

## (26) SC構造柱梁接合部の応力伝達機構に関する実験的研究

村上 伸貴<sup>1</sup>・馬場 望<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 大阪工業大学大学院 工学研究科建築学専攻 (〒535-8585 大阪市旭区大宮5-16-1)

E-mail:baba@archi.oit.ac.jp

<sup>2</sup>正会員 大阪工業大学准教授 工学部建築学科 (〒535-8585 大阪市旭区大宮5-16-1)

E-mail:baba@archi.oit.ac.jp

本研究は、鉄骨部材と鉄筋コンクリート部材が直交して結合される鋼コンクリート合成構造接合部について、鉄骨コンクリート柱と鉄骨梁で構成される十字形接合部を対象とし、接合部の応力伝達機構におよぼす柱梁曲げ耐力比の影響を実験的に検討した。実験変数は、柱梁鉄骨の曲げ耐力比および接合部のせん断余裕度であり、計4体の試験体が計画された。

実験の結果、接合部のせん断余裕度が十分に確保されている場合、鉄骨部材の応力は、柱軸力が作用すれば、てこ機構に基づくコンクリートの支圧力によって無筋コンクリート部分に伝達されることが示された。また、接合部のせん断余裕度が小さい場合、接合部の応力伝達は、梁鉄骨フランジ幅内の接合部鉄骨パネルのせん断耐力に支配されることが示された。

**Key Words :** *S beam-SC column joints, Stress transferring mechanism, Flexural strength ratio, Shear capacity magnification factor, Axial loading*

### 1. 序

鋼コンクリート合成構造の接合部の一つに、柱鉄筋コンクリート造 (以下、RC造という)・梁鉄骨造 (以下、S造という) といった、S部材とRC部材が直交する接合部があり、これらの接合部の問題は、S部材からRC部材への応力伝達機構に帰結する<sup>1)</sup>。このような観点から、本研究は、鉄骨コンクリート造 (以下、SC造という) 柱とS造梁で構成される柱梁接合部において、柱梁鉄骨の曲げ耐力比および接合部パネルのせん断余裕度が接合部の応力伝達におよぼす影響を実験的に検討する。

### 2. SC柱梁接合部の応力伝達

本研究では、SC柱断面は無筋コンクリートと単一のH形鋼で構成され、梁断面は純鉄骨とする十字形部分骨組の柱梁接合部を対象とする。図-1に柱梁接合部の応力伝達機構を模式的に示す。この図は、柱鉄骨の曲げ耐力  $M_c$  が S 梁の曲げ耐力  $M_b$  より小さい ( $M_c < M_b$ ) 場合、S 梁の曲げ耐力に対する接合部パネルのせん断耐力の比  $\xi$  ( $\xi$ : 接合部のせん断余裕度) が十分確保されているならば、図-1 (a) に示す梁部材から柱部材への

応力伝達は、図-1 (b) および (c) によって表現できると考えられることを示している。

ここで、図-1 (b-3), (c-3) および (e-3) は、柱梁接合部に接続される各部材の  $N-M$  相関曲線を示したものである。縦軸および横軸は、柱部材接合端の抵抗軸力  $N$  および抵抗モーメント  $M$  である。また、 $I_s$  は、S 梁の曲げ耐力を柱部材接合端の抵抗モーメントに置換した耐力である。

図-1 (b-1) および (c-1) は、S 梁の応力が S 造の柱梁接合部を介して柱鉄骨に直接伝達されることを示しており、これは S 造の柱梁接合部の問題となる。しかしながら、S 梁には、( $M_b - M_c$ ) の耐力が残存している。その残存耐力は、柱部材に軸力が作用すれば、鉄骨フランジ上下面のてこ機構に基づくコンクリートの支圧力  $\lambda \cdot \sigma_B$  ( $\lambda$ : コンクリート局部支圧係数,  $\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度) によって柱の無筋コンクリート部分に伝達されると考えられる。したがって、この応力伝達機構に基づけば、SC 柱断面の耐力線  $I_{sc}$  は、柱鉄骨の曲げ耐力  $I_s$  とてこ機構に基づく支圧耐力  $I_c$  を一般化累加することによって求めることができると考えられる。また、図-1 (b-3) は、bc 間の範囲の軸力が柱部材に作用すれば、S 梁の曲げ耐力に対する柱鉄骨の曲げ耐力の比  $\alpha$  ( $\alpha$ : 柱梁鉄骨の曲げ耐力比) が 1 より小さい場

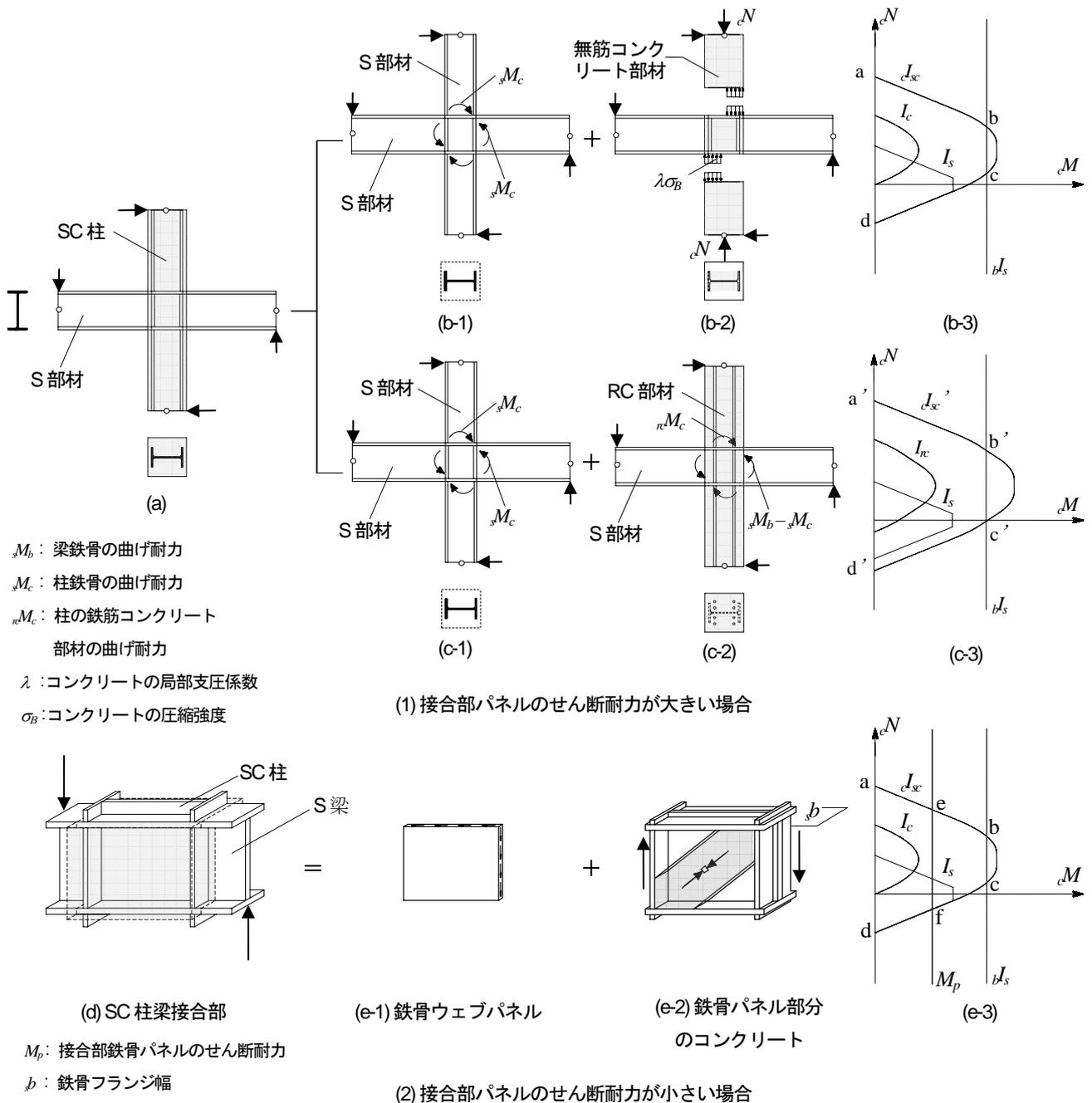


図-1 S 梁部材から SC 柱部材への応力伝達

合でも、S 梁の曲げ耐力が発揮されることを示している。一方、柱部材に軸力が期待できない場合は、図-1 (c-2) に示すように、コンクリート断面に軸方向鉄筋を配置することによって、図-1 (c-3) に示すように、S 梁の曲げ耐力を発揮させることができると考えられる。

接合部パネルのせん断耐力が小さい場合、図-1 (d) および (e) に示すように、接合部の応力伝達は、鉄骨パネルのせん断耐力によって支配されると考えられる。すなわち、鉄骨ウェブパネルのせん断耐力と鉄骨フランジ幅内のコンクリートのせん断耐力を累加することによって、接合部の終局せん断耐力が求められる。な

お、柱部材接合端のモーメントに置換して表現された接合部鉄骨パネルのせん断耐力  $M_p$  は図-1 (e-3) に示すように、耐力線  $I_x$  のうち  $M_p$  で区切られた内側の  $aefd$  の領域によって決定されると思われる。

### 3. 実験計画

図-2 に試験体の形状寸法および接合部詳細を示す。試験体は、SC 柱と S 梁で構成される十字形部分骨組で、交換可能な補助ビームを取り付けることによって、柱

表-1 試験体諸元

試験体名		SC-B07	SC-B04	SC-B04R	SC-S07
柱	鉄骨	BH-240×125×6×9 SS400			
	コンクリート	$c_b \times c_D = 300 \times 300$ $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$			
	軸力比	$n = 0.04$	$n = 0.22$	$n = 0$	$n = 0.04$
	軸方向鉄筋	—		8-D16 (SD295)	—
	梁	鉄骨 BH-250×125×9×12 (SS400)			
接合部	ウェブパネル	PL19 (SS400)			PL4.5 (SS400)
	鉛直スチフナ	PL12 (SS400)			
	水平スチフナ	PL12 (SS400)			
	コンクリート	$F_c = 24 \text{ N/mm}^2$			
$\alpha = {}_s M_c / {}_s M_b$		0.71	0.41	0.41	0.71
$\xi = M_p / {}_s M_b$		1.15			0.50

$\alpha$ : 柱梁鉄骨の曲げ耐力比,  $M_c$ : 柱鉄骨の曲げ耐力,  $M_b$ : 梁鉄骨の曲げ耐力

$\xi$ : 接合部のせん断余裕度,  $M_p$ : 鉄骨パネルのせん断耐力

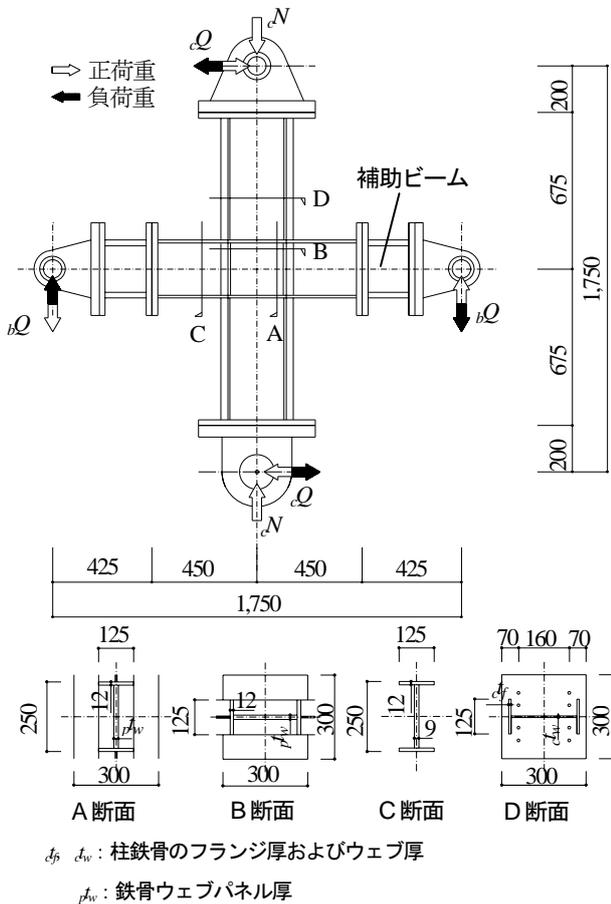


図-2 試験体形状寸法および接合部詳細

および梁の反曲点間距離がそれぞれ 1,750mm の所定の寸法となるようにし、実大の 1/3 程度の模型を想定している。

表-1 に試験体諸元を示す。実験変数は、柱梁鉄骨の曲げ耐力比  $\alpha = {}_s M_c / {}_s M_b$ 、作用軸力  $N$ 、軸方向鉄筋の有無および接合部のせん断余裕度  $\xi = M_p / {}_s M_b$  であり、これ

表-2 使用材料の力学的特性

材料	応力度	$\sigma_y$	$\sigma_u$	$E_c$
		降伏応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )	引張強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	ヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ )
鉄骨	PL4.5 (SS400)	285.0	437.9	$1.57 \times 10^5$
	PL6 (SS400)	338.8	437.9	$2.24 \times 10^5$
	PL9 (SS400)	311.7	437.0	$2.06 \times 10^5$
	PL12 (SS400)	272.9	438.9	$1.48 \times 10^5$
	PL19 (SS400)	297.4	467.8	$2.01 \times 10^5$
	鉄筋	D16 (SD295)	342.5	501.0
材料	応力度	$F_c$	$F_t$	$E_c$
		圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	割裂強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	ヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ )
コンクリート		27.7	2.44	$2.04 \times 10^4$

らの実験変数の組合せによって、計 4 体の試験体が計画された。 $\alpha$ は、0.7 (SC-B07 試験体および SC-S07 試験体) および 0.4 (SC-B04 試験体および SC-B04R 試験体) の 2 種類である。各試験体とも、S 梁の曲げ耐力  $M_b$  を一定として、SC-B07 試験体、SC-B04R 試験体および SC-S07 試験体の 3 体については、前述の応力伝達機構に基づいて、 ${}_s M_c / M_b$  ( ${}_s M_c$ : SC 柱部材の曲げ耐力) がほぼ 1.0 となるように作用軸力  $N$  および軸方向鉄筋を決定している。作用軸力  $N$  は、その軸力比  $n = N / b D \sigma_B$  が 0.22 (SC-B04 試験体)、0.04 (SC-B07 試験体および SC-S07 試験体) および 0 (SC-B04R 試験体) とする。ここに、 $b$  および  $D$  は柱断面の幅およびせい、 $\sigma_B$  はコンクリートの圧縮強度である。また、SC-B04R 試験体は、図-2 に示すように、SC 柱断面の無筋コンクリート部分に 8-D16 の軸方向鉄筋が配筋されている。一方、SC-B04 試験体のみ、 ${}_s M_c < M_b$  となるように設計されている。

$\xi$ は、SC-B07 試験体、SC-B04 試験体および SC-B04R 試験体は  $\xi = 1.15$  とし、接合部パネルのせん断降伏が先

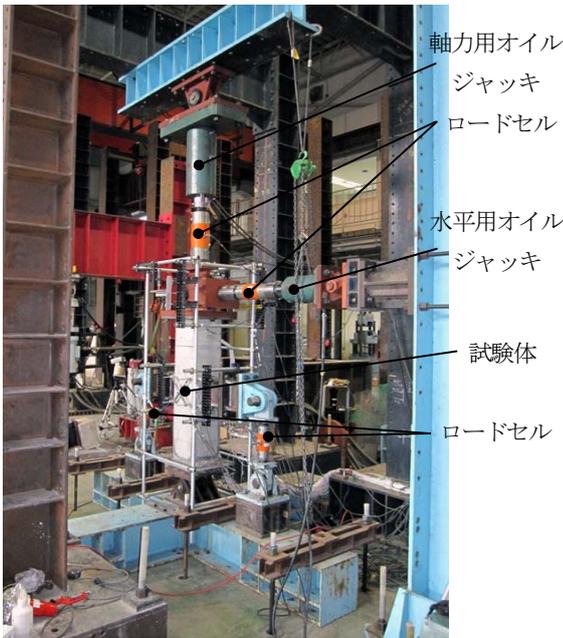


図-3 載荷装置

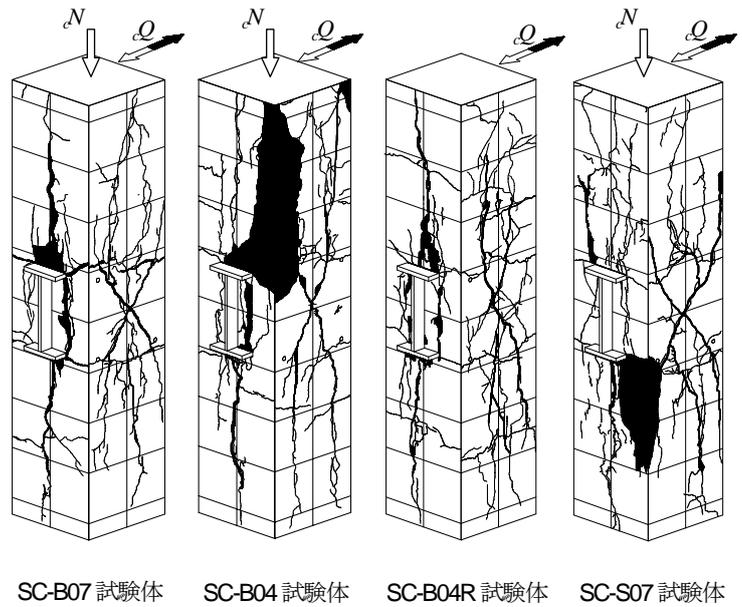


図-4 最終破壊状況

行しないように設計されている。一方、SC-S07 試験体は、接合部パネルのせん断降伏が S 梁から SC 柱への応力伝達におよぼす影響を調べるために、 $\xi = 0.50$  とした。

試験体の設計に際し、コンクリートの局部支圧係数  $\lambda$  は文献 2) に基づいて 1.5 とした。また接合部の鉄骨パネルのせん断耐力は、文献 2) に基づいて、式 (1) によって算出した。

$$Q_p = J F_s \cdot J \delta_c \cdot c A_e + \frac{1.2 \cdot \sigma_{sw} \cdot \sigma_y \cdot A}{\sqrt{3}} \quad (1a)$$

$$J F_s = \min \left( 0.12 \sigma_B, 1.8 + \frac{3.6 \sigma_B}{100} \right) \quad (1b)$$

ここに、 $Q_p$  は接合部パネルのせん断強度、 $J F_s$  はコンクリートのせん断強度、 $J \delta_c$  は接合部の形状により決まる係数 (十字形は 3)、 $A_e$  は接合部コンクリートの有効面積、 $\sigma_{sw}$  は接合部鉄骨ウェブの降伏応力、 $A$  は接合部鉄骨ウェブの断面積である。なお、 $A_e$  の有効幅  $b$  は S 梁のフランジ幅として算出した。

柱鉄骨の断面は、SC-B07 および SC-S07 試験体では、BH-240×125×6×9、SC-B04 および SC-B04R 試験体では BH-240×125×4.5×4.5 である。また各試験体とも、SC 柱部材の断面寸法は 300×300 mm とし、S 梁断面は、BH-250×125×9×12 (SS400) である。表-2 に使用材料の力学的特性を示す。

実験は、図-3 に示すように、試験体の柱脚部を回転支点、梁端部を移動支点とし、所定の一定軸力を負荷した後、柱頭に正負漸増繰返し水平力を負荷する。

載荷プログラムは、部材変形角  $R = 0.005 \text{ rad}$  で正負 1 回、0.01, 0.02 rad で正負 2 回の漸増繰返し載荷を行い、

その後、正側に 0.005 rad までの単調載荷を行う。

#### 4. 実験結果とその考察

##### (1) ひび割れ状況および最終破壊状況

図-4 に最終破壊状況を示す。各試験体とも、 $R = 0.005 \text{ rad}$  の初期サイクル時に SC 柱に曲げひび割れが生じ、 $R = 0.01 \text{ rad}$  では、接合部パネルに斜張力ひび割れが生じた。また、鉄骨フランジ上下面から柱部材側面の中央部に材軸に沿った縦ひび割れが生じるとともに、鉄骨フランジと柱部材が接するコンクリートの局所的な圧壊が観察された。これは、鉄骨フランジ上下面にてこの機構に基づく支圧力によるものと考えられる。SC-B07 試験体の最終破壊状況は、柱部材側面の中央部の縦ひび割れおよび鉄骨フランジに接する柱コンクリートの圧壊が顕著となった。なお、鉄骨フランジ隅角部から接合部パネル側面に生じた縦ひび割れは、接合部パネルの鉄骨フランジ幅内の鉄骨パネルとそれより外側のコンクリートパネル部分との境界部に沿って進展し、鉄骨パネルとコンクリートパネルが分離する様相を呈した。SC-B04 試験体は、SC-B07 試験体と比較して、接合部のせん断ひび割れ角度とその幅が大きく、鉄骨フランジ隅角部から生じた縦ひび割れによるかぶりコンクリートの破壊も顕著であった。最終破壊状況では、縦ひび割れの進展によって、鉄骨フランジ幅内とそれより外側のかぶりコンクリートが柱全長にわたって分離する様相を呈した。また、著しいかぶりコンクリートの剥落に応じて、柱鉄骨フランジの局部座屈が観察

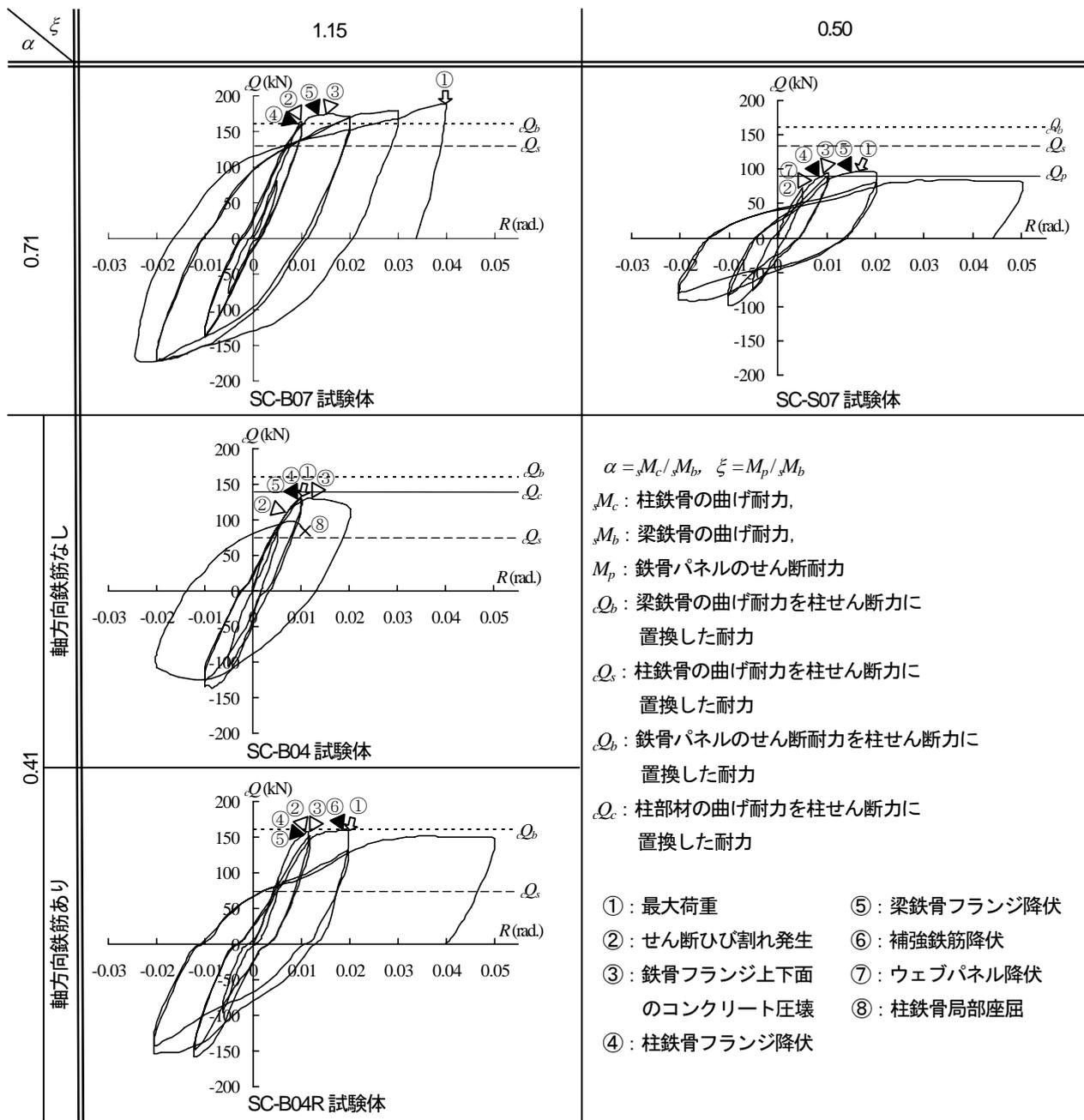


図-4 履歴曲線

された。なお、軸方向鉄筋を有する SC-B04R 試験体のひび割れ性状は、SC-B04 試験体と比較して、軸方向鉄筋がひび割れ性状におよぼす大きな影響は見られないが、かぶりコンクリートの剥落の程度は小さい。一方、SC-S07 試験体の最終破壊状況は、SC-B07 試験体と比較して、接合部のせん断ひび割れ幅および鉄骨フランジ隅角部から生じた材軸方向の縦ひび割れは顕著であるが、鉄骨フランジ隅角部から接合部側に生じたひび割れおよび鉄骨フランジに接する柱コンクリートの圧壊の程度は小さかった。

(2) 履歴性状

図-5 に各試験体の履歴性状を示す。縦軸は柱端部に

負荷された水平力  $Q$ 、横軸は層間変形角  $R$  である。図中の点線は、S 梁の曲げ耐力を柱せん断力に置換した値  $Q_b$ 、破線は柱鉄骨の曲げ耐力を柱せん断力に置換した値  $Q_c$  を示す。各試験体とも、変形初期からすべりの小さい紡錘形の履歴性状を示している。SC-B07 試験体は、 $R = 0.01\text{rad}$ . サイクル時に柱部材接合端近傍の柱鉄骨フランジが降伏した後、せん断ひび割れが生じた。また、 $R = 0.02\text{rad}$ . サイクル時に S 梁のフランジが降伏するとともに、柱部材側面に生じた縦ひび割れおよび鉄骨フランジ上下面のコンクリートの圧壊に伴って、若干の荷重低下が見られた。しかしながら、その後、変形の増大に伴って荷重も増大し、最終振幅まで荷重の低下が見

られない安定した履歴性状を示している。

SC-B04 試験体では、 $R = 0.01\text{rad}$ までは SC-B07 試験体と同様の履歴性状を示すが、 $R = 0.02\text{rad}$ の1回目のサイクル時に荷重低下が見られた。さらに、2回目のサイクル時に剛性が大きく低下するとともに、前述のひび割れ性状でも示したように、かぶりコンクリートの著しい剥落に伴って柱鉄骨フランジが局部座屈し、急激な荷重低下が生じたため、この時点で載荷を終了した。SC-B04 試験体の最大耐力は S 梁の曲げ耐力に達していないが、前述の応力伝達に基づいて算出された SC 柱部材の曲げ耐力  $Q_c$  をほぼ発揮していることから、最大耐力は鉄骨フランジ上下面にてこの機構に基づく支圧耐力によって決定されたと推察される。

これらのことから、 $\xi > 1$  の場合、 $\alpha < 1$  でも、柱部材にある軸力が作用することで、梁の曲げ耐力を発揮させることができ、前述の応力伝達機構の妥当性が推察される。なお、安定した接合部の履歴性状を確保するためには、柱部材接合端近傍のコンクリートを十分に拘束し、柱鉄骨フランジの局部座屈を防ぐための補強が必要であると考えられる。

また、SC-B04R 試験体は、 $R = 0.01\text{rad}$ に柱および梁鉄骨フランジが降伏し、それに伴って、接合部パネルのせん断ひび割れ、柱部材側面に生じた縦ひび割れおよび鉄骨フランジ上下面のコンクリートの圧壊が観察された。また、 $R = 0.02\text{rad}$ サイクル時に軸方向鉄筋が降伏し、その後、最大荷重を発揮したが、2回目のサイクル時にかぶりコンクリートの剥落に伴って柱鉄骨フランジが局部座屈し、大きな剛性低下が見られた。しかしながら、変形の増大に伴って、ほぼ S 梁の曲げ耐力を維持しているわかる。

一方、SC-S07 試験体は、 $R = 0.01\text{rad}$ 時に接合部の鉄骨ウェブパネルがせん断降伏するとともに柱鉄骨フランジも降伏した。 $R = 0.02\text{rad}$ サイクル時に最大荷重を発揮した後、若干の荷重低下が見られるが、その後、最終

振幅の  $R = 0.05\text{rad}$  までほぼ荷重を維持している。しかしながら、SC-S07 試験体の最大荷重は、SC-B07 試験体の半分程度であったことから、接合部の鉄骨パネルのせん断耐力によって支配されたと考えられる。図中の実線  $Q_p$  は、前述の式(1)に基づいて、接合部の鉄骨パネルのせん断耐力を柱せん断耐力に置換した値  $Q_p$  であり、計算値は実験値とよく対応している。

## 5. 結語

本実験の結果、以下の知見が得られた。

- 1)  $\xi > 1$  の場合、鉄骨フランジ上下面にてこの機構による支圧破壊が顕著になるが、 $\xi = 0.5$  の場合、柱コンクリートの圧壊は軽微であった。
- 2)  $\xi > 1$  の場合、軸力が作用すれば、鉄骨フランジ上下面にてこの機構に基づく支圧力によって、S 部材の応力を無筋コンクリートへ伝達することができると推察される。
- 3)  $\xi = 0.5$  の場合、接合部の応力伝達は、鉄骨パネルのせん断耐力によって支配される。

## 参考文献

- 1) 西村泰志：「鋼コンクリート合成構造の合理的な接合法を探る」, 2.5 研究者の立場から：現状と今後(1), 日本建築学会大会構造部門 (SCCS) パネルディスカッション資料, pp.21-26, 2003.9
- 2) 馬場 望, 鳥井拓三, 西村泰志：柱 RC・梁 S とする梁貫通形式内部柱はり接合部の内部パネルから外部パネルへの応力伝達, 日本建築学会構造系論文集 第 513 号, pp.141-148, 1996.9
- 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, 2001

## EXPERIMENTAL STUDY ON STRESS TRANSFERRING MECHANISMS OF S BEAM — SC COLUMN JOINTS

Nobutaka MURAKAMI and Nozomu BABA

To clarify stress transferring mechanism of the joint composed of SC column-S beam, four specimens were tested under reversed cyclic loading. The experimental variables were the ratio  $\alpha$  of the flexural strength of the steel embedded in the column to that of the S beam, shear capacity magnification factor  $\xi$  of the joint and axial loading in the column. From the test results, in the case of  $\alpha < 1$ , if there is enough  $\xi$ , it was shown that stress transferring mechanism of the joint is mobilized by bearing stress of concrete based on prying mechanism with the axial loading. However, if there is few  $\xi$ , it was shown that stress transferring mechanism was controlled to the ultimate shear strength of steel panel in the joint.