

ETUDE EXPERIMENTALE DES NŒUDS POTEAUX- POUTRES DANS LES REGIONS SISMIQUES

Kheir-Eddine Ramdane¹, Youcef Mehani² et Mebrouk Hamane¹

¹, *Maitre de Conférences, LM2SC, département de Génie Civil, USTO, Oran, Algerie*

² *Chargé de Recherche, CGS, Alger, Algerie*

Résumé

La connexion poteau-poutre doit transférer les charges et les moments par des bielles dans les poteaux. La connexion (le nœud) poteau-poutre devrait être aussi résistante que les autres membres adjacents. Par conséquent, il a été reconnu en Nouvelle-Zélande et Japon que les connections poteaux-poutres peuvent présenter des vulnérabilités dans les zones sismiques. Pourtant, dans d'autres pays il a été réclamé que l'importance de la conception sismique des connections poteaux-poutres dans les zones sismiques peut être exagérée parce qu'il y avait peu d'évidence de dommages importants ou d'effondrements qui pourraient être attribués à la rupture du nœud, jusqu'au moment où plusieurs ruptures de connections ont été observées au séisme d'El Asnam de 1980, Algérie^[1].

Le fait qu'il y a eu plusieurs bâtiments en béton armé qui ont été endommagés lors de séismes importants^[1-4] indique que la conception des connections pour résister à des séismes sévères exige une philosophie de conception plus raisonnable qui est différente de la conception pour des charges de pesanteur. Cependant, les codes de conception courants ont d'immenses différences.

Dans cet article, les résultats expérimentaux, le comportement des spécimens représentant le nœud poteau-poutre soumis à la sollicitation sismique simulée, et la comparaison aux codes de conception (Américain, Nouvelle Zélande et Japonais) sont rapportés.

1 Introduction

La conception des connexions extérieures de poteau-poutre a été exécutée selon les directives de conception pour les bâtiments en béton armé soumis aux séismes et basé sur le concept de résistance ultime adoptés dans l'AIJ^[5-7]. Ainsi, la capacité de déformation de la rotule à l'écoulement (rotule plastique) est donnée en assumant la ductilité de courbure à la section critique et le mécanisme de cisaillement.

En conséquence, pour empêcher la rupture de cisaillement en zone de la rotule plastique, le facteur d'efficacité de la résistance à la compression du béton, n , et l'angle de compression de la *strut* dans le modèle *truss*, f^* , sont donnés comme fonctions de l'angle de rotation requis, R_p par les équations 1 et 2, respectivement.

$$n = (1.0 - 15 \cdot R_p) \cdot n_o \quad \text{Pour } 0 < R_p \leq 0.05 \quad (1)$$

$$\cot \phi^* = (1.0 - 15 \cdot R_p) \quad \text{Pour } 0 < R_p \leq 0.02 \quad (2)$$

Là où le n_o , est le facteur d'efficacité pour la résistance à la compression du béton dans une région au delà de rotule. Ces relations sont basés sur le concept de l'angle de compression de la *strut*, f^* , augmentant jusqu'à 45° dû à la perte des frictions des granules (*aggregates interlocking*) au delà du post-plastique, et pour laquelle la rupture finale de cisaillement d'un membre soumis à des efforts de flexion-cisaillement se produirait par l'écrasement de la *strut* de compression du béton comme démontré par Watanabe^[8].

Dans cette étude, un angle de rotation dans la zone rotule R_p de 0.02 (1/50) est assumée pour la poutre. En outre, la marge de résistance par rapport à la résistance de cisaillement de conception de la zone rotule a été vérifiée. Pour l'angle de rotation assumé, la résistance au cisaillement supplémentaire, c.-à-d. le rapport du cisaillement fourni/au exigé cisaillement s'est avérée avoir une valeur de 3 pour la poutre et 2 pour les connexions poteau-poutre. Par conséquent la marge de sûreté a été bien satisfaite.

2 Recherche Expérimentale sur les Connexions Poteaux-Poutres

2.1 Sommaire de l'Experimental

Les spécimens testés représentent les connexions extérieures de poteau-poutre d'un bâtiment conçu à Osaka (Japon) à l'échelle 1/2. Les poteaux sont soumis à une charge axiale constante tandis que le chargement transversal est cyclique. Les paramètres étudiés sont la résistance à la compression du béton ($f'_c = 58$ et 84 MPa), la méthode d'arrangement de barre longitudinal (1 et 2 couches) et la méthode d'ancrage (plaque d'ancrage en forme U). La dimension minimale des quatre plaques d'ancrage est déterminée selon les directives de conception pour l'ancrage mécanique adoptée par les normes de l'acier de Kobe. Tableau 1 récapitule les différents paramètres étudiés et les propriétés des spécimens.

Tableau 1: Summary of BCJ Specimen Properties

Specimen name	H1M	H1U	H2M	L1M
Concrete type	High \approx 80 MPa	High \approx 80 MPa	High \approx 80 MPa	Low \approx 60 MPa
Beam ratio of tensile long. bars	4-D19 $\rho_t = 0.97\%$	4-D19 $\rho_t = 0.97\%$	4-D19/2-D19 $\rho_t = 1.52\%$	4-D19 $\rho_t = 0.97\%$
Anchorage type (Anchorage length)	Anchorage plate (18.5d)	U-shape (19d)	Anchorage plate (18.5d)	Anchorage plate (18.5d)
Column longitudinal bars	16-D19	16-D19	16-D19	16-D19
Column Ratio of shear reinf.	2-U7.1 $\rho_w = 0.23\%$	2-U7.1 $\rho_w = 0.23\%$	2-U7.1 $\rho_w = 0.23\%$	2-U7.1 $\rho_w = 0.23\%$
Beam Ratio of shear reinf.	4-U7.1 $\rho_w = 0.71\%$	4-U7.1 $\rho_w = 0.71\%$	4-U7.1 $\rho_w = 0.71\%$	4-U7.1 $\rho_w = 0.71\%$
Joint connection Ratio of shear reinf.	2-U9.0 $\rho_w = 0.31\%$	2-U9.0 $\rho_w = 0.31\%$	2-U9.0 $\rho_w = 0.31\%$	2-U9.0 $\rho_w = 0.31\%$

Anchorage length: length of longitudinal bar in the joint connection, d: diameter of steel

2.2 Procédé de conception des connexions poteau-poutre

La résistance à la flexion des poteaux est de 75% supérieure que celle de la poutre excepté pour le spécimen H2M qui a deux couches de barres longitudinales dans la poutre. Par conséquent, pour le chargement cyclique sévère, la rotule plastique a été forcée se produire dans les poutres à côté des faces de poteaux plutôt que dans les poteaux. Tableau 2 énumère les résistances à la flexion idéales des poutres et des poteaux pour chaque spécimen teste calculé en utilisant le bloc rectangulaire équivalent de contrainte adoptée par le code ACI318-89^[9]. Ce calcul est basé sur les résistances mesurées des matériaux, et le facteur de réduction de capacité ϕ est pris comme unité.

Tableau 2: Ideal flexural strength of beams and columns of each test unit

	M_{uB} kN-m	M_{uC} kN-m	M_{uC} / M_{uB} kN-m
H1M	237.3	421.2	1.77
L1M	234.0	404.7	1.73
H2M	360.7	421.2	1.17
H1U	236.8	421.2	1.78

2.3 Production des spécimens et propriétés des matériaux

Le Béton

Après avoir assemblé le renforcement et le coffrage, le coulage des spécimens a été fait horizontalement en employant le béton prêt à l'emploi '*ready mix*'. La cure des spécimens poteaux-poutres et les cylindres compagnon pour obtenir la résistance à la compression ont été gardés à l'extérieur du bâtiment. .

Les résultats d'essais de la résistance à la compression de cylindre au jour des tests des connexions poteaux – poutres sont affichés dans le Tableau 3. Les cylindres ont été testés à 7, 28 et 44 jours. Ces résultats sont la moyenne de trois spécimens.

Tableau 3: Results of hardened concrete at day of testing

	7-day curing	28-day curing			44-day curing (the day of testing specimens)		
	f'_c [MPa]	f'_c [MPa]	f_{sp} [MPa]	E [GPa]	f'_c [MPa]	f_{sp} [MPa]	E [GPa]
60 MPa	45.4	56.0	3.93	33.3	58.5	2.96	34.7
80 MPa	67.4	79.2	5.33	38.0	84.0	5.15	39.4

L'Acier

Avant que les spécimens poteaux-poutres ont été testés, les propriétés de l'acier ont été obtenues. Les résultats sont affichés dans le Tableau 4. Ces résultats sont la moyenne de trois ou quatre spécimens.

Tableau 4: Properties of steel reinforcement

Reinforcing bar type	Type	Diameter	Sectional area (cm ²)	Elastic Modulus (N/mm ²)	Yield stress (N/mm ²)	Maximum stress (N/mm ²)
SD490 (used for both columns and beams)	Threaded bar	D19	2.865	2.06 x 10 ⁵	490 ~ 625	more than 620
SBPD 1275/1420 (column-beam)	Slender high strength deformed bar (high frequency heating)	U7.1	0.40	2.06 x 10 ⁵	More than 130	more than 145
SBPD 1275/1420 (joint connection)		U9.0	0.64	2.06 x 10 ⁵	More than 130	more than 145
SS400	Anchorage plate	t5, t7 thickness	---	2.06 x 10 ⁵	More than 245	400 ~ 500
SD490 (equivalent)	Anchorage nut	NA	---	---	---	---

Quant aux propriétés de barre de renforcement, pour l'acier longitudinal des barres SD490 a été employé pour les poteaux et poutres, et des barres en acier déformées de haute résistance ont été employées pour des cerces. D'ailleurs, les barres SD490 ont été examinées sous le chargement cyclique positif et négatif. Pour ce qui concerne les plaques d'ancrage, l'acier du type SS400 a été employé. L'écrou d'ancrage a une résistance suffisante pour développer la limite d'écoulement spécifique. Les caractéristiques des aciers utilisés sont données dans le Tableau 5 et le ferrailage d'un assemblage potreau-poutre (H1U) est montré dans l'appendix.

Tableau 5: Summary of the test results of reinforcing steel

Types		Size	Sectional area mm ²	Initial stiffness [N/mm ²]	Yield stress [N/mm ²]	Yield strain μ	Tensile strength [N/mm ²]
SD490	Static	D19	286.5	203 000	548.30	2900	720.7
	Cyclic	D19	286.5	202 000	566.50	3100	---
SBPD-1275/1420		U7.1	39.6	204 000	1386.70	8738*	1462.00
SBPD-1275/1420		U9.0	63.6	207 000	1384.60	8813*	1486.10

Yielding point of SBPD 1275/1420 is 2% offset

* High yield steel is normally used for shear for precast concrete and high-rise buildings

2.4 Système et programme de chargement

Le système de chargement est montré sur la Figure 1. Des poteaux sont soumis à la charge axiale fixe, N , par un cric hydraulique de 200 tonnes. Les poutres sont soumises au chargement cyclique positif et négatif par un cric hydraulique fixé à l'extrémité de la poutre. Le premier cycle de chargement était jusqu'à une déformation d'étage (*storey drift*) de 1/400, et a été suivi de deux cycles pleins de 1/200, de 1/100, de 1/75, de 1/50, de 1/20 et a été finalement suivi d'un chargement limités par la capacité du cric.

La charge axiale fixe, N , a été calculée comme :

$$N = \frac{1}{10} \cdot \{ f'_c \cdot \text{la section du poteau} \}$$

La ou f'_c est la résistance à la compression du béton au jour du test (44 jours).

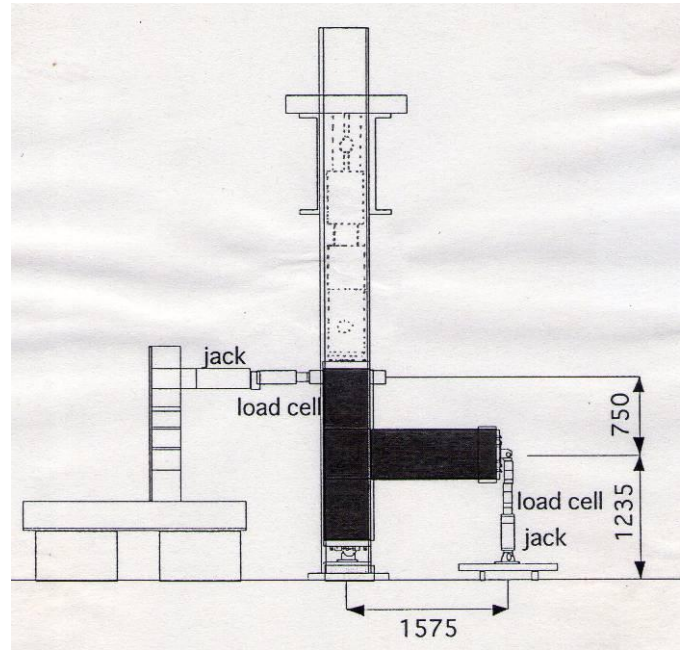
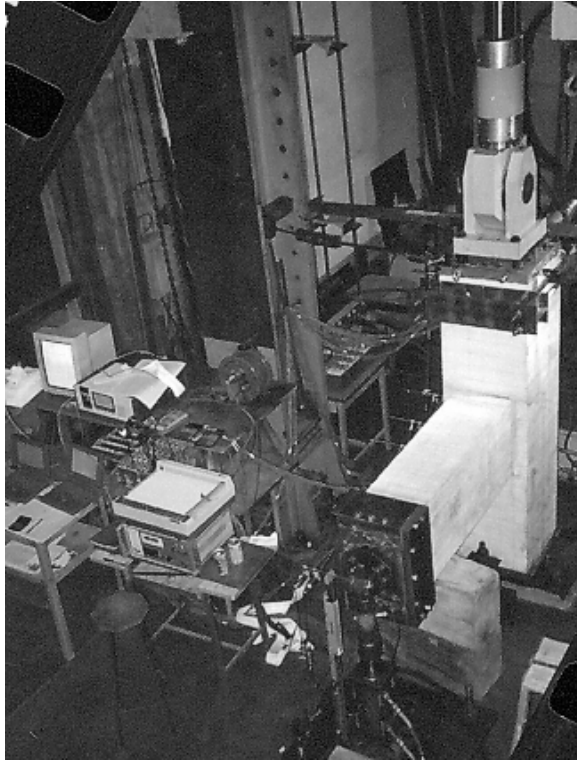


Figure 1: Photograph of the test set up (loading system)

3 Résultats des Essais et Comportement des Connexions poteau-poutre

3.1 Observations et mode de rupture Fissure

Tableau 6 récapitule les résultats expérimentaux, et le type de fissuration pour la deflection (*storey drift*) de 1/25 et les étapes finales des essais sont montrés sur la Figure 2, respectivement.

Table 6: Summary of test results (Loads & Deflections)

Specimen	f'_c MPa	Anchorage method	Load & Deflection at the formation of flexural cracks in beam		Load & Deflection at the formation of flexural cracks in column		Load & Deflection at the formation of diagonal cracks in BCJ		Flexural yield load in beam & corresponding Deflection		Maximum Load & Maximum Deflection	
			[kN]	Radian	[kN]	Radian	[kN]	Radian	[kN]	Radian	[kN]	Radian
H1M	84.04	Plate	3.5 (+1) [34.3]	0.20 [0.12]	15.7 (+3) [154.0]	7.81 [4.96]	19.3 (+9) [189.3]	25.94 [16.49]	17.7 (+4) [173.6]	11.05 [7.02]	21.5 (+10) [210.9]	72.27 [45.91]
L1M	58.46	Plate	3.7 (+1) [36.3]	0.24 [0.15]	13.0 (-4) [127.5]	8.05 [5.11]	19.9 (+10) [195.2]	51.20 [32.51]	14.6 (+4) [143.2]	13.20 [8.38]	20.7 (+12) [203.1]	81.74 [51.87]
H2M	84.04	Plate	2.8 (+1) [27.5]	0.10 [0.06]	19.1 (+3) [187.4]	7.62 [4.84]	27.6 (+4) [270.8]	14.08 [8.94]	25.5 (+4) [250.2]	12.33 [7.83]	30.2 (+10) [296.3]	62.57 [39.73]
H1U	84.04	U-shape	4.9 (+1) [48.1]	0.90 [0.57]	14.6 (+3) [143.2]	7.86 [4.99]	19.9 (+11) [195.2]	60.06 [38.13]	18.4 (+4) [180.5]	14.54 [9.23]	21.3 (+10) [208.9]	80.55 [51.13]

The units are ton or [kN] and in the () mean the number of loading cycles
 The values in the [] for the corresponding story drift angle in radian



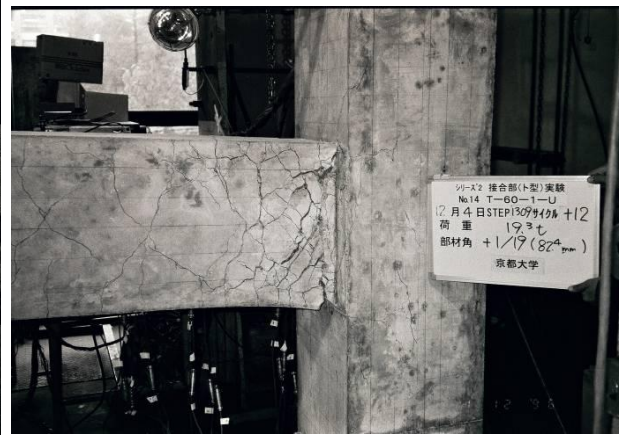
Specimen H1M



Specimen H2M



Specimen L1M



Specimen H1U

Figure 2: Photographs of fissure patterns in final stages of testing

La première apparition de fissure pour tous les spécimens était à environ 40 kN observé pendant le premier cycle de chargement. On a observé les fissures sur la face latérale, a une zone d'environ 30 cm de la section critique de la poutre. Au fur et à mesure que la charge externe augmentait, les fissures ont commencé à être observées dans la zone extrême de la poutre.

Au début, les fissures se sont développées perpendiculairement à l'axe longitudinal de la poutre, et au fur et à mesure que la charge externe augmentait, les fissures se sont développées vers la connection. Ensuite, les fissures se sont liées en raison des chargements positifs et négatifs.

On a observé des fissures de flexion dans les poteaux des spécimens H1M, H2M et H1U dans la zone près des poutres au 3ème cycle (+3) d'une charge de 157, 191 et 146 kN, respectivement. Pour le spécimen L1M, les fissures de flexion se sont formées au 4ème cycle (-4) à une charge de 130 kN. Au fur et à mesure que le nombre de cycles et la charge externe augmentaient, d'autres fissures se sont développées et les fissures du béton dans la partie compressive de la section extrême de la poutre près du poteau ont grandi.

Les fissures à l'extérieur du poteau des spécimens L1M ont été observées au 8ème cycle et ceux des spécimens H1M et H2M au 10ème cycle. Cependant, il n'y avait aucune fissure à l'extérieur du poteau du spécimen H1U. Le spécimen H2M a eu plus de fissures à l'extérieur du poteau et dans la

connection que ceux de L1M et H1M. En outre, les fissures des spécimens ayant une seule couche des barres longitudinales se sont concentrées dans la zone de la rotule de la poutre, avec très peu de fissures dans la connection.

Le spécimen L1M a atteint la charge maximale au 12ème cycle pour une charge de 207 kN. Les trois spécimens en BHP, cad H1M, H2M et H1U, ont atteint leurs charges maximales de 215, 302 et 213 kN au 10ème cycle. Le spécimen en BHP avec deux couches de barres longitudinales a eu la charge maximale la plus élevée.

Excepté L1M, tous les autres spécimens ont atteint la charge maximale quand l'angle de déformation '*storey drift*' était d'environ 1/25. L'essai a été fini quand l'angle de déformation '*storey drift*' était 1/20 dû aux limitations de l'appareillage et la capacité du cric. Le type de rupture de tous les spécimens était un mécanisme de rupture déterminé à l'extrémité de poutre.

La majeure partie des déformations s'est produite dans les poutres, en particulier dans la zone à moins de $0.5 D$ de la section critique, puis dans la section a $0.5 D \sim 1.0 D$ et plus de $1.0 D$.

Les déformations des poteaux ont contribué à environ 5% de toutes les déformations jusqu'à un angle de déformation '*storey drift*' de 1/50. Ensuite cette contribution a diminué au fur et à mesure que le déplacement augmentait.

Il n'y avait presque aucune déformation dans la connection des spécimens avec une couche de barres longitudinales. Cependant, la déformation du spécimen H2M avec deux couches de barres longitudinales était d'environ 5% des déformations totales après un angle de rotation de 1/25.

Des résultats des déformations et des types de fissure représentés sur la Figure 2, il est confirmé que la plupart des déformations se sont produites de 0 à $1.0 D$ dans la poutre ; c.-à-d. dans la rotule plastique.

3.2 Les Courbes Chargement - Déplacement

Les boucles d'hystérésis expérimentales pour le chargement versus le déplacement vertical à l'extrémité de la poutre sont montrées sur la Figure 3. Pour tous les spécimens, bien qu'il y ait eu une dégradation progressive de rigidité pendant l'essai mais la forme des boucles d'hystérésis est resté stable. Un pincement '*pinching*' minime était apparent seulement pour le cycle de chargement de 1/25 et était due à de la détérioration des spécimens à la rotule plastique. On n'a pu observer aucune différence dans des caractéristiques de comportement d'hystérésis dues aux différences des résistances du béton et d'ancrage.

En outre, de l'enveloppe des courbes de déflexions représentée sur la Figure 4. On observe que, excepté pour le spécimen H2M, la diminution de la rigidité des spécimens s'est produite entre les déformations '*storey drift*' de 1/200 et de 1/100, c.-à-d. correspondant aux déplacements de 8 et 16 mm, respectivement. Le spécimen H2M avec deux couches de barres longitudinales a montré des caractéristiques d'hystérésis plus stables et sa capacité maximale était beaucoup plus grande que celle du spécimen H1M. Le premier (H2M) a eu une rigidité plus élevée due à une résistance à la flexion plus élevée de la poutre comparée au deuxième spécimen (H1M). Cependant, pendant l'essai on a observé que la poutre du spécimen H2M s'est fissurée à une charge inférieure et que le spécimen était moins ductile que les autres.

3.3 L'angle de déformation '*storey drift*'

L'angle de déformation d'étage '*storey drift*' définie comme Δ / hc en %, où Δ est le déplacement au niveau supérieur de l'étage et hc est la hauteur de l'étage; détermine le déplacement relatif permis pour une ductilité requise. L'angle de déformation d'étage '*storey drift*' pour des portiques ductiles en Nouvelle Zélande par exemple, est limitée à 0.32%.

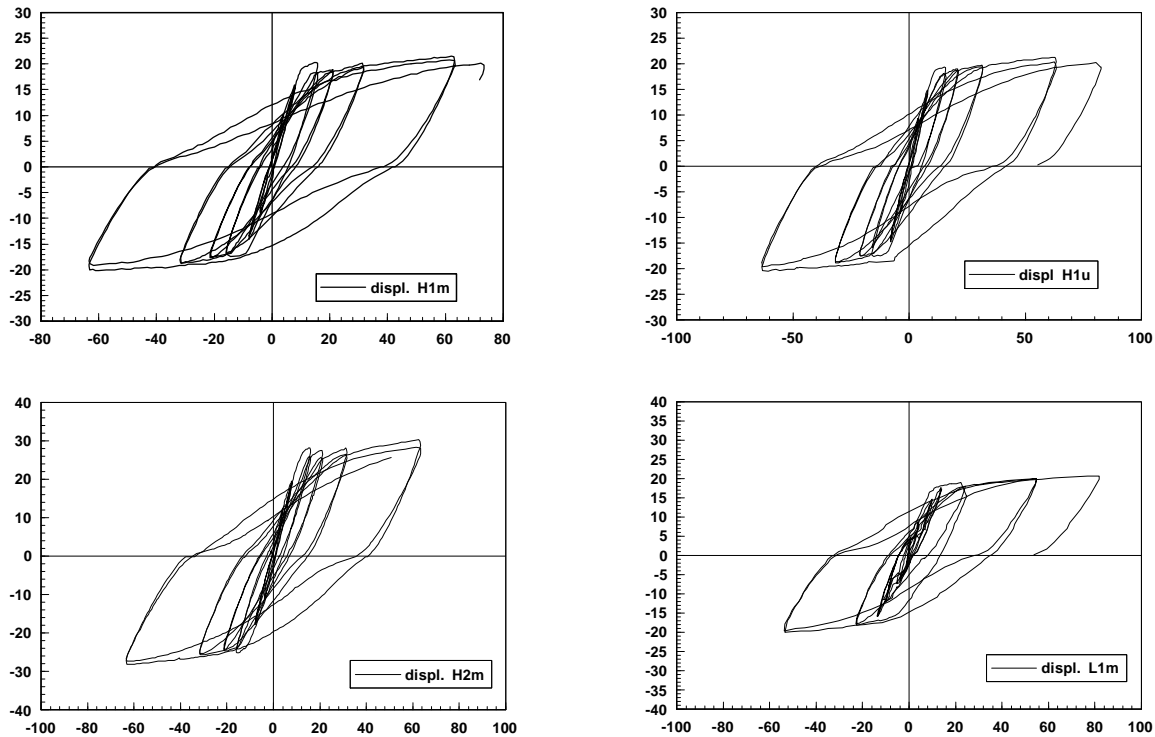


Figure 3: Load - Displacement hysteresis Curves at the beam-end

En ce qui concerne l'angle de déformation d'étage '*story drift*' pour nos essais, des observations similaires à ceux des courbes de chargement-déplacement peuvent être notées. En outre, le spécimen H2M avec le chargement le plus élevé a eu l'absorption d'énergie la plus élevée due à des hystérésis de surfaces plus grandes.

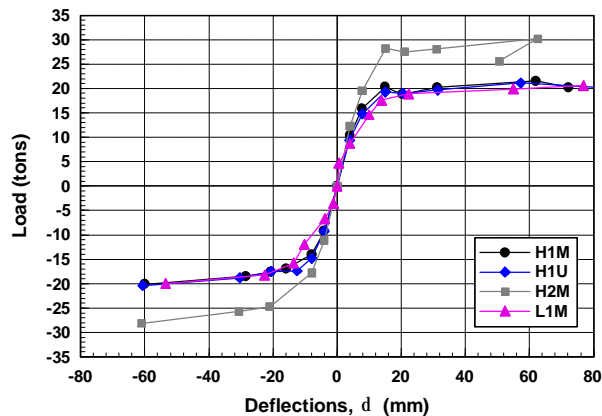


Figure 4: envelopes of cyclic load versus deflection curves

3.5 Déformation de cisaillement

Figure 5 montre le chargement versus la déformation de cisaillement dans la zone de la rotule plastique. La figure montre l'état du béton diagonalement comprimé dû à la déformation de cisaillement de la zone de la rotule plastique.

Similaires aux relations précédentes, le chargement versus la déformation de cisaillement ne montre presque aucune dégradation de béton et indique en plus que la connection a bien résisté aux forces de cisaillement. En outre L1M montre les plus faibles déformations de cisaillement suivies de H1M, H2M et finalement H1U.

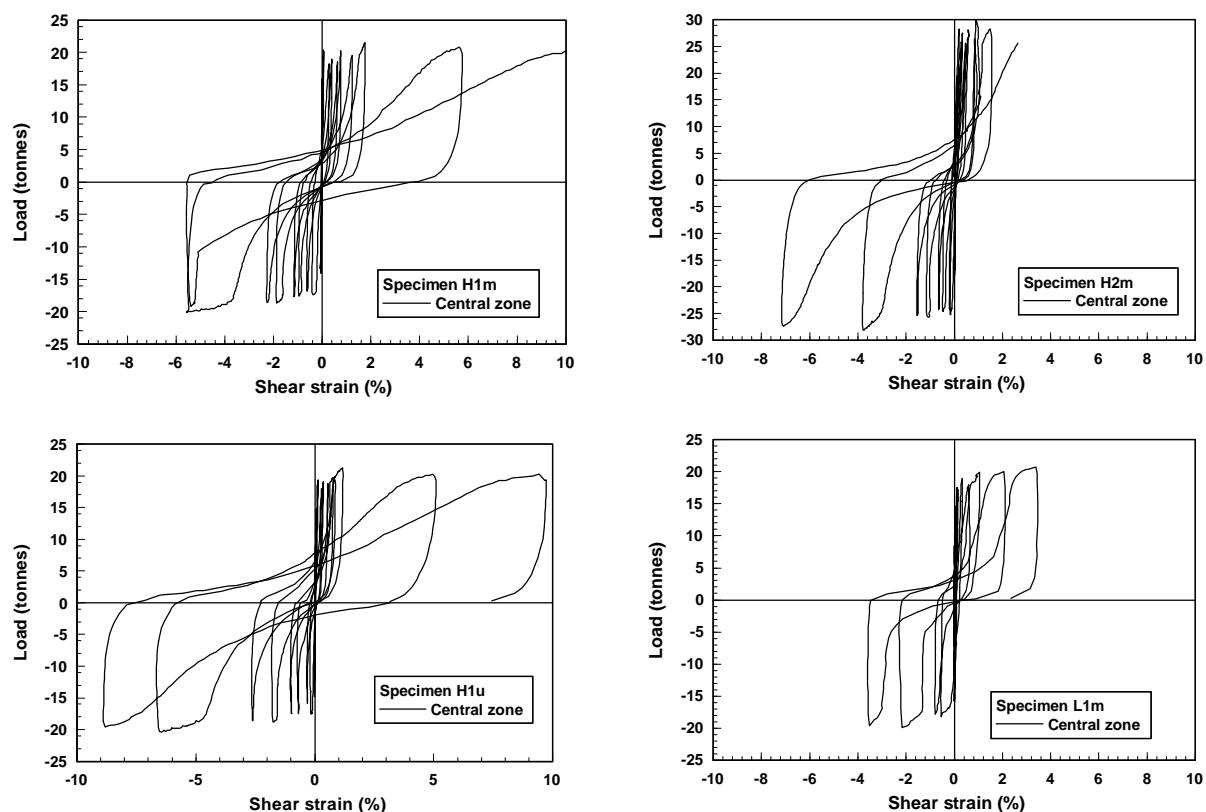


Figure 5: Load versus shear strain in the plastic hinge region

3.6 Contrainte de cisaillement contre la ductilité

Tableau 8 donne les rapports de ductilité et les déformations de cisaillement des zones de la rotule plastique liées à la déformation de l'étage '*storey drift*'. Pour des raisons attribuées au système de mesure, la ductilité à 1/20 pour le spécimen H2M n'a pas été obtenue. Le rapport maximum de ductilité était 6.5, obtenu pour le spécimen H1M et était légèrement plus élevé que celui de H2M qui a plus d'acier dans la poutre.

Table 7: Shear strains versus ductility

Story-drift	H1M		H1U		H2M		L1M	
	Ductility ratio	Shear strain (%)	Ductility ratio	Shear strain (%)	Ductility ratio	Shear strain (%)	Ductility ratio	Shear strain (%)
1/400	0.36	0.081	0.27	0.043	0.32	0.078	0.05	0.024
1/200	0.71	0.206	0.54	0.143	0.63	0.184	0.30	0.074
1/100	1.35	0.559	1.04	0.459	1.22	0.354	0.76	0.289
1/75	1.84	1.242	1.42	1.212	1.71	0.787	1.05	0.316
1/50	2.83	2.263	2.16	2.115	2.52	1.524	1.69	0.968
1/25	5.62	4.282	3.94	3.558	5.08	3.293	4.16	2.843
1/20	6.54	5.883	5.54	4.916	---	---	6.19	6.169

La ductilité obtenue pour tous les spécimens était plus élevée que la limite de ductilité conçue, $\mu = 4$. Ce rapport de ductilité s'est avéré correspondre à un angle de rotation de 1/30, qui est plus élevée que la valeur assumée. Ceci prouve que les spécimens en BHP de résistance à la compression plus que 80 MPa peuvent montrer la ductilité requise si les connections sont correctement conçues pour absorber la quantité élevée d'énergie produite par déformation plastique de poutre au delà de la limite d'écoulement.

3.10 Amortissement visqueux équivalent h_{eq}

Tableau 8 indique les valeurs calculées de la constante d'amortissement visqueux équivalent, h_{eq} , pour chaque cycle de chargement. En outre, la Figure 6 montre la relation entre l'amortissement visqueux équivalent, h_{eq} de constante et l'angle de rotation (story drift) pour tous les spécimens pour le premier et deuxième cycles. Même aux niveaux relativement de faible contraintes, le béton armé possède de bonnes propriétés d'amortissement.

Table 8: Calculated values of the equivalent viscous damping ratio, h_{eq}

	Rotation angle	1/400	1/200	1/100	1/75	1/50	1/25	1/21 ~ 1/17.5
H1M	first cycle	0.0980	0.0605	0.1432	0.1561	0.2084	0.2732	0.2458 (1/21)
	second cycle	---	0.0328	0.1149	0.1458	0.1959	0.2622	---
L1M	first cycle	0.0669	0.0581	0.0693	0.0598	0.2270	0.2386	0.2207 (1/17.5)
	second cycle	---	0.0804	0.06625	0.0661	0.1308	0.2207	---
H2M	first cycle	0.0905	0.0569	0.1006	0.1206	0.1780	0.2526	0.2292 (1/18)
	second cycle	---	0.0294	0.0648	0.1140	0.1714	0.2456	---
H1U	first cycle	0.1096	0.0610	0.1413	0.1577	0.2057	0.2756	0.2402 (1/19)
	second cycle	---	0.0317	0.0941	0.1387	0.1882	0.2464	---

Comme montré sur la Figure 6, excepté pour le spécimen L1M, l'amortissement visqueux équivalent a diminué au fur et à mesure que l'angle de rotation a augmenté de 1/400 jusqu'à 1/200. Ensuite, h_{eq} a augmenté proportionnellement avec l'augmentation de l'angle de déformation jusqu'à 1/25. Au delà de ce point, une diminution a été observée due à la dégradation des spécimens. Le spécimen L1M a montré un comportement légèrement différent car il a eu un chargement légèrement différent.

Selon les résultats expérimentaux illustrés ci-dessus, la forme d'ancrage des barres longitudinales des poutres ne semble pas affecter l'amortissement.

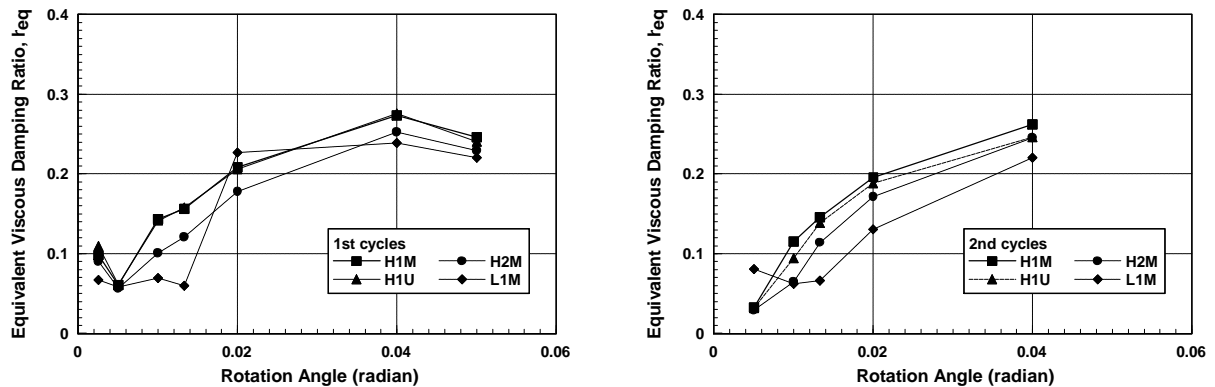


Figure 6: Equivalent Viscous Damping Ratio-rotation angle (story-drift) Relationship

Autres paramètres tels que ; déformation Axiale, distribution de déformations des barres longitudinales dans la poutre, distribution des déformations des cerces (étriers) dans les poteaux et les connections et distribution des déformations des cerces dans la poutre (la zone plastique du nœud) ont été analysés de cette recherché, Ramdane^[10].

4. Comparaisons avec les Codes de Conception

Le but de cette section est d'effectuer une étude comparative des pratiques en matière de conception pour les connexions poteaux-poutres répandue en Nouvelle Zélande^[11,12], aux Etats-Unis^[9,13] et au Japon^[5-7], et d'accentuer les différences en ce qui concerne l'approche générale de conception. Comme mentionné plus tôt de grandes différences existent entre ces codes de conception.

Tableau 9 donne la profondeur de l'axe neutre, les forces internes des poutres, et la résistance à la flexion idéale calculée en utilisant le code ACI318-89^[9] et également la résistance de cisaillement horizontale maximale V_{jh} se produisant juste dessous de la position de l'axe neutre de la section de la poutre. Toutes les valeurs ont été calculées en utilisant les propriétés mesurées des matériaux.

Tableau 10 donne la résistance de cisaillement maximale de la connexion et la résistance au cisaillement de la connexion. Pour les 4 spécimens, on constate qu'effectivement des différences importantes existent. Par exemple, on constate que le cisaillement de la connexion calculé par le code ACI est seulement 67% de celui calculé par le code NZS. Pour les directives japonaises AIJ, ceci varie de 76% à 92% en comparant avec les valeurs calculées par le code NSZ. C'est à dire que tous les spécimens peuvent soutenir de plus grands cisaillements horizontaux dans la connexion que ceux prédits par l'ACI 318 - ou l'AIJ.

Table 9: Ideal flexural strength of the beams, theoretical internal forces in beams at flexural strength and maximum shear forces

	X_n mm	C_c kN	C_s kN	T_s kN	M_{cal} kN-m	P kN	V_{col} kN	V_{jh} kN
H1M	60.2	568.0	60.4	628.4	237.3	1701.0	364.7	263.7
L1M	60.5	564.7	63.7	628.4	234.0	1184.6	294.4	334.0
H2M	88.4	834.3	256.0	1015.8	360.7	1701.0	437.3	578.5
H1U	60.8	573.4	54.9	628.4	236.8	1701.0	364.4	264.0

Note:

- X_n Neutral axis depth
- C_c Resultant compressive force in concrete
- C_s Compression force in steel bars
- T_s Tensile force in steel bars
- M_{cal} Theoretical maximum moment calculated using the equivalent stress block specified in ACI 318-89
- P Applied axial load on columns
- V_{col} Shear force in column
- V_{jh} Theoretical maximum applied horizontal shear force

Table 10: Maximum input joint shear force and joint shear strength

	V_{jh} kN	V_{NZS} kN	V_{ACI} kN	V_{AIJ} kN
H1M	263.7	2783.9 [100%]	1855.9 [67.0%]	2551.5 [92.0%]
L1M	334.0	2323.2 [100%]	1548.8 [67.0%]	1776.9 [76.0%]
H2M	578.5	2783.9 [100%]	1855.9 [67.0%]	2551.5 [92.0%]
H1U	264.0	2783.9 [100%]	1855.9 [67.0%]	2551.5 [92.0%]

Note:

- $V_{NZS} = 1.5 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_j \cdot h_c$
- $V_{ACI} = 1.0 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$
- $V_{AIJ} = 0.18 \cdot \sigma_B \cdot b_j \cdot D_j$

En outre, on a trouvé à partir des distributions des déformations des étriers dans les poteaux et les connexions que le renforcement de cisaillement dans les connexions de tous les spécimens n'a pas atteint la limite d'écoulement. Par conséquent, le renforcement de cisaillement dans le joint était suffisant. Également pour le confinement des poteaux, des différences ont été trouvées.

En outre, Tableau 11 donne les valeurs de résistance au cisaillement du noeud de la connection selon le code NZ et Tableau 12 selon les codes ACI et AIJ. Les valeurs requises de V_{jh} et V_{jv} à travers la connection, calculé à partir des forces agissant sur la connection sont donnés. Comme montré, les contraintes de cisaillement divisés par la résistance du béton (cylindre), c.-à-d. $v_{jh} / \sqrt{f'_c}$ ne dépasse pas la valeur de 1.5, requise par le code NZ, et répond aussi aux exigences des codes ACI et AIJ. Pour ces deux codes les valeurs de $v_{jh} / \sqrt{f'_c}$ sont moins que 1.0 et 0.18, respectivement.

Pour tous les spécimens, la résistance au cisaillement horizontale idéale de la connection fournie par les mécanismes de résistance de cisaillement du beton, V_{ch} , était zéro. Cependant, les résistances au cisaillement verticales idéales de la connection fournies par le mécanisme de résistance de cisaillement du beton, V_{cv} , varient pour chaque spécimen suivant les indications du Tableau.

Table 11: Components of joint core shear resistance according to NZS 3101 [kN]

	For Horizontal Shear Forces					For Vertical Shear Forces			
	V_{jh} req'd	$\frac{v_{jh}}{\sqrt{f'_c}}$	V_{ch} prov'd	V_{sh} req'd	V_{sh} prov'd	V_{jv} req'd	V_{cv} prov'd	V_{sv} req'd	V_{sv} prov'd
H1M	1206.2	0.65	0.0	1206.2	705.0	1206.2	844.3	361.9	222.4
L1M	1276.5	0.82	0.0	1276.5	705.0	1276.5	893.6	382.9	222.4
H2M	1824.8	0.98	0.0	1824.8	705.0	1824.8	1277.4	547.4	222.4
H1U	1206.5	0.65	0.0	1206.5	705.0	1206.5	844.6	361.9	222.4

En outre, le Tableau montre les valeurs des résistances au cisaillement horizontales et verticales idéales V_{sh} et V_{sv} requises et fournies, dues au renforcement horizontal et vertical de la connection, respectivement. Pour les résistances au cisaillement horizontales et verticales, le renforcement fourni était inférieur que celui requis (exigé). Par conséquent, il est évident que les conditions du noyau de la connection en ce qui concerne le code NZ ne sont pas satisfaisantes. Cependant, les spécimens n'ont montré aucune dégradation dans le noyau de la connection.

Le Tableau ci-dessus prouve aussi que pour les résistances au cisaillement horizontales, les valeurs requises par le code NZ sont supérieures aux valeurs fournies par plus de 70% pour les spécimens H1M, L1M et H1U, et plus de 250% pour le spécimen H2M. Pour les résistances au cisaillement verticales, les valeurs requises par le code NZ sont supérieures aux valeurs fournies par plus que 63% pour les spécimens H1M, L1M et H1U, et plus que 246% pour le spécimen H2M.

Table 12: Components of Joint Core Shear Resistance According to ACI and AIJ

	For Horizontal Shear Forces		
	V_{jh} req'd	$\frac{v_{jh}}{\sqrt{f'_c}}$	$\frac{v_{jh}}{\sqrt{f'_c}}$
H1M	1206.2	0.65	0.085
L1M	1276.5	0.82	0.129
H2M	1824.8	0.98	0.128
H1U	1206.5	0.65	0.085

Comme discuté plus tôt, les conditions pour le cisaillement du noyau de la connection selon NZS 3101 diffèrent considérablement des recommandations de l'ACI et de l'AIJ. Le code ACI 318 exige que le cisaillement horizontal ne devrait pas dépasser une valeur limite. Les directives de l'AIJ assurent que le renforcement de cisaillement assume seulement une partie du cisaillement de la connection. Cependant, NZS 3101 veille que l'acier (cerces) du noyau de la connection puisse supporter le cisaillement qui pourrait être développé réellement et ne devrait pas être inférieur que celui requis (exigé) pour le confinement si les rotules plastique pouvaient également se développer dans les poteaux. Cependant, dans les cas actuels, les rotules plastique ont été prévues seulement dans les poutres. Pour ce cas, NZS 3101 exige seulement 50% de confinement à fournir (prevoir). En utilisant ces approches, le Tableau 13 montre les valeurs calculées pour Ash/sh aussi bien que les valeurs réelles pour les spécimens d'essai. Chaque valeur d' Ash/sh est exprimée comme un pourcentage de la valeur exigée par NZS 3101 en ce qui concerne la résistance au cisaillement de la connection.

Table 13: Comparison of Quantities of Joint Core Hoops Required for Shear and Confinement to the Provided in the Tests

Requirement	Code	Specimens							
		H1M		L1M		H2M		H1U	
Confinement Of Column	NZS 3101 (100%)	2.91	(123%)	2.03	(81%)	2.91	(81%)	2.91	(123%)
	NZS 3101 (50%)	1.46	(62%)	1.02	(41%)	1.46	(41%)	1.46	(62%)
	ACI 318	3.31	(140%)	2.31	(92%)	3.31	(92%)	3.31	(140%)
	AIJ Guidelines *	*		*		*		*	
Joint shear Provided	NZS 3101	2.37	(100%)	2.51	(100%)	3.58	(100%)	2.37	(100%)
	-----	1.38	(58%)	1.38	(55%)	1.38	(39%)	1.38	(58%)

* From AIJ Standard, table 9.1, section 9.2.2 (Shape, arrangement and spacing of lateral reinforcement), ^[6,37].

Il est évident que la valeur Ash/sh fourni est presque égale au 50% du confinement maximum qui est compatible à une conception dans laquelle la rotule plastique a été conçue pour se produire dans les poutres. Selon NZS 3101, pour les spécimens L1M et H2M les conditions de cisaillement sont plus sévères que ceux pour le confinement. L'ACI 318 montre des tendances similaires comme illustré dans le Tableau 13.

Pour les spécimens H1M et H1U, le code ACI exige un renforcement de cisaillement plus considérable dans la connection que celui qu'a été fourni. Il est à noter qu'un renforcement excessif dans la connection si a été fourni dans les essais, n'aurait pas augmenté la résistance des spécimens. La raison est que les spécimens ont été régis par la résistance à la flexion des poutres. Des observations des essais, on note que le renforcement de cisaillement correspondant est suffisant puisqu'il n'a pas atteint la limite d'écoulement.

Comme peut être noté, ce sont des différences significatives dans les dispositions des codes étudiés. Pour le code NZS, l'approche de la résistance au cisaillement du noyau de la connection est basé sur un modèle rationnel qui additionne le cisaillement porté par la *strut* diagonale du béton en compression et le cisaillement porté par l'action *truss* du renforcement de cisaillement. L'approche ACI suppose que la contrainte de cisaillement horizontal dans le noyau de la connection fournie ne dépasse pas une valeur limite, la quantité d'acier transversal exigée pour le confinement de poteau est satisfaisant. Presque similaire à l'approche d'ACI, les directives d'AIJ exigent du renforcement de cisaillement d'assumer seulement une partie du cisaillement de la connection. Son but principal est de garder la rigidité et la ductilité de la connection mais de ne pas augmenter la résistance au cisaillement.

5 Conclusions

Ø Des connections poteaux-poutres ont été produits avec une résistance de cylindre jusqu'à 84 MPa, cependant, les connections testés n'ont pas montré de dégradation d'hystérésis et seulement des pincements '*pinching*' mineurs ont été observé après le cycle de chargement de 1/50. D'ailleurs, la ductilité de tous les spécimens était plus élevée que la limite de ductilité conçue pour ces spécimens. On a également observé la bonne dissipation de l'énergie par déformation plastique des poutres au delà de la limite d'écoulement.

Ø Des connections poteaux-poutres faits avec BHP de résistance jusqu'à 84 MPa ont montré un excellent comportement sous le chargement séismique simulé.

Ø De l'observation expérimentale des spécimens, aucune différence dans le comportement caractéristique des hystérésis n'a été observé dû à la différence dans la résistance à la compression du béton ou à la méthode d'ancrage (c.-à-d. ancrage en forme U et ancrage mécanique).

Ø L'ancrage mécanique peut être employé dans les connections poteaux-poutres pour soulager l'encombrement lourd dû au renforcement en acier passant par la connection.

Ø Tous les spécimens ont assumé un plus grand cisaillement horizontal que prévu par les codes de conception. En outre on a trouvé de la distribution des déformations des cerces dans le poteau et les connections que le renforcement de cisaillement dans les connections de tous les spécimens n'a pas atteint la limite d'écoulement.

Ø la résistance au cisaillement du noyau de la connection selon les codes de conception étudiés ici, la contrainte de cisaillement divisée par la résistance du béton (cylindre) cad $v_{jh} / \sqrt{f_c}$ n'a pas dépassée les valeurs de 1.5, 1.0 et 0.18 correspondant aux limites données dans les codes NSZ, ACI et AII, respectivement.

Ø Pour les résistances au cisaillement horizontales et verticales dans les connections, le renforcement fourni était inférieur à celui exigé. Cependant, aucun des spécimens n'a montré de dégradations dans le noyau de la connection. Il est à noter que si un renforcement excessif est fourni dans les connections comme pour le cas de nos essais, la résistance des spécimens n'augmenterait pas. La raison est que des poutres ont été régies par la résistance à la flexion des poutres (conception de rotule plastique). Ainsi, de l'observation des essais, on note que le renforcement correspondant de cisaillement est suffisant puisqu'il n'a pas atteint sa limite d'écoulement.

Ø De ces essais limités, la quantité de renforcement dans la connection spécifiée par les codes peut être légèrement réduite. Ceci est confirmé par des travaux menés par autres chercheurs ^[14-16]. En conséquence, les dispositions sismiques pour les connections poteaux-poutres du code de conception de la Nouvelle Zélande NZS 3101:1995, de la versions révisée sont moins strictes que le précédent.

6. Références

1. Bertero, V.V. and Shah, H., "El-Asnam, Algeria, Algeria Earthquake October 10, 1980", Earthquake Engineering Research Institute, Jan. 1983, p.190.
2. Reports on the Damage Investigation of the 1985 Mexico Earthquake (1988), Architectural Institute of Japan.
3. Reports on the Damage Investigation of the 1990 Mexico-Philippine Earthquake (1992), Architectural Institute of Japan.
4. Reports on the Damage Investigation of the 1995 Hyogo-Ken Nambu Earthquake, Arai-gumi Engineering and Technical Laboratory, 1995.

5. Architectural Institute of Japan, "Design Guidelines for Earthquake Resistant RC Buildings Based on Ultimate Strength Concept", 1990, pp. 340 (in Japanese) and 1994, pp. 270 (in English).
6. AIJ Committee Report on Ductility Design, Architectural Institute of Japan, 1992.
7. Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures, AIJ, 1988.
8. Watanabe F., "Design for Shear and Bond", AIJ Structural Design Guidelines for Reinforced Concrete Buildings, Architectural Institute of Japan, 1994, pp. 77-123.
9. ACI318-89, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete", and Commentary (ACI318R-89), 1989.
10. Ramdane Kheir-Eddine, "Properties and Structural Behaviour of High Strength Concrete", PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Westminster, London, UK, 2000, 317pp.
11. NZS 3101:1982, "Part 1: Code of Practice for the Design of Concrete Structure", 127 pp., and "Part 2: Commentary on the Design of Concrete Structures", 156pp., Standard Association of New Zealand, Wellington, 1982.
12. "Concrete Design Standard, NZS 3101:1995, Part 1", and "Commentary on the Concrete Design Standard, NZS 3101:1995, Part 2"
13. ACI-ASCE Committee 352, "Revised Recommendations for the Design of Beam-Column Joints", Draft No.11, January 1984, p.34.
14. Paulay, T. and Park, R., "Joints in Reinforced Concrete Frames Designed for Earthquake Resistance", Research Report 84-9, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, 1984, 71 pp.
15. Paulay T. and Priestley M.J.N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley, New York, 1992.
16. Park, R. and Tanaka, H., "High Strength Concrete Beam-Column Joints", Second US-Japan-New Zealand-Canada Multi-Lateral Meeting on Structural Concrete in Seismic Regions, Honolulu, Hawaii, 29 Nov.-1 Dec. 1994.

APPENDIX

Exemple duferrailage d'un assemblage potrau-poutre (H1U)

