

# 論文 鉄筋を簡略化した SRC 造架構における柱のせん断性状に関する実験的研究

北野 敦則\*1・後藤 康明\*2・境谷 香奈\*3

**要旨:** 鉄筋を簡略化し施工性を向上させた SC(鋼コンクリート)構造の開発を目的に SRC 造柱梁架構におけるせん断実験を行い、柱のせん断性状について検討をした。その結果、柱 SC 梁 S 造では、柱部分よりも接合部でのせん断亀裂の発生が多く見られた。また、梁 SC 構造および SRC 構造では柱全体にせん断亀裂がみられた。また、日本建築学会 SRC 規準式で定義されている柱の破壊モードの決定方法は、柱 SC 構造でも良い対応を示した。さらに柱梁架構での柱の終局せん断耐力は、柱に対する柱梁接合部のせん断耐力の比が影響している。

**キーワード:** 鋼コンクリート構造、柱梁架構、終局せん断耐力、せん断余裕度、ワイヤーメッシュ

## 1. はじめに

近年、SRC 構造による建物の建設は減少傾向にある。SRC 構造は他の工法と比較すると、その設計法の複雑さや現場施工における工程の多さから敬遠される傾向があることが要因となっている。しかしながら、SRC 構造は RC 構造に比べ、層崩壊の危険性が少なく、優れた耐震性能を持つ。兵庫県南部地震においても SRC 構造の被害は軽微であった。そこで、筆者らは SRC 構造の欠点を低減できる鉄筋を簡略化した SC 構造が、SRC 構造と同等以上の構造性能を有することを明らかにしてきた。<sup>2)</sup> また、日本建築学会(以下 AIJ)SRC 規準<sup>1)</sup>の柱終局せん断耐力式における RC 負担項のうち斜張力によって決まる終局耐力は、AIJ-RC 規準を準用した実験式である。これは剛強な加力スタブを上下に取り付けた試験体の柱せん断実験を基に導かれているため、両端に接合部がある実際の架構挙動に則していないと考えられる。本研究では、SC 柱について、その破壊性状および柱せん断耐力、柱の破壊モードの決定要因および柱梁とも SRC 造および SC 造の場合における柱梁接合部のせん断余裕度の違いが柱せん断耐力に与える影響について検討を行った。

試験体名は第 1 項が柱/梁部材の構造、第 2 項が試験体の鉄骨形状番号、第 3 項以降に試験体の特徴を示し、W はワイヤーメッシュ(以下 WM)筋である。また第 4 項は、コンクリート設計基準強度である。WM 筋は、かぶりコンクリートを拘束するために用いた。製作した試験体のうち SC/S-5-W-27 は、柱の破壊モードの検討のために鉄骨部と RC 部ともにせん断破壊するように設計した。柱鉄骨は、SC/S-5-W-27 には BH-210×210×4.5×9、SRC/SRC-1-27 には H-200×100×5.5×8 を十字形に組み合わせた十字

表-1 コンクリートの力学的特性

試験体名	圧縮強度 $\sigma_B$ (MPa)	引張強度 $\sigma_t$ (MPa)	歪 $\epsilon_u$ ( $\mu$ )	ヤング係数	
				$E_{1/3}$ (GPa)	$E_{2/3}$ (GPa)
A SC/S-5-W-27	29.1	2.33	2590	24.0	20.3
B SRC/SRC-1-27	28.7	2.50	2980	23.9	19.4
C SC/SC-4-W-27	26.5	2.10	2520	23.4	19.9

\*  $\epsilon_u$  はコンクリートの最大圧縮強度時の歪み

表-2 鉄筋の力学的特性

鉄筋径	使用位置	降伏応力度	降伏歪度	伸び率 (%)	ヤング係数 $E_s$ (GPa)
		$\sigma_y$ (MPa)	$\epsilon_y$ ( $\mu$ )		
3.2φ@50	WM筋	613	5090	5.77	198
D6(SD295相当)	柱梁補強筋	332	3870	12.3	177
D10(SD685)	柱主筋	725	3870	10.6	188
D16(SD345)	梁主筋	380	2210	17.4	172

\*WM 筋の  $\sigma_y$ ,  $\epsilon_y$  は 0.1% オフセットによる耐力

表-3 鋼板の力学的特性

鋼板種別	試験片	降伏応力度 $\sigma_y$ (MPa)	降伏歪度 $\epsilon_y$ ( $\mu$ )	伸び率 (%)	ヤング係数 $E_s$ (GPa)
PL4.5	1A	293	1410	28.3	209
PL5.5	1A	330	1610	25.7	203
PL8	13A	288	1440	29.1	200
PL9	1A	298	1430	28.7	209
PL12	1A	292	1400	31.3	209
PL16	1A	301	1430	30.9	211

\*試験片は、JIS Z 2201 に、試験方法は JIS Z 2241 に従った。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

図-1 に試験体形状および配筋図、表-1 にコンクリート、表-2 に鉄筋および表-3 に鋼板のそれぞれの力学的性状を示す。試験体は、SRC 造、柱 SC 造梁 S 造および柱 SC 造梁 SC 造のラーメン架構の中間階中柱を想定し、柱および梁の中央反曲点位置で切り出した実大の約 1/2 縮小スケールのキの字形平面試験体で 3 体製作した。

\*1 北海道大学 大学院工学研究科空間性能システム専攻助教 工博 (正会員)

\*2 北海道大学 大学院工学研究科空間性能システム専攻教授 工博 (正会員)

\*3 北海道大学 大学院工学研究科空間性能システム専攻 大学院生 (非会員)

形断面, SC/SC-4-W-27 には H-160×160×4.5×12 を用いた。梁鉄骨は, SC/S-5-W-27 には BH-400×150×12×12, SRC/SRC-1-27 には BH-300×100×12×16, SC/SC-4-W-27 には BH-300×150×9×16 を用いた。材質は全て SS400 である。なお, 全試験体とも梁曲げ降伏を助長しないよう, 鉄骨は梁フランジ通し型で製作した。また, 梁鉄骨の試験体は局部座屈等防止のためスチフナを適所に配置した。鉄筋は, WM 筋は全て 3.2φ@50 を使用し, SRC/SRC-1-27 では, 柱主筋に 12-D10(SD685), 梁主筋に 8-D16(SD345), 柱せん断補強筋に D6(SD295 相当)@100mm, 梁せん断補強筋に D6(SD295 相当)@75mm, 接合部に D6(SD295 相当)@50mm を使用した。コンクリート設計基準強度は全試験体ともに 27MPa とし, コンクリートの打設は, 縦打ちで行った。

## 2.2 加力方法

図-3 に加力装置図を示す。

加力は地震時における図-3 の試験体に示した応力状態を再現するため柱に一定軸力(1/6・b・D・σ<sub>p</sub>)を導入した後, 試験体上柱反曲点位置に, 静的正負繰り返し漸増水平方向強制変位を与えた。柱頭, 柱脚はピン支持とし, 上部梁端は平行維持装置(串型ジャッキ)で, 下部梁端は反力ロードでピン・ローラーとなるよう支持した。加力制御は変位制御で, 1 サイクル目で層間変形角  $R_c=2(\times 10^{-3}\text{rad})$  とし, その後のピーク変位を  $R_c=5, 10, 17, 26, 37, 50(\times 10^{-3}\text{rad})$  と等差数列となるように増加させながら同一変位の繰り返しを 2 回ずつ行い, 最終 12 サイクル目で  $R_c=50(\times 10^{-3}\text{rad})$  となるように設定した。なお層間変形角  $R_c$  は, 図-2 に示す通り定義した。ただし,

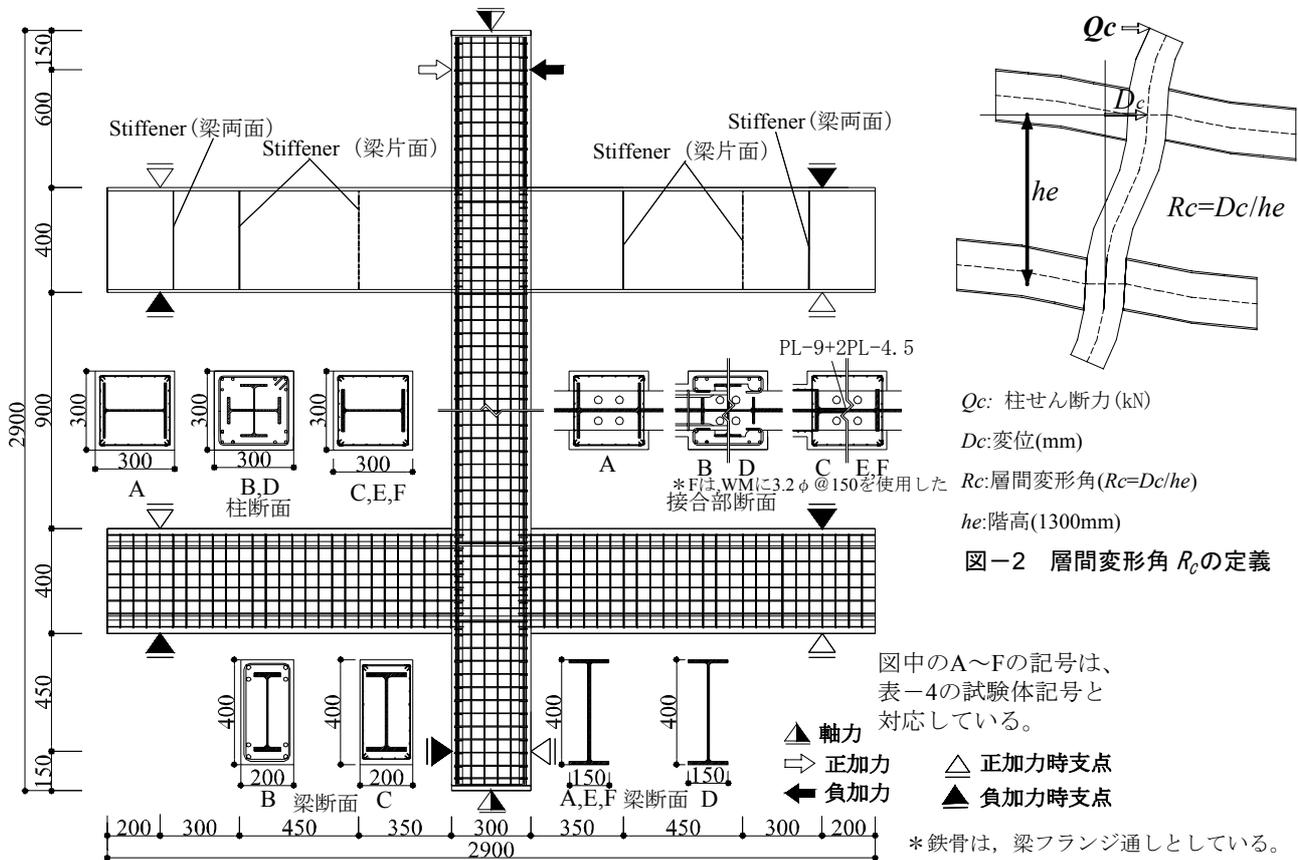


図-1 試験体概要図 (上は SC/S-5-W-27, 下は SC/SC-4-W-27)

表-4 試験体諸元

試験体	$p_w^{*2}$ (%)	柱		梁		接合部	
		鉄筋		鉄骨*	鉄骨* <sup>1</sup>	$p_w^{*2}$ (%)	鉄筋
		軸方向	水平方向				
A SC/S-5-W-27	0.11	WM筋3.2φ@50	WM筋3.2φ@50	①	④	0.11	WM筋3.2φ@50
B SRC/SRC-1-27	0.21	主筋12-D10	帯筋D6@100	②	⑤	0.43	帯筋D6@50
C SC/SC-4-W-27	0.11	WM筋3.2φ@50	WM筋3.2φ@50	③	⑥	0.11	WM筋3.2φ@50
*D SRC/S-1-27	0.19	主筋12-D10	帯筋6φ@100	②	⑦	0.37	帯筋6φ@50
*E SC/S-4-W-27	0.11	WM筋3.2φ@50	WM筋3.2φ@50	①	④	0.11	WM筋3.2φ@50
*F SC/S-4-WC-27	0.04	隅筋4-6φ	WM筋3.2φ@150	①	④	0.04	WM筋3.2φ@150

※ 昨年度試験体<sup>2)</sup>

\*<sup>1</sup> 使用鉄骨断面

① H 210×210×4.5×9

② 十200×100×5.5×8

③ H160×160×4.5×12

④ H400×150×12×12

⑤ H300×100×12×16

⑥ H300×150×9×16

⑦ H400×150×9×12

\*<sup>2</sup> 変数記号

$p_w$ : せん断補強筋比

SC/SC-4-W-27においては、水平加力アクチュエーターの変位限界に達したため、+12 サイクルで実験を終了した。

### 3. 実験結果

#### 3.1 破壊性状

図-4 に各試験体の最終破壊状況を示す。

SC/S-5-W-27 では、柱梁接合部でせん断亀裂、柱では柱鉄骨フランジおよび WM 筋による付着割裂亀裂が生じた。 $R_c = \pm 0 \sim 5 (\times 10^{-3} \text{rad})$  に柱曲げ亀裂、柱梁接合部せん断亀裂が生じた。その後、柱梁接合部でのせん断亀裂の発生および拡幅が顕著となった。 $R_c = \pm 9 \sim 17 (\times 10^{-3} \text{rad})$  では、柱部で柱鉄骨フランジおよび WM 筋による付着割裂亀裂の発生および伸展が見られ、 $R_c = -15.8, +17.0 (\times 10^{-3} \text{rad})$  で最大耐力に達した。 $R_c = \pm 17 (\times 10^{-3} \text{rad})$  以降では柱のせん断亀裂、付着割裂亀裂の発生と伸展が顕著になり、その後柱頭、柱脚のコンクリートの圧壊や、剥落が生じた。剥落によって露出した WM 縦筋では、WM 筋の破断が見られた。SRC/SRC-1-27 では、柱全面にわたるせん断亀裂が発生し、柱中央部では剥落も見られた。 $R_c = \pm 0 \sim 5 (\times 10^{-3} \text{rad})$  に柱下部に曲げ亀裂が生じ、その後柱梁接合部および柱部においてせん断亀裂の発生が生じた。その後、 $R_c = \pm 5 \sim 10 (\times 10^{-3} \text{rad})$  にかけて柱部全体でせん断亀裂の発生が顕著に見られた。また、その後のサイクルでは発生したせん断亀裂の拡幅および伸展が見られ、 $R_c = \pm 17.0 (\times 10^{-3} \text{rad})$  で最大耐力に達した。 $R_c = \pm 17 (\times 10^{-3} \text{rad})$  以降では、柱部危険断面位置において柱主筋、柱せん断補強筋が降伏し、

剛性が低下してせん断、割裂亀裂の拡幅、剥落が顕著となった。

SC/SC-4-W-27 では、柱端部でのコンクリートの圧壊、柱梁接合部ではせん断亀裂が見られた。 $R_c = \pm 0 \sim 5 (\times 10^{-3} \text{rad})$  に柱曲げ亀裂、柱梁接合部せん断亀裂、柱梁接合部曲げ亀裂が生じた。その後、 $R_c = \pm 5 \sim 10 (\times 10^{-3} \text{rad})$  では柱下部で曲げ亀裂の発生および伸展拡幅が多く見られ、 $R_c = \pm 17.0 (\times 10^{-3} \text{rad})$  で最大耐力に達した。 $R_c = \pm 17 \sim 26 (\times 10^{-3} \text{rad})$  では柱鉄骨フランジおよび WM 筋による付着割裂亀裂が生じた。また、 $R_c = \pm 26.0 (\times 10^{-3} \text{rad})$  で柱頭、柱脚でコンクリートの圧壊、剥落が顕著に見られ、コンクリートの剥落によって WM 筋が露出した。それ以降、露出した WM 縦筋は、破断が見られた。また、最終サイクル時にかけて柱の中央部では目立った亀裂が生じなかった。

#### 3.2 柱せん断力 ( $Q_c$ ) - 層間変形角 ( $R_c$ ) 関係

図-5、図-6 に柱せん断力 ( $Q_c$ ) - 層間変形角 ( $R_c$ ) 関係およびスケルトンカーブの比較を示す。

図-5 より SC/S-5-W-27 では、柱梁接合部でのせん断亀裂の発生および伸展が生じたため  $R_c = \pm 7 (\times 10^{-3} \text{rad})$  付近で剛性低下が始まった。その後、 $R_c = \pm 17.0 (\times 10^{-3} \text{rad})$  にかけて上下柱梁接合部、柱端部でのせん断亀裂の顕著な発生、伸展および拡幅、柱部における割裂亀裂の発生および伸展が見られ剛性低下した。最大耐力は、 $R_c = -15.8, +17.0 (\times 10^{-3} \text{rad})$  で迎え、その後緩やかに耐力が低下していき、 $R_c = -27, +37 (\times 10^{-3} \text{rad})$  以降では、柱頭、柱脚のコンクリートが圧壊したため、急に剛性低下

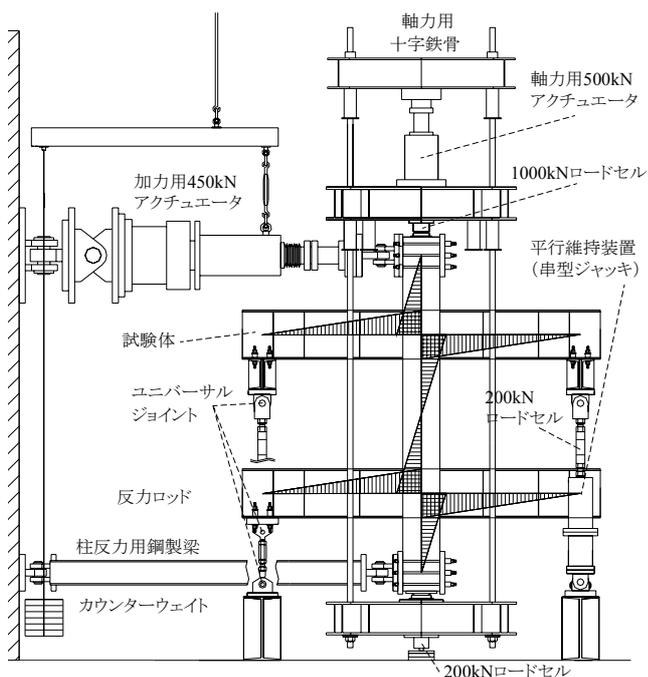
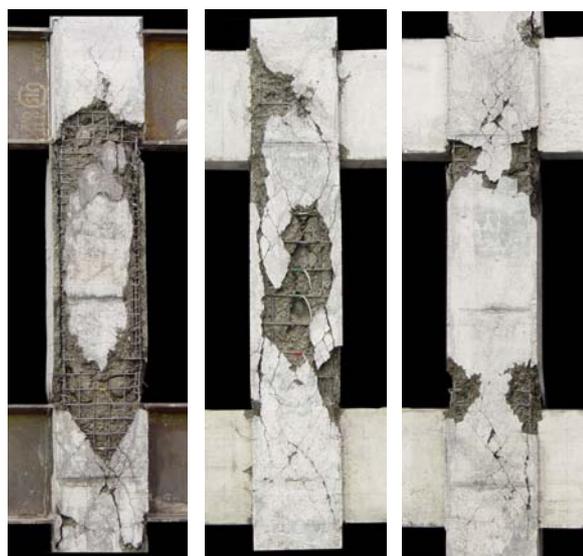


図-3 加力装置



SC/S-5-W-27      SRC/SRC-1-27      SC/SC-4-W-27

図-4 最終破壊状況

した。耐力低下割合の変化は、柱部分のせん断亀裂の発生、柱鉄骨フランジおよび WM 筋による付着割裂亀裂の発生および伸展、コンクリートの剥落が要因だと考えられる。

SRC/SRC-1-27 では、柱と柱梁接合部のせん断亀裂が生じたため  $R_C = \pm 5 (\times 10^3 \text{rad})$  付近で剛性低下が始まった。

その後、徐々にせん断亀裂の伸展および拡幅が見られ、 $R_C = \pm 17 (\times 10^3 \text{rad})$  で最大耐力を迎えた。その後緩やかに耐力が低下した。耐力低下の要因は、柱全面に渡るせん断亀裂の発生および伸展拡幅、柱中央部のかぶりコンクリートの剥落が顕著であった。また、最大耐力以降は、柱部と柱梁接合部せん断亀裂の発生および伸展が顕著に見られた。

SC/SC-4-W-27 では、柱梁接合部せん断亀裂、柱端部曲げ亀裂の発生が生じたため  $R_C = \pm 10.0 (\times 10^3 \text{rad})$  付近で剛性低下が始まった。その後、徐々にせん断亀裂の伸展および拡幅が見られ、 $R_C = \pm 17 (\times 10^3 \text{rad})$  で最大耐力を迎えた。その後緩やかに耐力が低下した。耐力低下の要因は、柱梁接合部のせん断亀裂の発生および伸展拡幅、柱端部の曲げ亀裂発生および伸展拡幅、柱での柱鉄骨フランジおよび WM 筋による付着割裂亀裂の発生および伸展が顕著であったことである。最大耐力以降は、柱梁接合部のせん断亀裂の発生および伸展、柱端部のかぶりコンクリートの剥落が顕著であった

図-6 より SC/S-5-W-27 と過年度試験体 SC/S-4-W-27<sup>2)</sup> を比較する。最大耐力までの推移はほぼ同じであるが最大耐力以降の耐力低下が SC/S-5-W-27 の方が大きい。これは、SC/S-4-W-27 では鉄骨部はせん断耐力、RC 部は曲げ耐力で決まるように設計されており、SC/S-5-W-27 は、鉄骨部 RC 部ともにせん断耐力で決まるよう設計されているため、RC 部の破壊性状がこの2体で異なっており、その影響によるものだと考えられる。また、SC/S-4-W-27 の柱鉄骨は、SC/S-5-W-27 に比べて塑性断面係数が大きく、鉄骨がもつ曲げ耐力が大きいため SC/S-5-W-27 の方が、最大耐力後の耐力低下が大きかったと考えられる。SRC/SRC-1-27 と過年度試験体 SRC/S-1-27<sup>2)</sup> から SRC 造における梁コンクリートの有無について比較すると、SRC/SRC-1-27 は特に柱中央部でせん断破壊が見られたのに対して SRC/S-1-27 は柱梁接合部のせん断亀裂や柱上下端部での圧壊が見られ、梁のコンクリート有無により、柱の破壊状況が異なり、最大耐力時の層間変形角に違いが見られた。さらに、梁にコンクリートがある SRC/SRC-1-27 の方が最大耐力が高かったが、梁が鉄骨の SRC/S-1-27 は  $R_C = \pm 50 (\times 10^3 \text{rad})$  まで耐力低下せず、靱性のある性状を示した。

SC/SC-4-W-27 と SC/S-4-W-27 から SC 造における梁コンクリートの有無について比較すると、SC/SC-4-W-27

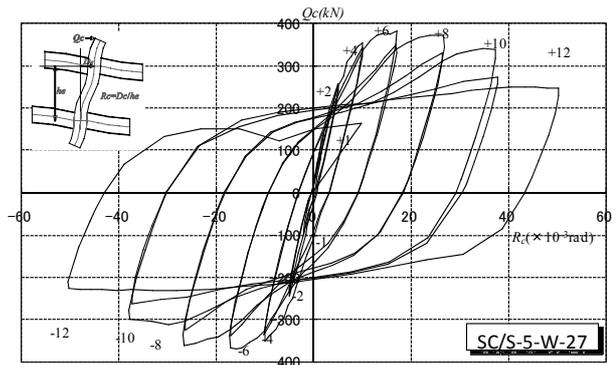
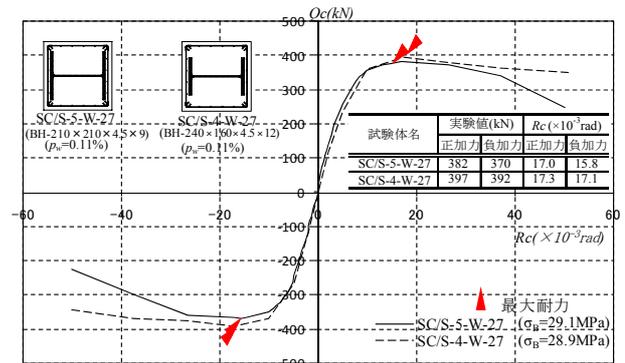
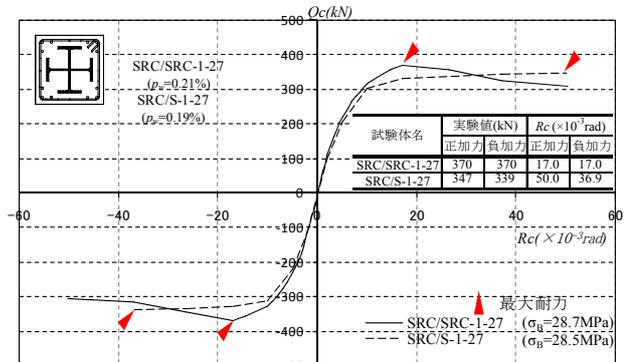


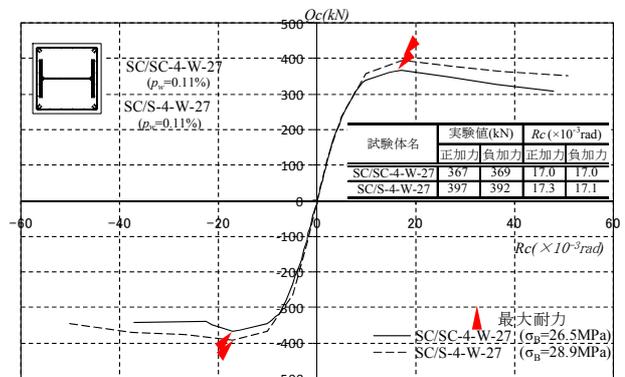
図-5 柱せん断耐力(Qc)–層間変形角(Rc)関係



(a) 鉄骨断面形状の違い



(b) 梁コンクリートの有無(SRC 構造)



(c) 梁コンクリートの有無(SC 構造)

図-6 Qc-Rcスケルトンカーブの比較

表-5 せん断耐力計算式一覧 (いずれの耐力も柱せん断力に換算している)

<p><b>柱終局せん断耐力(AIJ-SRC規準式)-(1)式</b></p> ${}_c Q_{sU} = \underbrace{{}_s Q_U}_{steel} + \underbrace{{}_r Q_U}_{RC}$ ${}_s Q_U = \min({}_s Q_{sU1}, {}_s Q_{sU2}, Q_{bU})$ ${}_s Q_{sU1} = (c_t w \cdot d_w \cdot c_w \sigma_y) / \sqrt{3}$ ${}_s Q_{bU} = \Sigma({}_s M_U / h_e) = 2 {}_s M_U / h_e$ ${}_r Q_U = \min({}_r Q_{sU1}, {}_r Q_{sU2}, {}_r Q_{bU})$ ${}_r Q_{sU1} = 7/8 \cdot c \cdot b \cdot d (0.5 F_s \cdot r \cdot \alpha + 0.5 p_w \cdot r_w \sigma_y)$ ${}_r Q_{sU2} = 7/8 \cdot c \cdot b \cdot d (F_s \cdot b' / c \cdot b + p_w \cdot r_w \sigma_y)$ ${}_r Q_{bU} = \Sigma({}_r M_u / h_e) = 2 \cdot {}_r M_U / h_e$	<p><b>接合部終局せん断耐力(AIJ-SRC規準式)-(3)式</b></p> ${}_c Q_{sU1} = {}_j Q_U / \left\{ \frac{(l - m_c d)}{{}_s b d} \cdot \frac{h}{l} - 1 \right\} \quad {}_j Q_U = \frac{{}_j M_U}{{}_s b d}$ ${}_j M_U = \underbrace{c V_e (F_s \cdot j \delta + p_w \cdot r_w \sigma_y)}_{RC} + \underbrace{(1.2 {}_s V \cdot \sigma_y)}_{steel} / \sqrt{3}$
<p><b>柱終局曲げ耐力(AIJ-SRC規準式)-(2)式</b></p> ${}_c M_U = \underbrace{{}_s M_U}_{steel} + \underbrace{{}_r M_U}_{RC}$ ${}_c Q_{MU} = 2 {}_c M_U / h_e$	<p><b>中央値換算式-(4)式</b></p> $cal. {}_c Q_{sU} = 1.212 \cdot {}_c Q_{sU}$ $cal. {}_c Q_{bU} = 1.184 \cdot {}_c Q_{bU}$
<p><math>{}_s Q_{sU}</math>: 鉄骨のせん断降伏で決まる終局せん断耐力(N)  <math>{}_s Q_{bU}</math>: 鉄骨の曲げ崩壊によって決まる終局せん断耐力(N)  <math>{}_r Q_{sU1}</math>: 斜張力によって決まる終局せん断耐力(N)  <math>{}_r Q_{sU2}</math>: 付着割裂によって決まる終局せん断耐力(N)  <math>{}_r Q_{bU}</math>: RC 部分の曲げ崩壊時に決まるせん断耐力(N)  <math>r_w \sigma_y</math>: せん断補強筋の降伏応力度(N/mm<sup>2</sup>)  <math>F_s</math>: コンクリートのせん断強度(N/mm<sup>2</sup>)  <math>b'</math>: 鉄骨フランジ位置でのコンクリートの有効幅(mm)  <math>{}_s V</math>: パネル内のウェブ及びその他のせん断抵抗に有効な鉄骨の体積(mm<sup>3</sup>)  <math>{}_c V_e</math>: コンクリートパネル有効体積(mm<sup>3</sup>)</p>	
<p><math>{}_s b d</math>: 梁の鉄骨部分のフランジ重心間距離(mm)  <math>m_c d</math>: 柱主筋間距離(mm)  <math>p_w</math>: 接合部せん断補強筋比  <math>c_t w</math>: 柱鉄骨のウェブ厚(mm)  <math>d_w</math>: 柱鉄骨のウェブせい(mm)  <math>h_e</math>: 柱内法長さ(mm)  <math>{}_j \delta</math>: 接合部形状による係数(ただし <math>{}_j \delta = 3</math>)</p>	
<p>※ワイヤーメッシュ筋は縦筋を主筋として、横筋をせん断補強筋として計算した。</p>	

表-6 耐力一覧

No.	試験体名	実験値 (kN)	AIJ-SRC規準終局耐力計算値(kN)			$exp. Q_u / cal. * Q_{**}$		せん断余裕度 $cal. Q_{su}$	破壊箇所	柱終局せん断耐力における各種耐力計算値(kN)					
			接合部せん断		柱せん断	柱曲げ	接合部			柱	RC部		S部		
			$exp. Q_u$	$cal. Q_{su}$	$cal. Q_{su}$	$cal. Q_{bu}$	$cal. Q_w$			$cal. Q_w$	${}_r Q_{bu}$	${}_r Q_{sU1}$	${}_r Q_{sU2}$	${}_s Q_{bu}$	${}_s Q_{su}$
A	SC/S-5-W-27	382	500	360	520	0.76	1.06	1.39	柱	169	227	128	169	290	
B	SRC/SRC-1-27	370	414	349	494	0.89	1.06	1.19	柱	193	197	127	193	161	
C	SC/SC-4-W-27	369	504	369	545	0.73	1.00	1.37	柱	165	221	168	165	321	
*D	SRC/S-1-27	347	506	361	506	0.69	0.96	1.40	柱	193	196	126	193	172	
*E	SC/S-4-W-27	397	483	406	545	0.82	0.98	1.19	柱	185	228	174	185	310	
*F	SC/S-4-WC-27	380	478	395	541	0.79	0.96	1.21	柱	185	216	141	185	310	

\*記号は、表-5を参照。柱梁接合部終局せん断耐力は、直交フランジを考慮した値である。

の方が剛性低下割合が大きく最大耐力が小さかった。梁にコンクリートが有ることにより、接合部の変形が抑えられ柱のせん断破壊が顕著になったと考えられる。

3.3 耐力

表-5にせん断耐力計算式一覧、表-6に耐力一覧、表-7に柱の破壊モードの決定方法を示す。AIJ-SRC規準による(1)式、(2)式はそれぞれ実験値の下限値を与えるので、(4)式によって計算値を中央値に換算し実験値と比較する。なお、SC試験体のRC部は、WM筋も考慮している。全試験体ともに実験値と計算値  $cal. Q_{su}$  を比較すると、良い評価をしている。SC/S-5-W-27では亀裂性状より、RC部分で柱せん断破壊したと判断した。耐力算定時にRC部分の終局せん断耐力は付着割裂破壊時の耐力を想定し、破壊状況と一致した。S部分の終局せん断耐力は柱鉄骨ウェブのせん断降伏時の耐力を想定しており、表-7より設計上部材全体ではせん断破壊となる。計算値と実験値を比較すると、対応が良いため、部材としてはせん断破壊であると言える。SC/SC-4-W-27では亀

表-7 柱の破壊モードの決定方法

		鉄筋コンクリート	
		${}_r Q_{sU}$	${}_r Q_{bU}$
鉄骨	${}_s Q_{sU}$	せん断破壊	せん断破壊
	${}_s Q_{bU}$	せん断破壊	曲げ破壊

\*記号は、表-5を参照

裂性状より、RC部分で柱曲げ圧縮破壊したと判断した。耐力算定時にRC部分の終局せん断耐力は曲げ崩壊時の耐力を想定しており、破壊状況と一致した。S部分の終局せん断耐力は柱鉄骨ウェブのせん断降伏時の耐力を想定しており、表-7より設計上部材全体ではせん断破壊となる。計算値と実験値を比較すると対応が良いため、部材としてはせん断破壊であると判断できる。以上より、AIJ-SRC規準式を用いた算定式は、SC造試験体においても適用できると考えられる。しかしながら、柱梁接合部がせん断破壊している試験体もあるため、柱の終局せん断耐力に対する接合部の終局せん断耐力の比を柱梁

接合部せん断余裕度と定義して、横軸に柱梁接合部せん断余裕度、縦軸に柱せん断耐力実験値と柱終局せん断耐力計算値の比とすると図-7 のようになる。ここで、柱鉄骨に十字断面を用いている SRC 試験体は柱梁接合部の終局せん断耐力の計算において、直交フランジの効果を考慮していない。柱梁接合部の直交フランジを考慮しない SRC 試験体は、せん断余裕度が 1.0 以下となるが、柱でせん断破壊した試験体(SRC/S-1-27, SRC/SRC-1-27)もある。SRC 試験体の場合は、柱梁接合部でせん断破壊をしたと考えると、SRC/SRC-1-27 は実験値を過小評価することとなり、柱の損傷も激しいためせん断余裕度が 0.9 程度でも柱がせん断破壊することとなる。したがって、接合部は直交フランジを考慮してせん断耐力を計算すべきであると考え。また、SRC 造の柱梁接合部の場合は、直交フランジがせん断耐力に寄与する割合が大きいため計算値に考慮した方が精度よく評価できることが筆者らによって明らかにされている<sup>3)</sup>。さらに AIJ-鋼構造規準<sup>4)</sup>では、柱に十字鉄骨を用いた場合、直交フランジの効果も柱梁接合部のせん断耐力式に考慮していることから、直交フランジを計算に含めることは、妥当であると言える。なお、柱の直交フランジは形状が縦長であることからせん断変形よりも曲げ変形が卓越するので柱鉄骨のせん断耐力に寄与する割合は小さいと考えられるため柱の直交フランジのせん断耐力は計算に含めていない。上述のことから柱梁接合部の終局せん断耐

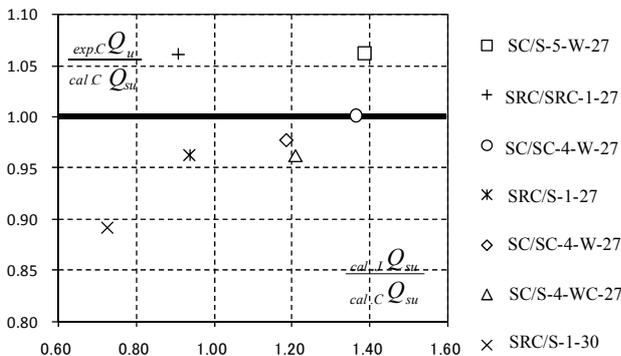


図-7 せん断余裕度(直交フランジを含まない)

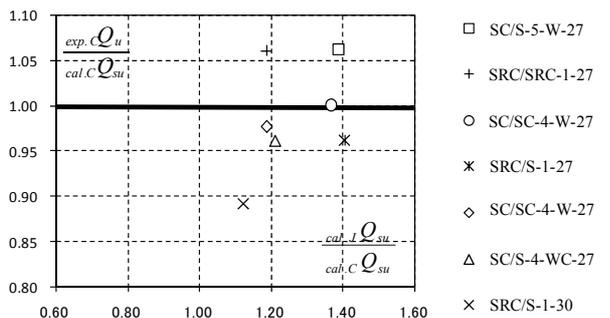


図-8 せん断余裕度(直交フランジを含む)

力に直交フランジ断面積を接合部ウェブと同様に計算式に含め検討した結果を図-8 に示す。図-8 より、柱梁接合部のせん断余裕度が 1.12~1.40 に分布するが、せん断余裕度が 1.20 程度でも SC 試験体は、実験値が計算値を下回っている。また、過年度試験体の SRC/S-1-30 は直交フランジを考慮するとせん断余裕度が 1.2 となるが接合部でせん断破壊している。せん断余裕度を 1.40 程度にしても接合部が損傷している試験体(SRC/S-1-27, SC/S-5-W-27)もあるため柱梁接合部の損傷を防ぐためには 1.40 以上のせん断余裕度が必要となり、柱梁接合部せん断余裕度を考慮した柱のせん断設計法を検討しなければならない。

#### 4. 結語

鉄筋を簡略化し施工性を向上させた SC 構造の開発を目的に SRC 造柱梁架構におけるせん断実験を行い、柱のせん断性状について検討した結果、以下の知見を得た。

- 1) SRC 構造の場合、梁コンクリートの有無により変形状態に違いが見られたが、SC 造の場合は梁のコンクリートの有無による変形性能の違いは見られなかった。
- 2) 柱梁接合部の終局せん断耐力で直交フランジを考慮して検討した結果、SC 試験体は、柱梁接合部せん断余裕度が 1.20 程度でも実験値が計算値を下回るため柱梁接合部の損傷を防ぐためには 1.40 以上のせん断余裕度が必要と考えられる。
- 3) 柱 SC 構造でも日本建築学会 SRC 規準式で定義されている柱の破壊モードの決定方法と良い対応を示す。

#### 参考文献

- 1) 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
- 2) 寺口 拓矢, 北野 敦則ほか：柱 SC 造梁 S 混合構造架構における柱のせん断破壊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.29, No.3, pp1297~1302, 2007.6
- 3) 北野 敦則, 城 攻：SRC 造内柱梁接合部の剪断耐力算定に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp1429~1434, 2004.7
- 4) 日本建築学会「鋼構造設計規準」, 1973