

## コンクリートフランジを有する S 梁と RC 柱で構成される柱梁接合部の実験

安藤建設(株) ○田畑 卓

### 1 はじめに

柱を鉄筋コンクリート(RC)造、梁を鉄骨(S)造とする RCS 構造は、軸力に強い RC 造と曲げ及びせん断力抵抗に優れる S 造を組み合わせた合理的な架構形式の一つである。RCS 構造が開発された当初は、柱梁接合部に高い構造性能を付与する目的で、様々なディテールが提案されていたが、近年では所要の構造性能を確保しつつ加工を出来るだけ省力化した、経済性に優れる簡易な接合部形式の需要が高まっている。そこで、比較的容易に接合部耐力を確保する方法として、床スラブによる接合部耐力の増大効果に着目し、鉄骨梁の上下に板状のコンクリート製部材(以下、コンクリートフランジと称する)を取り付けた RCS 架構の開発に着手した。

本報では梁曲げ降伏前の接合部せん断破壊を指向させた十字型部分架構実験より、その構造性能を検証したので報告する。

### 2 実験計画

表 1 に試験体一覧、図 1 に試験体形状および断面詳細を示す。試験体は実大の約 1/2 縮尺とした十字型部分架構で、柱梁接合部をふさぎ板で補強した SCC タイプ 6 体と、

柱梁接合部内に帯筋を配した SCR タイプ 1 体の計 7 体で構成される。柱は断面寸法を  $b \times D = 400 \times 400 \text{mm}$  とし、主筋に D19 の高強度鉄筋(USD685)を用いた。梁鉄骨は BH250・140・6・25 で、柱梁接合部内を貫通させている。

基準試験体である SCC3 では、梁鉄骨の上側に柱と同幅、下側に柱の半分の幅のコンクリートフランジを取り付けた。コンクリート強度は柱部材、コンクリートフランジとも  $F_c = 30 \text{N/mm}^2$  とし、柱梁接合部内には直交梁鉄骨を設けている。これに対し、SCC1 および SCC2 ではコンクリートフランジの影響を確認するため、それぞれ上下、下側のコンクリートフランジを無くした。また、SCC4 では直交梁を無くした。SCC5 は梁鉄骨が柱に対して偏心して取り付く試験体である。SCC6 および SCR1 は、高強度コンクリートの使用を想定し、柱のコンクリート強度を  $F_c = 60 \text{N/mm}^2$  とした。

コンクリートフランジ内にはひび割れによる損傷を抑制するための配力筋(D6)を配置し、コンクリートフランジと梁鉄骨とは完全合成梁として必要な頭付スタッドで結合した。接合部帯筋形式の SCR1 は接合部柱面に鉄骨フランジと同幅の支圧プレート

表 1 試験体一覧

	SCC1	SCC2	SCC3	SCC4	SCC5	SCC6	SCR1
柱部材	断面: $b \times D = 400 \times 400 \text{mm}$ 主筋: 12-D19 (USD685) 帯筋: 4-D10@75(SD295A)						
柱コンクリート強度	Fc30						Fc60
梁鉄骨	柱梁接合部貫通型 H250*140*6*25 (SN490B) スタッド: 2-φ13@200						
コンクリートフランジ 断面寸法	上	無	$b \times t = 400 \times 75 \text{mm}$				
	下	無	$b \times t = 200 \times 75 \text{mm}$				
コンクリートフランジ強度	Fc30						
接合部補強形式	ふさぎ板 ( $t = 3.2 \text{mm}$ SS400)						2-D6@100
梁と柱の面外偏心距離	0mm				80mm	0mm	
直交梁	有			無		有	

Partial Frame test of Inner Beam-column Joint Composed of Steel Beams  
with Concrete-flange and RC Columns

Taku TABATA

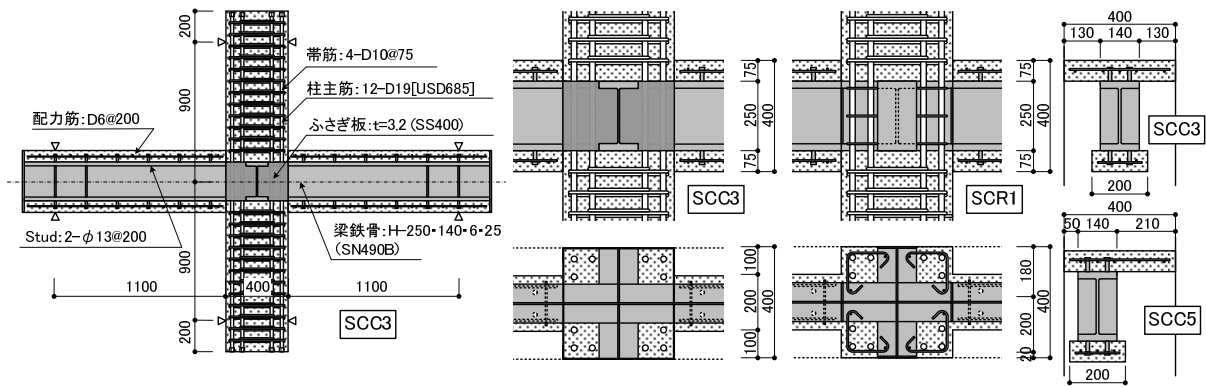


図1 試験体形状および断面詳細

を有する。接合部帯筋は鉄骨ウェブ間で分割し、端部135°フックとした。

実験は柱に  $0.15F_c$  の一定軸力を与えた状態で、柱反曲点位置をピンローラー支持し、梁に逆対称の正負交番漸増繰り返しの载荷を行った。

### 3 実験結果

図2に層せん断力  $Q$  と層間変形角  $R$  の関係、写真1に破壊状況例を示す。また、表4に実験結果一覧を示す。いずれの試験体も  $R=1/200\text{rad}$  のサイクルで柱材端部に曲げひび割れが発生した後、 $R=1/100\text{rad}$  のサイクルで接合部内の鉄骨ウェブ、 $R=1/50\text{rad}$  のサイクルで梁端の鉄骨フランジがそれぞれ降伏し、その後、 $R=1/33\text{rad}$  で最大耐力に達した。

コンクリートフランジが無い SCC1 では、変形の増大に従って、ふさぎ板上下に発生した柱曲げひび割れが拡大する性状を示したが、コンクリートフランジを有する試験体では、梁端部の曲げひび割れが卓越し、柱曲げひび割れは比較的広い範囲に分散してひび割れ幅も軽微であった。これらは最大耐力以降、梁端部でのコンクリートフランジの圧壊を伴いながら徐々に荷重低下した。ふさぎ板は直交梁のない SCC4 で最終変形まで弾性範囲内に留まったが、他の試験体では  $1/50\text{rad}$  前後に降伏が確認され、最大耐力時にはほぼ全面降伏に至った。また、SCC4 は他の試験体に比べて、早期にコンクリートフランジの圧壊が進行する傾向がみられた。一方、SCR1 は  $R=1/100\text{rad}$  の

表2 鋼材の材料試験結果

種別	鋼種	使用箇所	降伏応力 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	引張強さ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	ヤング係数 ( $\text{kN}/\text{mm}^2$ )
PL25	SN490	梁鉄骨フランジ	355	515	212
PL6	SN490	梁鉄骨ウェブ	403	525	200
PL6	SN490	接合部支圧板	319	461	204
PL3.2	SN490	ふさぎ板	278	440	194
D19	SD490	柱主筋	540	702	200
D10	SD295A	帯筋	360	522	189
D6	SD295A	接合部帯筋	371	538	187

表3 コンクリートの材料試験結果

打設部位	圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	割裂強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	ヤング係数 ( $\text{kN}/\text{mm}^2$ )
コンクリートフランジ(下)	24.3	2.15	21.6
コンクリートフランジ(上)	41.5	3.20	27.4
柱・接合部 [SCC1~SCC5]	55.7	3.74	30.7
柱・接合部 [SCC6, SCR1]			

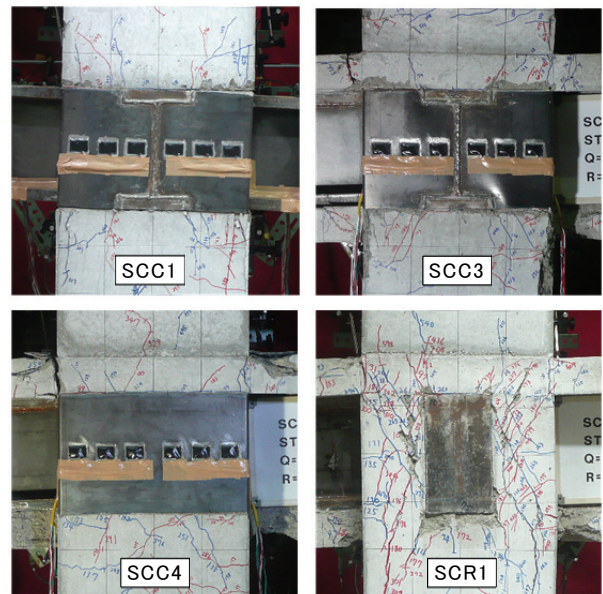


写真1 破壊状況 ( $R=1/25\text{rad}$ .)

のサイクルで接合部内せん断補強筋が降伏した。接合部せん断ひび割れは変形の増大

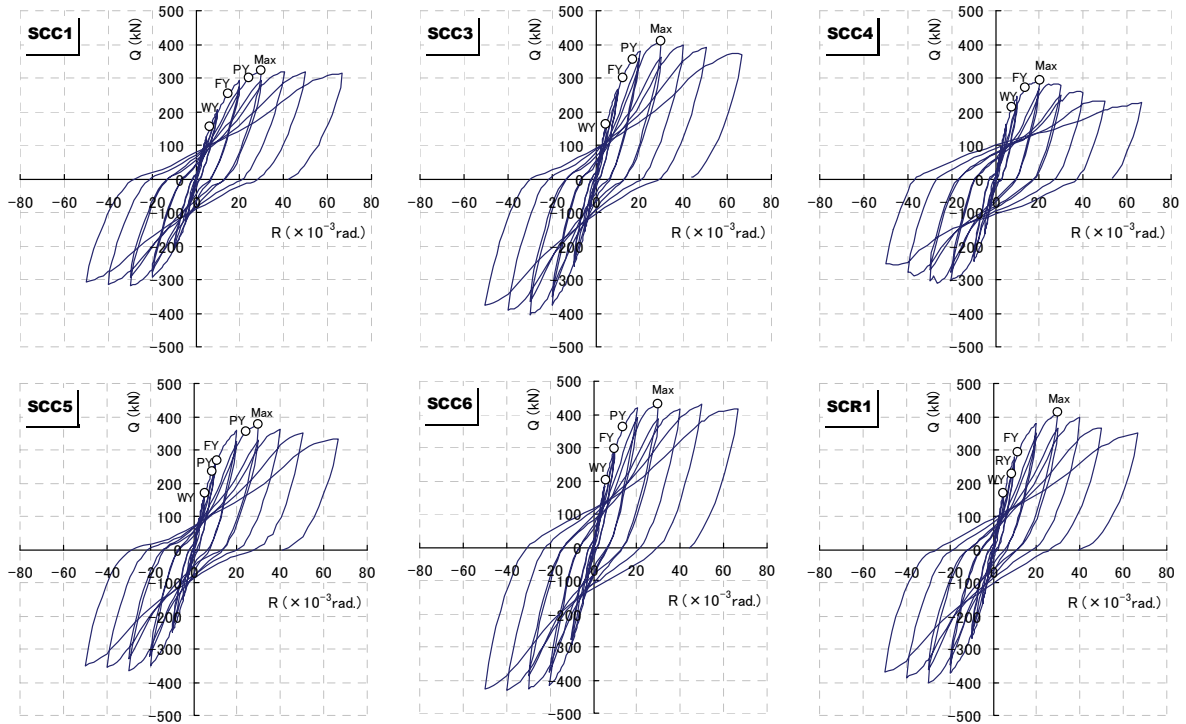


図2 層せん断力－層間変形角 関係

に従って多数発生するとともに、柱主筋に沿う形で鉛直方向に進展した。ふさぎ板形式の SCC6 に比べて最大耐力以降の荷重低下が緩やかになる傾向であった。最終破壊形式はいずれの試験体も接合部せん断破壊であると判断した。

最大耐力は SCC1 に対して、SCC2 が 17%、SCC3 が 27% 高く、コンクリートフランジによる耐力増大効果が認められた。一方で、直交梁のない SCC4 は直交梁を有する SCC3 より 28% 程度、また、梁が柱に偏心して取り付く SCC5 は基準試験体 SCC3 より 8% 程度、それぞれ最大耐力が低下した。

#### 4. 柱梁接合部せん断耐力の評価

ここでは SRC 規準[1]に基づいた接合部せん断耐力の評価を試みる。SRC 規準式によるせん断耐力( $JMu$ )を以下に示す。

$$JMu = cV_e \left( JFs \cdot j\delta + w_p \cdot w\sigma_y \right) + \frac{1.2sV_s\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (1)$$

ここで、 $JFs$ ：接合部コンクリートせん断強度、 $j\delta$ ：接合部形状による係数、 $w_p$ ：接合部内帯筋比、 $w\sigma_y$ ：帯筋降伏強度、 $sV$ ：接合部内鉄骨ウェブ体積、 $s\sigma_y$ ：鉄骨ウェブ降

表4 実験結果一覧

試験体	SCC1	SCC2	SCC3	SCC4	SCC5	SCC6	SCR1
接合部鉄骨ウェブ降伏	Q 155	149	164	213	170	202	169
	R (6.6)	(4.9)	(5.0)	(7.7)	(5.4)	(5.8)	(5.0)
梁鉄骨フランジ降伏	Q 237	251	254	265	253	278	261
	R (13.1)	(10.8)	(10.0)	(13.1)	(10.0)	(8.9)	(10.0)
ふさぎ板降伏	Q 300	311	356	未降伏	235	360	227
	R (24.2)	(15.4)	(17.0)		(8.5)	(13.9)	(8.5)
最大耐力	Q 321	374	409	293	376	431	411
	R (30.0)	(30.0)	(30.0)	(20.0)	(30.0)	(30.0)	(30.0)

Q: 層せん断力(kN), R: 層間変形角( $\times 10^{-3}$ rad.)

伏強度である。

#### 4.1 接合部の有効体積

SRC 規準では梁の構造形式が S 造および SRC 造の場合について、それぞれ接合部コンクリートの有効体積を下式のように定義することで、梁構造形式に関わる接合部せん断耐力の違いを表現している。

$$\text{梁 S 造: } cV_e = c_b/2 \cdot s_B d \cdot m_C d \quad (2)$$

$$\text{梁 SRC 造: } cV_e = (c_b + b_B)/2 \cdot m_B d \cdot m_C d \quad (3)$$

ここで、 $cV_e$ ：接合部コンクリート有効体積、 $c_b$ ：柱幅、 $b_B$ ：梁幅、 $s_B d$ ：梁鉄骨フランジ重心間距離、 $m_B d$ ：梁上下主筋重心間距離、 $m_C d$ ：柱最外縁主筋間距離である。

一方、本工法で対象とするコンクリート

フランジは、梁部材として圧縮力には抵抗できるが、引張力は負担できないという特徴がある。そこで、接合部コンクリートの有効幅は、図3に示すように接合部四隅の境界条件を個別に考え、コンクリートフランジが圧縮力を受ける場合は梁SRC造、コンクリートフランジが無い場合や引張力を受ける場合は梁S造として有効幅を評価し、これらの平均値によって与えることとする。また、接合部コンクリートの有効高さは梁の応力中心間距離に相当する。引張重心は引張側鉄骨フランジとし、圧縮重心はコンクリートフランジが有る場合はその中央高さ、無い場合は圧縮側フランジ位置とする。

以上をまとめると、本試験体の接合部コンクリート有効体積は下式のように表される。同式はコンクリートフランジが無い場合、梁S造と全く同じ評価を与える。

$$V_e = \frac{2 \cdot C b + B b_{ave}}{4} \cdot B_j \cdot m_c d \quad (4)$$

ここで、 $b_{ave}$ ：接合部四隅のコンクリートフランジ平均幅、 $B_j$ ：コンクリートフランジを考慮した梁応力重心間距離である。

#### 4.2 評価式の適合性

柱梁接合部周りの曲げモーメント( $JM$ )は、式(5)のように柱梁接合部の接点曲げモーメント( $oM$ )で定義する[1]。

$$JM = (1 - B_j/H - m_c d/L) oM \quad (5)$$

ここで、 $H$ ：柱支点間距離、 $L$ ：梁加力点間距離である。

図4にSRC規準による式(1)に上述の接合部有効体積を適用して求めた柱梁接合部せん断耐力の計算値と最大耐力実験値の対応を示す。ここで、帯筋比( $w_p$ )は梁面側の接合部有効幅と有効高さに対する比率で与え、ふさぎ板は帯筋比に換算するものとした。ただし、直交梁がないSCC4ではふさぎ板の効果を無視した。同図より、計算値は実験値を安全側に評価しており、特にSCC1~SCC3ではコンクリートフランジの有無による耐力の差異を良好に表現できる

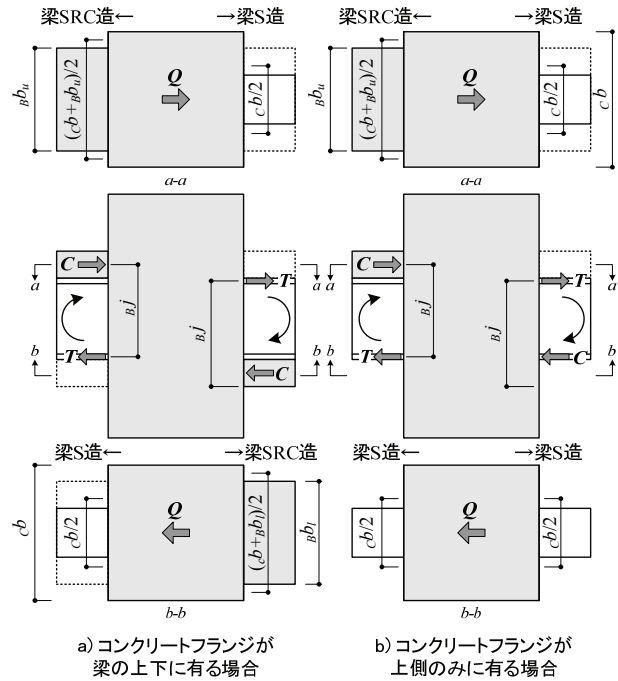


図3 柱梁接合部の抵抗機構と有効体積

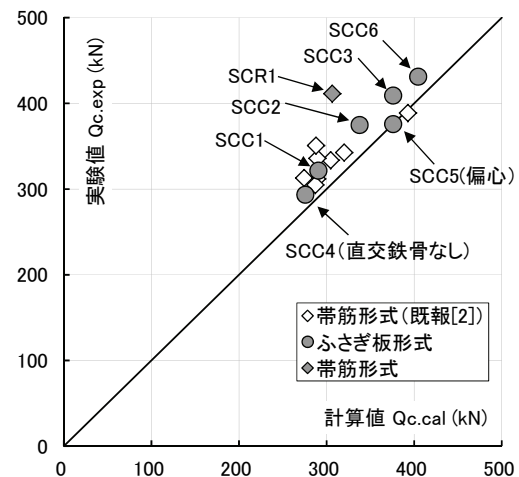


図4 接合部せん断耐力計算値と実験値

ことがわかる。

#### 5. まとめ

梁鉄骨の上下に板状コンクリート部材を有するRCS架構の接合部せん断実験を実施した。これらの接合部せん断耐力は、提案した式(4)による接合部有効体積を用いることにより良好に評価できた。

#### 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] 田畑卓、西原寛：コンクリートフランジを有するS梁とRC柱で構成される十字形柱梁接合部の部分架構実験、安藤建設技術研究所報、pp59-66、Vol.16、2010