

論文 鋼・コンクリート合成柱材と鉄骨梁で構成された骨組の弾塑性変形性状に関する実験的研究

倉富 洋^{*1}・堺 純一^{*2}・田中 照久^{*1}・瀨上 大貴^{*3}

要旨: 十字鉄骨とコンクリートのみを使用した鋼・コンクリート合成柱材の柱梁接合部の開発を目的として、外ダイアフラムとバンドプレートを用いた柱梁接合部の十字形骨組を製作し、繰返し載荷実験を実施した。崩壊形式（梁曲げ崩壊型、仕口パネルせん断崩壊型、梁および仕口パネル同時崩壊型）の違いが骨組および柱梁接合部の弾塑性変形性状と破壊性状に及ぼす影響を調べたところ、いずれの試験体も紡錘形の履歴性状を示した。また、仕口パネルの終局せん断耐力評価法において、バンドプレートの有無によりコンクリートの有効体積を適切に考慮する評価法を提案したところ、実験値を精度良く評価できることを明らかとした。

キーワード: 鋼・コンクリート合成柱材, 柱梁接合部, 十字鉄骨, バンドプレート, 崩壊性状

1. 序

著者らは十字鉄骨とコンクリートを使用した鋼・コンクリート合成柱材（以下、SC柱材と略記）に関する研究を行っており、実験および解析的な研究を通し、本SC柱材が高軸力下でも優れた変形性能を示すことを明らかとしている¹⁾²⁾。また、文献3)では本SC柱材と鉄骨梁からなる骨組を想定し、外ダイアフラムとバンドプレートを用いた柱梁接合部を有する十字形骨組の繰返しせん断実験を実施した。その結果、柱梁間の応力伝達におけるバンドプレートの有効性を示すとともに、仕口パネルの終局せん断耐力評価式を提案した。

本研究では、崩壊形式（梁曲げ崩壊型、仕口パネルせん断崩壊型、梁および仕口パネル同時崩壊型）の違いが骨組および柱梁接合部の弾塑性変形性状と破壊性状に及ぼす影響を調べることを目的とし、繰返しせん断実験を実施した。また、仕口パネルの終局せん断耐力評価法に関して、パネルゾーンの鉄骨およびコンクリートの有効体積の算定方法について提案し、実験結果と比較することで評価法の妥当性について検討する。

2. 実験計画

2.1 試験体

図-1に試験体詳細図を示す。試験体は本SC柱材と鉄骨梁を溶接接合した柱通し型の十字形骨組を製作した。以下に試験体の製作方法について概略説明する。本実験で使用した柱鉄骨と梁鉄骨は、4.5mm、6mm、9mmの鋼板（SS400材）を溶接して製作した。また、梁フランジと外ダイアフラムは一枚の鋼板から切り出して製作している。柱梁接合部は文献2)と同様、外ダイアフラムとバンドプレートで構成しており、外ダイアフラムは柱フランジと完全溶け込み溶接で接合した。また、バンドプレートは柱フランジに完全溶け込み溶接し、外ダイアフラムとは隅肉溶接により取り付けられた。

試験体一覧を表-1に示す。試験体は全5体製作し、2.2項で詳述する仕口パネルの終局せん断耐力をもとに、崩壊形式の違いが十字形骨組の弾塑性変形性状に及ぼす影響を調べられる部材寸法を選定した。実験変数は柱と梁の断面寸法、バンドプレートの有無、崩壊形式とした。崩壊形式として梁が先行して終局曲げ耐力に達する梁曲げ

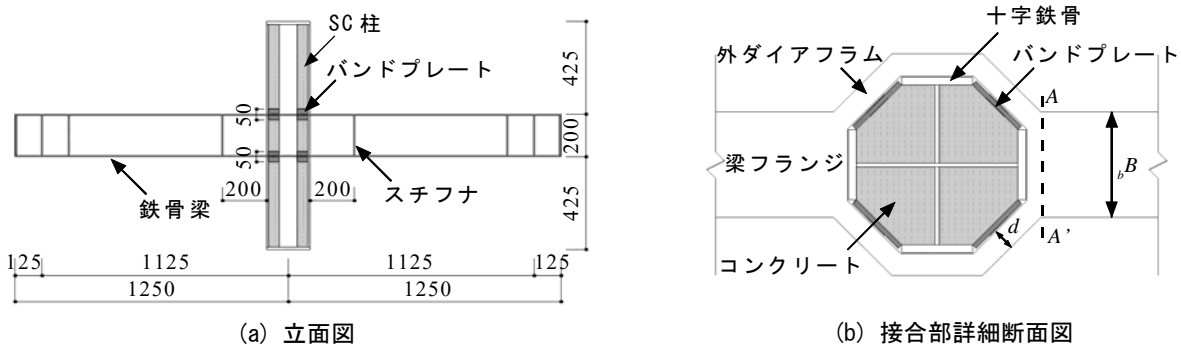


図-1 試験体詳細図

*1 福岡大学 工学部建築学科助教 博士(工学) (正会員)
 *2 福岡大学 工学部建築学科教授 博士(工学) (正会員)
 *3 福岡大学大学院 工学研究科博士課程前期

崩壊型、仕口パネルが先行して終局せん断耐力に達する仕口パネルせん断崩壊型、梁と仕口パネルが同時に終局耐力に達する同時崩壊型の3種類を設計した。崩壊形式の判別に際して、同時崩壊型の場合は、梁と仕口パネルの耐力比を式(1)のように設定した。

$$0.8 \leq \frac{P_u}{b P_u} \leq 1.25 \quad (1)$$

ここで、 $j P_u$: 仕口パネルの終局せん断耐力、 $b P_u$: 梁が全塑性モーメントを発揮するときのせん断耐力である。なお、耐力比が0.8未満の場合は仕口パネルせん断崩壊型、耐力比が1.25を超える場合は梁曲げ崩壊型とする。

梁曲げ崩壊型と仕口パネルせん断崩壊型の試験体では、バンドプレートによる影響を調べるため、バンドプレートの有無を変数に取った試験体を準備した。柱鉄骨サイズはCH-200x80x4.5x9およびCH-200x80x6x9の二種類、梁鉄骨サイズはCH-200x100x4.5x6、CH-200x100x4.5x9、およびCH-200x120x6x9の三種類使用した。バンドプレートは鋼板厚6mm、高さ50mmで統一した。本実験に使用した鋼材の機械的性質を表-2に示す。コンクリートは呼び強度27N/mm²で、縦打ちで打設した。実験時のコンクリート圧縮強度を表-1中に示す。

外ダイアフラム幅 d は、文献2)を参考として設計した。即ち、梁フランジの降伏耐力発揮時に外ダイアフラムが降伏するための必要幅 d_n を、梁フランジと外ダイアフラムを同厚とした場合に、式(2)で算出するものである。

$$d_n \geq \frac{P - P_w - \sqrt{2} P_b}{\sqrt{2} t_f \cdot \sigma_y} \quad (2)$$

ここで、 P : 梁の引張力、 P_w : 柱ウェブの負担力、 P_b : バ

ンドプレートの降伏強度、 t_f : 外ダイアフラムおよび梁フランジの厚さ、 σ_y : 降伏応力度である。式の詳細は文献2)を参照されたい。外ダイアフラム幅 d が上記 d_n を満足していれば、梁フランジが外ダイアフラムより先行して降伏する。

試験体SC-B-Bおよび試験体SC-S-Bでは、外ダイアフラムの必要幅が0mm以下になるため $d=15$ mmとした。その他の試験体は必要ダイアフラム幅を満たすように、同表中に記載する外ダイアフラム幅として設計した。

2.2 終局せん断耐力の算定

骨組を設計するにあたり、柱と梁の終局曲げ耐力および仕口パネル部の終局せん断耐力を算定した。

鉄骨梁の曲げ耐力は図-1(b)のA-A'の位置で断面が全塑性モーメント M_p を発揮する時を終局曲げ耐力として算定し、柱の曲げ耐力 M_{pc} はコンクリートの圧縮強度の低減は行わずに、一般化累加強度を用いて算定した。また、仕口パネルの終局せん断耐力 M_u はSRC(鉄骨鉄筋コンクリート)規準⁴⁾に準じて式(3)により算定した。

$$j M_u = c V_e (j F_s \cdot j \delta) + \frac{s V_w \sigma_y}{\sqrt{3}} + c t_f \cdot c b^2 \cdot j \sigma_y \quad (3)$$

ここで、 $c V_e$: 仕口パネルのコンクリートの有効体積、 $j F_s$: 仕口パネルのコンクリートのせん断強度 (= $\min(0.12 c \sigma_B, 1.8 + 3.6 c \sigma_B / 100)$)、 $c \sigma_B$: コンクリートの圧縮強度、 $j \delta$: 仕口パネルの形状による係数、 $s V_w$: 仕口パネルの鉄骨の有効体積、 σ_y : 柱鉄骨ウェブの降伏応力度、 t_f : 柱鉄骨フランジ厚、 $c b$: 柱鉄骨フランジ幅、 $j \sigma_y$: 柱鉄骨フランジの降伏応力度である。なお、式(3)の第3項は、柱弱軸フランジの曲げによる抵抗力を示し、鉄骨梁のフラン

表-1 試験体一覧

試験体名*	柱十字鉄骨	梁鉄骨	外ダイアフラム幅 d (mm)	バンド プレート	崩壊形式	コンクリート強度 $c \sigma_B$ (N/mm ²)
SC-B-B	CH-200x80x6x9	H-200x100x4.5x6	15 ($d_n=0.0$)	有り	梁曲げ崩壊型	32.6
SC-B-N			15 ($d_n=13.6$)	無し		36.1
SC-P-B	CH-200x80x4.5x9	H-200x120x4.5x9	25 ($d_n=17.3$)	有り	仕口パネル せん断崩壊型	33.6
SC-P-N			60 ($d_n=52.2$)	無し		33.3
SC-S-B	CH-200x80x6x9	H-200x100x6x9	15 ($d_n=0.0$)	有り	同時崩壊型	32.6

* 試験体名凡例 : SC-[X1]-[X2], X1 : 崩壊形式 (B : 梁曲げ崩壊型, P : 仕口パネルせん断崩壊型, S : 梁および仕口パネル同時崩壊型), X2 : バンドプレートの有無 (B : 有り, N : 無し)

表-2 鋼材の機械的性質

使用箇所	鋼種	t (mm)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	E (N/mm ²)	$E\text{In}g.$ (%)	$Y.R.$	ϵ_y (μ)
$c t_w, b t_w$	SS400	4.5	311	437	2.10×10^5	36.6	0.71	1479
$c t_w, b t_w, b t_f, b_{pl}$		6.0	285	447	2.17×10^5	40.1	0.64	1315
$c t_f, b t_f$		9.0	272	443	2.14×10^5	42.9	0.61	1268

$c t_w$: 柱ウェブ、 $c t_f$: 柱フランジ、 $b t_f$: 梁フランジ、 $b t_w$: 梁ウェブ、 b_{pl} : バンドプレート

t : 板厚、 σ_y : 降伏点強度、 σ_u : 引張強さ、 E : ヤング係数、 $E\text{In}g.$: 伸び率、 $Y.R.$: 降伏比、 ϵ_y : 降伏ひずみ

ジ中心間距離 j の上下端で弱軸フランジが全塑性モーメントに達するときの理論値である。

仕口パネルの鉄骨の有効体積 V_s は、式(4)に示すように柱強軸ウェブの体積をとる。仕口パネルのコンクリートの体積 V_c は以下のように算出した。仕口パネルにバンドプレートを用いた場合は、仕口パネルの十字鉄骨とバンドプレートで囲まれた八角形断面積に j を乗じた値とし、式(5)で算定する(図-2(a)参照)。一方で、バンドプレートを用いない場合は、仕口パネルの強軸フランジ間で拘束されたコンクリートの断面積に j を乗じて算定する(図-2(b)参照)ものとし、バンドプレートがない場合は、 $V_{e2}=0$ として算定する。

$$V_s = t_w (D - 2t_f) \cdot b \cdot j \quad (4)$$

$$V_c = V_{e1} + V_{e2} \quad (5)$$

$$V_{e1} = (b - t_w) \cdot (D - 2t_f - t_w) \cdot j \quad (6)$$

$$V_{e2} = \left\{ \frac{1}{2} (D - 2t_f + t_w) \cdot (D - 2t_f - t_w) \right\} \cdot j \quad (7)$$

ここで、 V_{e1} : 強軸フランジで拘束されたコンクリート体積、 V_{e2} : コンクリート全体積から V_{e1} を差し引いたコンクリート体積、 D : 柱鉄骨のせい、 t_w : 柱鉄骨のウェブ厚である。

柱、梁および仕口パネルの終局耐力を梁のせん断力に換算した値 P_u 、 bP_u および jP_u を、式(8)、式(9)および式(10)により算定した。骨組の計算耐力 P_u は、 P_u 、 bP_u および jP_u の最小値とし、式(11)で算定する。

$$bP_u = \frac{bM_p}{l} \quad (8)$$

$$cP_u = \frac{H}{L \cdot h} \cdot cM_{pc} \quad (9)$$

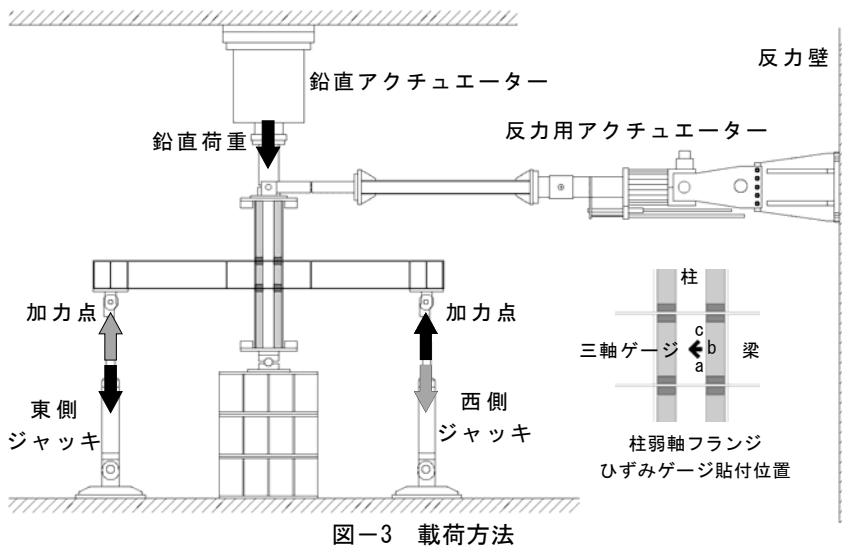


図-3 荷重方法

$$jP_u = \frac{H}{2Hl - L_b j} \cdot M_u \quad (10)$$

$$P_u = \min(bP_u, cP_u, jP_u) \quad (11)$$

ここで、 H, h : それぞれ、仕口パネルの芯および梁フェイスから柱頭ピン支点までの距離、 L : 仕口パネルの芯から梁材端の加力点までの距離、 l : 図-1(b)の位置A-A'から梁材端部の加力点までの距離である。

2.3 荷重方法

荷重装置を図-3に示す。柱脚はピン支持とし、柱頭に2000kNアクチュエーターにて所定の軸力を荷重した後、一定の軸力を保持した状態で梁の両端に取付けた500kN油圧ジャッキにより正負交番繰り返しせん断力を荷重した。なお、荷重軸力はいずれの試験体も柱断面圧縮耐力の約30%とした。また、本実験では柱頭および柱脚の水平移動は拘束しているため、 $P\delta$ モーメントは発生しない。また、変形のモードを図-4に示す。

荷重形式は、変形角2.0%までは0.5%ずつ漸増させ、変形角2.0%からは1.0%ずつ漸増させて荷重した。各変位振幅とも2サイクルずつ繰り返している。変形は、東側および西側の梁加力点の位置で鉛直変位を測定した。ひずみゲージは柱弱軸フランジに三軸ゲージを貼付した。

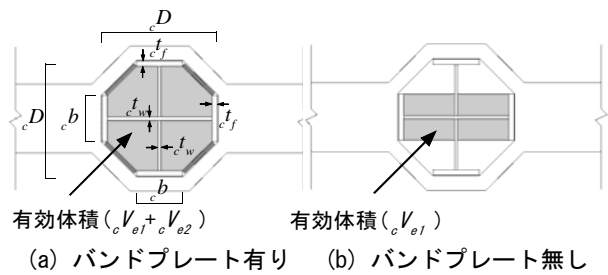
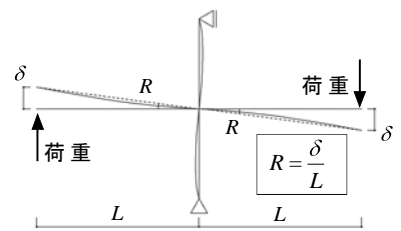
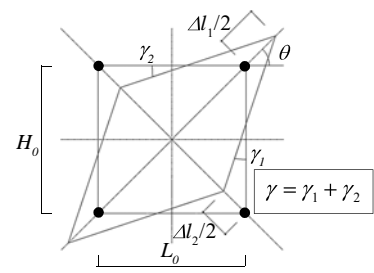


図-2 コンクリートの有効体積



(a) 変形角R



(b) 仕口パネルせん断変形角

図-4 変形のモード

3. 実験結果

図-5に荷重-変形角関係を、表-3に主要な実験結果を示す。図-5の横軸 R は、鉄骨梁の加力位置における鉛直変位 δ を、仕口パネルの芯から加力位置の距離 L で除した値である(図-4(a)参照)。全ての試験体において東側と西側で挙動に差異は見られなかったため東側のせん断力(外力荷重)-変形角関係を示している。同図中には、材料強度を用いて計算した梁の全塑性モーメントを発揮するときのせん断力 P_u と、仕口パネルが終局せん断耐力を発揮するときのせん断力 $P_{u'}^s$ および $P_{u'}^f$ を破線でそれぞれ示す。ここで、3.3項に柱梁接合部の破壊性状を述べているが、それをもとに $P_{u'}^s$ は仕口パネルのコンクリート全断面を有効体積(図-2(a)参照)として計算し、 $P_{u'}^f$ は強軸フランジ間のコンクリート部分を有効体積(図-2(b)参照)として計算している。また、図-5(f)に各試験体の包絡線を示す。包絡線は各変位振幅において2サイクル目の除荷時の荷重値をとった。

3.1 破壊性状

梁曲げ崩壊型として設計した試験体SC-B-Bおよび試験体SC-B-Nでは変形角3.0%時に梁フランジに僅かな局部座屈が確認された。その後、変形角4.0%で局部座屈の増大とともに、鉄骨梁の横座屈が生じたため実験を終了した。写真-1(a)に示すように、仕口パネルのコンクリートに大きなひび割れは観察されなかった。

仕口パネルせん断崩壊型として設計した試験体SC-P-Bおよび試験体SC-P-Nでは、仕口パネルのせん断変形が卓越し、パネル内コンクリートのひび割れおよび剥落も観察された(写真-1(b)参照)。なお、実験終了時まで梁の局部座屈および振じれは生じなかった。

同時崩壊型とした試験体SC-S-Bでは、変形角2.0%あたりから仕口パネル部のせん断変形が観察され、変形角4.0%時には仕口パネル内のコンクリートの剥落が激しくなり、大きなせん断変形が確認された。続いて、変形角5.0%時には梁端に局部座屈が生じ、さらに、変形角6.0%では写真-1(c)に示すように、柱の弱軸フランジとバンドプレートの溶接止端部から柱の弱軸フランジ側に亀裂が生じたため、実験を終了した。

3.2 弾塑性変形性状

図-5に示すように、崩壊形式の違いに拘らず、いずれの試験体も紡錘形の履歴性状を示した。仕口パネルせん断崩壊型の試験体は最大耐力を発揮した後、僅かに耐力低下が見られたが、同時崩壊型の試験体は変形角6.0%のような大変形時においても耐力の低下は観察されなかった。また、梁曲げ崩壊型および仕口パネル崩壊型の試験体も、バンドプレート有りの試験体の方が耐力が大きく、仕口パネルせん断崩壊型ではその傾向が顕著に見られた。これは、バンドプレートを付けることで仕口パネル部のコンクリートの損傷を抑えることができたために耐力向上につながったものと推察される。荷重-変形角関係上では仕口パネルせん断崩壊型でも優れた弾塑性変形性状を示したが、パネルコンクリートの損傷が大きくなることに加え、柱鉄骨の弱軸フランジの破断につながる現象が生じることが確認された。

仕口パネルのせん断変形角の計測結果を図-6に示す。縦軸のせん断変形角 γ は式(12)に基づいて算定した。

$$\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{\cos \theta}{H_0} + \frac{\sin \theta}{L_0} \right) (\Delta l_1 - \Delta l_2) \quad (12)$$

ここで、 H_0 、 L_0 、 θ :仕口パネルのせん断変形角を算定するための変位測定位置間の距離と角度、 Δl :せん断変形による伸縮量(詳細は図-4(b)参照)である。

図-6からわかるように、バンドプレート有りの試験体の方が無い試験体と比較してせん断変形角を抑えられていることから、バンドプレートは仕口パネルの損傷を抑制することにも効果があるものと考えられる。試験体SC-B-Bではせん断変形角が小さくバンドプレートの効果が見られるが、仕口パネルせん断崩壊型ではコンクリートの損傷によりバンドプレート有りでもせん断変形角が大きくなる傾向が見られた。同時崩壊型の試験体SC-S-Bは、3.1項でも述べたように仕口パネルのせん断変形が先行して進行したことから、試験体SC-P-Bよりやや小さなせん断変形角が生じた。また、試験体SC-B-Nは梁曲げ崩壊として設計したが変形角2.0%まで試験体SC-P-Nと同程度のせん断変形角が生じた。

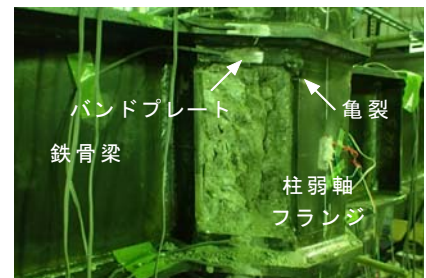
図-7に柱鉄骨の弱軸フランジに貼付したひずみゲ-



(a) 試験体SC-B-B



(b) 試験体SC-P-N



(c) 試験体SC-S-B

写真-1 実験終了時の試験体

ジ (方向は図-3中「a」で標記) のひずみ挙動を示す。梁曲げ崩壊型の試験体では弾性範囲に留まったが、仕口パネルせん断崩壊型の試験体ではいずれも降伏ひずみに達している。仕口パネルの弱軸フランジのせん断抵抗力の負担については、せん断降伏あるいはフランジ上下端部が全塑性モーメントを発揮するときのせん断力が決まるが、通常使用される寸法であれば後者で決まることになり、式(3)で評価することとした。

3.3 耐力評価式と実験耐力の対応

ここでは、2.2項で記述した耐力評価式の妥当性について検証する。まず、梁曲げ崩壊型である試験体SC-B-Bおよび、試験体SC-B-Nでは、いずれも変形角1.0%付近で計算耐力 P_u に到達しており、またバンドプレートを

つけることで仕口の剛性が高くなり、梁の耐力を十分に伝達できる接合部となっていることがわかる。このことより、梁曲げ崩壊型の計算耐力は、式(8)から求めることができる。次に、仕口パネルせん断崩壊型では、計算耐力を発揮するときの変形角ならびに計算耐力発揮後の余力に着目すると、試験体SC-P-Bは P_u で、試験体SC-P-Nは P_u' で評価することが適切であるものと推察される。特に、試験体SC-P-Nでは仕口パネルのコンクリートの損傷が大きく、図-2(a)に示したようなコンクリート全断面積を有効とできるとは考えにくい。破壊性状を考慮すると、バンドプレート付きの試験体は P_u で、バンドプレート無しの試験体は P_u' でそれぞれ評価することが妥当であるものと考えられる。このことは図-5(e)に示す

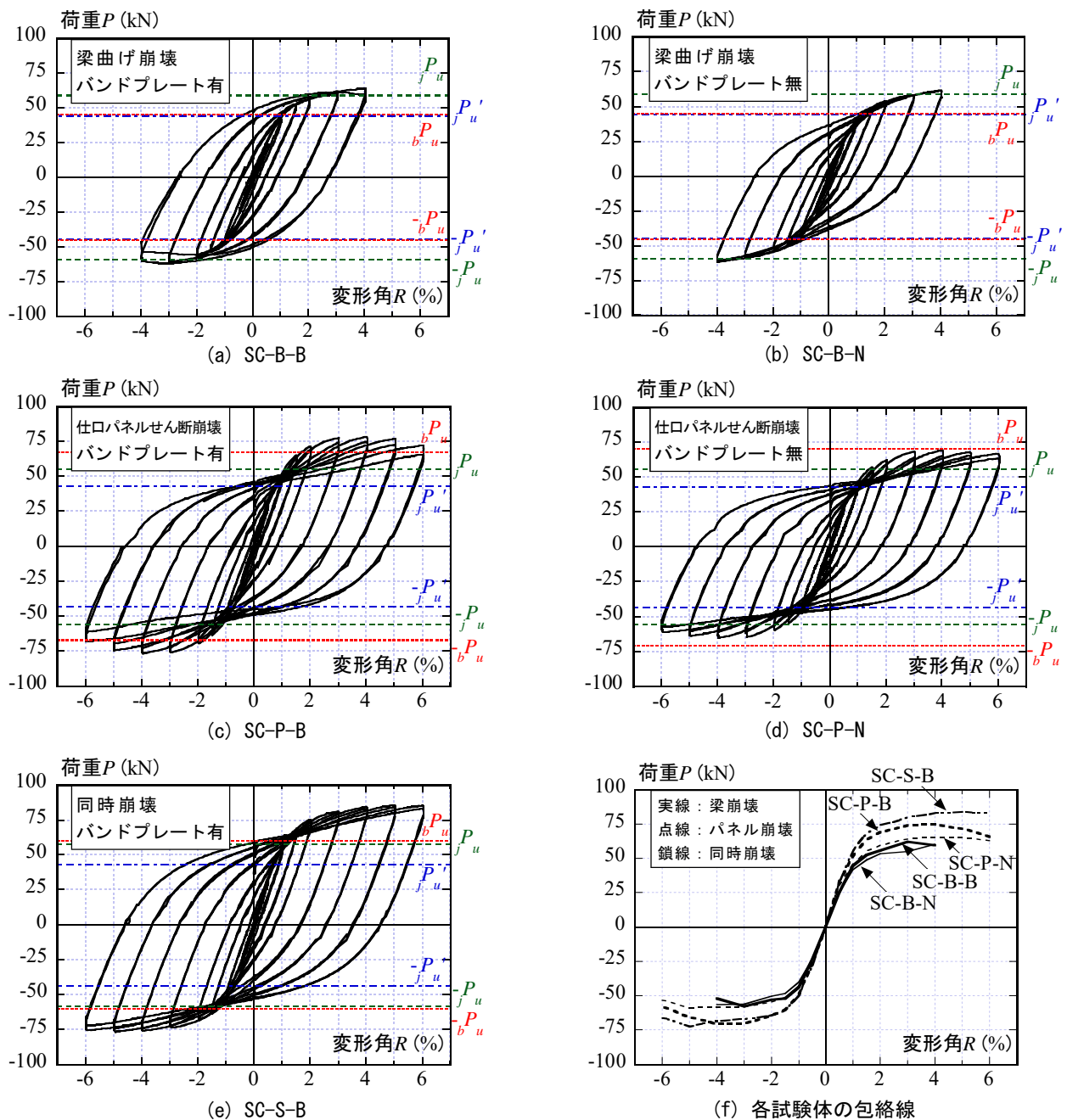


図-5 荷重-変形角関係

表-3 主要な実験結果一覧

試験体名	$exp K$ (kN/%)	$exp P_{max}$ (kN)	$exp R_{max}$ (%)	$b P_u$ (kN)	$j P_u$ (kN)	$cal R_u$ (%)	$\frac{exp P_{max}}{P_u}$	崩壊形式
SC-B-B	50.1	64.0	4.0	45.0	62.6	1.04	1.42	梁曲げ崩壊
SC-B-N	47.0	61.9	4.0	45.0	48.5	1.17	1.37	梁曲げ崩壊
SC-P-B	59.3	78.3	4.0	67.1	58.9 ($j P_u$)	1.23	1.17	仕口パネルせん断崩壊
SC-P-N	57.6	69.3	4.0	70.6	46.7 ($j P_u'$)	1.04	0.98	仕口パネルせん断崩壊
SC-S-B	64.1	85.9	6.0	60.2	61.5	1.18	1.43	梁・仕口パネル同時崩壊

$exp K$: 初期剛性 (変形角 0.5% 時における割線剛性), $exp P_{max}$: 最大耐力, $exp R_{max}$: 最大耐力発揮時の変形角, $cal R_u$: 計算で求めた終局せん断耐力 P_u 発揮時の変形角, P_u : $b P_u$ と $j P_u$ の小さい方

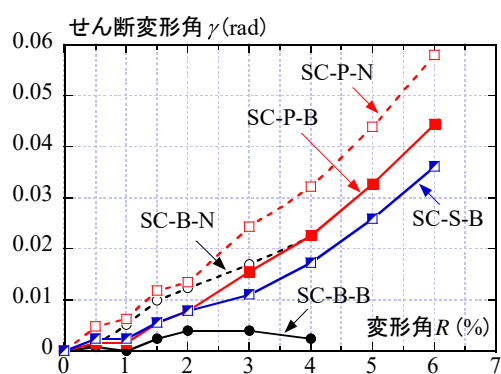


図-6 せん断変形角-変形角関係

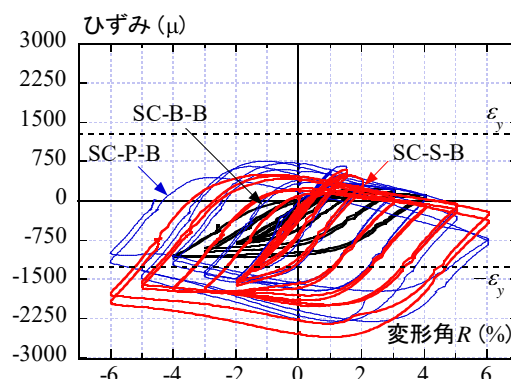


図-7 ひずみ-変形角関係

同時崩壊型の試験体SC-S-Bの結果からも推察することができ、バンドプレートを付けることにより、 $j P_u'$ では過小評価となるが、 P_u では比較的精度よく実験耐力を評価できている。以上より、表-3からもわかるように、想定通り梁の曲げ耐力および仕口パネルのせん断耐力評価式を大きく上回る耐力が発揮された。

4. 結論

鋼・コンクリート合成柱材と鉄骨梁から構成される柱梁接合部の弾塑性変形性状に関して繰返し载荷実験を行った結果、以下の知見を得た。

- 1) 仕口パネルの終局せん断耐力評価法において、バンドプレートの有無によりコンクリートの有効体積を適切に考慮し、かつ柱弱軸フランジの抵抗分を含めた評価法を提案した。実験耐力との整合性について検討したところ、精度良く評価できることを明らかとした。
- 2) 梁曲げ崩壊型、仕口パネルせん断崩壊型、梁および仕口パネル同時崩壊型の崩壊形式の違いに拘らず、いずれの試験体も想定通りの紡錘形の履歴性状を示した。
- 3) 梁曲げ崩壊型では仕口パネルの損傷はほとんど見られなかったが、仕口パネルせん断崩壊型では大変形で仕口パネルのコンクリートの剥落が大きく生じた。仕口パネルを大きく変形させると柱鉄骨の弱軸フランジの破断につながる現象が生じることが確認された。

謝辞

本研究は平成29年度科学研究費助成事業・基盤研究(c) (課題番号 15K06314, 研究代表: 堺純一) の助成を受けた。また、試験体の製作および载荷実験にあたり、福岡大学教育技術職員の石橋宏一郎氏および、池田将啓氏をはじめとする同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。

参考文献

- 1) 倉富洋, 堺純一, 田中照久, 川原健輔: 十字鉄骨とコンクリートで構成された合成柱材の弾塑性変形性状に関する実験的研究, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.60B, pp.65-71, 2014.3
- 2) 倉富洋, 洲上大貴, 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, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp.1057-1062, 2017.7
- 3) 洲上大貴, 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, pp.1063-1068, 2017.7
- 4) 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