論文　柱 SC 梁 S 混合構造架構における柱のせん断抵抗性状に関する実験的研究

寺口　拓矢[*1]・北野　敦則[*2]・後藤　康明[*3]・城　攻[*4]

要旨： SRC 構造と比較して施工性が良く，同等の耐震性能を有する鋼コンクリート構造柱と鉄骨梁からなる混合構造骨組の柱せん断抵抗性状について実験的に研究を行った。SRC 柱ではせん断補強筋量によって柱梁接合部の損傷と大変位時の耐力推移に相違が見られた。SC 柱では直交フランジの有無よりフランジ幅の方が柱せん断耐力に大きな影響を与えた。また，SC 柱に用いたワイヤーメッシュ筋はせん断抵抗の機能を有するが，SRC 規準 [1)]以下のせん断補強筋量では靭性を失い，かぶりコンクリートの保持も困難となった。また柱梁架構での柱せん断耐力は，柱に対する柱梁接合部のせん断余裕度の影響を受ける。

キーワード：鋼コンクリート構造，　柱梁架構，せん断補強筋量，柱鉄骨形状，せん断耐力

1. はじめに

近年，鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)構造は他の工法と比較すると，その設計法の繁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にある。しかしながら RC 造に比べると SRC 造は靭性能に優れ，兵庫県南部地震においても SRC 造の被害は軽微であった。そこで筆者らは 2005 年度，簡便な施工法の開発を目的に，柱を鋼コンクリート(SC)，梁を鉄骨(S)構造とした柱梁架構における柱せん断実験を行ない，SRC 柱と同等の耐震性能を有する構造とすることが可能であることを明らかにした [2)]。本研究では，SRC 柱及び SC 柱におけるせん断補強筋量の違い，鉄骨形状の違いについて加力実験を行ない柱の破壊性状及び柱せん断耐力について検証する。

2. 実験概要

2.1 試験体計画

図－1 および**表－4** に試験体概要，**表－1～3** に使用材料の力学的特性を示す。試験体は骨組における柱の応力および支持条件を再現するため，多層多スパンの中間階中柱を想定し，柱及び梁の中央反曲点位置で切り出した実大の約 1/2 縮小スケールのキ字形平面試験体である。実験変数は柱鉄骨断面形状と柱せん断補強筋量である。

表－1　コンクリートの力学的特性

試験体名		σ_B (MPa)	σ_t (MPa)	ε_u^* (μ)	$E_{1/3}$ (GPa)	$E_{2/3}$ (GPa)
A	SRC/S-1-27	28.5	2.03	2650	24.2	20.8
B	SC/S-4-W-27	28.9	2.04	2450	25.3	21.0
C	SC/S-4-WC-27	31.4	3.14	2620	26.5	22.6

*ε_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	σ_y^* (MPa)	ε_y^* (μ)	σ_{max} (MPa)	伸び率 (%)	E_s (GPa)
3.2 φ @50	WM筋	644	4190	648	2.15	204
3.2 φ @150	WM筋	559	3870	606	3.10	199
6 φ (SD345相当)	剪断補強筋 隅筋	368	1990	415	14.3	203
D10(SD685)	主筋	702	5630	910	9.44	201

*WM 筋の σ_y，ε_yは 0.1%オフセットによる保有耐力

表－3　鉄骨の力学的特性

鋼板種別	使用位置	σ_y (MPa)	ε_y (μ)	σ_{max} (MPa)	伸び率 (%)	E_s (GPa)
PL4.5	柱ウェブ	329	1710	431	25.0	195
PL5.5	柱ウェブ	331	1880	456	27.0	197
PL8	柱フランジ	314	1540	446	28.8	199
PL9	梁ウェブ	309	1650	446	27.6	195
PL12	梁ウェブ 柱、梁フランジ	276	1580	428	30.2	189

*1 五洋建設(株)　工修　(正会員)
*2 北海道大学助手　大学院工学研究科空間性能システム専攻　工博　(正会員)
*3 北海道大学教授　大学院工学研究科空間性能システム専攻　工博　(正会員)
*4 北海道大学名誉教授　工博　(正会員)

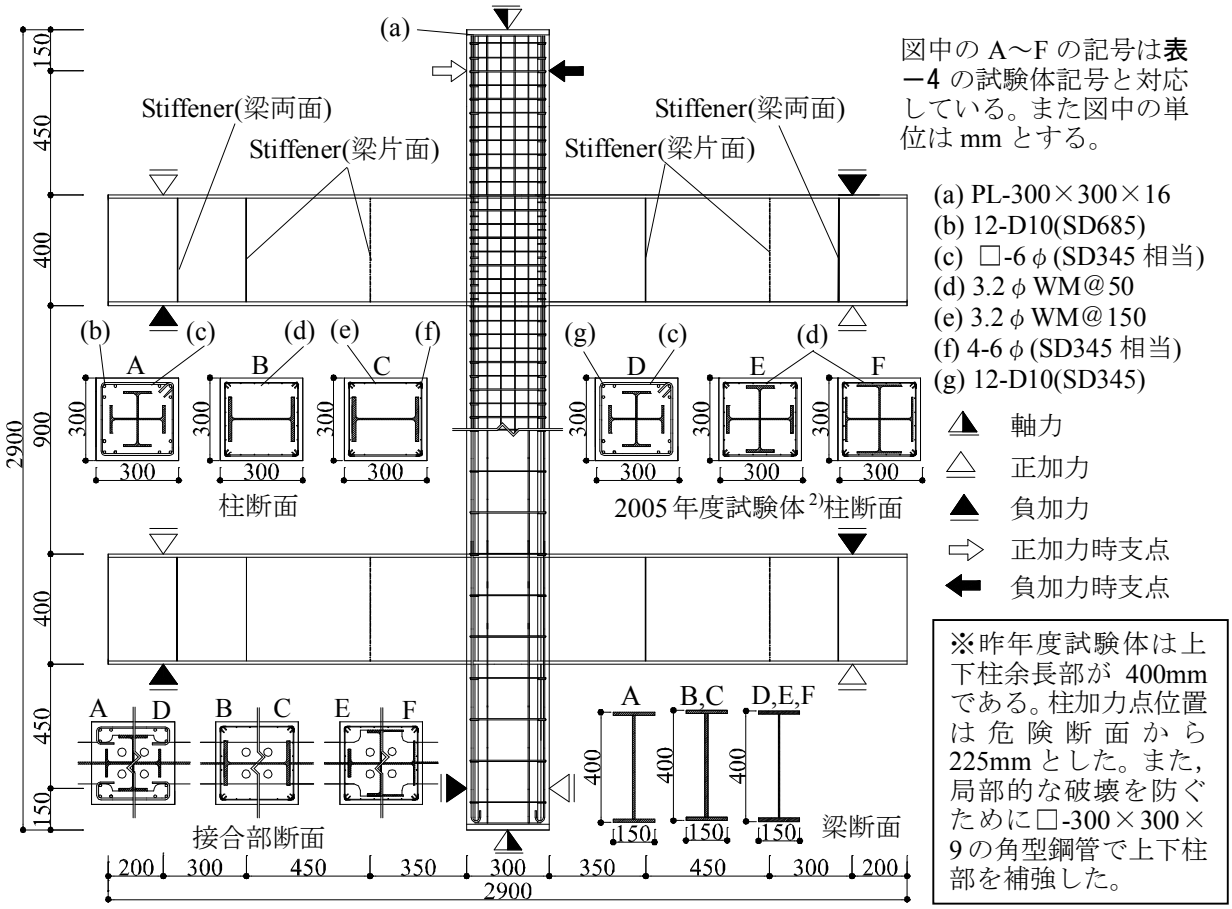
表－4　試験体緒元

試験体		柱				梁	接合部	
		p_w *2 (%)	鉄筋 軸方向	鉄筋 水平方向	鉄骨*1	鉄骨*1	p_w *2 (%)	鉄筋 水平方向
A	SRC/S-1-27	0.19	主筋12-D10	帯筋6φ@100	①	⑤	0.37	帯筋6φ@50
B	SC/S-4-W-27	0.11	WM筋3.2φ@50	WM筋3.2φ@50	②	⑥	0.11	WM筋3.2φ@50
C	SC/S-4-WC-27	0.04	隅筋4-6φ	WM筋3.2φ@150	②	⑥	0.04	WM筋3.2φ@150
※D	SRC/S-1-30	0.37	主筋12-D10	帯筋6φ@50	①	⑦	0.19	帯筋6φ@100
※E	SC/S-2-W-30	0.11	WM筋3.2φ@50	WM筋3.2φ@50	③	⑦	0.11	WM筋3.2φ@50
※F	SC/S-3-W-30	0.11	WM筋3.2φ@50	WM筋3.2φ@50	④	⑦	0.11	WM筋3.2φ@50

※2005 年度試験体 2)

*1 使用鉄骨断面
① ⊕200×100×5.5×8
② H240×160×4.5×12
③ ⊕240×100×4.5×9
④ ⊕240×160×4.5×6
⑤ H400×150× 9×12
⑥ H400×150×12×12
⑦ H400×150×6×12

*2 変数記号
p_w：せん断補強筋比



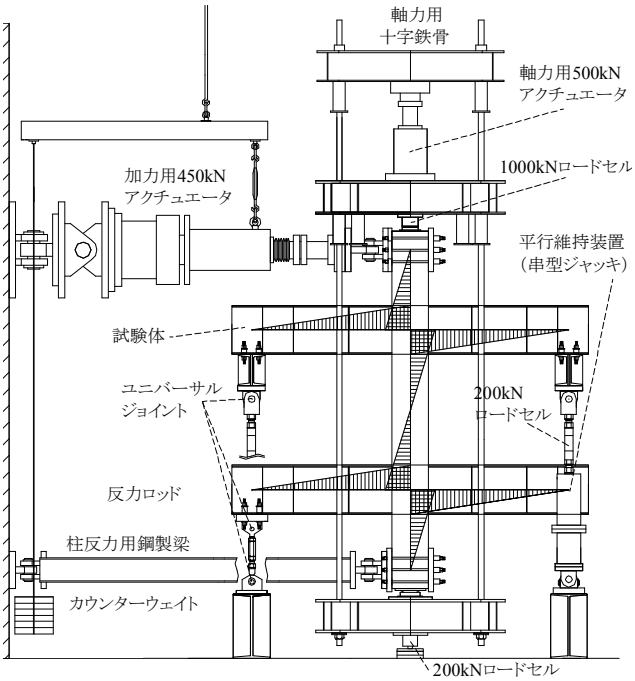
図－1　試験体概要図（図面上は SC/S-4-W-27，下は SC/S-4-WC-27）

柱に対する柱梁接合部のせん断余裕度を 2005 年度よりも大きくした SRC 基準試験体(SRC/S-1-27)、ワイヤーメッシュ(以下 WM)筋を用い，柱鉄骨断面に H 形鋼を使用した試験体(SC/S-4-W-27)及び鉄筋に 6φの隅筋と WM 筋を用いた試験体(SC/S-4-W-27)の計 3 体を製作し実験を行った。試験体名は第 1 項が柱/梁部の構造，第 2 項が試験体の柱鉄骨形状断面，第 3 項は試験体の特徴を表しており，W は WM 筋のみを，WC は隅筋及び WM 筋を用いたことを，第 4 項の数字はコンクリート設計基準強度を表している。各試験体は柱せん断破壊を想定し，柱終局せん断耐力計算値が柱と梁の曲げ降伏耐力計算値及び接合部終局せん断耐力計算値を下回るように設計した。柱鉄骨には SRC/S-1-27 に H-200×100×5.5×8 を十字形に組み合わせた十字形断面であり，SC/S-4-W-27 と SC/S-4-WC-27 には BH-240×160×4.5×12 の H 形断面を使用した。また，梁鉄骨には SRC/S-1-27 には BH-400×150×9×12 を，SC/S-4-W-27 と SC/S-4-WC-27 は BH-400×150×12×12 を使用した。材質は全て SN400B である。鉄筋には SRC/S-1-27 で柱主筋に 12-D10(SD685)，せん断補強筋に 100mm 間隔の 6φ(SD345 相当)を使用した。SC/S-4-W-27 に

は市販の 50×50 間隔の 3.2φWM 筋を，SC/S-4-WC-27 には組立て筋として隅筋に 4-6φ，WM 筋は 150×150 間隔の 3.2φを使用した。コンクリート設計基準強度は 27MPa とした。なお SRC/S-1-27 の柱脚部では，打設時にコンクリートが十分回らず，ジャンカが生じたのでセメント系補修材で補修をした。

2.2 加力方法

図－2 に加力装置図を示す。加力は地震時における**図－2** 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($1/6 \cdot b \cdot D \cdot \sigma_B$)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。但し，2005 年度試験体は加力点位置を柱反曲点ではなく危険断面から 225mm の位置としたため [2)]，接合部に発生する曲げモーメントが異なる。上下柱反曲点はピン支持とし，上部梁端は平行維持装置(串型ジャッキ)で，下部梁端は反力ロッドで，水平方向にピンローラーとなるように支持した。加力制御は変位制御とし，1 サイクル目で層間変形角 R_c=2(×10^{-3}rad)（以降単位省略），その後ピーク変位を R_c=5，10，17，26，37 と等差数列となるように増加させながら同一変位の繰返しを 2 回ずつ行ない，最終 12 サイクル目で R_c=50 となるように設定した。



図－2　加力装置

3. 実験結果と考察

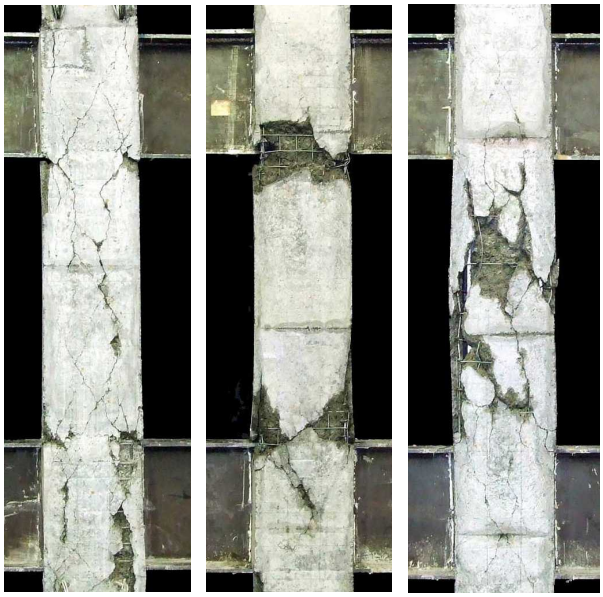
3.1 破壊性状

図－3 に各試験体の最終破壊状況を示す。

SRC/S-1-27 では，柱端部でせん断破壊が生じた。R_c=0～5 で柱及び接合部にせん断初亀裂が生じ，その後 R_c=10～17 では，柱端部でのせん断亀裂の拡幅と圧壊，接合部側面の主筋割裂亀裂の拡幅が顕著に見られ，面外方向への膨らみが見られた。せん断補強筋は，接合部，柱の順で降伏するが，柱主筋は降伏に至らなかった。R_c=37 以降は柱端部で小規模の剥落が顕著となり，上下梁フランジで降伏も見られた。その後は耐力低下もなく最終サイクルで最大耐力を記録した。

SC/S-4-W-27 では，外観上は柱端部で曲げ破壊が生じた。R_c=0～5 で柱と接合部に曲げ初亀裂及びせん断初亀裂が生じた。主に柱端部で曲げ亀裂の発生及び伸展が見られるが，それ以降接合部でせん断亀裂の拡幅が顕著となる。上下梁フランジの降伏後に接合部で WM 横筋降伏，柱で WM 筋降伏が生じ，R_c=17 で最大耐力に達した。R_c=26 以降再び柱端部での曲げ亀裂が拡幅し，曲げ圧壊や剥落が生じた。その後主に柱端部で WM 筋が露出し，WM 縦筋の座屈及び破断が生じ，R_c=37 以降は接合部で大規模な剥落が生じた。

SC/S-4-WC-27 では，柱せん断破壊が生じた。R_c=0～5 で柱と接合部に曲げ初亀裂及びせん断



SRC/S-1-27　SC/S-4-W-27　SC/S-4-WC-27

図－3　最終破壊状況

初亀裂が生じた。その後，接合部せん断亀裂の発生及び伸展が顕著となった。柱端部で隅筋，接合部で WM 横筋，下梁フランジの順で降伏後，柱で WM 横筋が降伏し R_c=－10, +17 で最大耐力に達する。それ以降は接合部せん断亀裂が顕著に拡幅するが，R_c=26 以降には柱部全面に渡るせん断亀裂に移行した。柱部で WM 縦筋に沿った割裂亀裂やせん断亀裂の拡幅が顕著となり，面外方向への膨らみが見られ剥落が生じた。その後，WM 筋及び隅筋が露出し，WM 縦筋の座屈及び破断，隅筋の座屈が見られた。

3. 2 柱せん断力(Q_C)－層間変形角(R_C)関係

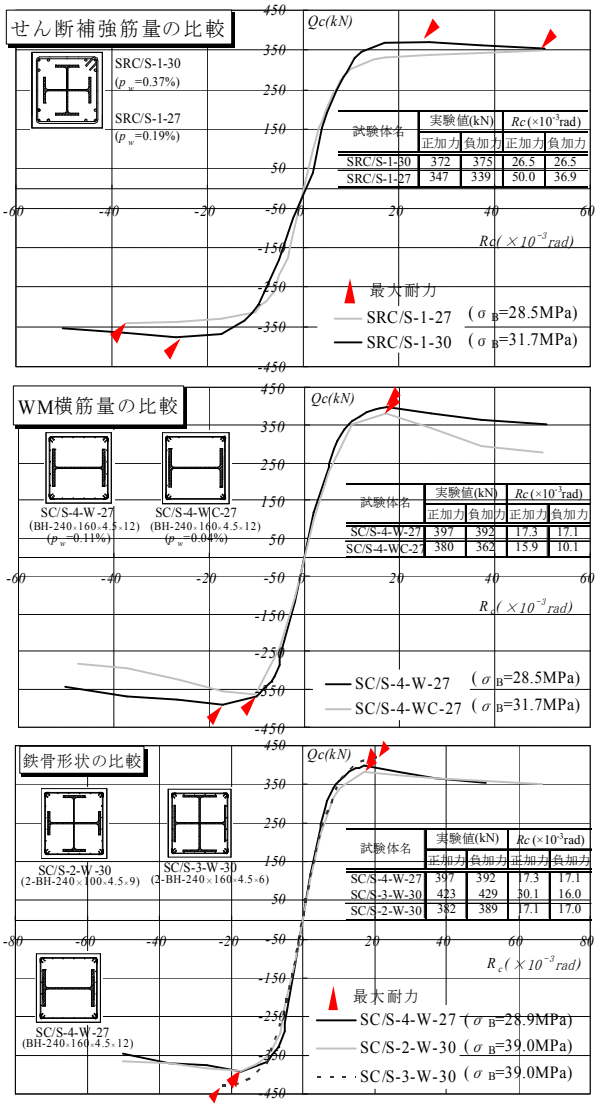
図－4 に柱せん断力(Q_C)－層間変形角(R_C)関係の包絡線を示す。

(1)柱せん断補強筋量の影響

SRC/S-1-27 と 2005 年度試験体 SRC/S-1-30[2)]ともに R_c=17 まではほぼ同じ挙動で推移した。その後剛性低下が始まるが，その要因は SRC/S-1-30 は上下パネルの，SRC/S-1-27 は柱端部の顕著なせん断亀裂の発生が挙げられる。急激な剛性低下が生じる R_c=26 までは柱せん断補強筋量による影響が大きいと考えられる。しかしそれ以降，柱に対する接合部せん断耐力のせん断余裕度によって破壊が進行した箇所が異なり，耐力の推移に違いが見られる。SRC/S-1-30 は最大耐力後に接合部のコンクリートの顕著な剥落の影響で架構全体の剛性が低下し，柱せん断力が低下したと考えられる。一方，SRC/S-1-27 は柱鉄骨の負担せん断力が増加し，柱及び柱梁接合部の RC 部分も顕著な破壊は見られないことから，最終サイクルまで耐力が上昇した。また，SRC/S-1-30 と SRC/S-1-27 ともに R_c≒50 においてほぼ同じせん断耐力を示したことから，終局状態では主に内部鉄骨とそれに囲まれたコアコンクリートのみで耐力を負担していたと考えられる。

(2)WM 筋量の影響

SC/S-4-W-27 と SC/S-4-WC-27 ともに R_c=7 付近で剛性の低下が始まる。剛性低下の要因は，R_c=10 の上下接合部せん断亀裂の顕著な発生に加えて，SC/S-4-W-27 での柱端部 WM 縦筋の降伏，SC/S-4-WC-27 の接合部 WM 横筋の降伏が挙げられる。SC/S-4-W-27 は R_c=17 で，SC/S-4-WC-27 は R_c=10，17 でそれぞれ最大耐力を迎え，その後は耐力が低下した。耐力低下の要因としては，SC/S-4-W-27 は主に柱端部での曲げ破壊及び圧壊の進行，SC/S-4-WC-27 は柱部全面に渡るせん断破壊により大幅な耐力の低下が見られた。このことから，WM 筋量が破壊性状に大きな違いを与える要因となることが分かる。更に Q_c-R_c 関係により比較すると WM 筋量の違いは、初期剛性や最大耐力以降の耐力低下割合、剥落の規模にも影響があることが判かる。これらのことから WM 筋はせん断補強の機能はあるが，その量が SRC 規準に規定されている p_w = 0.1%以下では靭性能を保持するには不十分であると言える。



図－4　柱せん断力(Q_c)－層間変形角(R_c)関係

(3)鉄骨形状の影響

SC/S-4-W-27 と 2005 年度試験体 SC/S-2-W-30, SC/S-3-W-30[2)]の 3 体とも初期剛性に若干違いが見られるがほぼ同じ推移をしている。 R_c=20 付近からせん断耐力に違いが見られ，SC/S-3-W-30 の最大耐力に対して SC/S-4-W-27 は 30kN，SC/S-2-W-30 は 40kN 程低い。SC/S-3-W-30 の σ_B が SC/S-4-W-27 を 10MPa も上回ったため，この差を考慮すると耐力差は，直交フランジの有無よりもコンクリート強度の違いと考えられる。一方フランジ幅は σ_B が同じため，せん断耐力に与える影響は大きいと考えられる。また R_c=26 以降のループ形状の変化を比較すると，SC/S-2-W-30 の紡錘形に対し、SC/S-4-W-27 は徐々に逆 S 字形に変化するので，直交フランジがコアコンクリートを拘束することで耐力低下を抑えたと考えられる。また終局状態では，SC/S-2-W-30 と SC/S-4-W-27 はほぼ同じ耐力で推移している。これは鉄骨負担せん断力と内部鉄骨に囲まれるコアコンクリート面積がほぼ等しいため、この部分で耐力を負担したと言える。

3. 3 せん断耐力

表－5 にせん断耐力計算式一覧，**表－6** に耐力一覧を示す。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ている。SRC 規準で下限値と中央値の比が求まることから，(4)式により計算値を中央値に換算し実験値と比較する。SC/S-4-W-27 は，外観の破壊性状に反して ${}_{cal.C}Q_{su}$ との対応は比較的良い。これは RC 部分では曲げ破壊の様相を示すが、鉄骨部分はウェブがせん断降伏している。SRC 規準式では，RC 部分が曲げ破壊で鉄骨部分がせん断降伏した場合はせん断破壊と定義とするため，${}_{cal.C}Q_{su}$ との対応が良い。SRC/S-1-30 を除く全試験体で ${}_{cal.C}Q_{su}$ と実験値を比較すると，SRC 規準式は実験値を過大評価している。これは，SRC 規準の RC 負担項 ${}_rQ_{su1}$ は RC 規準の準用である実験式であり，本研究の加力方法が従来の加力スタブ付きの柱せん断実験とは異なること。また接合部損傷状況の違いにより柱せん断耐力が低減するという報告 [3)]から実験値を過大評価したと思われる。そこで，本研究の柱梁架構で上下接合部を有する柱せん断実験では，接合部のせん断余裕度と ${}_{exp.C}Q_u/{}_{cal.C}Q_{su}$ に着目し，接合部せん断余裕度が柱せん断耐力算定式に与える影響を検討する。**図－5** に横補強筋降伏時変位，**図－6** に接合部せん断余裕度（${}_{cal.J}Q_{su}/{}_{cal.C}Q_{su}$）と柱終局せん断耐力計算値に対する実験値の比（${}_{exp.C}Q_u/{}_{cal.C}Q_{su}$）の比較を示す。

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）

柱終局せん断耐力(AIJ 式) －(1)式

$$ {}_CQ_{su} = \underbrace{{}_sQ_U}_{steel} + \underbrace{{}_rQ_U}_{RC} $$

$$ {}_sQ_U = \min({}_sQ_{sU}, {}_sQ_{bU}) $$

$$ {}_sQ_{sU} = {}_ct_w \cdot 2\left({}_CD_s - 2{}_ct_f\right){}_{Cw}\sigma_y / \sqrt{3} $$

$$ {}_sQ_{bU} = \Sigma({}_sM_U / h_e) = 2{}_sM_U / h_e $$

$$ {}_rQ_u = \min({}_rQ_{sU1}, {}_rQ_{sU2}, {}_rQ_{bU}) $$

$$ {}_rQ_{sU1} = 7/8 \cdot {}_cb \cdot {}_cd(0.5F_s \cdot {}_r\alpha + 0.5p_w \cdot {}_{rw}\sigma_y) $$

$$ {}_rQ_{sU2} = 7/8 \cdot {}_cb \cdot {}_cd(F_s \cdot b'/{}_cb + p_w \cdot {}_{rw}\sigma_y) $$

$$ {}_rQ_{bU} = \Sigma({}_rM_u / h_e) = 2 \cdot {}_rM_U / h_e $$

接合部終局せん断耐力(AIJ 式) －(3)式

$$ {}_{cal.J}Q_{su} = Q_{ju} / \left\{ \frac{(l - {}_{mC}d) \cdot h}{{}_{sB}d} - 1 \right\} $$

$$ Q_{ju} = {}_jM_u / {}_{sB}d $$

$$ {}_jM_u = \underbrace{{}_cV_e\left({}_jF_s \cdot {}_j\delta + {}_wp \cdot {}_{rw}\sigma_y\right)}_{RC} + \underbrace{\frac{1.2{}_sV \cdot {}_s\sigma_y}{\sqrt{3}}}_{steel} $$

柱終局曲げ耐力(AIJ 式) －(2)式

$$ {}_CQ_{Mu} = 2{}_CM_U / h_e $$

$$ {}_CM_U = \underbrace{{}_sM_U}_{steel} + \underbrace{{}_rM_U}_{RC} $$

中央値換算式 －(4)式

$$ {}_{cal.C}Q_{su} = 1.212 \cdot {}_CQ_{su} $$

$$ {}_{cal.C}Q_{bu} = 1.184 \cdot {}_CQ_{Mu} $$

${}_sQ_{sU}$:鉄骨せん断降伏で決まる終局せん断耐力(N)
${}_sQ_{bU}$:鉄骨曲げ崩壊により決まる終局せん断耐力(N)
${}_rQ_{sU1}$:斜張力により決まる終局せん断耐力(N)
${}_rQ_{sU2}$：付着割裂により決まる終局せん断耐力(N)
${}_rQ_{bU}$：RC 部の曲げ崩壊時で決まるせん断耐力(N)
${}_{rw}\sigma_y$：せん断補強筋の降伏応力度(N/mm^2)
F_s：コンクリートせん断強度(N/mm^2)
b'：フランジ位置でのコンクリート有効幅(mm)
${}_cr_U$：低減係数　　*${}_cr_U$=0.85－2.5${}_sp_c$

Q_{ju}:接合部の終局せん断耐力(N)
${}_jM_u$:パネル SRC 造の接合部終局モーメント(N･mm)
${}_{sB}d$：鉄骨部分のフランジ重心間距離(mm)
${}_{mC}d$：柱主筋間距離(mm)
${}_cV_e$：コンクリートパネル有効体積(mm^3)
${}_j\delta$：接合部形状による係数(ただし ${}_j\delta$＝3)
${}_sV$：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^3)
※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。

表－6　耐力一覧

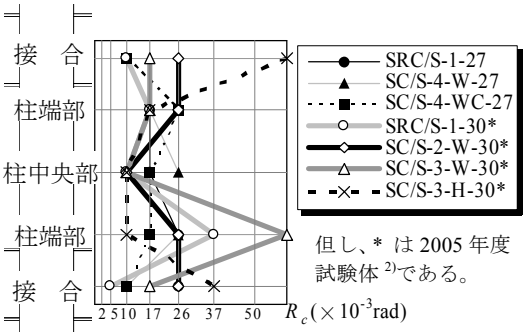
No.	試験体名	実験値 (kN)	AIJ-SRC規準終局耐力計算値(kN)			比較		せん断余裕度	せん断余裕度考慮		破壊箇所
			接合部せん断	柱せん断	柱曲げ	接合部	柱		計算値	比較	
		$_{exp.C}Q_u$	$_{cal.J}Q_{su}$	$_{cal.C}Q_{su}$	$_{cal.C}Q_{bu}$	$_{cal.J}Q_{su}$	$_{cal.C}Q_{su}$	$\frac{_{cal.J}Q_{su}}{_{cal.C}Q_{su}}$	Q_u(kN)	$_{exp.C}Q_u/Q_u$	
A	SRC/S-1-27	347	506	*361*	506	0.69	*0.96*	1.40	343	1.01	柱
B	SC/S-4-W-27	397	483	*431*	544	0.82	*0.92*	1.12	386	1.03	柱
C	SC/S-4-WC-27	380	478	*420*	540	0.80	*0.91*	1.14	378	1.01	柱
※ D	SRC/S-1-30	375	*472*	421	447	*0.79*	0.89	1.12	377	0.99	接合部
※ E	SC/S-2-W-30	389	580	*387*	475	0.67	*1.01*	1.50	375	1.04	柱
※ F	SC/S-3-W-30	429	625	*469*	555	0.69	*0.92*	1.33	439	0.98	柱

*破壊箇所の値を *斜体* とする。また、比較に使用した実験値は正負サイクルを通じて最大耐力である。　＊ ―・― 以下は2005年度試験体[2)]

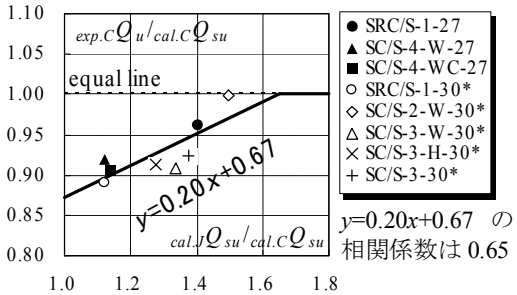
図－5 では柱に比べて接合部の横補強筋降伏変位は SRC/S-1-30，SC/S-4-W-27，SC/S-4-W-27 が早くなる。他の試験体もせん断余裕度が小さいほど接合部横補強筋の降伏時変位が小さい関係となり，横補強筋降伏変位とせん断余裕度は対応することが分かる。したがって，せん断余裕度が小さいほど，接合部横補強筋が早く降伏し接合部が早期に剛性低下する。その結果，**図－6** の様に柱せん断耐力の上昇が抑えられたため実験値との対応が悪くなると考えられる。そこで，$_{exp.C}Q_u/_{cal.C}Q_{su}$ を y，せん断余裕度を x として相関性を検討すると次の式が求められる。

$$y = 0.20x + 0.67 \qquad (5)$$

尚，接合部せん断余裕度が 1.65 以上であれば，柱せん断耐力は接合部損傷の影響を受けない。



図－5　柱及び接合部の横補強筋降伏時変位



図－6　接合部せん断余裕度の影響

4. 結語

柱 SC 梁 S 混合構造架構のせん断破壊性状に関する実験的検討を目的に水平加力実験を行なった結果，以下の知見を得た。

1) 柱 SRC 造は，最大耐力までのせん断耐力は柱せん断補強筋量による影響が大きいが，大変形時では耐力に与えるせん断補強筋量の影響は小さくなる。
2) 柱 SC 造ではフランジ幅による影響が大きく，直交フランジはコアコンクリートを拘束し耐力低下を抑えた。一方，WM 筋はせん断抵抗の機能は有するが，SRC 規準以下の横補強筋量では耐力低下を引き起こし、靭性を失う。
3) 柱梁架構での柱せん断耐力は、接合部の損傷によってせん断耐力が低減する傾向が見られ，接合部せん断余裕度が小さいほど低減する。したがって SRC 規準式の柱せん断耐力算定式に接合部せん断余裕度を考慮しなければ，SRC 規準式では過大評価と言える。

謝辞

試験体の補修にあたり，(株)北海道サンキットに多大なご協力を頂いた。記して謝意とする。

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) 若林 久人，北野 敦則ほか：施工性向上させた柱 SRC 梁 S 架構のせん断抵抗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.28，No.2，pp.1315~1320，2006
3) 飯塚 信一ほか：混合構造骨組の耐震性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.497，pp.189~196，1997.7