

(45) 薄肉鋼管で横補強した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に関する実験的研究

河野 公晴¹・倉富 洋²・田中 照久³・堺 純一⁴

¹正会員 福岡大学工学部建築学科大学院生 (〒814-0180 福岡市城南区七隈8-19-1)

E-mail@td144002@cis.fukuoka-u.ac.jp

²正会員 福岡大学工学部建築学科助教 (〒814-0180 福岡市城南区七隈8-19-1)

³正会員 福岡大学工学部建築学科助手 (〒814-0180 福岡市城南区七隈8-19-1)

⁴正会員 福岡大学工学部建築学科教授 (〒814-0180 福岡市城南区七隈8-19-1)

著者らは、薄肉鋼管で横補強した鋼・コンクリート合成柱材の構造性能について調べている。本研究では、施工性に優れるとともに合成構造のメリットを活かした柱梁接合部ディテールとして、PC鋼棒を用いたボルト接合を提案し、薄肉鋼管で横補強した鋼・コンクリート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ために、一定軸力下で繰り返しせん断力を受ける十字フレームの載荷実験を行った。PC鋼棒を用いた接合とした試験体は、従来型の柱鉄骨と梁鉄骨を溶接した試験体と同程度の耐震性能を保有することを明らかとした。

Keyword : SC column , thin steel tube , cruciform steel , steel beam , beam-to-column connection

1. 序

著者らは、鉄骨鉄筋コンクリート（以下SRCと略記）構造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・省人化を目的として、SRC柱材から主筋およびせん断補強筋を取り除き、薄肉鋼管で横補強した鋼・コンクリート（以下SCと略記）合成柱材を提案し、弾塑性変形性状について実験的および解析的に研究を行い、構造性能評価法について調べている。既往の研究により、SC柱材は高軸力下でも優れた耐震性能を示すことを明らかとしている^{1)・2)}。本柱材の特徴として、コンクリートを囲む薄肉鋼管は柱頭柱脚に10mmの隙間を設けることを想定しており、軸力と曲げを負担させないため幅厚比100程度の薄い鋼管を使用できるとともに、十字鉄骨で拘束された領域のコンクリートの耐力および靱性が拘束効果によって向上し、コンクリート圧壊後の耐力低下を抑えられることなどが挙げられる。

本研究の目的は、薄肉鋼管で横補強したSC柱と鉄

骨梁で構成された混合構造骨組および柱梁接合部の弾塑性変形性状を明らかにすることである。本研究では、梁鉄骨の横座屈の防止、梁の鉄骨寸法の自由度を上げるために、柱フランジ幅よりも梁フランジ幅が大きな場合を想定している。そこで、施工性に優れるとともに合成構造のメリットを活かした柱梁接合部ディテールとして、PC鋼棒を用いてボルト接合した試験体を提案している。また従来型の接合形式として、外ダイアフラムを設けて梁フランジと溶接接合した試験体を用意し、接合形式の違いが骨組の弾塑性変形性状に及ぼす影響を実験的に調べた。

2. 実験計画

(1) 試験体

試験体概要を図-1に示す。試験体は、薄肉鋼管で横補強したSC柱に鉄骨梁を接合した柱通し型の骨組であり、PC鋼棒を用いてボルト接合した試験体を3

体 (図-1 (iii) (a) (b) (c) 参照), 外ダイアフラムを設けて溶接接合した試験体を1体 (同図(d) 参照) を製作した。

試験体一覧を表-1に示す。実験変数には、接合形式 (PC鋼棒を用いたボルト接合タイプ, 外ダイアフラムを設けた溶接接合タイプ), 鉄骨の柱梁接合部パネルのウェブに溶接するダブラプレートの有無, 内スチフナの有無を選んでいる。試験体 TypeA-BS は, 鉄骨パネル部に4.5mm厚のダブラプレートを溶接することで梁崩壊するように設計し, TypeA-BSを除く試験体は, 柱梁接合部がせん断破壊 (パネル崩壊) するように設計した。

PC鋼棒を用いてボルト接合した試験体は, 梁材端を19mm厚のエンドプレート (120mm×320mm) に溶接したものを用意し, 9.2φのPC鋼棒8本を用いて

柱鉄骨と梁鉄骨を接合している。なおPC鋼棒は, 柱梁接合部の剛性を高めるために, 図-1 (iii) に示す様に1本当たり6個のナットを使っている。溶接接合した試験体は, 外ダイアフラムと梁フランジを1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して接合させた。なお梁の鉄骨ウェブは柱フランジに隅肉溶接した。PC鋼棒を用いてボルト接合した試験体は, 使用鋼材や溶接量を少なくでき, 現場での組み立て上の寸法誤差の吸収, コンクリートの打設性の向上など, 施工の良さが期待できる。

鉄骨はSS400材で, 4.5mm厚, 6mm厚, 9mm厚の鋼板より切り出した鋼片を溶接して鉄骨を製作している。薄肉鋼管には2.3mm厚のSS400材を用いており, 4隅を溶接することにより製管している。また,

表-1 試験体一覧

試験体名	鉄骨形状	接合形式	破壊形式	ダブラプレートの有無	スチフナの有無	コンクリート強度 $c\sigma_B$ (N/mm ²)	載荷軸力 (kN)
TypeA-PS	柱 CH-120x50x6x9 梁 H-160x80x4.5x6	ボルト接合	パネル崩壊	無	有	37.2	692.2
TypeA-BS		ボルト接合	梁崩壊	有	有	38.2	702.3
TypeA-PN		ボルト接合	パネル崩壊	無	無	38.9	710.3
TypeB-PS		溶接接合	パネル崩壊	無	有	38.6	706.8

表-2 鋼材の機械的性質

鋼材	降伏応力度 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	伸び率 (%)	降伏比
PL-4.5	333	470	2.14×10^5	39	0.71
PL-6	341	470	2.10×10^5	42.1	0.72
PL-9	300	499	2.12×10^5	41.9	0.6

試験体名凡例

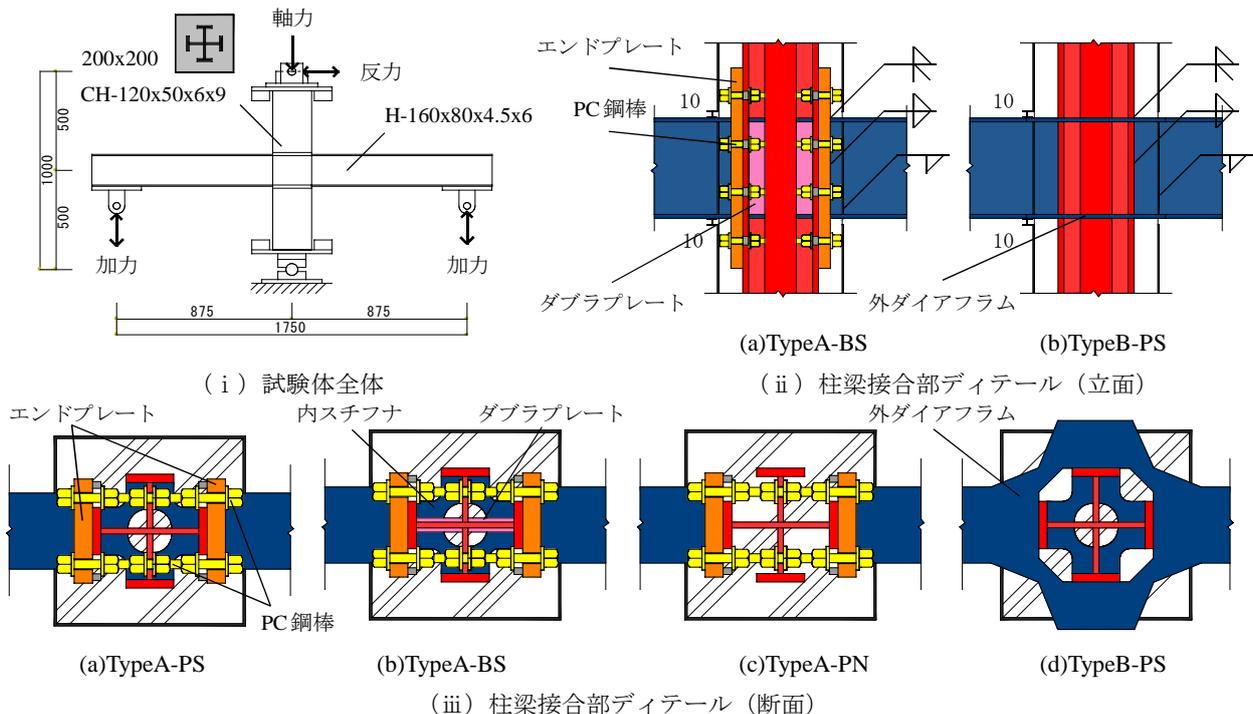
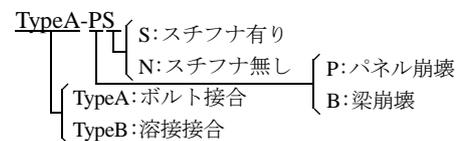


図-1 試験体概要

軸力と曲げを負担させないように、柱部分の薄肉鋼管の端部に10mmの隙間を設けている。

鋼材の機械的性質を表-2に示す。本実験では30N/mm²級のコンクリートを用いており、最大骨材径13mmで縦打ち打設した。コンクリートの圧縮強度を表-1に示す。

(2) 試験体製作

TypeAの試験体は、9.2φのPC鋼棒8本をエンドプレートに通して締め上げた。ボルトを締め上げる際に、十字鉄骨が変形することが考えられたため、PC鋼棒1本につき6個のナットを用いた(図-1(iii)(a)(b)(c)参照)。また締め付けの手順としては、内側から外側に締め上げていき、1番外側に位置するナットについては、トルクレンチにより90Nmの導入張力で締め上げた。トルク値の算定において、トルク係数は0.17、ねじの軸径は9.2mm、軸力はプレストレストコンクリート設計施工規準⁴⁾に記載されている導入時の緊張荷重57.9kNを用いて求めた。その後、コの字に切断したパネル部分の薄肉鋼管を鉄骨梁のウェブに隅肉溶接し、10mmの隙間を設けて柱部分の薄肉鋼管を固定させ、コンクリートを打設した。TypeBの試験体も同様に、先にパネル部分の薄肉鋼管を溶接した後に、柱部分の薄肉鋼管を固定させ、その後にコンクリートを打設した。

(3) 測定方法

測定フレームおよび変位計位置を図-2に示す。軸力 N および梁のせん断力(外力荷重) P は、鉛直ジャッキおよび油圧ジャッキに取り付けたロードセルにより測定した。

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たわみ量を、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。

柱の軸縮みは、柱脚のピンの位置に変位計を北面と南面にそれぞれ設置し、合計2本の変位計で測定した。

(4) 荷重方法

柱の作用軸力 N は、断面の圧縮耐力の30%の軸力を作用させた。荷重装置を図-3に示す。柱頭、柱脚をピン支持とし、柱頭に2000kN鉛直ジャッキによっ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り付けた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。試験体の面外変形およびねじれ変形に対しては、水平

ジャッキにより拘束した。なお本試験体は柱材端をピン支点としているため、水平方向に移動しないので、 P - δ 効果は生じない。

荷重形式は、部材角3.0%までは0.5%ずつ漸増させ、部材角3.0%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。

(5) 各種耐力

試験体を設計するにあたり、柱、梁、パネル部の終局耐力を算定した。

鉄骨梁の耐力は、柱フェイス位置で断面が全塑性モーメント M_p を発揮した時を終局耐力として算定し、柱および柱梁接合部パネルの終局耐力は、SRC規準³⁾に基づいて算定した。ただし、柱の曲げ耐力 M_{pc} は一般化累加強度を用いて算定し、コンクリートの圧縮強度の低減は行っていない。また、柱梁接合部パネルのせん断耐力 M_u は(1)式により算定した。

$${}_j M_u = {}_c V_e ({}_j F_s \cdot {}_j \delta + {}_w p \cdot {}_w \sigma_y) + \frac{1.2 {}_s V_s \sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (1)$$

ここで、 ${}_c V_e$: 柱梁接合部パネルのコンクリートの有効体積(= ${}_b d \times B/2 \times {}_c D$)、 ${}_b d$: 鉄骨梁のフランジ中心間距離、 B : 柱幅、 ${}_c D$: 柱せい、 ${}_j F_s$: 柱梁接合部パネルのコンクリートのせん断強度(= $\min(0.12 {}_c \sigma_B, 1.8 + 3.6 {}_c \sigma_B/100)$)、 ${}_c \sigma_B$: コンクリートの圧縮強度、 ${}_j \delta$: 柱梁接合部パネルの形状による係数、 ${}_w p$: 柱梁接合

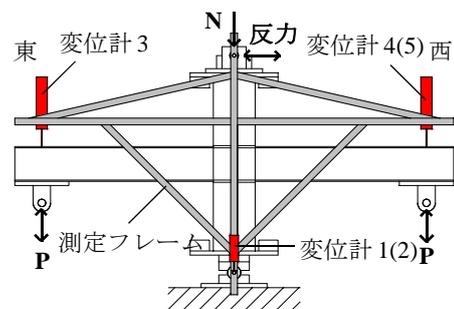


図-2 測定フレームおよび変位計位置

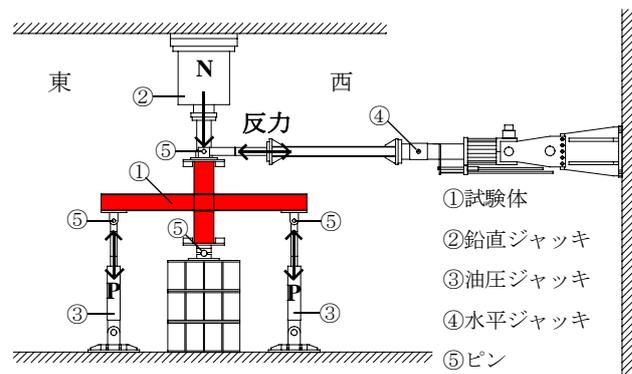


図-3 荷重装置

部のせん断補強筋比, $w\sigma_y$: せん断補強筋の降伏応力度, V : 柱梁接合部パネルの鉄骨の体積, $s\sigma_y$: 鉄骨の降伏応力度である。

なお, 本試験体では十字形フレームなので, 接合部パネルの形状による係数 δ は3としている。また, せん断補強筋はないので柱梁接合部のせん断補強筋比 w_p は0として算定している。

接合部パネルの鉄骨の体積 V は, せん断力に対して弱軸の鉄骨フランジと薄肉鋼管も抵抗することが考えられる。そこで, V として, ①強軸の鉄骨ウェブだけ, ②強軸の鉄骨ウェブ+弱軸の鉄骨フランジ, および③強軸の鉄骨ウェブ+弱軸の鉄骨フランジ+薄肉鋼管の3パターンを算定し, それぞれの柱梁接合部のせん断耐力を jM_{u1} , jM_{u2} および jM_{u3} とした(図-4参照)。

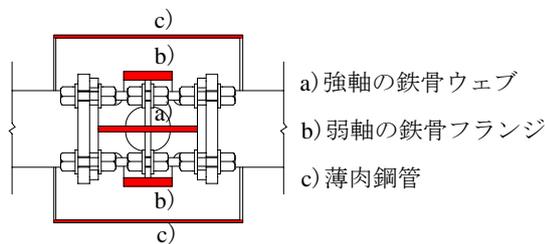


図-4 柱梁接合部パネルの鉄骨の体積 V の取り方

上記の方法で算定した各部材の終局耐力を, 梁のせん断力(外力荷重) P に換算した。柱, 梁および接合部パネルの終局耐力を梁のせん断力(外力荷重) P に換算した値 ${}_cP_{pc}$, ${}_bP_p$ および ${}_jP_u$ を(2), (3)および(4)式により算定した。なお ${}_jP_{u1}$, ${}_jP_{u2}$ および ${}_jP_{u3}$ は, 柱梁接合部パネルのせん断耐力 ${}_jM_{u1}$, ${}_jM_{u2}$ および ${}_jM_{u3}$ と対応している。破壊形式は, ${}_cP_{pc}$, ${}_bP_p$ および ${}_jP_{u1}$ の最小値で判断している。

$${}_cP_{pc} = \frac{H}{L \cdot h} \cdot {}_cM_{pc} \quad (2)$$

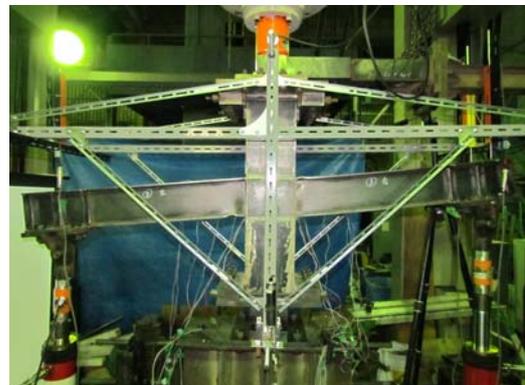
$${}_bP_p = \frac{{}_bM_p}{l} \quad (3)$$

$${}_jP_u = \frac{H}{2H \cdot l - L \cdot {}_b d} \cdot {}_jM_u \quad (4)$$

ここで, H , h :それぞれ, 柱梁接合部パネルの芯および梁フェイスから柱頭の加力点までの距離, L , l :それぞれ, 柱梁接合部パネルの芯および柱フェイスから梁材端の加力点までの距離, ${}_b d$:鉄骨梁のフランジ中心間距離, ${}_cM_{pc}$:柱の終局曲げ耐力, ${}_bM_p$:梁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である。



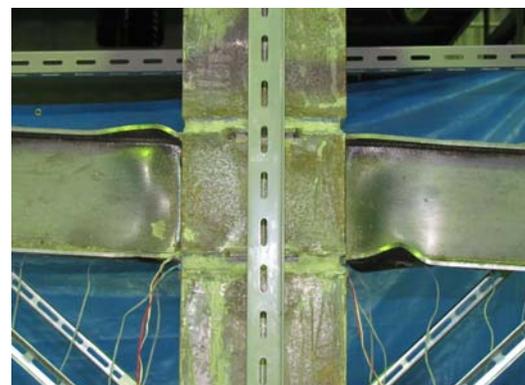
(a) 実験終了後の試験体 TypeA-PS



(b) 実験終了後の試験体 TypeA-PN



(c) 試験体 TypeA-PN の部材角 5% 時の接合部パネル



(d) 試験体 TypeB-PS の部材角 5% 時の接合部パネル

写真-1 実験終了後の写真

3. 実験結果

(1) 崩壊性状

実験終了後の写真を写真-1に示す。PC鋼棒を用いてボルト接合したTypeAの試験体は、部材角4%で梁の圧縮フランジ面に局部座屈が見られ、試験体TypeA-PSとTypeA-PNは部材角8%の1サイクル目で、試験体TypeA-BSは部材角5%で実験を終了した(写真-1 (a) (b) 参照)。なお試験体TypeA-PNは、部材角8%を载荷していく中で、若干の横座屈が確認されたが部材角8%まで耐力の低下は見られなかった(写真-1 (b) 参照)。



(a) Atype-PS (b) Btype-PS
写真-2 コンクリートのひび割れ写真

溶接接合した試験体TypeB-PSは、部材角3%で梁の圧縮フランジ面に局部座屈が見られ、部材角4%で横座屈が確認された。その後耐力の低下が見られたため、部材角5%で実験を終了した。写真-1 (c) と (d) はTypeA-PNとTypeB-PSの部材角5%の時の接合部パネルの様子を示しており、溶接接合した試験体の方が局部座屈、横座屈による損傷が大きいことが分かった。これは、外ダイアフラムを柱に溶接するときの接合法の不備が要因ではないかと考えられる。

(2) 柱梁接合部パネルのコンクリートのひび割れ

実験終了後の柱梁接合部パネルのコンクリートの様子を写真-2に示す。全ての試験体において、パネル部のコンクリートには大きなひび割れは確認されなかった。したがって、パネル崩壊するように設計した試験体もあったが、全ての試験体においてパネルでは崩壊せずに、梁崩壊したということが明らかとなった。また写真-2(a)(b)より、接合形式の違いによる影響はあまりないということが分かった。

(2) 弾塑性挙動

梁のせん断力(外力荷重) P - 部材角 R 関係を図-5に示す。部材角 R は、梁のたわみ量を、柱梁接合部

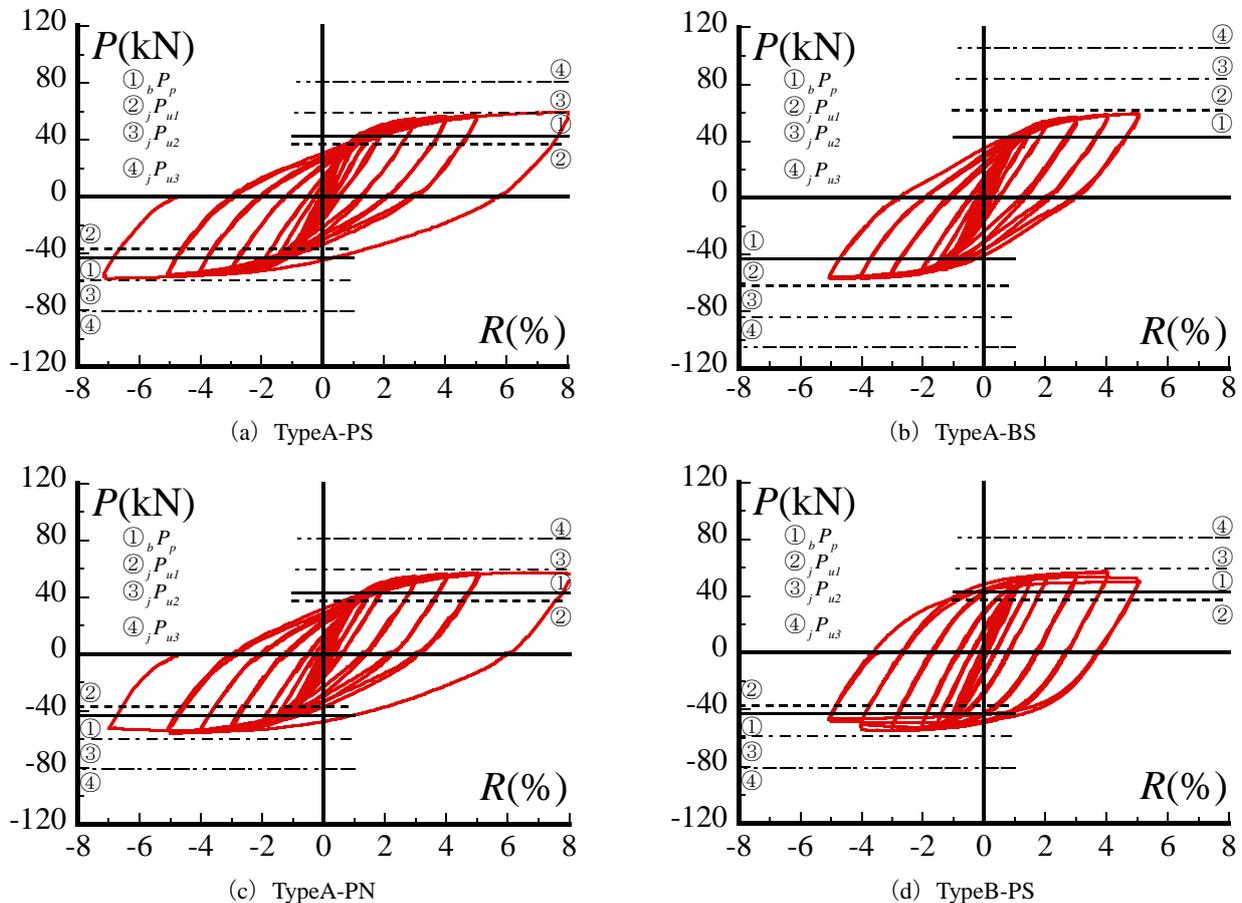


図-5 せん断力 P - 部材角 R 関係

表-3 実験結果

試験体名	計算値					実験値				
	cP_{cp} (kN)	bP_c (kN)	jP_{u1} (kN)	jP_{u2} (kN)	jP_{u3} (kN)	P_{max} (kN)	$\frac{P_{max}}{bP_u}$	$\frac{P_{max}}{jP_{u1}}$	$\frac{P_{max}}{jP_{u2}}$	$\frac{P_{max}}{jP_{u3}}$
TypeA-PS	71.9	43.0	36.9	58.8	80.6	57.2	1.33	1.55	0.97	0.71
TypeA-BS	72.9		61.9	83.8	105.6	59.0	1.37	0.95	0.70	0.56
TypeA-PN	73.7		37.3	59.2	81.0	56.3	1.31	1.51	0.95	0.69
TypeB-PS	73.4		37.2	59.1	80.9	56.6	1.32	1.52	0.96	0.70

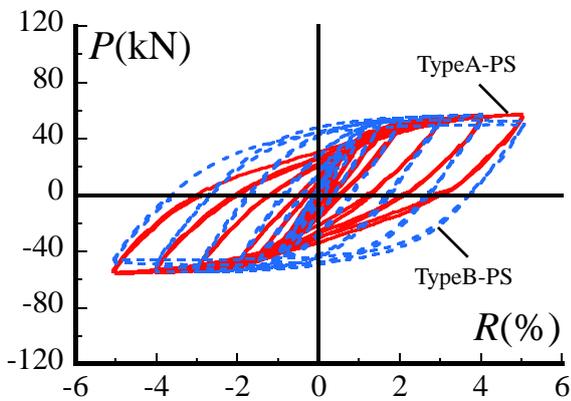
パネルの芯から梁材端の加力点の位置までの実測値で除して求めた値とした。なおどの試験体においても、東と西で弾塑性挙動は変わらなかったため、東のせん断力 P -部材角 R 関係を示した。図中に示している実線は、材料強度を用いて計算した梁の全塑性モーメントを発揮する時の梁のせん断力(外力荷重) bP_p を算定した値である。また、材料強度を用いて(4)式により算定した柱梁接合部パネルの終局せん断耐力発揮時の梁のせん断力(外力荷重) jP_u を jP_{u1} , jP_{u2} , jP_{u3} の順に、点線, 1点鎖線, 2点鎖線で示した。実験結果と材料強度を用いて計算した骨組の計算耐力を表-3に示す。

図-5より、全ての試験体において、部材角5%までエネルギー吸収能力に優れた紡錘形の履歴性状を

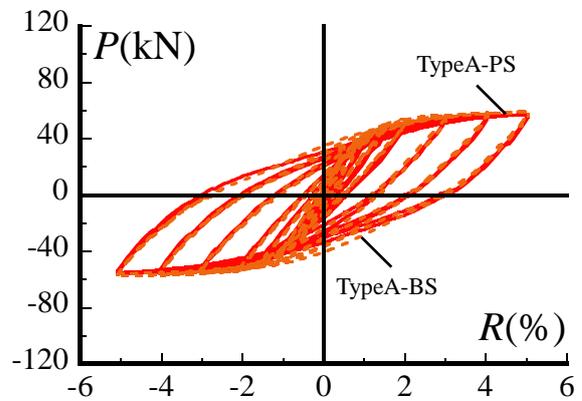
示しており、部材角1%で梁の計算せん断耐力 bP_p に達していることから、骨組としての剛性は大きいということが分かる。また表-3からも分かるように、梁の計算せん断耐力 bP_p に対して骨組の最大せん断耐力 P_{max} は1.3倍以上発揮していることより、梁崩壊の挙動を示していることがいえる。試験体TypeA-PS, TypeA-PN, TypeB-PSは、破壊形式をパネル崩壊する設計だったが、接合部パネルのせん断耐力が、設計で用いた jP_{u1} ではなく、実際は jP_{u2} あるいは jP_{u3} まで発揮したので、梁崩壊したのではないかと考えられる。

(3) 考察

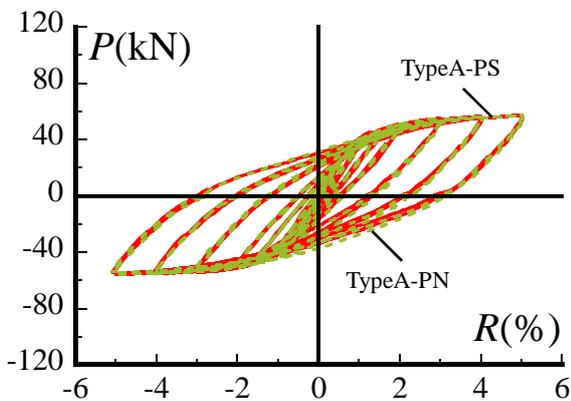
各試験体の弾塑性挙動の比較を図-6に示す。図-



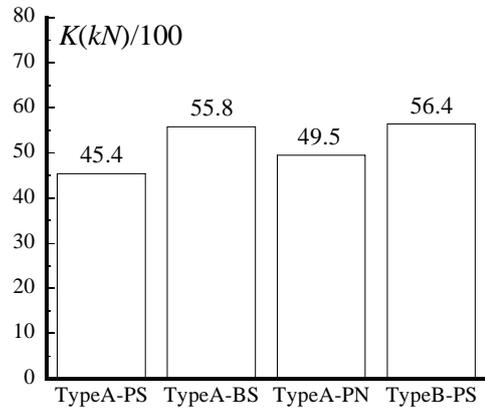
(a) 接合形式の違いによる影響



(b) ダブラプレートの有無による影響



(c) 水平スチフナの有無による影響



(d) 初期剛性の比較

図-6 試験体の弾塑性挙動の比較

6 (d) は、初期剛性の比較を示している。なお初期剛性は、部材角 0.5% 時の梁のせん断力（外力荷重） P を部材角 R で除することにより算定した。

a) 接合形式の違いによる影響

図-6 (a), (d) と、表-3 より、試験体 TypeA-PS と試験体 TypeB-PS を比較すると、最大耐力はほぼ同じであるが、エネルギー吸収能力、剛性の観点から見ると、溶接接合した試験体 TypeB-PS の方が優れていることが分かる。試験体 TypeB-PS の方がエネルギー吸収能力が優れている要因として、TypeA の柱梁接合部では、PC 鋼棒は降伏応力度が非常に高く、柱梁接合部パネルでの応力伝達を弾性範囲内で行うため、エネルギー吸収能力が少なくなると考えられる。剛性についても試験体 TypeB-PS の剛性が TypeA-PS の 1.2 倍ある結果となっている。しかし TypeA-PS は、部材角 1% で梁の全塑性耐力を発揮しており、また部材角 2% で試験体 TypeB-PS の骨組の耐力と同等程度の耐力を発揮していることから、TypeA-PS の剛性は、十分あると考えられる。

b) ダブラプレートの有無による影響

図-6 (b), 表-3 より、試験体 TypeA-PS と試験体 TypeA-BS を比較すると、最大耐力、エネルギー吸収能力にはあまり違いが見られなかった。しかしながら、剛性については試験体 TypeA-BS が TypeA-PS の 1.2 倍となっており、柱梁接合部の剛性を上げる効果は確認されたことになる。

c) 内スチフナの有無による影響

図-6 (c), 表-3 より、試験体 TypeA-PS と試験体 TypeA-PN を比較すると、同等の履歴ループを示すことが分かり、内スチフナの有無による影響はないということが明らかとなった。つまり施工性やコンクリートの充填性および鉄骨の製作工程の面から、内スチフナを設けなくても良いということは、建設工期の短縮、強いては省力化・省人化につながると考えられる。

4. 結論

本論では、施工性に優れるとともに合成構造の

メリットを生かした接合部のディテールとして、PC 鋼棒を用いてボルト接合したディテールを提案し、薄肉鋼管で横補強した SC 柱と鉄骨梁で構成された混合構造骨組の載荷実験を行った。実験範囲内で得られた知見を以下に示す。

(1) PC 鋼棒を用いてボルト接合した試験体は、部材角 5% の大変形時まで優れた耐震性能を示すことが分かった。

(2) PC 鋼棒を用いてボルト接合する試験体は、従来型の溶接接合する試験体と同程度の構造性能を発揮することが分かった。

(3) PC 鋼棒を用いてボルト接合した柱梁接合部は、内スチフナを設けなくても梁の応力を十分伝えることができ、施工性、コンクリートの充填性においても、優れていることが分かった。

謝辞

本研究は平成 26 年度科学研究費助成事業・基礎研究(c) (課題番号 24560706, 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平國久雄氏及び菅野恭太郎氏、本坊康喜氏をはじめとする平成 26 年度福岡大学堺研究室の大学院生及び卒研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, 河本裕行: 薄肉鋼管で横補強した鋼・コンクリート合成柱材の弾塑性性状に関する研究, 構造工学論文集, Vol.57, pp.527-534, 2011.3
- 2) 倉富洋, 堺純一, 田中照久, 河本裕行: 薄肉鋼管で横補強した鋼・コンクリート合成柱材の復元力特性-骨格曲線の定式化-, 日本建築学会構造系論文集, Vol.673, pp.491-498, 2012.3
- 3) 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
- 4) 日本建築学会: プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, 1998.11

AN EXPERIMENTAL STUDY ON ELASTIC-PLASTIC BEHAVIOR OF SC COLUMN WITH CRUCIFORM STEEL AND STEEL BEAM

Kousei KAWANO, Yo KURATOMI, Teruhisa TANAKA and Junichi SAKAI

This paper describes the structural performance of steel and concrete (SC) composite column covered by thin steel tube. The authors proposed a method of connecting steel beams and SC columns using PC bars as details of beam-to-column connection. An experimental work was carried out under cyclic horizontal loads and constant axial load to investigate the structural performance of composite frames composed of the SC column and steel beams. The experimental results indicated that the specimen using PC bars exhibited considerably stable behavior when subjected to large deformation as much as the specimen welded steel beams to the SC column.