

論文 柱 RC 造・梁 S 造接合部のせん断補強方法に関する実験的研究

近藤龍哉^{*1}・広沢雅也^{*2}・石橋一彦^{*3}・清水泰^{*4}

要旨：柱 RC ・梁 S 造接合部パネルの耐震性評価を実験により行った。本構法の特徴は S 梁の接合を柱中心で行うことにある。ウェブはアングルによる 2 面剪断接合、フランジは主として突き合せ溶接により接合する。また、接合部は囲み板形式に分類される。囲み板とコンクリートの一体性を高めるため、囲み板定着板を取り付けた。本構法による架構は梁降伏先行型の崩壊機構を示した。接合部の耐力評価式として、SRC 規準式では過小評価、JCI 評価式では 1.15 倍から 1.31 倍となった。変形性能は(接合部パネル剪断力/ $F_c b_c D_c$)値で 0.20~0.23 程度の剪断応力度レベルにおいて優れたものとなった。

キーワード：柱中心で接合、囲み板形式、梁降伏先行型、耐力評価式、変形性能

1. はじめに

接合部パネルを鋼板でまく他、施工性に重点を置いて開発した柱 RC 梁 S 構造側柱の接合部(以後 KSC 工法と呼ぶ)の耐震性能評価を実験により行った。

1.1 KSC 工法の特徴

KSC 工法による接合部の特徴を述べる。(図-1.1)(図-1.2)

十型接合部では 2 方向 4 本の S 梁の接合は RC 柱中心に設ける S 芯柱上で行う。

ト型接合部でも外梁の背面側に外梁と同一断面の H 鋼小片を用いる。RC 柱中心位置で交わる

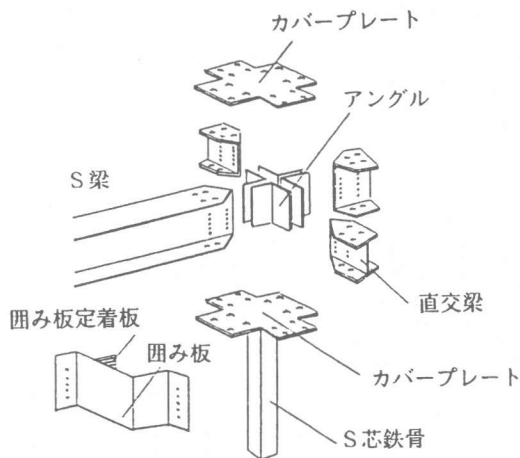
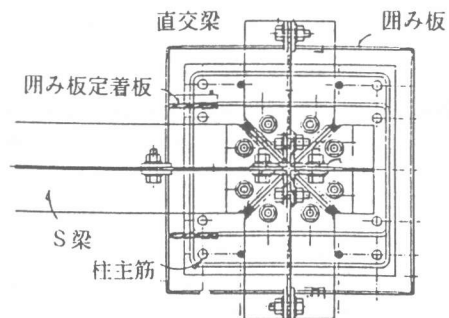


図-1.1 KSC 工法概要



S 芯鉄骨 BH-75*75*4.5*6
 接合部には帯筋無し
 囲み板材 PL-4.5
 囲み板定着板材 PL-6*80
 ボルトは全て M12
 接合部面位置は柱面位置より 30mm 付加す

図-1.2 KSC 工法概要(接合部柱断面)

- *1 工学院大学講師 工学部建築学科、工修(正会員)
- *2 工学院大学教授 工学部建築学科、工博(正会員)
- *3 千葉工業大学教授 工学部建築学科、工博(正会員)
- *4 東京工業大学付属工業高校教諭、工博(正会員)

4本の梁ウェブは4枚のウェブ接合用アングルを介して各ウェブを2面剪断接合する。また、各フランジを γ 型に加工し直交する梁のフランジと互いに溶接する。他、S梁フランジ上下面でカバープレートを用いてボルトで接合する。カバープレートはS芯柱と溶接する。

接合部パネル部分のRC柱について述べる。接合部では主筋は柱断面と同じく配筋するが、帯筋は配筋しない。

接合部パネル部分のコンクリートの外周には鉄板により囲み板を施す。囲み板は4枚の γ 型折曲げ板から成る。囲み板の幅はS梁ウェブ高さと同じとする。囲み板はS梁ウェブにボルト止める。また、囲み板と接合部コンクリートとの一体性を高めるため、囲み板のS梁両脇に位置する所に4枚の囲み板定着板を取り付けた。

1. 2 目標とする崩壊モードと評価方法

KSC工法による架構は梁降伏先行型の崩壊機構になることを目標とする。

柱に対して、S梁が降伏しても尚且つ適当な耐力を持つRC柱断面を設定する。このとき、KSC工法による接合部はS梁降伏前に剪断および支圧破壊を起こさず、また、梁降伏以後も適当な変形に至るまではスリップ型の履歴や強度低下を示さなければ、変形性能は優れていると評価する。この際、本構法による接合部耐力の評価式として適切なものを明らかにする。

1. 3 試験体の設計

試験体RC柱の設計条件を下記のように定める。

『柱は梁が歪硬化にいたるまで、曲げ耐力上も剪断耐力上も概ね1.3倍程度の安全率を持って設計する。』尚、ここで基準となる梁の曲げ耐力は歪硬化も考えて全塑性モーメントの1.1倍とする。また、接合部パネル剪断力が $[0.2FcBD]$ 程度となり、かつ、JCI評価式(後述)による接合部耐力が梁曲げ終局時の1.2～1.3倍になるように柱梁の組合わせを設定した。

試験体はS梁H型鋼の断面を主な変動因子として3体作成した。表-1に供試体一覧を示す。また、設計用材料強度をもとにした供試体各耐力計算値を表-2に示す。

メカニズム時の柱剪断力に対して柱曲げ終局強度及び柱剪断終局強度および接合部剪断強度は(KSCT5)を除けば概ね安全率1.3倍程度で、設計条件を満足している。

尚、材料試験結果を表-3. 1から3. 3に示す。

表-1 試験体一覧

試験体名	KSCT-3	KSCT-4	KSCT-5
S梁断面	II 325*125*6*16 SM490	II 325*150*6*12 SM490	II 325*150*6*16 SM490
ウェブ接合用アングル	L 65*65*6		SS400
RC柱断面	Bc $\times$ Dc=350 $\times$ 350mm dc(jc)=29.75cm(26.03cm) 階高H=1900mm, 梁スパンL=1875mm, 軸力 N=49 tf (軸方向応力度 $\sigma\sigma=40$ kgf/cm ²) コンクリート設計基準強度 $F_c=300$ kgf/cm ² 主筋設計用降伏点強度 $\sigma\sigma\times l.1=3.85$ tf/cm ²		
柱主筋	8-D16 (SD35): at=7.96 cm ² 4-D13 (SD35): at=2.54 cm ² $\Sigma at=10.5$ cm ² pt=0.857%, pw=0.731%		8-D19 (SD35): at=11.48 cm ² 4-D16 (SD35): at=3.98 cm ² $\Sigma at=15.46$ cm ² pt=1.262%, pw=0.731%
帯筋	D6@50ダブル (SD35) $\Sigma aw=1.28$ cm ² pw=0.731% $w\sigma\times l.1=3.85$ tf/cm ²		ウルボン6.4Φ @50ダブル $\Sigma aw=1.28$ cm ² pw=0.731% $w\sigma\times l.1=13$ tf/cm ²
ウェブの接合	アングルで2面剪断接合(高力ボルト:F10 t本数 M12*5)		
フランジの接合	直交梁に突き合せ溶接およびカバープレートと1面剪断接合(高力ボルト:F10 t本数 M12*2)		

表-2 試験体計算値

供試体	cMbbu tfcm	cQbbu tf	cQcbbu tf	cMcbbu tfcm	cQjbbu tf	cMcbu tfcm	cQcbu tf	cQcsu tf	cQjsu tf (SRC)	cQjsu tf (JCI)
KSCT 3	3146.0	18.51	18.27	1438.8	83.54 (0.184)+	1776.1	22.55 (1.23)*	27.81 (1.52)**	80.64	115.85
KSCT 4	3149.6	18.53	18.29	1440.3	82.34 (0.205)+	1763.7	22.40 (1.22)*	26.94 (1.47)**	79.71	110.61
KSCT 5	3656.3	21.51	21.23	1671.9	97.10 (0.211)+	2457.8	31.21 (1.47)*	39.54 (1.86)**	80.76	120.42

cMbbu : 梁全塑性モーメント
 cQbbu : 梁全塑性モーメント時の梁剪断力
 cQcbbu : 梁全塑性モーメント時の柱剪断力
 cMcbbu : 梁全塑性モーメント時の柱曲げモーメント
 cQjbbu : 梁全塑性モーメント時の接合部パネル剪断力
 cMcbu : 柱の曲げ終局曲げ強度
 cQcbu : 柱の曲げ終局強度時の柱剪断力
 cQcsu : 柱の剪断終局強度
 cQjsu(SRC) : 柱はり接合部の終局剪断耐力 (鉄骨鉄筋コンクリート設計規準)
 cQjsu(JCI) : 柱はり接合部の終局剪断耐力 (JCI混合構造研究委員会報告抜粋 [4.3.3]式)

+ : (cQjbbu/Fc b D)
 * : (cQcbu/cQcbbu)
 ** : (cQcsu/cQcbbu)

本論文では cQjsu(SRC) を小さめに接合部耐力を評価した式、cQjsu(JCI) を最大に近く接合部耐力を評価した式と考えた。よって、JCI混合構造研究委員会報告抜粋の接合部剪断耐力式[4.3.1], [4.3.2], [4.3.3]式の中から、最大の値を示す[4.3.3]式を用いた。

表-3. 1 異形鉄筋引張試験結果

試験片	降伏点 tf/cm ²	降伏歪 %	ヤング率 tf/cm ²	引張強度 tf/cm ²	伸び率 %
D22	3.79	0.258	1897	5.66	17.04
D19	4.06	0.247	1806	5.74	16.50
D16	3.47	0.225	1827	5.25	17.06
D13	3.34	0.257	1495	4.90	20.61
U6.4	12.99	1.046	1710	14.36	6.16

表-3. 2 鉄骨引張試験結果

試験片	降伏点 tf/cm ²	降伏歪 %	ヤング率 tf/cm ²	引張強度 tf/cm ²	伸び率 %
PL16	3.44	0.190	1927	5.50	26.00
PL12	3.73	0.208	1918	5.33	24.64
PL 6	3.85	0.240	1834	5.52	21.45

表-3. 3 コンクリート強度試験結果

試験体	KSCT 3	KSCT 4	KSCT 5
最大強度 (kgf/cm ²)	371.4	327.6	374.9

KSCT 3 : 材齢 19 日
 KSCT 4 : 材齢 17 日
 KSCT 5 : 材齢 21 日
 試験体、シリンダー共に材齢は同じ。
 最大強度はシリンダー各 3 本の平均値。

2. 実験方法と加力計画

実験方法の概要を述べる。

2. 1 加力方法、計測方法

試験体図、実験装置を図-2に示す。

変位計測は直交梁上下フランジ中央に各 1 本のボルトを立て、ゲージホルダーを上上のボルトにはピン支持、下のボルトにはピンローラー支持させた。これを基準に柱上下端、梁先端の変位を計測した。

2. 2 加力計画

加力はステージ 1 からステージ 5 まで行った。

ステージ 1 は荷重制御で、梁降伏荷重までを正負 1 サイクル载荷した。ステージ 2 も荷重制御で梁降伏の 1.1 倍の荷重を正負 1 サイクル载荷した。ステージ 3 からステージ 5 までは変位制御でそれぞれ正負 3 サイクルづつ载荷した。ステージ 3 は計測値で梁部材角 1/100rad.、ステージ 4 は 2/100rad.、ステージ 5 は 4/100rad. 変形させた。

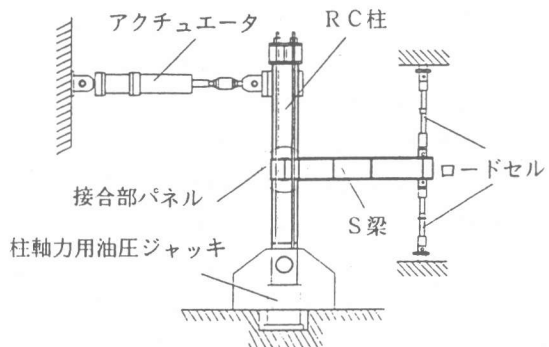


図-2 実験装置

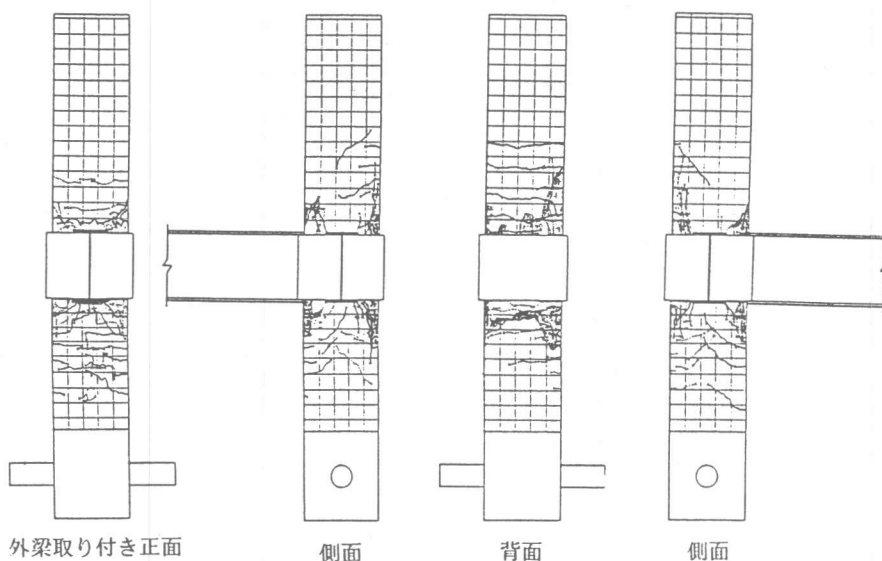


図-3 KSCT 5 亀裂発生状況

3. 実験結果

3. 1 R C 柱の亀裂発生状況

図-3は3つの試験体で最も多く亀裂の発生したKSCT 5の実験終了後(ステージ5)の亀裂状況を示すスケッチである。

(KSCT 3) 部材角 $1/100\text{rad.}$ までの加力では曲げ亀裂のみ生じた。部材角 $2/100\text{rad.}$ までの加力で曲げ亀裂の発生範囲が広がり、また、接合部近傍で曲げ亀裂が縦方向に接合部側に向いて進展した。部材角 $4/100\text{rad.}$ までの加力では亀裂が急に増え、外梁取り付け側の上端で支圧による剥落が発生した。剥落深さは主筋位置までであった。

(KSCT 4) 部材角 $1/100\text{rad.}$ までの加力で曲げ亀裂が発生した。また、直交梁上側フランジの縁を起点に縦方向に亀裂が発生した。部材角 $2/100\text{rad.}$ までで曲げ亀裂が進展し、多少ではあるが剪断亀裂も生じた。部材角 $4/100\text{rad.}$ までの加力で曲げ亀裂は縦方向に接合部側に向けて進展した。外梁取り付け側上端で支圧による剥落が発生した。剥落の深さは主筋位置までであった。

(KSCT 5) 部材角 $1/100\text{rad.}$ までの加力で曲げ亀裂が発生した。また、直交梁上下フランジの縁を基点に縦方向に亀裂が発生した。剪断亀裂も多少ではあるが発生した。部材角 $2/100\text{rad.}$ までの加力ではそれぞれの亀裂は進展し、発生範囲も広がった。部材角 $4/100\text{rad.}$ までの加力では接合部近傍の亀裂は縦方向に接合部向きに進展し、数も非常に増えた。また、支圧によるコンクリートの剥落が梁上下端で起こった。剥落の深さは他2体の試験体と同様主筋位置ま

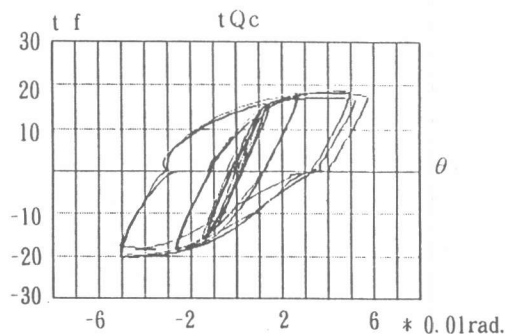


図-4.1 KSCT 3 柱剪断力-層間変位

であったが、剥落の範囲は広く、15cm程度であった。なお、囲み板の効果と思われるが、柱幅全体で剥落がおこった。

3. 2 接合部内のコンクリートの状況

接合部は囲み板で覆われているため直接亀裂発生状況を観察できない。よって、実験終了後囲み板を撤去して観察を行った。また、接合部内部のコンクリートの状況は観察するため適当な厚さでコンクリートを削ぎ取り調べた。

KSCT 3, KSCT 4 について、表面にも内部にも亀裂は無かった。柱の亀裂および剥落が接合部内に進展してはいなかった。また、コンクリートの硬さも特に異常はなかった。

KSCT 5 について、表面に亀裂はなかった。柱の亀裂および剥落が接合部内に進展してはいなかった。しかし、主筋位置外側のコンクリートが多少柔らかく劣化しているようであった。また、主筋との付着も弱まっているようで、主筋位置を境に外側のコンクリートは簡単に削ぎ取れた。なお、主筋で囲まれた内側は硬さに異常は無かった。

3. 3 荷重-変形曲線

図-4. 1 から 4. 3 に各試験体の「柱剪断力-層間変位」を示し、この概要を列記する。

- ・鋼構造に似た膨らみをもった履歴曲線は試験体が梁降伏先行型であることを示す。
- ・層間変位で $1/100\text{rad}$ 程度以後 S 梁の降伏による試験体の降伏が始まる。
- ・KSCT 3, KSCT 4 は層間変位 $4/100\text{rad}$ に至るも、柱および接合部の降伏はおこらない。
- ・KSCT 5 は層間変位 $2/100\text{rad}$ 程度までは柱および接合部は降伏しないが、 $4/100\text{rad}$ 程度では柱および接合部の降伏がおこる。
- ・全ての試験体に於いて $4/100\text{rad}$ 程度の変形では耐力低下はしない。

3. 4 耐力評価

「表-2 試験体計算値」をもとに、KSCT 3 試験体について、柱剪断力に換算した結果をまとめて図-5 に例示する。図は梁と柱の比較に於いて、梁の全塑性モーメントが架構の強度を決定すること

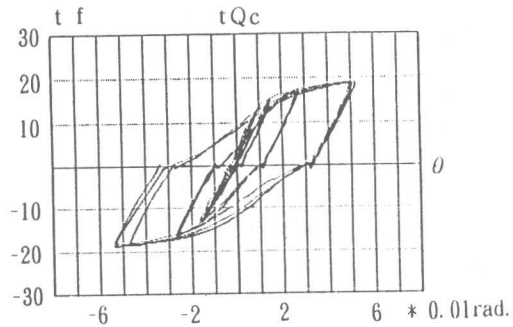


図-4. 2 KSCT 4 柱剪断力-層間変位

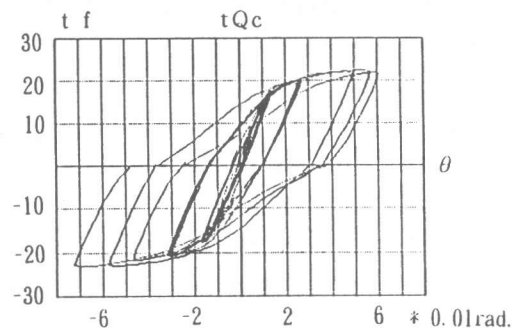
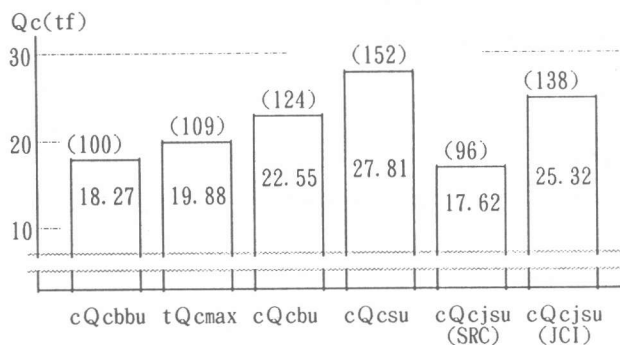


図-4. 1 KSCT 5 柱剪断力-層間変位



()内の値はcQcbbuに対する各値の比(%)

図-5 最大耐力実験値と各計算値

表-4 最大耐力実験値と各計算値

試験体	tQ_{cmax} tf	Min(cQ_{cbbu} , $cQ_{c bu}$, $cQ_{c su}$):破壊モード		$cQ_{c jsu}(SRC)$ tf	$cQ_{c jsu}(JCI)$ tf
KSCT 3	19.88 (1.09)*	18.27	梁曲げ降伏先行型	17.62 ● (0.96)**	25.32 ○ (1.39)***
KSCT 4	18.72 (1.02)*	18.29	梁曲げ降伏先行型	17.70 ▲ (0.97)**	24.56 △ (1.34)***
KSCT 5	22.84 (1.08)*	21.23	梁曲げ降伏先行型	17.65 ■ (0.83)**	26.32 □ (1.24)***

tQ_{cmax} : 実験結果柱剪断力の最大値、

$cQ_{c jsu}(SRC)$: $cQ_{c jsu}(SRC)$ 時の柱剪断力、

$cQ_{c jsu}(JCI)$: $cQ_{c jsu}(JCI)$ 時の柱剪断力、

*: $tQ_{cmax}/\text{Min}(cQ_{c bbu}, cQ_{c bu}, cQ_{c su})$

**: $cQ_{c jsu}(SRC)/\text{Min}(cQ_{c bbu}, cQ_{c bu}, cQ_{c su})$

***: $cQ_{c jsu}(JCI)/\text{Min}(cQ_{c bbu}, cQ_{c bu}, cQ_{c su})$

を示している。また、接合部が健全な状態では歪硬化で梁の強度が増し、架構の強度も上昇する。柱剪断力実験結果 tQ_{cmax} が梁全塑性モーメント時の柱剪断力 $cQ_{c bbu}$ より大きな値を示したことは、接合部の耐力が充分である事を表す。表-4 は全ての試験体について上記のことを数値として表したものである。

表-4 には、また、KSC工法による接合部の剪断耐力評価式として『SRC規準式』と『JCI評価式』(表-2 参照)の比較を表した。図-6 はこれを例示したものである。表-4 中の記号と図-6 の記号は同じものである。『SRC規準式』では過小評価であり、『JCI評価式』では最大耐力実験値の1.15倍~1.31倍となった。

3つの試験体で柱剪断力実験結果の最大値 tQ_{cmax} 時の(接合部パネル剪断力/ $F_c b_c D_c$)値は0.20~0.23となり、この程度の剪断応力度レベルでは本KSC工法によるト型接合部の変形性能は優れたものとなった。

4. まとめ

適当なS梁断面に対してRC柱断面の設計条件『柱は梁が歪硬化にいたるまで、曲げ耐力上も剪断耐力上も概ね1.3倍程度の安全率を持って設計する。』を満足するRC柱を設計し、KSC工法により接合部を加工した側柱は梁降伏先行型の履歴を示し、4/100rad. 程度の層間変形に対しても充分な耐力を持っていることがわかった。

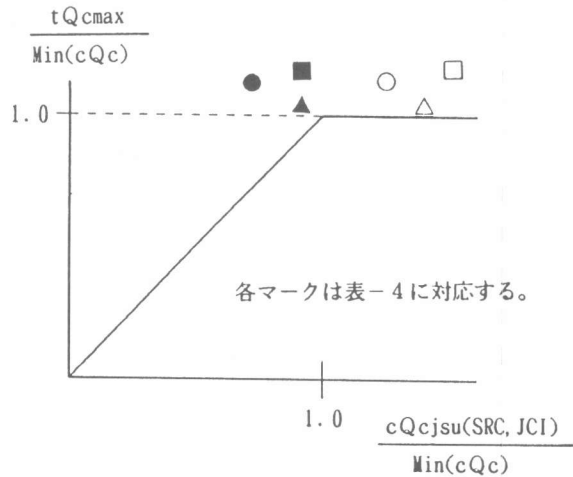


図-6 接合部耐力評価式比較

謝辞

本実験に際し、大成建設小林潤氏のご協力を頂いた。記して謝意を表す次第です。

参考文献

[1]混合構造研究委員会報告書 JCI 1991.12

[2]西山功、長谷川隆、山内泰之：柱が鉄筋コンクリート造、梁が鉄骨造である柱-はり接合部の耐力と変形 建築研究資料 No.71 1990