

INFLUENCE DES RAIDISSEURS VERTICAUX SUR LE COMPORTEMENTS DES POUTRES CLOISONS ELANCEES.

A.BELHACENE*; M. MOUAIICI* ; T.KADRI**
F.K.KONG***

*Chargé de recherche au laboratoire LMPC, Université de Mostaganem
Algérie

**Maître de recherche au laboratoire LMPC, Université de Mostaganem
Algérie

***Professeur Nanyang, Technological University Singapore.

RESUME :

Des essais sur une série de 06 poutres cloisons avec raidisseurs verticaux ont été effectués. Les spécimens testés ayant un rapport : hauteur totale/épaisseur (h/t) variant de 25 à 67mm. Une intension particulière a été faite sur le mode de rupture et leur comportement, leur charge ultime et leur résistance à l'effort tranchant.

La charge ultime mesurée a été comparée avec celles obtenues avec les mêmes spécimens [5] testés sans raidisseurs et a été également comparée avec celles donnée théoriquement au C.I.R.I.A Guide 2 [3].

« Le calcul des poutres cloisons en béton armé. »

Les résultats expérimentaux donnés dans ce qui suit vont permettre de vérifier les valeurs théoriques donnés par le C.I.R.I.A Guide 2 [3].

MOTS CLES :

-Poutre cloison- charge concentrée- Excentricité -Mode De Rupture- Fissure Charge ultime -Effort Tranchant – Elancée.

ملخص
يتمثل العمل التالي في إجراء تجارب على مجموعة ستة (06) رافيدات عميقة ذات الخواص التالية:
- سمك الرافيدات 20، 25، 30، 40 / 20، 15 م.
- البعد 1700 م.
- الارتفاع 1000 م.
كل الرافيدان محملة بقوى نقطية (مركزة) مؤثرة بصفة غير مركزية بالنسبة للمحور الطولي للرافيدات وتم تثبيت الرافيدان عموديا من الطرفين.
أخصت الدراسة:
- انكسار الرافيدان الناتج عن الحمل المؤثر
- تغير الانشقاق الناتج عن الحمل المؤثر
- كيفية الانهيار للرافيدات
- مع نفس الرافيدان بدون تثبيت
- حساب قوى القص التجريبية
- ومقارنتها مع النتيجة النظرية.

Abstract

Buckling tests were carried out on 6 slender reinforced concrete deep beams having height / thickness ratios in the range 25 to 67. Observations were made on the ultimate loads and failure modes. The variable studied included the height / thickness ratio h/t . The observed behaviour and failure modes of the slender deep beams were described and compared with those of stocky deep beams as reported in the literature [5]. The measured ultimate loads were compared with values predicted using C.I.R.I.A guide N° 2 [3] "The design of deep beams in reinforced concrete".

1. INTRODUCTION :

Une poutre ayant une hauteur comparable à la longueur est appelée poutre profonde ou poutre cloison. Le calcul des poutres cloisons armées est un sujet qui se rencontre souvent en pratique particulièrement dans les calculs de hauts buildings, des structures offshore et des

fondations.

Cependant le code anglais BS8110 affirme explicitement que « Pour le calcul des poutres cloisons, il faut se reporter à une littérature spécialisée. ».

Actuellement, les codes les plus importants traitant le sujet sont :

Le code Américain ACI 318-99 [1] ; Le CEB-FIP model code et le CIRIA Guide n°2 [3]. Il faut également noter que le nouveau EC2 [4] traite d'une manière assez brève le sujet. Parmi les 3 documents cités, le CIRIA Guide N°2 [3] est le seul qui donne des recommandations sur le flambement des poutres cloisons élancées.

Les expériences sur les poutres cloisons élancées sont comparativement difficiles à réaliser et nécessitent des précautions particulières et de détails pour éviter des blessures éventuelles à l'expérimentation ou destruction de matériels. Pour ces raisons, probablement, les résultats expérimentaux et spécialement sur la résistance au flambement des poutres cloisons sont difficiles de trouver dans la bibliographie [5,6].

A la fin du CIRIA Guide n°2 [3] en appendice C (Buckling Strength of deep beams), il est mentionné « il n'y a pas d'évidence expérimental pour vérifier les méthodes de calcul ».

Les poutres cloisons se trouvent plutôt encastrees totalement ou partiellement dans des structures que d'être simplement appuyées. Dans les buildings, les poutres cloisons supportées par des murs longeant les directions transversales sont effectivement totalement ou partiellement encastrees, l'encastrement ayant été provoqué par les murs transversaux comme illustrés en fig.1.1.

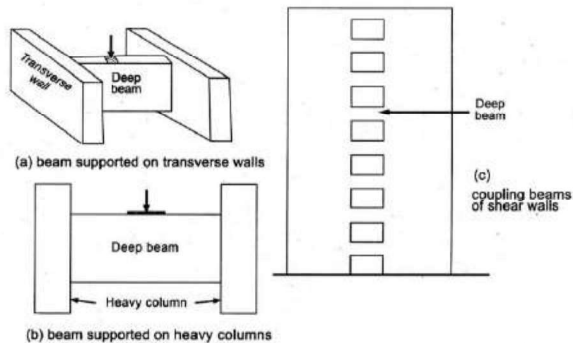


Figure 1. Exemples pratiques de poutres cloisons.

D'autres exemples d'encastremets partiels dans ces structures sont les poutres cloisons supportées par les poteaux comme illustré en fig 1.b.

Malgré l'existence de bibliographie concernant les poutres cloisons simplement appuyées, les publications concernant le cas des encastremets de ces éléments reste à nos jours très insuffisants.

L'objectif de ce travail expérimental est d'étudier le comportement de ces poutres cloisons élancées en béton armé soumises à 2 charges excentrées intentionnellement en haut et en bas et munies de raidisseurs verticaux et d'enrichir une bibliographie jugée très insuffisante en la matière [5,6] et publier plus de résultats expérimentaux concernant les charges utilisées et le mode de rupture de ces éléments munis de raidisseurs verticaux qui doivent être pris en considération dans les comportements, analyse et calculs.

Une instruction particulière a été faite sur :

- La propagation et forme des fissures pendant les différentes étapes de chargement.
- Mode de rupture.
- Charge ultime.
- Résistance à l'effort tranchant.
- Effets des raidisseurs verticaux sur le comportement de ces structures.

2. PROGRAMME EXPERIMENTAL :

2.1 Description des spécimens :

Un total de 06 spécimens a été testé avec des raidisseurs verticaux soumis à 02 charges intentionnellement excentrées en haut et en bas (fig.2).

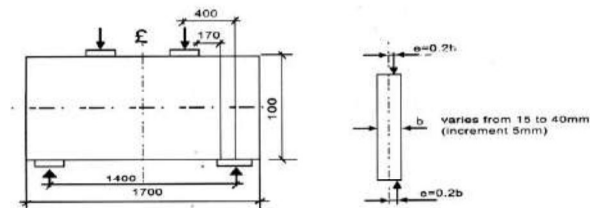


Figure 2. Dimensions, et mode de chargement des poutres.

Toutes les poutres ont une hauteur totale de $h = 1000\text{mm}$ et une longueur $L = 1700\text{mm}$.

L'épaisseur variait de 15 à 40mm donnant un rapport h/b entre 67 et 25. Une excentricité intentionnelle de 0.2 fois l'épaisseur a été appliquée (en haut et en bas) fig.2.

Les régions de la poutre où a été appliquée la charge ainsi qu'au niveau des appuis ont été renforcées dans le but d'éviter une rupture locale indésirable [1] et par conséquent les épaisseurs de ces régions dépassent légèrement l'épaisseur du spécimen.

2.2 Notation des poutres :

Le préfixe B désigne POUTRE (B pour Beam) d'une longueur totale de 1700 et d'une hauteur de 1000 mm.

Ce préfixe est suivi du rapport hauteur/épaisseur (h/b) du spécimen ainsi que du rapport excentricité/épaisseur c.à.d (e/b).

Les lettres entre parenthèses indiquent que la poutre est raidi (RES pour RESTREINTS).

Par exemple :

B.67-0.2 (RES) représente une poutre d'une longueur totale de $L=1700\text{mm}$, d'une hauteur

$H=1000\text{mm}$, ayant un rapport $H/b = 67$ et un rapport $e/b = 0.2$ et la poutre est raidi, verticalement.

2.3 Matériels :

Ferrailage principal :

Le ferrailage principal dans chaque poutre consiste en 3 barres d'aciers de haute adhérence placées en 3 nappes espacées de 30 mm chacune comme indiqué sur la figure 1.

Les diamètres utilisés sont :

- 8 mm ($F_e=537\text{N/mm}^2$) Utilisés pour la poutre de 15 mm d'épaisseur.
- 12 mm ($F_e=446\text{N/mm}^2$).
- 16 mm ($F_e=480\text{N/mm}^2$) Utilisés pour les poutres de 35 et 40 mm d'épaisseur.

2.3.1 Ferrailage de l'âme de la poutre :

Le ferrailage est montré sur la figure 2. Notons que c'est le même ferrailage utilisé par des investigations précédentes sur les mêmes spécimens non raidis [1].

Des barres d'acier doux de 6 mm de diamètre et ayant une limite élastique moyenne F_e de 382N/mm^2 ont été utilisées comme ferrailage horizontal et vertical de l'âme de la poutre. Les barres sont espacées respectivement de 100 et 240 mm.

Pour éviter une rupture indésirable au niveau de la jonction du ferrailage principal et le ferrailage secondaire (de l'âme), un fil de fer de 2mm de diamètre a été utilisé en barres en forme de U à travers toute la longueur de la poutre comme le montre la figure 3.

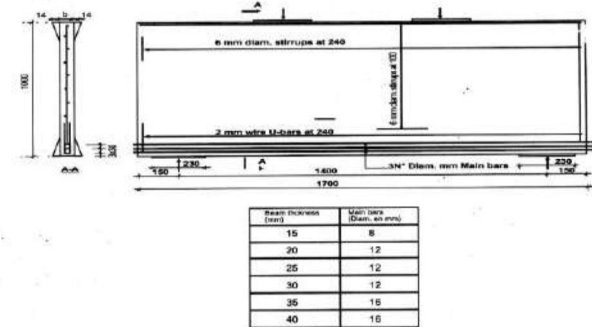


Figure 3. : Ferrailage et dimensions des spécimens.

Les barres horizontales ont été placées d'une manière alternée par rapport aux barres verticales pour minimiser les effets du retrait différentiel du béton.

Manutention :

Pour faciliter la manutention, des crochets de levage ont été placés au niveau supérieur de chaque poutre (en acier doux).

2.3.2 Béton:

La proportion des différents constituants du béton utilisé dans cette expérimentation est basée sur des résultats des essais aléatoires et la même que celle utilisée pour les spécimens non raidis [5].

La proportion du mélange donnant une contrainte à la compression à 7 jours (essais sur des cubes) de 70N/mm^2 est:

$$\text{EAU/CIMENT} = E/C = 0.35 ; \text{AGREGAT/CIMENT} = A/C = 2.3.$$

Du ciment Portland (temps de prise rapide) et se conformant aux normes B.S.12 [3] a été utilisé.

Du sable de 5mm de dimension et se conformant aux normes B.S.12 [3] a été utilisé.

Un superplastiseur (adjuvant) MELMENT L10, dosage 25ml/Kg de ciment a été utilisé pour produire l'ouvrabilité requise du béton et permettant de chasser une éventuelle-présence d'air qui risque de diminuer la contrainte requise du béton.

3. RESISTANCE DU BETON :

La résistance à la compression du béton F_{cu} et sa résistance à la traction F_t à 7 jours et au jour de l'essai sont les moyennes des résultats obtenus lors des essais de compression et de traction. Pour cela, 9 cubes standards de 100 mm sont coulés et préparés pour chaque poutre :

- 3 sont testés pour donner la valeur moyenne de la résistance à la compression à 7 jours d'âge.
- 3 sont testés pour donner la valeur moyenne de la résistance à la compression le jour du test.

La fig.3 et le tableau 1 donnent les caractéristiques du spécimen

(notation du spécimen, notation utilisée, épaisseur, excentricité appliqués, rapport h/b ; caractéristique du béton (f_t ; f_{cu}) et ferrailage principal et ferrailage de l'âme horizontalement et verticalement.

Tableau. 1 : Propriétés du béton et le pourcentage des aciers des spécimens.

Poutre	Epaisseur	Excentricité	Rapport D/b	Propriétés Du béton			% des aciers		
	(mm)	(mm)		Compression		Traction	Aciers Long. A _s %	Aciers de l'âme	
				f _{cu} N/mm ²	N/mm ²	f _t N/mm ²		Vertical A _v %	Horizontal. A _h %
B-67- 0.2(Res)	15	3.0	66	73	104	4.8	1.004	0.84	0.85
B-50- 0.2(Res)	20	4.0	50	76	109	5.8	1.695	1.23	0.64
B-40- 0.2(Res)	25	5.0	40	68	93	4.9	1.357	0.48	1.00
B-33- 0.2(Res)	30	6.0	33	71	102	5.6	1.130	0.40	0.84
B-29- 0.2(Res)	35	7.0	29	74	101	5.8	1.722	0.34	0.72
B-25- 0.2(Res)	40	8.0	25	71	94	6.3	1.507	0.30	0.63

4. BANC D'ESSAI :

Les poutres ont été testées sous 2 charges concentrées avec des excentricités intentionnelles comme montré en fig.2. Le banc d'essai consiste en structure en acier ayant l'arrangement général montré en fig.4, et photo.1.

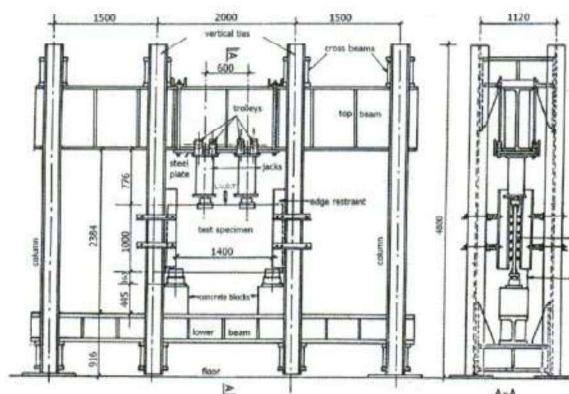


Figure 4. : Arrangement general du banc d'essai.

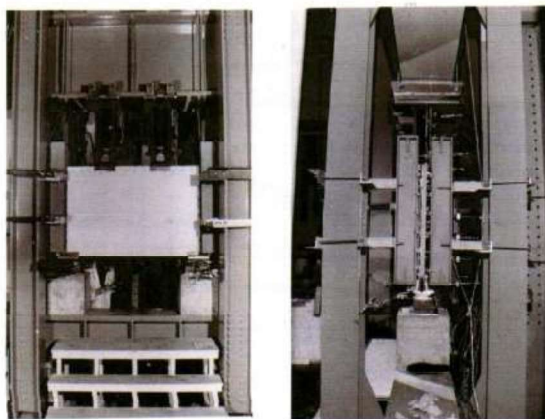


Photo. 1 : Banc d'essai vue de face et de profil.

5. CONDITION AUX LIMITES :

Les spécimens testés sont simplement appuyés et sont munis de raidisseurs verticaux comme le montre la fig.4 et la photo 1.

5.1 Raidisseurs :

Les raidisseurs consistent en 4 sections en I indépendantes sur les quelles des petites cornières sont attachées à des intervalles réguliers sur leurs faces intérieures et recouvrant toute la hauteur du spécimen. De petits tubes de même longueur que les cornières et placés aux mêmes endroits que ces dernières ont été utilisés pour minimiser les frottements et pour prévenir toute éventuelle concentration de contrainte en un point particulier qui pourrait provoquer la rupture du spécimen montré fig.4, photo.1.

Chaque composante indépendante des raidisseurs est mise en place ainsi que le spécimen au moyen de système de manutention levage (pont de roulement).

6. INSTRUMENTATION :

Des jauges de déplacement linéaire variable (L.V.D.T : linear variable displacement transducers) ont été placées sur la face postérieure de chaque poutre pour détecter toute déflexion latérale éventuelle.

Des jauges électriques démontables ont été également utilisées pour la mesure de la déformation sur le chemin de la charge jugé le plus critique.

Des jauges électriques démontables sont également placées sur la face postérieure de chaque poutre. La fig.5 montre la position de l'instrumentation utilisé dans ce programme expérimental.

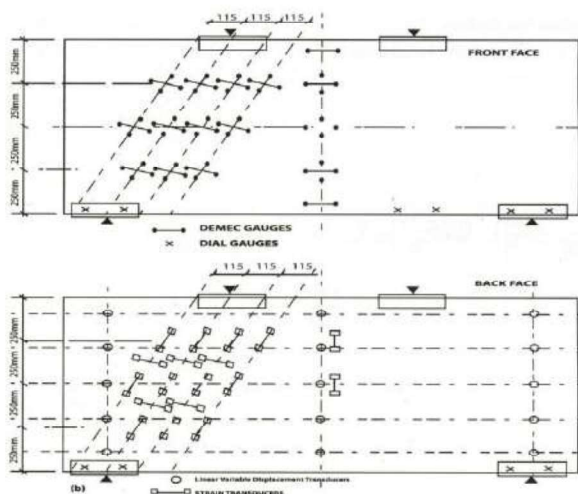


Figure 5. Position de l'instrumentation.

La fig.6 montre un arrangement général, les dimensions d'une jauge électrique utilisée dans ce programme expérimental ainsi que la méthode de fixation sur le spécimen.

Le mouvement éventuel de chaque support est contrôlé par des comparateurs placés latéralement au niveau des 2 supports.

L'apparition des fissures et leur ouverture pendant chaque étape de chargement (chaque incrément de charge) est mesurée par l'intermédiaire d'un microscope manuel (ULTRA-Lo MARA 250B de Wexhan Developments Limited). Le microscope augmente de 40 fois l'ouverture de la fissure avec une précision de ± 0.01 mm.

L'équipement d'enregistrement des informations en une unité de puissance externe, une unité de maîtrise des mesures et un Apple II computer.

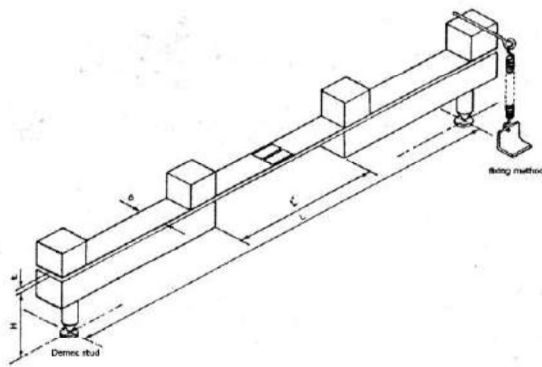


Fig.6 (a) TYPICAL STRAIN TRANSDUCER
SHOWING METHOD OF ATTACHMENT

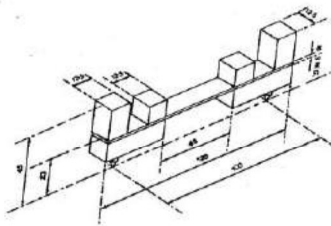


Figure. 6: Arrangement général, méthode d'attache et
dimensions des jauges électriques P100

7. PRESENTATION DES RESULTATS :

Toutes les poutres, malgré munies de raidisseurs verticaux se rompent à l'effort tranchant, le tableau N°2 donne la charge ultime mesurée, P_m [KN] et celle prédit en utilisant le Guide N°2 CIRIA [7], P_o [KN], et celle donnée par l'équipement modifiée du guide CIRIA N°2 [3] P_2 [KN]. La valeur P_1 [KN] a été calculée en utilisant l'équation suivante donnée par le CIRIA guide N°2 [7] càd :

$$\frac{V}{bh_g} = \lambda_1 \left[1 - 0.35 \frac{X_e}{h_g} \right] \sqrt{f_{cu}} + \lambda_2 \left[\sum \frac{100 A_{s_r} \sin^2 \theta_n}{bh_g} \right] \dots \dots \dots (1)$$

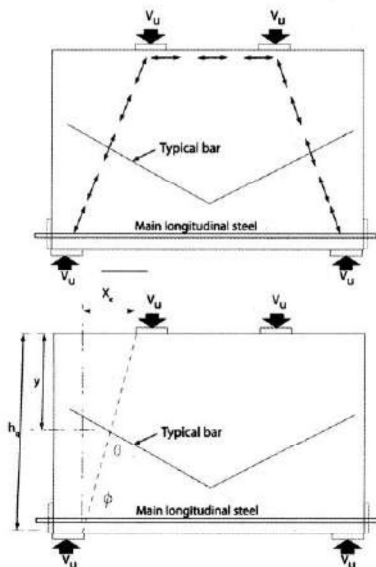


Figure 7. : Signification des symboles de l'équation1.

La valeur P_2 [KN] a été calculée sur la base de la modification de l'équation (1) comme suggéré par [6]. La modification étant dans la distance entre le point d'application de la charge et le support càd X_1 au lieu de X_e dans (1) fig.9.

A partir des observations expérimentales, le comportement des poutres cloisons élancées (poutres raidies verticalement) peut se résumer comme suit :

Tous les spécimens ont été testés avec des raidisseurs verticaux. L'excentricité intentionnelle est telle que $e/b = 0.2$

Malgré le caractère élancé des poutres, et l'application d'une excentricité en haut et en bas toutes les poutres sont rompues à l'effort tranchant et leurs similaires non raidis [5,6] se sont rompues par flambement.

Pour cette série, l'apparition des fissures diagonales s'est faite entre 0.7 et 26 % de la charge ultime.

- 7 % de la charge ultime pour le spécimen B.23 - 0.2 (RES).

- 27 % de la charge ultime pour le spécimen B.67 - 0.2 (RES).

Cependant la première fissure longeant le point d'application de la charge au support (diagonale) s'est formée à 81% de la charge ultime pour le spécimen B.50-0.2 (RES).

Malgré que l'effort tranchant fût à l'origine de la rupture de toute la série, on notera l'apparition également des fissures horizontales (flambement) sauf pour la poutre B.67-0.2(RES).

Les fissures horizontales sont apparues à (67 / 97) % de la charge ultime (P_m).

Les fissures horizontales sont apparues à environ ¾ pour la poutre B.25-0.2 (RES).

Pour la poutre B.40-0.2 (RES), les fissures horizontales sont apparues à 79% de la charge ultime (P_m).

Aucune fissure horizontale n'a été décelée pour la poutre B.67-0.2(RES).

Une fissure horizontale apparaît seulement pour le spécimen B.33-0.2(RES) dont la position est à environ $h/4$.

A la charge ultime (P_m), toute la région du tiers central de la poutre B.29-0.2(RES) est recouverte de fissures horizontales, ce qui explique une tendance de rupture par flambement.

Malgré l'apparition de fissures horizontales, toutes les poutres se sont rompues à l'effort tranchant.

La fig.8 montre l'apparition des fissures ainsi que leur propagation à chaque incrément de charge de l'ensemble de la série testée.

Tableau.2: Résultats expérimentaux et théoriques [3] de la rupture à l'effort tranchant.

Poutre	RUPTURE A L'EFFORT TRANCHANT				$\frac{P_m}{P_2}$
	CHARGE ULTIME P_m KN	Eqn. du CIRIA P_1 KN	$\frac{P_m}{P_1}$	Eqn CIRIA modifiée P_2 KN	
B-07-2(Res)	300	197.6	1.52	176.8	1.7
B-50-0(Res)	572	511.0	1.19	280.0	1.35
B-40-2(Res)	440	338.0	1.30	305.0	1.44
B-33-2(Res)	600	389.0	1.54	352.0	1.70
B-29-2(Res)	750	524.0	1.43	472.0	1.58
B-25-2(Res)	750	553.2	1.35	500.0	1.50
MOYENNE			1.38		1.54
ECART TYPE			0.12		0.13

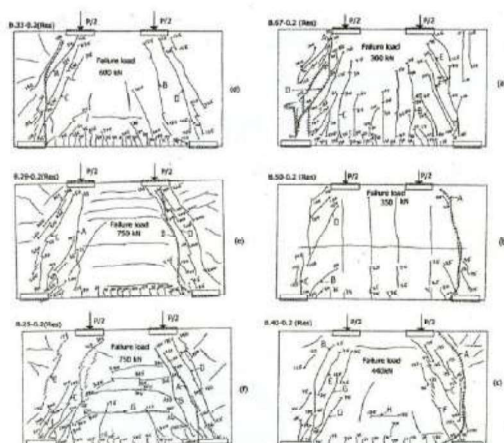


Figure 8 : Apparition des fissures à chaque incrément de charge pour la série testée.

Les photos 2a,b,c donnent les états ultimes pour les poutres B.40-0.2(RES) ; B.33-0.2(RES) et B.29-0.2(RES).

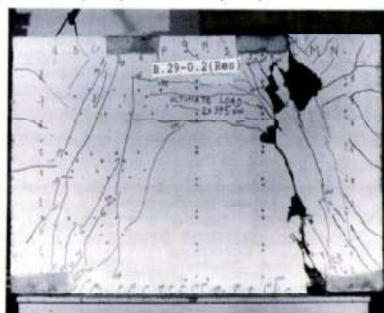


Photo 2a: Rupture du spécimen B.40-02 (Res).

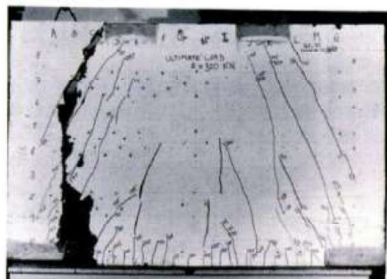


Photo 2b: Rupture du spécimen B.33-02 (Res).

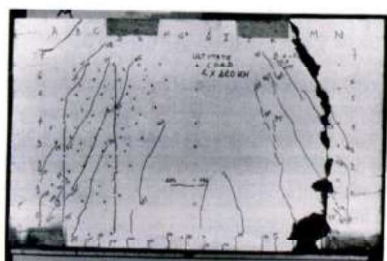


Photo 2c: Rupture du spécimen B.29-02 (Res).

8. CONCLUSION :

Pour les poutres cloisons élancées munies de raidisseurs verticaux, le mode de rupture dépend du rapport excentricité de la charge, épaisseur c ad e/b , une augmentation du rapport e/b peut changer d'une manière significative le mode de rupture notamment de l'effort tranchant au flambement.

La transition de la rupture à l'effort tranchant à la rupture par flambement s'accompagne automatiquement par une réduction de la charge limite ultime d'environ 50%.

Dans la pratique courante, il est difficile de s'assurer que les charges sont vraiment centrées même si les dessins d'exécution le montrent. Notre investigation a montré que même si une excentricité accidentelle d'une valeur 0.2 fois l'épaisseur de la poutre est appliquée, le mode de rupture est l'effort tranchant. Dans cette investigation, tous les spécimens dont e/b ne dépassent pas 0.2, se sont rompus à l'effort tranchant.

Une manière effective pour augmenter la charge ultime et changer le mode de rupture du flambement à l'effort tranchant est donc de raidir ces poutres profondes verticalement aux extrémités.

Les mêmes spécimens non raidis testés dans les mêmes conditions [5] se sont rompus au flambement.

Pour les poutres cloisons élancées, l'encrage des barres principales n'est pas un problème en pratique. Dans cette étude, les barres principales ne sont pas pourvues d'ancrage spécial.

9. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

- [1] American Concrete Institute 1999, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-99) and commentary (ACI318R-99)"
- [2] C and CA: Bibliography on deep beams, library Bibliography N°.ch. 71(3/69); London, Cement and Concrete Association 1969.
- [3] C.I.R.I.A, "C.I.R.I.A Guide 2: The design of Deep Beams in Reinforced concrete." Ove Arup and Partners, Construction Industry Research and Information Association, London, 1977 (Reprinted with amendments, 1984).
- [4] Eurocode 2: Design of concrete structures-part 1, General Rules and Regulations for buildings, English Edition, British Standards Institution, London, 1998.
- [5] Kong, F.K ; Garcia,R.C; Paine, J.M. ; Wong, H.H.A.; Tang, C.W.J and Chemrouk, M., "Strength and stability of slender deep beams."The structural Engineer, Vol.64B, N°3, sept. 1986 , pp 49-56.
- [6] Portland Cement Association: Notes on ACI 318-83: Building code requirements for reinforced concrete with design applications, Illinois, 4 th.Edition, 1984.
- [7] Kang-Hai Tan, Fung-Kew Kong, Susanto Teng, and Lingwei Guan " High strength concrete deep beams with effective span and shear span variations", ACI Structural Journal/July-August 1997, pp 395-405
- [8] Subedi N.K, " A method of analysis for reinforced concrete deep beams with fixed end supports", The Structural engineer / Volume 72/ N° 10/17, Dundee Scotland, May 2004, pp.155-161.