

(48) 鋼・コンクリート合成柱材と鉄骨梁で 構成された柱梁接合部の弾塑性性状に関する 実験的研究

瀧上 大貴¹・倉富 洋²・田中 照久²・堺 純一³

- 1 大学院生 福岡大学工学部建築学科 (〒814-0180 福岡市城南区七隈8-19-1)
td164018@cis.fukuoka-u.ac.jp
- 2 助教 福岡大学工学部建築学科 (〒814-0180 福岡市城南区七隈8-19-1)
- 3 教授 福岡大学工学部建築学科 (〒814-0180 福岡市城南区七隈8-19-1)

著者らは、十字鉄骨を用いた鋼・コンクリート合成柱の構造性能について調べてきた。本研究では、合成構造のメリットを活かし、尚且つ簡潔な柱梁接合部ディテールを提案し、八角形断面を持つ十字形鉄骨とコンクリートで構成されたSC柱と鉄骨梁で構成された混合構造骨組の弾塑性変形性状を調べる事を目的に実験を行った。まず要素試験としてSC柱と梁フランジのみで構成された試験体の単調引張試験を行い、応力伝達機構を明らかにした。次に一定軸力下で繰り返しせん断力を受ける十字形骨組の載荷試験を行い、弾塑性性状を明らかにした。その結果、SC柱と鉄骨梁で構成される骨組の柱梁接合部のせん断耐力を明らかにするとともに、骨組の応力伝達においてバンドプレートの有効性を示した。

KeyWord : Keyword: *Steel-concrete composite column, Stress transmission, Outside diaphragm, Band plate*

1. 序

著者らは、鉄骨鉄筋コンクリート(以下、SRCと略記)部材の特徴である高耐震性能の更なる向上と、施工における省力化を目指した鋼・コンクリート(以下SCと略記)合成柱材の開発を目的として、十字形鉄骨とコンクリートのみで構成された八角形断面を有するSC柱材を提案している。本SC柱材の弾塑性変形性状を検討するため、地震時応力を想定した曲げせん断実験を行ない、本SC柱材がSRC柱材に劣らない構造性能を示すことを明らかにした¹⁾。

このSC柱と組合せる梁として、鉄骨梁、鉄筋コンクリート(RC)梁、SC梁、SRC梁などが考えられるが、まず鉄骨梁と組合せる柱梁接合部の合理的な設計法を検討する。文献2)では本SC柱と鉄骨梁で構成された柱梁接合部の部分モデル試験体の引張実験、十字形フレームの繰り返しせん断実験を行った。その結果、一般的に十字形鉄骨の形状維持の為に用いられるバンドプレートを接合部に設けることによりバンドプレートが応力伝達に寄与し、内スチフナを設けなくても梁の応力を確実に柱に伝えることが可能であることを明らかにした。

本研究では、より簡素化された柱梁接合部のディテールの開発を目的とし、バンドプレートの耐力と外ダイアフラムの必要最小幅を明らかにすることと、柱梁接合部のせん断耐力の評価法を示すことを目的としている。

2. 梁端接合部の引張実験

(1)実験概要

a) 試験体

図-1と図-2に試験体の形状と接合部ディテールを示す。本研究では八角形SC柱と鉄骨梁を外ダイアフラムを設けて溶接接合した接合部ディテールについて検討する。鉄骨梁はフランジのみを再現した。梁フランジと外ダイアフラムは1枚の鋼板から切り出し、柱鉄骨のフランジと完全溶け込み溶接にて溶接接合している。柱の十字鉄骨の寸法はCH-200x80x4.5x9とし梁フランジ断面は100x6, 120x9の2種類とした。バンドプレートは高さ50mm、厚さ6mmの鋼板を柱フランジおよび外ダイアフラムに隅肉溶接した。試験体一覧を表-1に示す。実験変数は梁幅、フランジ厚、外ダイアフラムの幅、バンドプレー

表-1 試験体一覧

試験体名	鉄骨寸法	外ダイアフラム幅 D	バンドプレート	コンクリート強度
B100 D15-B	CH-200x80x4.5x9 梁断面 100x6	15 ($d_n=0$)	有り	33.47
B100 D15-N		15 ($d_n=27.8$)	無し	
B100 D30-N		30 ($d_n=27.8$)		
B120 D15-B	CH-200x80x4.5x9 梁断面 120x9	15 ($d_n=22.9$)	有り	
B120 D20-B		20 ($d_n=22.9$)		
B120 D30-B		30 ($d_n=22.9$)		
B120 D40-B		40 ($d_n=22.9$)		
B120 D30-N		30 ($d_n=56.3$)	無し	
B120 D40-N		40 ($d_n=56.3$)		

※: d_n : 式(6)で計算した必要ダイアフラム幅, バンドプレートは高さ50mm, 厚さ6mmで統一

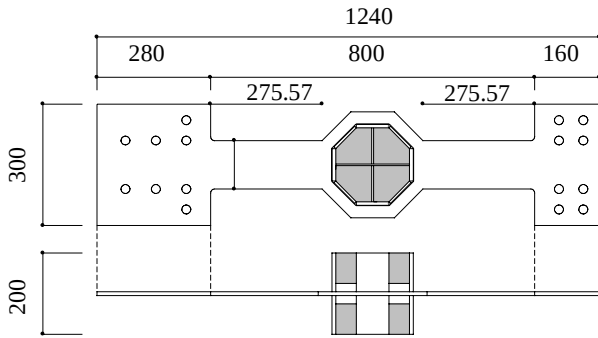


図-1 試験体形状

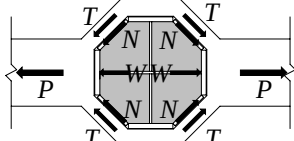


図-3 接合部の応力伝達

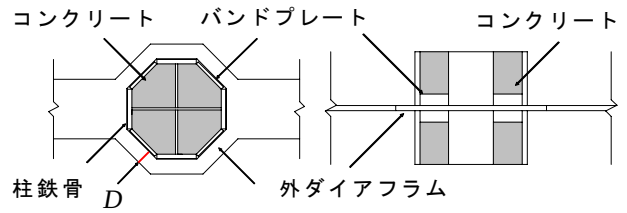


図-2 接合部ディテール

表-2 鋼材の機械的性質

鋼材	鋼種	降伏応力度 (N/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)	降伏比	ヤング係数 (N/mm^2)	伸び率 (%)
PL4.5	SS400	332	450	0.74	2.12×10^5	37.0
PL6.0		265	428	0.62	2.05×10^5	39.5
PL9.0		299	485	0.62	2.03×10^5	38.9

トの有無とし, 計9体の試験体を製作した。外ダイアフラムの必要幅 d_n の算出は後述の式(6)で行った。本実験では 30N/mm^2 級のコンクリートを用いている。コンクリート強度を表-1に, 鋼材の機械的性質を表-2に示す。

b) 外ダイアフラムの設計概要

梁の応力を確実に柱に伝える為に必要な外ダイアフラムの幅 d_n を決定するにあたり, 図-3に示すような力の伝達を想定した。梁フランジの引張力(P)を外ダイアフラム(T)と柱ウェブ(W)とバンドプレート(N)で負担させるものとする, d_n は(6)式にて算出される。

$$P - W - \sqrt{2}N = \sqrt{2}T, \quad P = B \cdot t_f \cdot \sigma_y \quad (1), (2)$$

$$W = 2 \times 0.7S \times L \times \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (3)$$

$$N = H \cdot t_b \cdot \sigma_y, \quad T = d_n \cdot t_f \cdot \sigma_y \quad (4), (5)$$

$$d_n \geq \frac{P - W - \sqrt{2}N}{\sqrt{2}t_f \cdot \sigma_y} \quad (6)$$

ここで P : 梁の引張力, t_f : ダイアフラム・梁フランジの厚さ, σ_y : 降伏応力度 (270N/mm^2), W : 柱ウェブの負担

力, N : バンドプレートの降伏強度 (高さ $H=50\text{mm}$), t_b : バンドプレートの厚さ (6mm), T : 外ダイアフラムの降伏強度とする。柱ウェブにかかる力は柱フランジと柱ウェブ間の溶接強さを最大と仮定しサイズを 4.5mm , 溶接長さ L を柱材長の半分の長さ (100mm) とし算定した。この d_n を満たしていれば外ダイアフラムより梁が先行して降伏することになる。

c) 荷重方法

荷重装置を図-4に示す。加力側は固定端とし 500kN 水平ジャッキを用い図中矢印の方向に加力し試験体に引張力を作用させた。ひずみは梁, 柱ウェブ, ダイアフラム, バンドプレートに貼付し各位置のひずみを計測した。変位は試験体全長 800mm 区間の軸方向変位を計測した。

(2) 実験結果

a) 荷重 - 変形関係

図-5に各試験体の荷重 - 変形関係を示す。図中には材料強度を用いて計算した梁フランジの降伏耐力を破線で示している。また, 表-3に主要な実験値を示す。

図-5(a)は梁幅 100mm の3試験体の比較である。 $D=15\text{mm}$ の試験体は $D=30\text{mm}$ とほぼ同等の変形能力を示した結果

となり、式(6)で算定した必要幅を満たしていないが、バンドプレートを設けることにより、梁の応力を確実に伝えることできた。

同図(b)は梁幅120mm、バンドプレートありの4試験体を比較したものである。 $D=15\text{mm}$ 、 $D=20\text{mm}$ の試験体は必要ダイアフラム幅よりも小さい外ダイアフラム幅であるが、梁の応力を伝達することができ、変形能力に富んだ挙動を示している。

同図(c)、(d)はバンドプレートの有無を比較したグラフを示している。 $D=30\text{mm}$ 、 $D=40\text{mm}$ ともにバンドプレートの有無で大きな差が見られた。また、バンドプレートを設けることで外ダイアフラムは必要幅の半分としても応力伝達が可能であり、変形能力はバンドプレートがない場合と比べて約2倍となる。

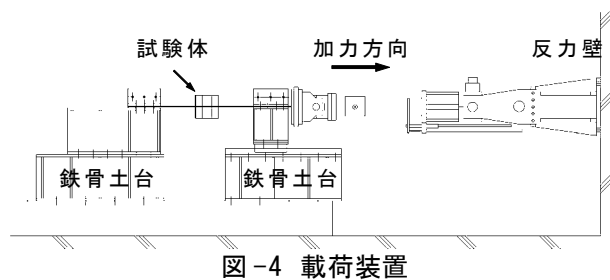


図-4 荷重装置

実験終了後の写真を写真-1に示す。試験体の破壊形式は、B120D30-N、B120D40-Nを除いて、写真-1(a)に示すように全て梁フランジの破断であった。B120D30-Nは写真-1(b)に示すようにダイアフラムの破断であった。また、柱ウェブとフランジの溶接部が切れていた。B120D40-Nは写真-1(c)に示すようにダイアフラムの破断は見られなかったが、柱ウェブとフランジの溶接部が破断した。

b) ひずみ挙動

図-6にひずみ-変形関係を示す。柱ウェブ、外ダイアフラムともに、B120D30-Bの反力側で計測されたゲージの値を示している。同図(a)より柱ウェブのひずみは、8番が最も大きく次に6番、10番が大きな値となっている。これは、柱ウェブ先端では、梁フランジ高さで歪(応力)が集中し、柱の中心に向かって応力がウェブ高さ方向に広がっていることを裏付ける結果である。

同図(b)よりダイアフラムのひずみは中心(30番、32番)が最も大きく、内側と外側で比べると内側のほうが高いことが分かる。

(3) 考察

本研究では、梁フランジの引張応力を伝えるために必要な外ダイアフラム幅を式(6)で算出したが、必要幅の半

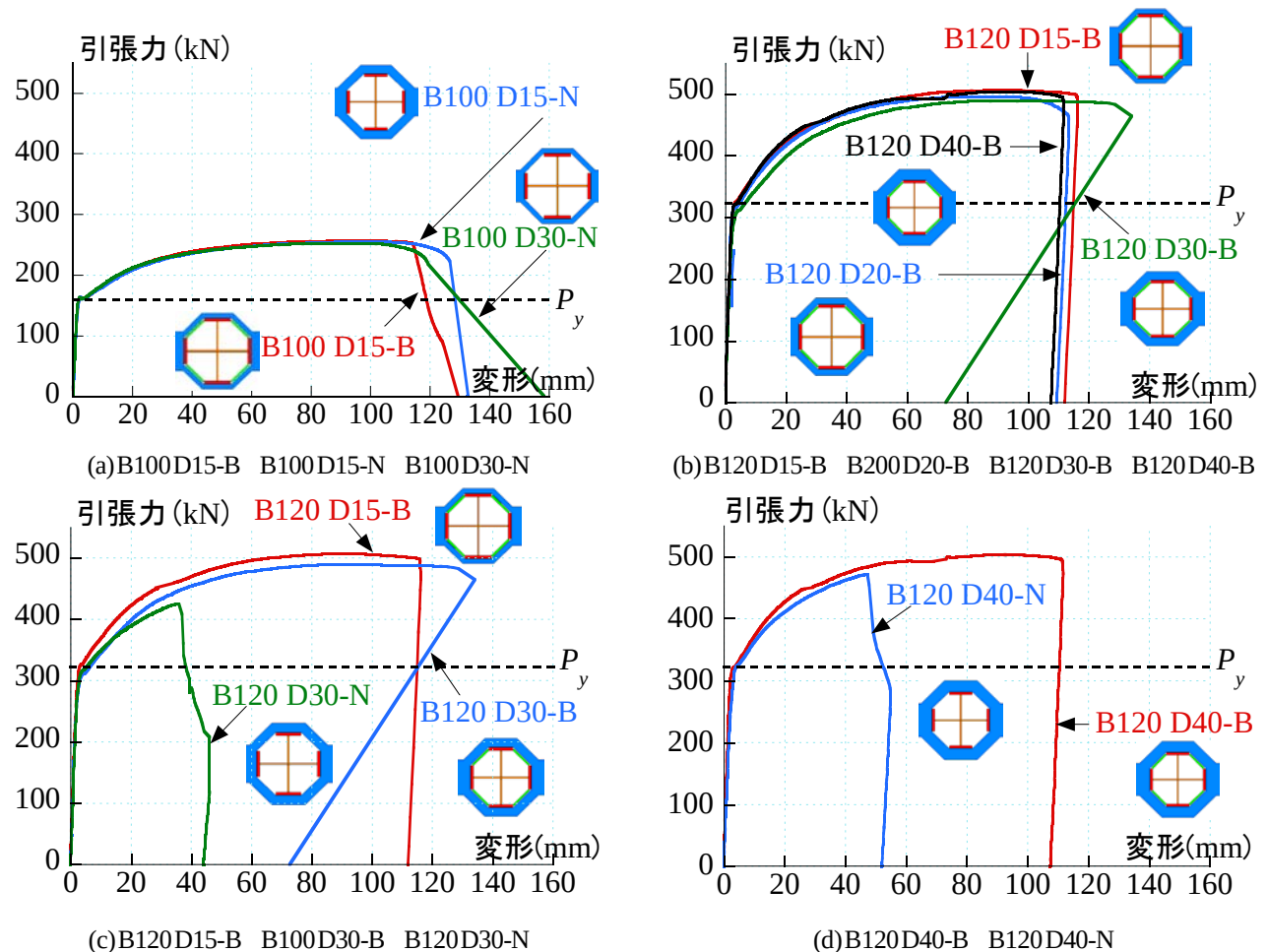


図-5 引張試験の荷重-変形関係

分の幅でも梁の応力を伝達することができた。B100 D15-N, B120 D20-B, B120 D15-Bは設計時は外ダイアフラムでの破断を予測していたが、結果としては梁フランジでの破断となった。これは、外ダイアフラムとバンドプレート間の溶接部での応力伝達の影響が考えられる。

バンドプレートを設けることで変形能力が約2倍となり、梁の応力を確実に伝えることができる。

ひずみ-変形関係(図-6(a)参照)より柱ウェブにかかる応力の流れは一様ではなく、応力が伝わる有効断面積は全面積でないことが分かる。

以上の事により、外ダイアフラムの必要幅は本設計式(6)で安全側に評価できる。

3. 十字形骨組の繰返し荷重載荷実験

(1) 実験概要

a) 試験体

十字形骨組の寸法と柱梁接合部のディテールをそれぞれ図-7(a)(b)に示す。試験体は八角形断面を有するSC柱と鉄骨梁を溶接接合した柱通し型の骨組とし、柱梁接合部を外ダイアフラムとバンドプレートで構成した。バンドプレートを設けた試験体を3体、設けていない試験体を2体の計5体を製作した。

外ダイアフラムの必要幅を満たしていれば梁の性能を十分に発揮させることができ、柱、柱梁接合部パネルの耐力を梁よりも高く設計すれば、梁で崩壊させる事ができることを既往の研究で明らかとしている⁵⁾。本研究では柱梁接合部パネルの終局せん断耐力の評価法を調べるため柱梁接合部先行崩壊型の設計とした。

表-4に試験体一覧を示す。実験変数には外ダイアフラムの幅 D 、バンドプレートの有無を選定している。

梁の応力を確実に柱に伝えるために必要な外ダイアフラムの幅 d_n はバンドプレートを取り付けた場合22.9mmでありバンドプレートがない場合は56.3mmとなる。外ダイアフラムの必要幅を満たし、バンドプレートの有無で

表-3 実験結果

試験体	梁寸法	外ダイアフラム幅 D	D / d_n	$P_{max}(kN)$	$\delta_{max}(mm)$	$P_y(kN)$	P_{max} / P_y
B100 D15-B	PL-100x6	15 ($d_n=0$)	0.54	256.7	97.6	150	1.71
B100 D15-N		15 ($d_n=27.8$)		254.6	96.0	165	1.54
B100 D30-N		30 ($d_n=27.8$)		252.4	90.1	164	1.54
B120 D15-B	PL-120x9	15 ($d_n=22.9$)	0.66	506.7	93.2	282	1.80
B120 D20-B		20 ($d_n=22.9$)	0.87	496.6	86.3	299.0	1.66
B120 D30-B		30 ($d_n=22.9$)	1.31	489.3	94.5	304	1.61
B120 D40-B		40 ($d_n=22.9$)	1.75	503.5	94.1	299	1.68
B120 D30-N		30 ($d_n=56.3$)	0.53	425.4	35.1	318	1.34
B120 D40-N		40 ($d_n=56.3$)	0.71	471.9	47.1	307	1.54

※ d_n : 必要ダイアフラム幅 D/d_n : 幅厚比 δ_{max} : 最大耐力時の変形 P_{max}/P_y : 耐力比

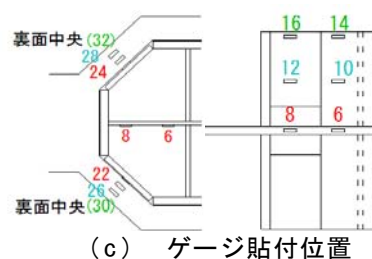
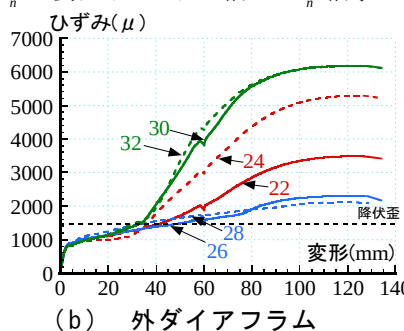
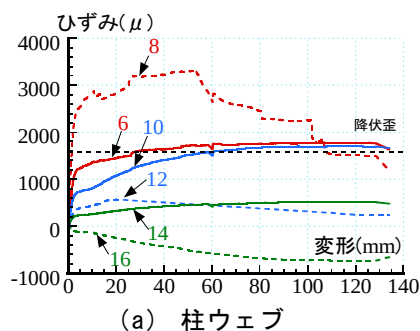


図-6 ひずみ-変形関係



写真-1 破断状況

表-4 試験体一覧

試験体	柱	梁	外ダイアフラム幅 D	BPの有無	破壊形式
D15-B	CH-200x80x4.5x9	H-250x120x4.5x9	15 ($d_n=22.9$)	有	外ダイアフラム
D30-B			30 ($d_n=22.9$)	有	柱梁接合部
D30-N			30 ($d_n=56.3$)	無	外ダイアフラム
D40-B			40 ($d_n=22.9$)	有	柱梁接合部
D60-N			60 ($d_n=56.3$)	無	柱梁接合部

※ ()内は必要ダイアフラム幅 d_n BP:バンドプレート

表-5 鋼材の機械的性質

鋼材	鋼種	降伏応力度 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比	ヤング係数 (N/mm ²)	伸び率 (%)
PL4.5	SS400	336	454	0.74	2.11×10^5	36.4
PL6.0		270	437	0.62	2.13×10^5	39.18
PL9.0		292	474	0.62	2.00×10^5	39.56

の性能の差異をD30-B, D30-Nで比較する。またバンドプレートを取り付けた場合の外ダイアフラム幅の違いが弾塑性挙動に及ぼす影響をD15-B, D30-B, D40-Bで検討する。D60-Nはバンドプレートを設けず外ダイアフラムの必要幅を満たした試験体である。D15-BとD30-Nは外ダイアフラムで破壊するように設計し、その他は接合部パネルで破壊するように設計を行っている。

試験体は外ダイアフラムと梁フランジを一枚の鋼板から切り出し、外ダイアフラムと柱フランジを完全溶け込み溶接にて溶接接合した。バンドプレートの寸法は鋼板厚6mm、高さ50mmとし、柱十字鉄骨フランジに完全溶け込み溶接し外ダイアフラムには隅肉溶接した。柱と梁の鉄骨はSS400材で4.5mmと9mm厚の鋼板を溶接して製作した。鋼材の機械的性質を表-5に示す。

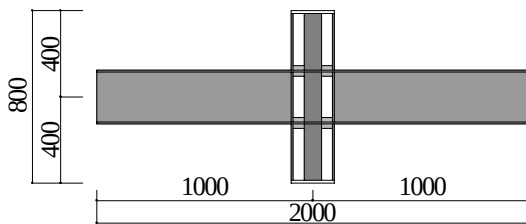
b) 設計概要

試験体を設計するにあたり、柱と梁の終局曲げ耐力及び柱梁接合部パネル部の終局せん断耐力を算定した。

鉄骨梁の耐力は、図-7(b)のA-A'の位置で断面が全塑性モーメント $_bM_p$ を発揮する時を終局耐力として算定し、柱の曲げ耐力 $_cM_{pc}$ は一般化累加強度を用いて算定した。なお、コンクリートの圧縮強度の低減は行っていない。

柱梁接合部パネルの終局せん断耐力 $_jM_u$ はSRC規準に準じて式(8)により算定した⁶⁾。

$$_jM_u = _cV_e \cdot _jF_s \cdot _j\delta + \frac{V_s \cdot _s\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (8)$$



(a) 試験体立面図

ここで、 $_cV_e$: 柱梁接合部パネルのコンクリートの有効体積 (フランジ厚の中心で囲まれた八角形の面積 $\times _bj$)、 $_bj$: 鉄骨梁のフランジ中心間距離、 $_jF_s$: 柱梁接合部パネルのコンクリートのせん断強度 ($=\min(0.12\sigma_B, 1.8+3.6\sigma_B/100)$)、 $_c\sigma_B$: コンクリートの圧縮強度、 $_j\delta$: 柱梁接合部パネルの形状による係数(十字フレームなので3とする)、 $_sV$: 柱梁接合部パネルの鉄骨の有効体積、 $_s\sigma_y$: 鉄骨の降伏応力度である。

接合部パネルの鉄骨の有効体積 $_sV$ は、既往の研究³⁾によりせん断力に対して弱軸の鉄骨フランジも抵抗することが判明しているため、 $_sV$ は強軸の鉄骨ウェブ+弱軸の鉄骨フランジの体積の和とする。

柱、梁および接合部パネルの終局耐力を梁のせん断力 P に換算した値 $_cP_u$ 、 $_bP_u$ および $_jP_u$ を式(9)、(10)および(11)により算定した。骨組の計算耐力 P_u は、 $_cP_u$ 、 $_bP_u$ および $_jP_u$ の最小値で判断している(式(12)参照)。

$$_cP_u = \frac{H}{L \cdot h} \cdot _cM_{pc} \quad , \quad _bP_u = \frac{bM_p}{l} \quad (9) \quad , \quad (10)$$

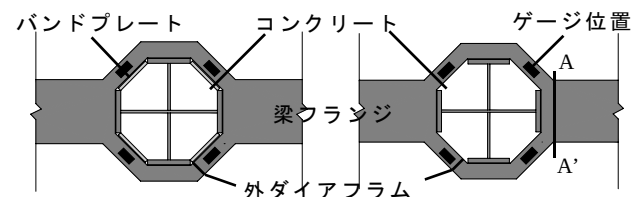
$$_jP_u = \frac{H}{2Hl - L \cdot _bj} \cdot _jM_u \quad (11)$$

$$P_u = \min(_cP_u, _bP_u, _jP_u) \quad (12)$$

ここで、 H 、 h : それぞれ、柱梁接合部パネルの心および梁フェイスから柱頭の加力点までの距離、 L : 梁接合部パネルの心から梁材端の加力点までの距離、 l : 図-7(b)の位置A-A'から梁材端部の加力点までの距離、 $_cM_{pc}$: 柱断面の終局曲げ耐力、 $_bM_p$: 梁断面の全塑性モーメント、 $_jM_u$: 柱梁接合部パネルの終局せん断耐力とする。

c) 荷重方法

荷重装置を図-8に示す。柱には断面の圧縮耐力の30%の軸力を作用させ、梁の両端に取付けた500kN油圧



(b) 接合部ディテール

図-7 試験体立面図

表-6 実験結果

	実験耐力		計算耐力				耐力比 $P_{max}/_jP_{u1}$	耐力比 $P_{max}/_jP_{u2}$
	P_{max} (kN)	R_{max} (%)	梁		柱梁接合部			
			$_bM_p$ (kN・m)	$_bP_u$ (kN)	$_jP_{u1}$ (kN)	$_jP_{u2}$ (kN)		
D15-B	133	4%	96.3	124.8	111.5	86.2	1.20	1.55
D30-B	139	4%		128.4			1.25	1.61
D30-N	114	4%		128.4			1.02	1.32
D40-B	139	4%		130.8			1.25	1.62
D60-N	127	5%		136.1			1.14	1.48

※ P_{max} : 最大荷重 R_{max} : 最大耐力発揮時の部材角

ジャッキにより正負交番繰り返しせん断力を載荷した。

載荷形式は、部材角 2% までは 0.5% ずつ漸増させ、部材角 2% からは 1% ずつ漸増させて載荷した。各変位振幅とも 2 サイクルずつ繰り返している。

(2) 実験結果

実験結果を表-6 に示す。試験体それぞれの梁のせん断力(外力荷重) P -部材角 R 関係を図-9(a)~(e)に示す。梁の部材角 R は、東側と西側の梁端の加力点の位置で変位計により測定した梁の鉛直変位を、柱梁接合部パネルの芯から梁材端の加力点までの長さで除して求めた値とした。全ての試験体において東と西で弾塑性挙動は変わらなかった為、西のせん断力(外力荷重) P -部材角 R 関係を示した。図中に示している点線は、材料強度を用いて計算した梁断面の全塑性モーメントを発揮する時の梁のせん断力 bP_u である。また実線で示している jP_{u1} と jP_{u2} は柱梁接合部パネルの終局せん断耐力である。

D15-B は測定装置の不備で部材角 4% 以降の載荷ができなかったのでそこで実験を終了した。また D40-B は部材角 4% まで載荷を行い一度実験を終了した後、もう一度部材角 6% まで載荷を行った。

全ての試験体において梁に目立った局部座屈は確認されず、外ダイアフラムでの局部的な破断も確認されなかった。柱梁接合部には大きなせん断変形が確認された。バンドプレート有の試験体は部材角 1.5% で柱梁接合部のコンクリートに約 0.1mm 幅のせん断ひび割れが確認された。部材角 3% 載荷時には柱梁接合部の表面のコンクリートに剥落が生じた(写真 2 (a) 参照)。バンドプレートが無い試験体は 1% から 1.5% にかけて約 0.4mm 程度のせん断ひび割れが生じた。部材角 5% から 6% 載荷時には柱フランジで囲まれていないコンクリートが激しく破壊し剥落した(写真 2 (b) と (c) 参照)。図-9 の (a) D15-B と (b) D30-B, (d) D40-B を比較すると履歴性状は部材角 4% まで同様の挙動を示し、骨組の最大耐力も同程度の値を示した。

D30-B と D30-N を比較すると D30-B の方が約 1.2 倍の最大耐力を示している。このことから、バンドプレートが応力伝達に寄与していることが分かる。D30-N と D60-N か

らバンドプレートを取り付けていない場合でも外ダイアフラムの必要最小幅を満たしておけば外ダイアフラムでの局部的な破断を起こすことなく応力伝達できる事が分かった。

(3) 柱梁接合部の終局せん断耐力

式(8)における鉄骨の有効体積 V は柱強軸ウェブの体積と柱弱軸フランジの体積の 1/2 をとった式(13)を用いて算定する。同様に、コンクリートの有効体積 V_c は、柱梁接合部パネルの十字形断面鉄骨とバンドプレートで囲まれた八角形断面積 $\times j$ (図-10 (a)) とし式(14)で算定する方法と、柱梁接合部パネルの強軸フランジ間に拘束されたコンクリートの断面積 $\times j$ (図-10 (b)) とし式(15)で算定する方法の 2 種類を検討した。 jP_{u1} は V_{e1} を、 jP_{u2} は V_{e2} を用いて算定する。

$$sV = \{c_s t_w \cdot (c_s D - 2c_t t_f) + c_t t_f \cdot c_s b\} \cdot j \quad (13)$$

$$cV_{e1} = \left[\left\{ c_s D^2 - \frac{1}{2} (c_s D - c_s b)^2 \right\} - c_s t_w \cdot (c_s D - 2c_t t_f) - 4c_t t_f \cdot c_s b \right] \cdot j \quad (14)$$

$$cV_{e2} = \left\{ (c_s D \times c_s b) - c_s t_w \cdot (c_s D - 2c_t t_f) - 2c_t t_f \cdot c_s b \right\} \cdot j \quad (15)$$

ここで $c_t t_w$ 、 $c_t t_f$: 柱の鉄骨ウェブとフランジ厚、 $c_s D$ 、 $c_s b$: 柱の鉄骨せいと幅(強軸、弱軸同値)である。

接合部にバンドプレートを用いた場合、柱梁接合部

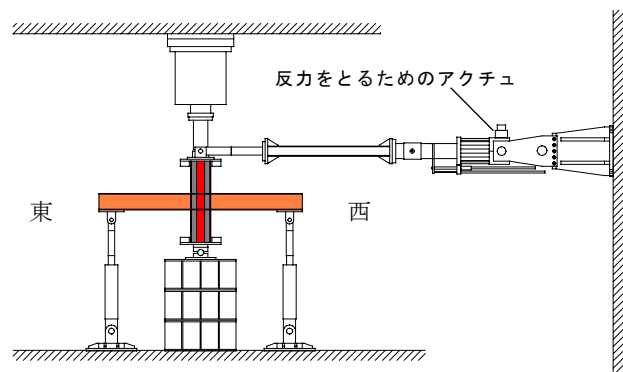


図-8 載荷装置

パネルのコンクリートの拘束効果が大きく、大きなコンクリートの剥落は見られなかった。これらの試験体では部材角 0.5% で柱梁接合部の強軸ウェブがせん断降伏していた。さらに、図-9(a) (b) (c)に示す様に部材角 2% で P_{u1} を発揮できているので、終局せん断耐力を P_{u1} で評価できると考えられる。

図-11 に D15-B の試験体の柱の弱軸鉄骨フランジのせん断ひずみを示す。弱軸のフランジは部材角 2% 載荷時に降伏ひずみの約 1/2 のひずみに留まっている。これは他の試験体も同様のひずみ性状であった。この結果より柱梁接合部の終局せん断耐力を算定する上で弱軸鉄骨フランジの体積を 1/2 とした式(13)で評価するのが妥当であると考えられる。

接合部にバンドプレートを設けなかった場合は、図-9(c) (e)から分かる通り P_{u1} を発揮していない。柱梁接合部の鉄骨ひずみの挙動はバンドプレート付の試験とほぼ同様であるが、接合部コンクリートの剥落が生じており(写真-2(b) (c))、接合部外部コンクリートの拘束効果は期待できないと考えられる。これらの試験体は部材角 2% 載荷時に P_{u2} は発揮できているため、この耐力で終局せん断耐力を評価することができると考えられる。

4. 結論

鋼・コンクリート合成柱と鉄骨梁から構成される混合構造骨組の柱梁接合部の応力伝達性状に関して引張試験及び繰り返しせん断実験を行った結果、以下のことを明らかにした。

- 1) 外ダイアフラムの幅は、式(6)で算出した外ダイアフラム幅を満たしていれば梁の応力を柱に伝達できる。
- 2) 変形能力は外ダイアフラムの幅よりバンドプレートの有無によって差が出る。バンドプレートを用いた場合は変形能力が約2倍となり、バンドプレートが応力伝達の点でも有効である。
- 3) SC 柱と鉄骨梁で構成された十字形の骨組でも式(6)で示した外ダイアフラムの必要幅を満たしておけば梁の応力を柱にスムーズに伝達できる。
- 4) SC 柱と鉄骨梁で構成された十字形骨組の柱梁接合部パネルの終局せん断耐力は式(8)で評価できる。
式中の鉄骨体積 V_f は式(13)で、コンクリートの体積 V_c はバンドプレートを用いた場合には式(14)で、用いない場合には式(15)で算出する。

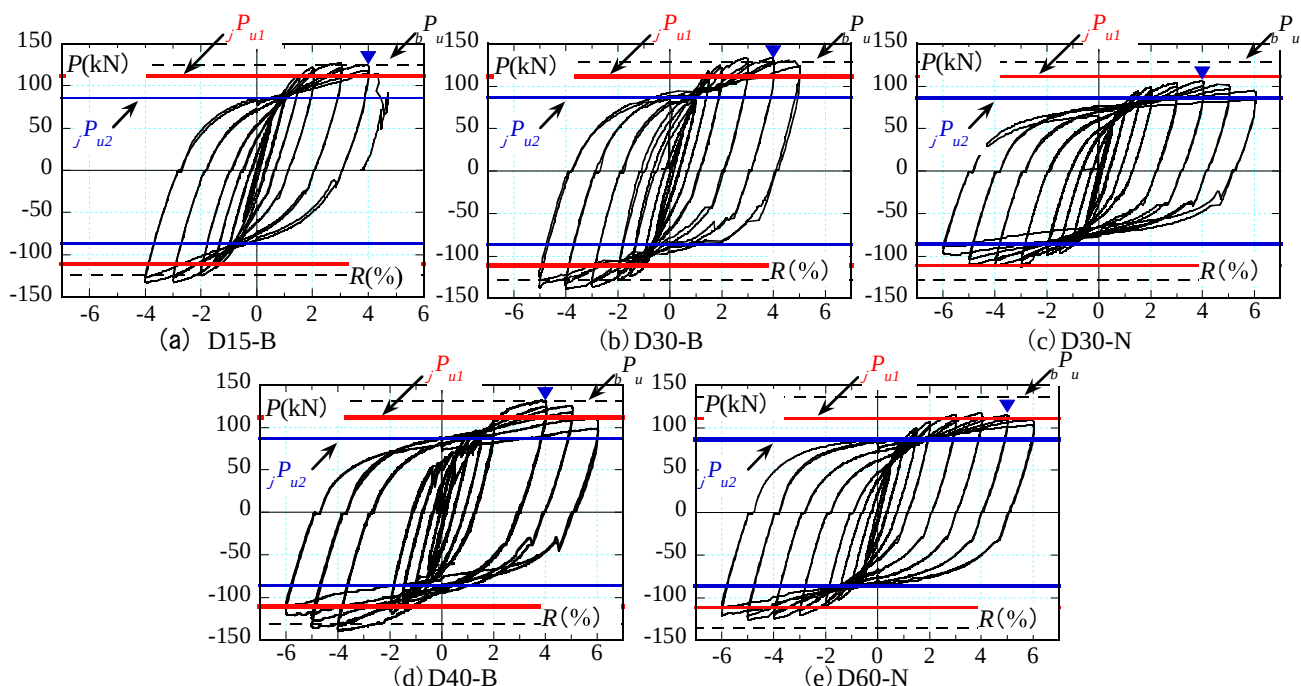


図-9 骨組の荷重 - ひずみ関係

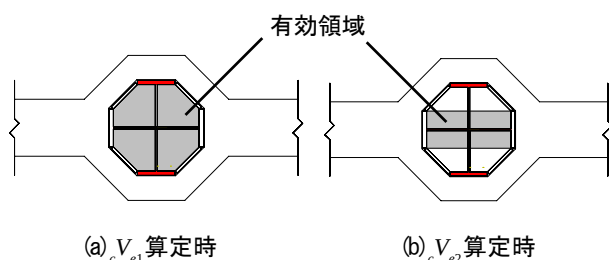


図-10 接合部パネルのコンクリートの有効体積の領域

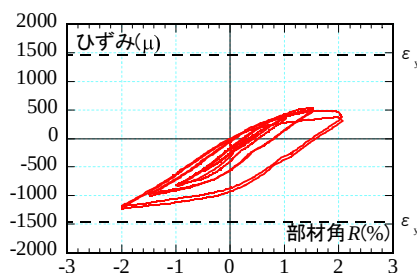
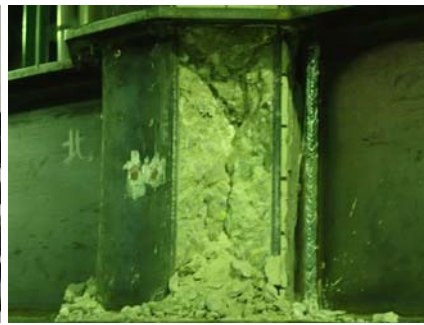


図-11 D15-B 柱梁接合部の弱軸鉄骨フランジのせん断ひずみ



(a) D15-B



(b) D30-N



(c) D60-N

写真-2 柱梁接合部パネルのコンクリート破壊状況

参考文献

- 1) 倉富洋, 堺純一, 田中照久, 川原健介: 八角形断面を有する鋼・コンクリート合成柱材の弾塑性変形性状に関する解析的研究, コンクリート工学会, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.1039-1044, 2014.7
- 2) 堺純一, 倉富洋, 田中照久, 瀧上大貴: 八角形断面からなる SC 柱と鉄骨梁で構成された混合構造骨組みの弾塑性変形性状に関する実験的研究(その1)(その2): 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1445-1448, 2016.8
- 3) 瀧上大貴, 倉富洋, 田中照久, 堺純一: 鋼・コンクリート合成柱と鉄骨梁で構成された柱梁接合部ディテールの開発: 日本建築学会研究報告九州支部第56号, pp537-540, 2017.3
- 4) 倉富洋, 瀧上大貴, 田中照久, 堺純一: バンドプレートに着目した鋼・コンクリート合成柱材と鉄骨梁で構成された柱梁接合部の構造性能に関する実験的研究:

究: コンクリート工学年次論文集 vol.39 No.2, pp1057-1062, 2017.7

- 5) 瀧上大貴, 倉富洋, 田中照久, 堺純一: 八角形断面からなる SC 柱と鉄骨梁で構成された混合構造骨組みの弾塑性性状に関する実験的研究: コンクリート工学年次論文集 vol.39 No.2, pp1063-1068, 2017.7
- 6) 日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2014.1

謝辞:

本研究は平成 28 年度科学研究費助成事業・基礎研究(c)(課題番号 15K06314, 研究代表: 堺純一)の助成を受けた。また, 試験体の製作及び載荷実験にあたり, 福岡大学工学部建築学科技師の石橋宏一郎氏及び八波映梨, 本村拓椰, 鉄田修平氏をはじめとする平成 28 年度福岡大学堺研究室の卒研究生にお世話になった。ここに記して, 感謝の意を表します。

AN EXPERIMENTAL STUDY ON BEHAVIOR OF BEAM-TO-COLUMN CONNECTION OF STEEL AND CONCRETE COMPOSITE COLUMNS AND STEEL BEAMS

Daiki FUCHIGAMI, Yo KURATOMI, Teruhisa TANAKA and Junichi SAKAI

The authors have investigated the structural performance of steel-concrete columns (SC columns) using cross steel and showed the SC columns have great earthquake resistant performance. In this paper, a detail of beam-to-column connection on the behavior of frames composed SC columns and steel was discussed. Element tests of SC columns and steel beam flanges and frames composed of SC columns and steel beams were carried out. From the test results, the following things became clear. 1) Band plates are effective for stress transfer between steel beam flange and SC column. 2) The ultimate shear strength of beam-to-column connection panel can be evaluated by using (8) and (13)~(15) formulae.