

(51) 二方向外力を受ける混合構造柱梁接合部の弾塑性性状

Experimental Study on Elastic-Plastic Behaviour of S Beam-RC Column Connections under Bi-directional Loading

馬場望*, 西村泰志**

Nozomu Baba, Yasushi Nishimura

* 工博, 大阪工業大学講師, 工学部建築学科 (〒535-8585 大阪市旭区大宮5丁目)

** 工博, 大阪工業大学教授, 工学部建築学科 (〒535-8585 大阪市旭区大宮5丁目)

To clarify elastic-plastic behaviors of exterior column-beam joints under bi-directional loading, the space specimens with steel beams in two directions were tested. The experimental variable is loading directions to the principle axis of the column section. The loading directions are 0, 22.5 and 45-degree.

As a conclusion, the maximum strength of the specimen loaded in 22.5-degree direction is nearly equal to that loaded in-plane direction. However, the maximum strength in 45-degree direction is smaller than that defined by the circular are interaction, and the component of maximum strength to in-plane direction was seriously reduced in compare with that loaded in-plane direction.

Key Words: S beam-RC column connections, bi-directional loading, loading directions, failure behaviour

1. 序

柱を鉄筋コンクリート（以下、RC という）造、梁を鉄骨（以下、S という）造とする混合構造（以下、RCS 構造）の柱梁接合部に関して、既往の研究は平面骨組を対象としたものが主であり、二方向外力を受ける接合部の挙動は明らかにされていない。

このような観点から、本研究は、RCS 構造建築物の隅柱を対象として、二方向外力を受ける柱梁接合部の弾塑

性性状を実験的に検討しようとするものである。

2. 実験

2.1 実験計画

図-1 に試験体の形状寸法および配筋詳細を示す。試験体は、隅柱を想定した立体ト字形骨組である。柱および梁の反曲点間距離は $h = 1,350 \text{ mm}$ および $l = 1,050 \text{ mm}$ であり、実大の 1/3 程度のモデルを想定している。図-2 に実

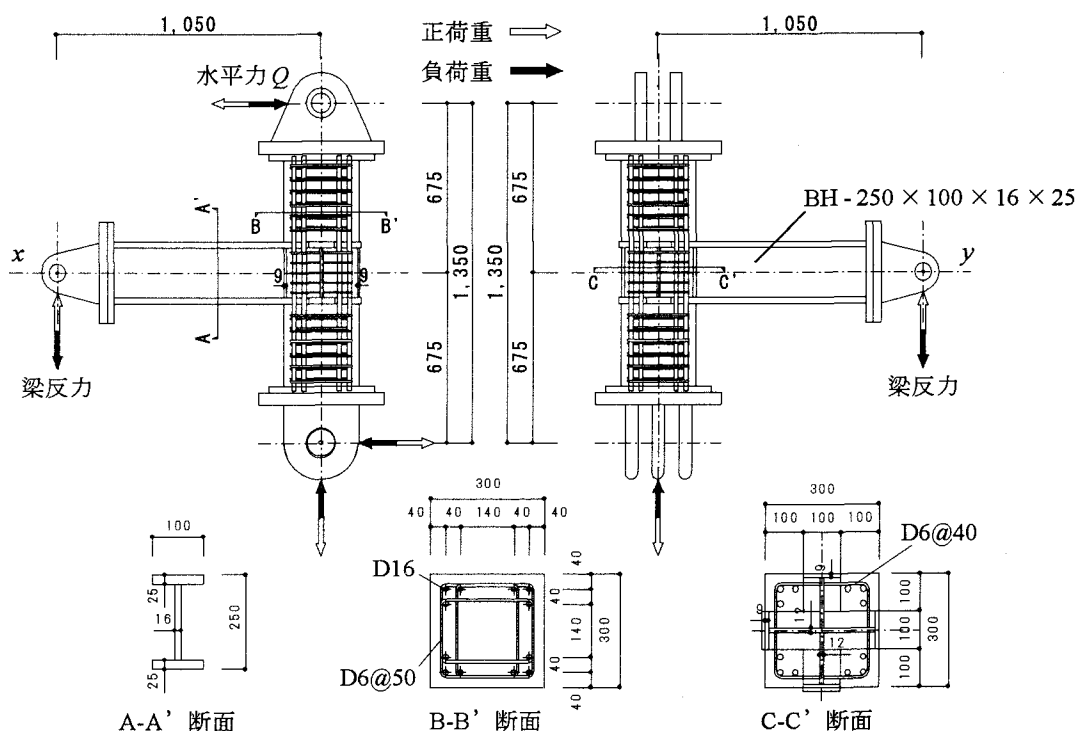


図-1 試験体の形状寸法、配筋および断面詳細

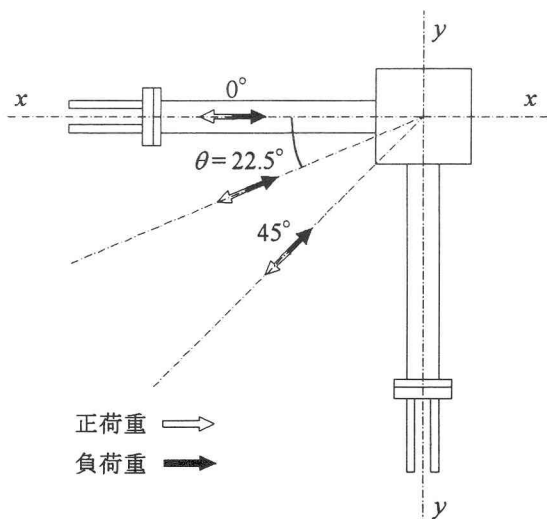


図-2 実験変数

表-1 試験体諸元

試験体名		BDL0	BDL225	BDL45
RC 柱	断面	300×300 mm		
	主筋	SD345 12-D16 $p_g = 2.65\%$		
	帯筋	SD295 4-D6@50 $p_g = 0.85\%$		
	コンクリート	$F_c = 27 \text{ N/mm}^2$		
作用軸力比		0		
S 梁	断面	SM490	BH-250×100×16×25	
接合部	ウェブパネル	SS400	PL16	
	フープ筋	SD295	2-D6@40 $p_g = 0.53\%$	
	支圧板	SM490	PL9	
柱断面の主軸 x に対する 載荷角度		0°	22.5°	45°

表-2 使用材料の力学的特性

材料		応力度 σ_y (N/mm ²)	降伏応力度 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)	ヤング係数 E_s (N/mm ²)
鉄骨	PL9	349	534	2.10×10^5	
	PL16 (SM490)	376	538	2.07×10^5	
	PL25	350	526	2.08×10^5	
	PL12 (SS400)	306	438	2.12×10^5	
鉄筋	D16 (SD345)	409	591	1.80×10^5	
	D6 (SD295)	310	492	1.67×10^5	
コンクリート	設計基準強度 F_c (N/mm ²)	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	割裂強度 F_t (N/mm ²)	ヤング係数 E_c (N/mm ²)	
	27	29.3	2.87	2.39×10^4	

験変数を示す。実験変数は、柱断面の主軸 x に対する載荷角度 θ である。載荷角度 θ は、0 度、22.5 度および 45 度の 3 種類とする計 3 体の試験体が計画された。図-3 に試験体の断面詳細を示す。柱断面は 300 × 300 mm である。柱主筋は D16 (SD345) を隅角部に 3 本ずつ、計 12 本配筋されている。柱のせん断補強筋は、 x および y 方向とも 4-D6 (SD295) が 50 mm 間隔で設けられている。S 梁の公称寸法は、BH - 250 × 100 × 16 × 25 (SM490) である。接合部は、部材の破壊に対してせん断破壊が先行しない

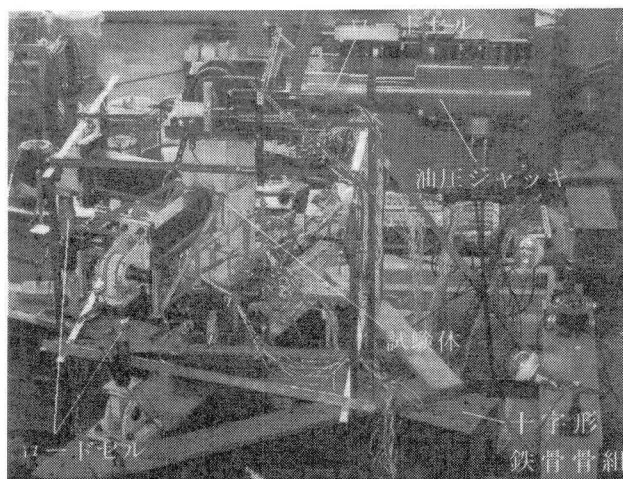


図-3 実験装置

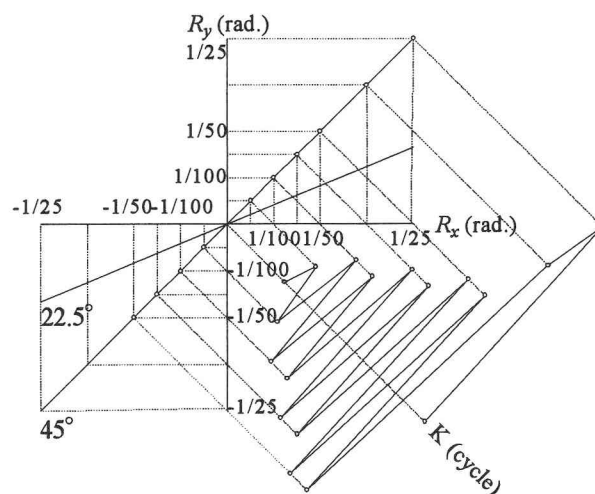


図-4 載荷プログラム ($\theta = 45$ 度の場合)

ように鉄骨ウェブパネル厚を PL12 (SS400) とした。また、接合部のせん断補強筋は、 x 方向および y 方向とも 2-D6 (SD295) が 40 mm 間隔で設けられている。なお、支圧板は PL9 (SM490) とした。表-1 に試験体諸元、表-2 に使用材料の力学的特性を示す。

2.2 実験装置

図-3 に実験装置を示す。実験は、試験体の柱脚を回転支点、梁端部を移動支点として、柱頭に水平荷重を負荷するものである。この装置は、図-3 に示すように、鉄骨梁の上に設置した十字形の鉄骨骨組と試験体と同じ角度に回転させて所定の位置に設置するが、柱頭および柱脚のピン軸は鉄骨梁の構面に直交するよう取り付けられている。なお、柱材に軸力は負荷されていない。

2.3 載荷法則

図-4 に載荷プログラムを示す。載荷法則は、各試験体とも x 方向の層間変形角が 1/200 rad. で正負 1 回、1/100、

1/67 および 1/50 rad. で正負 2 回の漸増繰返し載荷を行い、その後、1/25 rad. まで正のみの単調載荷を行うものである。

3. 実験結果およびその考察

3.1 ひび割れおよび破壊性状

図-5 に代表的なBDL 0 および BDL 45 試験体のひび割れ進展状況および最終破壊状況を示す。なお、層間変形角 R (rad.) は、載荷角度が 0 度の試験体と同様の変形が x 軸構面に負荷された場合の層間変形角を示す。層間変形角 $R = 0.01$ rad. のサイクルにおいて、各試験体とも柱部材接合端では初期曲げひび割れ、接合パネルではせん断ひび割れが生じた。次いで、 $R = 0.015$ rad. において、接合部上下で柱コンクリートの圧壊が観察された。これは、柱梁接合部の柱側面が、S 梁上下フランジのてこ機構による局部支圧のためコンクリートの圧壊が生じたものである。その

後、BDL 0 および BDL 22.5 試験体では、変形の増大に伴って、S 梁フランジ隅角部から生じた縦ひび割れと接合部せん断ひび割れが柱圧縮側の主筋に沿って柱材に進展し、柱部材接合端の曲げひび割れ幅が増大した。一方、BDL 45 試験体では、 $R = 0.02$ rad. のサイクル時において、両方向の S 梁フランジ隅角部から生じた縦ひび割れおよび接合部のせん断ひび割れが柱圧縮側の隅角部を三角錐状に切り取るような形で主筋に沿って柱材に進展し、柱圧縮側隅角部のコンクリートの圧壊が観察された。その後、変形の増大に伴って、図中の最終破壊状況の斜線で示すように、柱圧縮側の隅角部のコンクリートが三角錐状に剥離し、接合部上下のコンクリートの圧壊がより顕著になった。なお、0.02 rad. までに、各試験体とも柱部材接合端で主筋および柱部材接合端近傍の接合部のせん断補強筋がほぼ同時に引張降伏した。表-3 に各試験体のひび割れ発生荷重および最大荷重を示す。一方向載荷に比べて、二方向載荷では柱材の各ひび割れ発生荷重は小さく

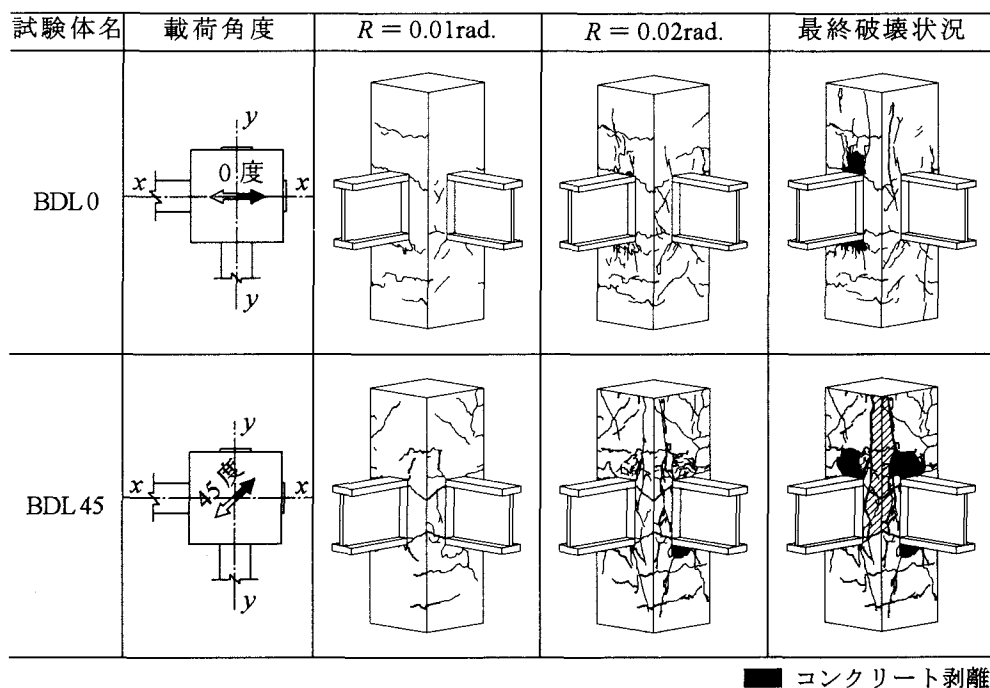


図-5 ひび割れ進展状況および最終破壊状況

表-3 ひび割れ発生荷重および最大荷重

		柱曲げひび割れ		接合部せん断ひび割れ		柱せん断ひび割れ		接合部上下のコンクリート圧壊		最大荷重
		Q (kN) *1	R (rad.) *2	Q (kN)	R (rad.)	Q (kN)	R (rad.)	Q (kN)	R (rad.)	
BDL0 試験体	正荷重	83.8	0.008	96.6	0.007	100	0.010	130	0.014	156
	負荷重	-79.9	-0.008	-96.6	-0.010	-129	-0.015	-90.7	-0.009	
BDL22.5 試験体	正荷重	52.5	0.005	81.4	0.008	94.6	0.010	120	0.015	159 (147) *3
	負荷重	-47.1	-0.005	-95.6	-0.009	-135	-0.015	-99.5	-0.01	
BDL45 試験体	正荷重	70.0	0.007	80.4	0.009	92.2	0.009	119	0.015	132 (93.6)
	負荷重	-41.2	-0.006	-63.7	-0.005	-104	-0.010	-93.2	-0.009	

*1 ひび割れ発生荷重, *2 ひび割れ発生時の層間変形角, *3 x 軸に置換した最大荷重

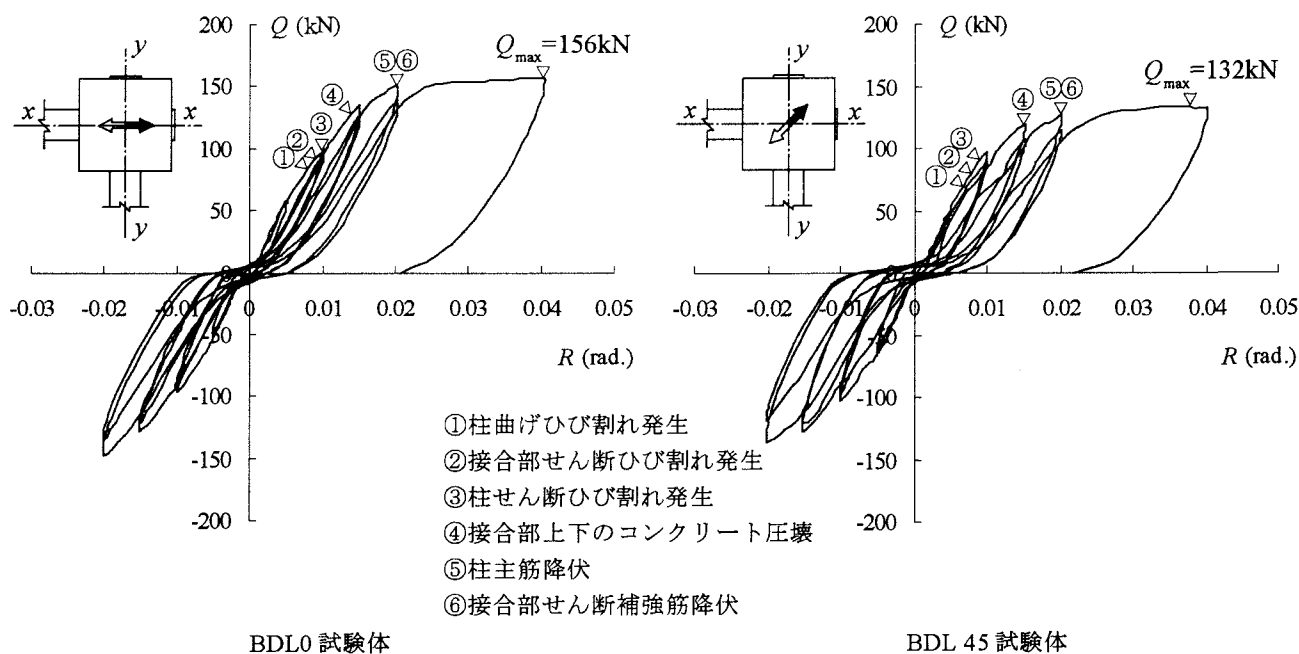


図-6 履歴曲線

なる傾向がある。

3.2 履歴性状

図-6 に代表的な BDL 0 および BDL 45 試験体の履歴曲線を示す。縦軸は柱頭に負荷された水平力 Q ，横軸は x 軸構面の層間変形角 R である。なお，図中にひび割れ発生荷重および鉄筋の降伏荷重を示す。各試験体とも，エネルギー吸収能力の小さい逆 S 字形の履歴性状を示している。各試験体とも初期剛性に大きな差異はみられず， $R = 0.15 \text{ rad.}$ まではほぼ類似した履歴性状を示している。しかしながら，BDL 0 試験体において， $R = 0.02 \text{ rad.}$ まで耐力が増大しているのに対し，BDL 45 試験体では， $R = 0.15 \text{ rad.}$ での耐力と比べて， $R = 0.02 \text{ rad.}$ での耐力の増大はわずかであり，BDL 0 試験体と比べて， $R = 0.02 \text{ rad.}$ サイクル時の剛性の低下率が大きいことがわかる。これは，前述のひび割れ状況から，柱圧縮側の隅角部のコンクリートが圧壊したためと考えられる。その後，変形の増大に伴って，各試験体とも $R = 0.02 \text{ rad.}$ 時の耐力をほぼ保持しており，最終振幅の $R = 0.04 \text{ rad.}$ まで耐力の低下は見られなかった。なお，BDL 22.5 試験体の履歴性状は，BDL 0 試験体とほぼ同じであり，顕著な相違は見られなかった。

図-7 は各試験体の最大耐力を比較したものである。縦軸は y 軸方向の柱せん断力 Q_y ，横軸は x 軸方向の柱せん断力 Q_x である。BDL 0 試験体の実験値は，柱の終局曲げ強度を大きく下回っており，最大耐力は鉄骨フランジ上下面のコンクリートの支圧耐力が支配的な柱の破壊によって決定されたものと考えられる。 x 軸に置換された耐力は BDL 0 および BDL 22.5 試験体ともにほぼ同じ値であるのに対し，BDL 45 試験体の耐力は，他の試験体よりも 40 % 程度小さくなっていることがわかる。

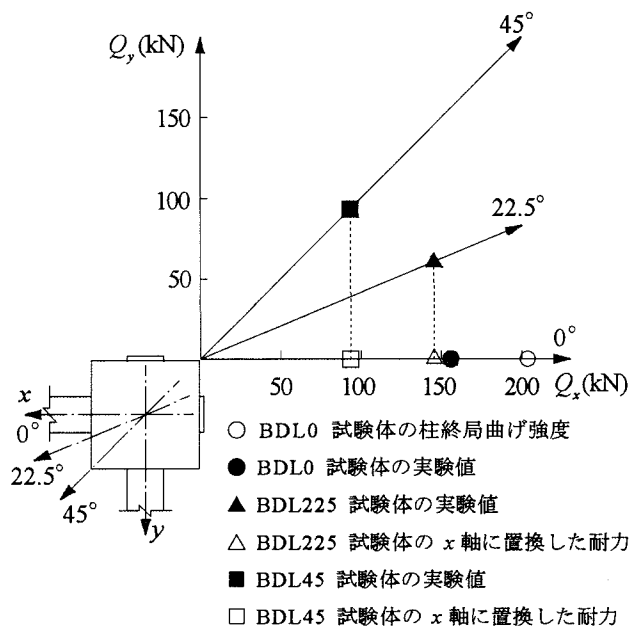


図-7 最大耐力の比較

4. 結語

- 1) 載荷角度にかかわらず，エネルギー吸収能力の小さい逆 S 字形の履歴性状を呈するが，層間変形角 $R = 0.04 \text{ rad.}$ まで耐力の低下は見られない。
- 2) 22.5 度載荷を受ける試験体の x 軸に置換した耐力は，0 度載荷の場合とほぼ同じ値であるが，45 度載荷を受ける耐力は，0 度載荷の場合と比較して大きく低下する。

参考文献

- 1) 建築研究所他：ハイブリッド構造に関する日米共同研究報告書，pp.267 - 277，1998.8