci confirme l'idée selon laquelle il convient de confiner les poteaux en fonction de la charge axiale à laquelle ils sont soumis. De plus, pour les poteaux qui ne reprennent généralement pas de charges axiales importantes, le niveau de confinement requis par les codes est trop exigeant pour du BHP.

L'espacement des frettes, et donc la quantité d'armatures transversales, est évalué de la même manière et les courbes présentant leur influence sont montrées sur les figures 16 à 18. Sur chaque courbe sont présentés les deux échantillons testés sous la même charge axiale. On voit que les poteaux plus confinés ont un comportement post-élastique plus stable et plus ductile que les échantillons peu confinés. On notera que le confinement ne tend pas toujours à augmenter le moment maximum, comme c'est le cas sur un béton ordinaire. En fait, il est fort probable que le confinement ne soit pas encore effectif lorsque le poteau perd l'enrobage de béton. En effet, vu le confinement fourni dans l'échantillon C100B60N40, on pourrait s'attendre à une augmentation de résistance de l'ordre de 15 à 20 % par rapport à l'échantillon C100B130N40 (Pauley et Priestley, 1987). La figure 18 montre qu'il n'en est rien. Le concepteur, qui s'attend non seulement à un gain de ductilité mais aussi à un gain de résistance de la section, doit agir avec prudence lorsqu'il conçoit des structures avec du BHP. On peut penser néanmoins que, s'ils étaient plus confinés, les échantillons exhiberaient un gain de résistance. Cependant, d'autres essais

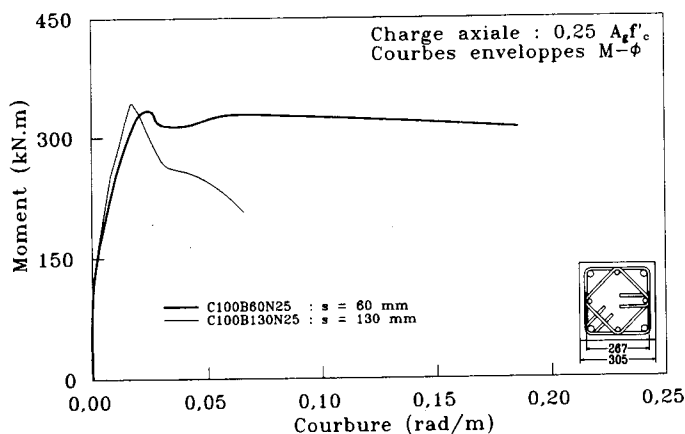


Fig. 17 - Effet de l'espacement des frettas ($N = 2\,400\text{ kN}$).

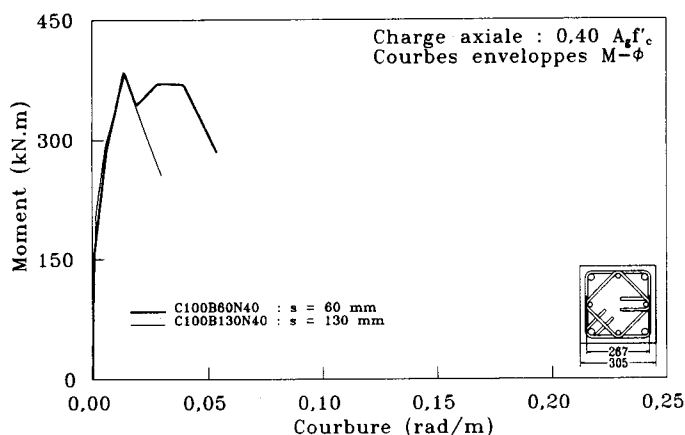


Fig. 18 - Effet de l'espacement des frettas ($N = 3\,600\text{ kN}$).

Code	Diagramme simplifié	α_1	β_1	ε_{bc2}
BAEL91		0,85	0,80	-0,0035
AFREM95		0,85	$\beta_1 = 1 - \frac{0,7}{4,5 - 0,025 f_c}$	$\varepsilon_{bc2} = (0,025 f_c - 4,5) 10^{-3}$
ACI89		0,85	$f_c < 30\text{ MPa} : \beta_1 = 0,85$ $f_c > 30\text{ MPa} : \beta_1 = 0,85 - 0,008(f_c - 30)$ mais $\beta_1 > 0,65$	-0,003
CSA94		pour toute valeur de résistance $\alpha_1 = 0,85 - 0,0015 f_c$ mais $\alpha_1 > 0,67$	pour toute valeur de résistance $\beta_1 = 0,97 - 0,0025 f_c$ mais $\beta_1 > 0,67$	-0,0035
NZS95		$f_c < 55\text{ MPa} : \alpha_1 = 0,85$ $f_c > 55\text{ MPa} : \alpha_1 = 0,85 - 0,004(f_c - 55)$ mais $\alpha_1 > 0,75$	$f_c < 30\text{ MPa} : \beta_1 = 0,85$ $f_c > 30\text{ MPa} : \beta_1 = 0,85 - 0,008(f_c - 30)$ mais $\beta_1 > 0,65$	-0,003

Fig. 19 - Valeurs déterminant les diagrammes rectangulaires simplifiés selon différents codes.

(Li, 1994 ; Sheikh et *al.*, 1994 ; Azizinamini et *al.*, 1994) semblent démontrer le même phénomène, alors que des poteaux étaient deux fois plus confinés que certains des nôtres.

Évaluation des diagrammes rectangulaires simplifiés

De nombreux diagrammes rectangulaires simplifiés ont à ce jour été proposés. Certains sont largement utilisés dans de nombreux codes ; d'autres font toujours l'objet d'évaluations. Nous avons comparé cinq diagrammes rectangulaires simplifiés qui ont été repris par différents codes. Le premier est celui du BAEL 91, suivi de la proposition de l'AFREM 95 permettant l'utilisation de bétons de résistance allant jusqu'à 80 MPa. ensuite viennent celui du Code américain, ACI89, celui du Code canadien, CSA94, et celui du Code néo-zélandais, NZ95 (NZS 3101:1995). Les différentes valeurs permettant de définir complètement les diagrammes rectangulaires simplifiés sont présentées sur la figure 19. La déformation de la fibre de béton la plus comprimée est fixée à ε_{bc2} pour le calcul du moment résistant du poteau (pivot B). Les moments résistants ainsi calculés ont été comparés aux résultats expérimentaux rapportés par divers auteurs (Li, 1994 ; Sheikh et *al.*, 1994 ; Azizinamini et *al.*, 1994) ainsi qu'à ceux présentés précédemment dans cet article. Les prévisions prennent en compte chacun de ces diagrammes ainsi que les caractéristiques réelles des membrures ; les résultats sont montrés dans le tableau VI. Le tableau VII présente les rapports des valeurs expérimentales aux valeurs prédites. Un rapport inférieur à 1 montre que l'utilisation du diagramme rectangulaire simplifié n'est pas sécuritaire. Le contraire indique un modèle conservateur. Les diagrammes rectangulaires simplifiés des Codes français (BAEL 91) et américain (ACI89) montrent clairement qu'ils sont tout à fait inadaptés pour du BHP. Certains poteaux ont donné des valeurs inférieures à 82 % des valeurs estimées en suivant ces codes, ce qui est extrêmement faible. Les échantillons testés par Sheikh et *al.* contenaient du béton dont la résistance était inférieure à 60 MPa et étaient confinés. La plupart des diagrammes rectangulaires avaient été développés en tenant compte de résultats d'essais sur des bétons de telle résistance. Le confinement permet d'obtenir un gain de résistance non négligeable pour des bétons de telle résistance. De plus, il permet d'obtenir des résistances bien plus importantes au laboratoire qu'analytiquement. On notera ainsi que les poteaux AS-3H, AS-18H et AS-20 H, de même résistance et testés sous la même charge axiale, avaient

des niveaux de confinement qui allaient en croissant ($\rho_s = 1,7$ à $4,3 \%$) et ont exhibé des gains de résistance allant en croissant aussi, quel que soit le diagramme de contrainte équivalent utilisé. L'influence du confinement sur la résistance y est donc clairement démontrée. La moyenne des échantillons réalisés avec du béton dont la résistance est supérieure à 60 MPa se situe à 88,7 % pour le Code français et à 91,5 % pour le Code américain. Aucun de ces échantillons n'a résisté au moment théoriquement prévu par ces codes, à part le poteau Li-U2. Là encore, on remarquera que les poteaux les plus confinés (D120 – 15 – 3C – $1^{5/8}$ – 0,2P, C100B60N40, C100B60N25 et C100B60N15) ont atteint expérimentalement des valeurs plus proches des valeurs analytiques que ceux qui étaient moins confinés quand toutes les autres varia-

bles étaient maintenues constantes (respectivement par rapport aux poteaux précédemment énoncés : D120 – 15 – 3C – $2^{5/8}$ – 0,2P, C100B130N40, C100B130N25, C100B130N15). Le diagramme proposé par l'AFREM 95 représente un progrès par rapport au BAEL 91. Le diagramme du Code canadien est légèrement conservateur et présente plus de variabilité que les autres codes. Enfin, le nouveau Code néo-zélandais permet les meilleures prévisions. Comme le Code canadien, il surestime légèrement le moment résistant des poteaux subissant les larges efforts axiaux et sous-estime ceux qui ne sont soumis qu'à de faibles charges axiales. Au regard des précédents résultats, il serait bon que les valeurs définissant les diagrammes rectangulaires simplifiés convergent pour du béton de 100 MPa vers $\alpha_1 = 0,75$ et $\beta_1 = 0,65$.

TABLEAU VI
Prévision des moments résistants avec différents diagrammes rectangulaires équivalents

Échantillons	f'_c (MPa)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	ρ_s	τ	$M'_{\text{expérimental}}$ (kN.m)	M_{BAEL91} (kN.m)	M_{AFREM95} (kN.m)	M_{ACI89} (kN.m)	M_{CSA94} (kN.m)	M_{NZS95} (kN.m)
Sheikh et al., 1994										
AS-3H	54,1	0,62	0,017	0,16	238	209	206	201	181	201
AS-18H	54,7	0,64	0,031	0,26	253	204	202	197	175	197
AS-20H	53,6	0,64	0,043	0,37	283	202	200	195	173	195
A-17H	59,1	0,65	0,017	0,15	261	212	210	206	176	200
Aziznamini et al., 1994										
D60 – 7 – 4 – $2^{5/8}$ – 0,2 P	53,7	0,21	0,030	0,25	248	221	217	214	215	214
D120 – 15 – 3C – $2^{5/8}$ – 0,2 P	101,6	0,19	0,026	0,19	267	317	299	308	294	296
D60 – 7 – 3C – $1^{5/8}$ – 0,2 P	50,8	0,21	0,041	0,40	238	215	212	208	209	208
D60 – 15 – 3C – $1^{5/8}$ – 0,2 P	100,3	0,19	0,041	0,20	296	314	297	305	292	293
D120 – 15 – 3C – $1^{5/8}$ – 0,2 P	101,7	0,19	0,041	0,31	289	317	300	308	294	296
D60 – 15 – 4 – $2^{5/8}$ – 0,2 P	100,8	0,19	0,029	0,13	272	315	298	306	293	294
D60 – 15 – 3C – $1^{5/8}$ – 0,3 P	103,8	0,29	0,041	0,20	304	368	326	356	323	327
Li, 1994										
LI-U1	98	0,3	0,0262	0,352	506	551	484	523	479	479
LI-U2	98	0,3	0,0428	0,198	526	551	484	523	479	479
LI-U3	93	0,6	0,0378	0,535	399	457	427	447	324	360
LI-U4	93	0,6	0,061	0,297	393	457	427	447	324	360
LI-U5	93	0,6	0,0262	0,368	374	457	427	447	324	360
Présente recherche										
C100B60N15	92,4	0,14	0,043	0,18	236	255	245	251	245	242
C100B60N25	93,3	0,28	0,043	0,19	316	332	310	327	304	301
C100B60N40	98,2	0,39	0,043	0,18	337	369	333	349	300	313
C100B130N15	94,8	0,14	0,020	0,08	216	255	246	251	245	243
C100B130N25	97,7	0,26	0,020	0,08	299	341	317	337	313	314
C100B130N40	104,3	0,37	0,020	0,08	335	386	343	365	313	329

TABLEAU VII
Rapport entre la valeur expérimentale du moment résistant
et la valeur calculée avec les diagrammes rectangulaires simplifiés

Échantillons	f'_c (MPa)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	ρ_s	τ	$M^{\text{expérimental}}$ (kN.m)	M_{BAEL91} (kN.m)	M_{AFREM95} (kN.m)	M_{ACI89} (kN.m)	M_{CSA94} (kN.m)	M_{NZS95} (kN.m)
Sheikh et al., 1994										
AS-3H	54,1	0,62	0,017	0,16	238	1,139	1,151	1,182	1,313	1,182
AS-18H	54,7	0,64	0,031	0,26	253	1,240	1,252	1,283	1,449	1,283
AS-20H	53,6	0,64	0,043	0,37	283	1,403	1,416	1,450	1,632	1,450
A-17H	59,1	0,65	0,017	0,15	261	1,232	1,247	1,271	1,483	1,309
Azizinamini et al., 1994										
D60 - 7 - 4 - 2 ^{5/8} - 0,2 P	53,7	0,21	0,030	0,25	248	1,125	1,143	1,163	1,157	1,163
D120 - 15 - 3C - 2 ^{5/8} - 0,2 P	101,6	0,19	0,026	0,19	267	0,843	0,893	0,869	0,910	0,903
D60 - 7 - 3C - 1 ^{5/8} - 0,2 P	50,8	0,21	0,041	0,40	238	1,107	1,123	1,143	1,138	1,143
D60 - 15 - 3C - 1 ^{5/8} - 0,2 P	100,3	0,19	0,041	0,20	296	0,941	0,994	0,969	1,013	1,007
D120 - 15 - 3C - 1 ^{5/8} - 0,2 P	101,7	0,19	0,041	0,31	289	0,910	0,963	0,937	0,981	0,975
D60 - 15 - 4 - 2 ^{5/8} - 0,2 P	100,8	0,19	0,029	0,13	272	0,862	0,911	0,888	0,928	0,923
D60 - 15 - 3C - 1 ^{5/8} - 0,3 P	103,8	0,29	0,041	0,20	304	0,827	0,935	0,856	0,944	0,932
Li, 1994										
LI-U1	98	0,3	0,0262	0,352	506	0,918	1,046	0,968	1,057	1,056
LI-U2	98	0,3	0,0428	0,198	526	0,955	1,087	1,006	1,098	1,098
LI-U3	93	0,6	0,0378	0,535	399	0,873	0,934	0,893	1,230	1,109
LI-U4	93	0,6	0,061	0,297	393	0,859	0,920	0,879	1,212	1,092
LI-U5	93	0,6	0,0262	0,368	374	0,818	0,875	0,837	1,153	1,040
Présente recherche										
C100B60N15	92,4	0,14	0,043	0,18	236	0,924	0,961	0,941	0,962	0,973
C100B60N25	93,3	0,28	0,043	0,19	316	0,952	1,021	0,966	1,039	1,052
C100B60N40	98,2	0,39	0,043	0,18	337	0,914	1,011	0,966	1,122	1,078
C100B130N15	94,8	0,14	0,020	0,08	216	0,846	0,879	0,860	0,882	0,889
C100B130N25	97,7	0,26	0,020	0,08	299	0,877	0,944	0,887	0,956	0,952
C100B130N40	104,3	0,37	0,020	0,08	335	0,866	0,975	0,916	1,067	1,016
Tous échantillons confondus										
Moyenne						0,974	1,031	1,006	1,124	1,074
Écart type						0,160	0,141	0,168	0,199	0,141
Valeur maximale						1,403	1,416	1,450	1,632	1,450
Valeur minimale						0,818	0,875	0,837	0,882	0,889
Échantillons dont $f'_c > 60$ MPa										
Moyenne						0,887	0,959	0,915	1,035	1,006
Écart type						0,044	0,061	0,051	0,107	0,073
Valeur maximale						0,955	1,087	1,006	1,230	1,109
Valeur minimale						0,818	0,875	0,837	0,882	0,889

Évaluation des modèles de comportement

La prévision de la réponse des éléments structuraux est un problème qui intéresse de plus en plus les ingénieurs. Ainsi, alors qu'auparavant les concepteurs se satisfaisaient de la seule résistance de la membrure, dans de nombreux cas il est important maintenant de connaître les réponses complètes. C'est le cas lorsque l'on cherche à déterminer la ductilité d'une section ou d'un élément structural, lorsque des projets d'importance sont réalisés avec de faibles

marges de sécurité et que l'on veut quand même s'assurer que le comportement d'ensemble sera sécuritaire, lorsque l'on veut s'assurer que la postcontrainte sera pleinement efficace et que les flèches induites seront bien celles prévues par un calcul élastique, ou encore lorsque l'on veut évaluer la sécurité d'un ouvrage existant. L'utilisation massive de l'ordinateur a grandement contribué à cette volonté de connaître un peu plus que la simple résistance. Divers modèles de comportement pour du BHP ont été

Prévisions du diagramme moment-courbure

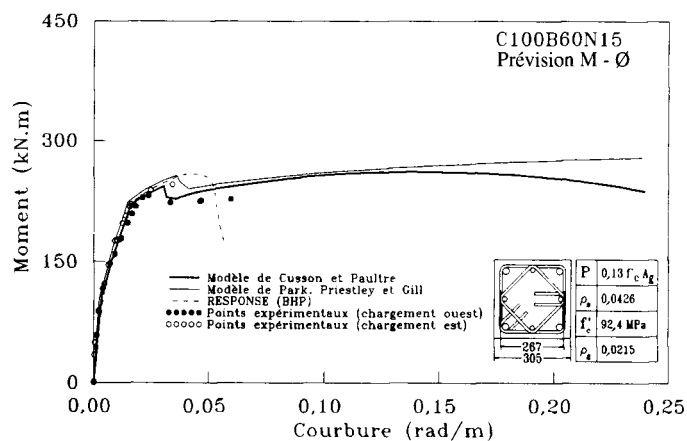


Fig. 20 - Pour C100B60N15.

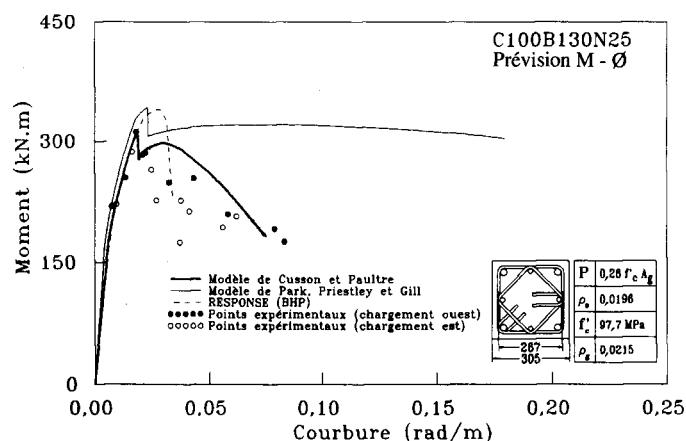


Fig. 23 - Pour C100B130N25.

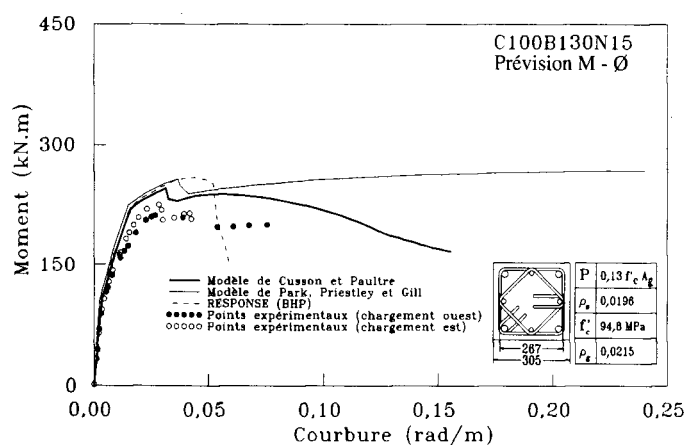


Fig. 21 - Pour C100B130N15.

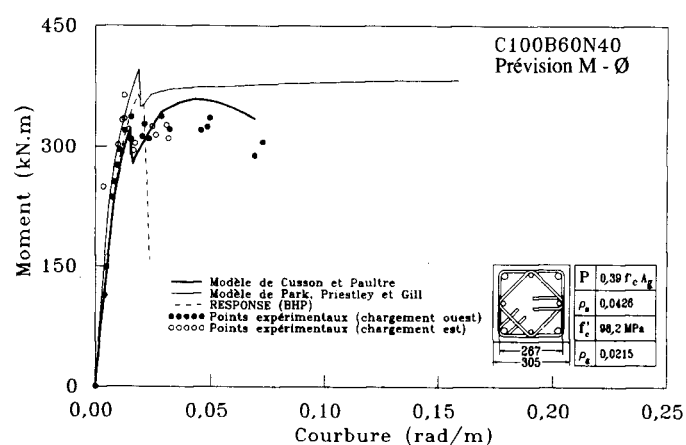


Fig. 24 - Pour C100B60N40.

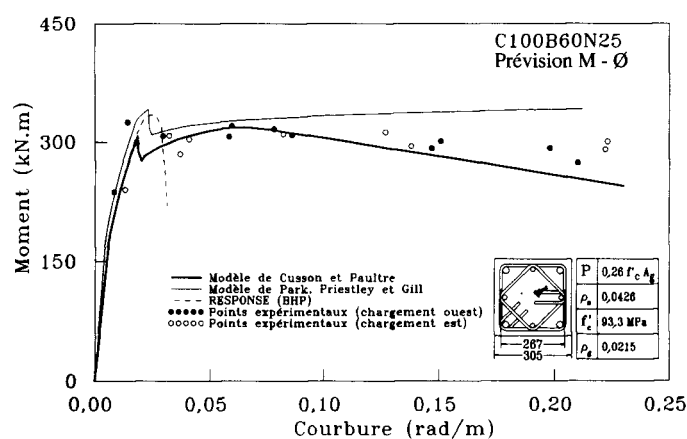


Fig. 22 - Pour C100B60N25.

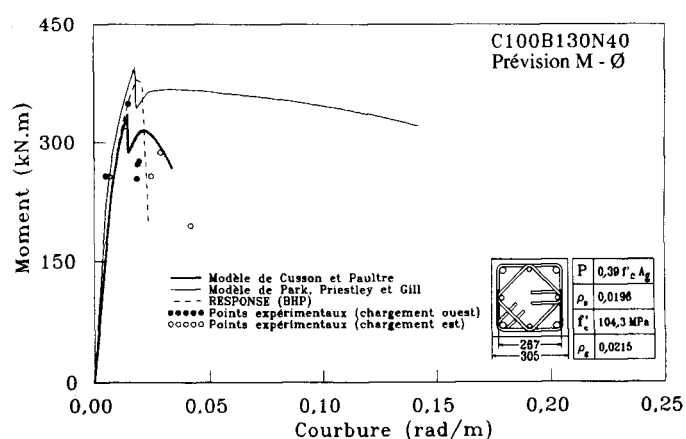


Fig. 25 - Pour C100B130N40.

proposés. Un modèle largement utilisé pour le béton ordinaire (Park, Priestley et Gill, 1982), un modèle récemment proposé pour le BHP (Cusson et Paultre, 1994b), et un modèle dérivé de la courbe contrainte-déformation proposée par Popovic (1973) et modifiée par Collins et Mitchell (1991) ont permis de calculer les diagrammes de moment-courbure pour les six échantillons testés dans cette étude. Les courbes obtenues sont montrées sur les figures 20 à 25. Lorsqu'on ne s'intéresse qu'à la partie montante de la réponse, on voit que la plupart des modèles s'approchent assez bien de la réalité. Cependant, le maximum n'est pas très bien estimé. Lorsqu'on

regarde la partie descendante, on constate que le modèle de Park, Priestley et Gill surestime beaucoup la ductilité. Au contraire, la courbe contrainte-déformation proposée par Collins et Mitchell (1991) ne prend pas en compte le gain de ductilité dû au confinement passif des frettes. Enfin, le modèle de Cusson et Paultre, même s'il n'est pas parfait, semble assez proche des résultats expérimentaux. Il y a probablement des améliorations à apporter à ce modèle, notamment lorsque la charge axiale est élevée. Mais, dans l'état actuel des connaissances, nous conseillons son utilisation.

LISTE DES SYMBOLES

A_g	➤	Section transversale totale du poteau.
E_c	➤	Module élastique du béton.
f'_c	➤	Résistance moyenne en compression du béton mesurée sur des cylindres de 150×300 mm.
f_{yh}	➤	Limite élastique de l'acier d'armature transversale.
M	➤	Moment à la base du poteau.
M_{max}	➤	Moment maximum à la base subi par le poteau.
M'_{max}	➤	Moment maximum dans la section de rupture.
P	➤	Charge axiale supportée par le poteau.
s	➤	Espacement centre-à-centre des frettes.
y	➤	Profondeur de l'axe neutre.
α_1	➤	Coefficient permettant de passer de la résistance des cylindres de béton à la résistance du béton dans la membrure.
β_1	➤	Coefficient permettant de calculer la hauteur du diagramme rectangulaire équivalent.
Δ	➤	Déplacement au sommet du poteau.
Δ_{yi}	➤	Déplacement élastique de la courbe réalisée.
Δ_2	➤	Déplacement ultime sur la courbe idéale.
ϵ	➤	Déformation.
ϵ_{bc2}	➤	Déformation de la fibre du béton la plus comprimée pour le calcul du moment maximum (pivot B).
ϵ_c	➤	Déformation de la fibre comprimée du béton.
ϵ_{c50u}	➤	Déformation axiale du béton non armé quand la contrainte diminue jusqu'à $0,5 f'_c$.
ϵ_{c80u}	➤	Déformation du béton lorsque la section a un moment résistant rémanent de 80 % du moment maximum expérimental.
ϵ_{sh}	➤	Déformation de l'acier d'armature au début de l'écroutissage.
ϵ_u	➤	Déformation de l'acier d'armature à la résistance ultime.
μ_Δ	➤	Ductilité structurale.
μ_ϕ	➤	Ductilité sectionnelle.
$\mu_{\Delta i}$	➤	Ductilité structurale à partir de la courbe idéalisée.
$\mu_{\phi i}$	➤	Ductilité sectionnelle à partir de la courbe idéalisée.
ϕ	➤	Courbure à la base du poteau.
ϕ_{yi}	➤	Courbure élastique sur la courbe idéalisée.
ϕ_2	➤	Courbure ultime sur la courbe idéalisée.
ρ_g	➤	Quantité volumique d'acier longitudinal.
ρ_s	➤	Quantité volumique d'acier transversal.
τ	➤	Densité relative d'armature, égale à la quantité d'armatures transversales multipliée par leur résistance élastique et divisée par la résistance en compression du béton.

Conclusion

Le présent programme expérimental se voulait un début de caractérisation du comportement global d'éléments de structures en BHP confinés par des frettes rectangulaires. Nous avons réalisé des essais sur des poteaux soumis à une flexion composée et leurs résultats ont été comparés à d'autres échantillons, afin d'évaluer les diagrammes rectangulaires simplifiés de codes actuellement en vigueur ainsi que celui proposé par l'AFREM 95. Il en ressort que les valeurs définissant ces diagrammes dans les Codes français (BAEL 91) et américain sont très peu sécuritaires et qu'elles devront être modifiées afin de tenir compte du mécanisme de rupture du BHP qui semble quelque peu différent de celui du béton

ordinaire. Les diagrammes des Codes canadiens et néo-zélandais prévoient assez bien les résistances des membrures. Finalement, le diagramme de la proposition de l'AFREM 95 représente un net progrès par rapport au BAEL 91, mais il devrait être modifié pour l'extension du règlement au béton B100 et plus. Les courbes reliant la contrainte et la déformation dans le BHP, telles que proposées par Cusson et Paultre (1994b), donnent des résultats fort satisfaisants.

Il serait intéressant de réaliser les mêmes recherches sur des bétons de résistance intermédiaire (allant de 70 à 90 MPa), et pour des résistances encore plus élevées, puisque du BHP de 150 MPa sera prochainement utilisé sur les chantiers de construction.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ACI COMMITTEE 318 (1989), *Building code requirements for reinforced concrete, ACI 318-89, and commentary, ACI 318R-89*, American Concrete Institute, Détroit, États-Unis, 353 pages.

ACI-ASCE COMMITTEE 441 (1993), *High-strength concrete columns : state-of-the-art*, 35 pages.

AFREM (1995), *Proposition d'annexe BHP du règlement BAEL*, Rapport final, Connaissance et utilisation des BHP, LCPC, Paris.

AZIZINAMINI A., BAUM KUSKA S.S., BRUNGARDT P., HATFIELD E. (1994), Seismic behavior of square high-strength concrete columns, *ACI Structural Journal*, **93**(3), pp. 336-345.

BAEL 91 (1992), *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites*, Éd. Eyrolles, Paris.

COLLINS M.-P., MITCHELL D. (1991), *Prestressed concrete structures*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, États-Unis, 766 pages.

COMITÉ A23.3 DE L'ACNOR (1994), *Calcul des ouvrages en béton dans les bâtiments, CAN3-A23.3-M94*, Association canadienne de normalisation, Rexdale, Canada, 298 pages.

CUSSON D., PAULTRE P. (1994a), Le confinement des poteaux en béton à hautes performances Étude expérimentale, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, Paris, France, **192**, pp. 47-60.

CUSSON D., PAULTRE P. (1994b), Le confinement des poteaux en béton à hautes performances, Prévision du comportement, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, Paris, France, **192**, pages 61-74.

DE LARRARD, F., SAINT-DIZIER É., BOULAY C. (1992), Comportement post-rupture du béton à hautes performances armé en compression, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, Paris, France, **179**, pages 11-20.

IBRAHIM H.H.H., MacGREGOR J.G. (1994), *Flexural behavior of high strength concrete columns*, Report **196**, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Canada, 197 pages.

ITAKURA Y., YAGENJI A. (1992), Compressive test on high-strength R/C columns and their analysis based on energy concept, *Proceedings, Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, (Espagne), 19-24 juillet, A. A. Balkema, Rotterdam, (Pays-bas), **5**, pp. 2599-2602.

LI B. (1994), *Strength and ductility of reinforced concrete members and frames constructed using high-strength concrete*, Research Report **94-5**, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, Nouvelle-Zélande, 373 pages.

LI B., PARK R., TANAKA H. (1991), *Effect of confinement on the behavior of high-strength concrete columns under seismic loading*, Pacific Conference on Earthquake Engineering, Nouvelle-Zélande, pp. 183-194.

NAGASHIMA T., SUGANO S., KIMURA H., ICHIKAWA A. (1992), Monotonic axial compression test on ultra-high-strength concrete tied columns, *Proceeding, Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, Espagne, 19-24 juillet, A.A. Balkema, Rotterdam, Pays-Bas, **5**, pp. 2983-2988.

PARK R., PRIESTLEY M.J.N., GILL W.D. (1982), Ductility of square-confined concrete columns, *ASCE Journal of the Structural Division*, **108** (4), pp. 929-950.

PAULAY T., PRIESTLEY M. J. N. *Seismic design of reinforced concrete and masonry structures*, John Wiley & Sons, New-York, État-Unis, 744 pages.

POPOVICS S. (1973), A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. *Cement and Concrete Research*, **3** (5), pp. 583-599.

SAATCIOGLU M., RAZVI S. R. (1993), *Behavior of high-strength concrete columns*, CSCE/CPCA Structural Concrete Conference, Toronton, Canada, pp. 37-50.

SHEIKH S. A., KHOURY S. S. (1993), Confined

concrete columns with stubs, *ACI Journal*, **90** (4), pp. 414-431.

SHEIKH S. A., SHAH D. V., KHOURY S. S. (1994), Confinement of high-strength concrete columns, *ACI Journal*, **91** (1), pages 100-111.

STANDARDS NEW-ZEALAND (1995), *Design of concrete structures*, NZS 3101, Wellington, Nouvelle-Zélande.

YONG Y. K., NOUR M. G., NAWY E. G. (1998), Behavior of laterally confined high-strength concrete under axial loads, *ASCE Journal of Structural Engineering*, **114** (2), pp. 332-351.

Remerciements

Nous tenons à remercier le Conseil national de recherche du Canada, ainsi que l'École nationale des Travaux publics de l'État pour leur support financier, Lafarge Canada, la carrière Francon-Lafarge, la carrière Demix, ainsi que Dywidag Systems International pour leurs contributions en matériels et matériaux.

ABSTRACT

The behaviour of high performance concrete columns under compound flexure

F. LEGERON - P. PAULTRE

The authors present the results of compound bending tests on six columns of realistic dimensions, cast in high performance concrete of average strength 100 MPa.

An account is first given of the experimental programme, the variables studied, and the experimental results. The effect of each of the variables is then examined. There follows a discussion of the use of simplified rectangular diagrams comparing the BAEL 91 code (rules which govern limit-state design of reinforced concretes) and the American, Canadian and New Zealand codes, together with the additions to the BAEL91 code proposed by AFREM in 1995. This comparison covers 22 columns recently constructed and tested under the same conditions as those tested by the authors. Various stress-strain curves of high performance concrete are also evaluated.

It is clearly evident that the simplified rectangular stress-strain diagrams of the codes recently modified to take account of the use of high performance concrete (the Canadian and New Zealand codes), as well as the proposed AFREM code, fairly accurately predict the resistance moments of the columns, but that the old codes (the BAEL and American codes) were far from adequate from the safety point of view.

It was also shown that the use of the Cusson and Paultre model for hooped high performance concrete predicts the moment-curvature diagram of the six columns very satisfactorily.