

# 論文 柱 RC・梁 S で構成される混合構造接合部のせん断耐力と変形状

崎浜博史<sup>\*1</sup>・西原 寛<sup>\*1</sup>・宮野洋一<sup>\*2</sup>・小林和義<sup>\*2</sup>

**要旨**：柱 RC・梁 S で構成される混合構造の実設計で生じる様々な柱梁接合部形状を対象に、せん断耐力と変形状について検討した。柱梁接合部の終局せん断耐力は「SRC 規準」に示される SRC 構造および鋼管コンクリート構造の設計式に準じて評価を試みた。その結果、鋼管コンクリート構造の設計式に準じた評価では耐力を高く見積もる傾向にあるものの、柱梁接合部形状の違いによるばらつきが少ないことが明らかとなった。また、同設計式に準じて算定される柱梁接合部コンクリートの耐力に対し、0.7 の有効係数を設けることによって概ね安全側に耐力評価を行えることを示した。

**キーワード**：混合構造、柱梁接合部、内ダイアフラム・ふさぎ板形式、せん断耐力

## 1. はじめに

柱を鉄筋コンクリート（以下、RC）、梁を鉄骨（以下、S）とした構造は、従来、単一で用いられてきた各種の部材を適材適所に配することによって建築物の性能向上を図れる構造として、近年注目されている混合構造の一つである。

本構造の柱梁接合部のせん断耐力を評価する手法は確立されていないが、「SRC 規準」<sup>1)</sup>に準じて耐力評価を試みる手法が多く見受けられる<sup>2)</sup>。筆者らは図 1 に示すような内ダイアフラム・ふさぎ板形式の柱梁接合部ディテールを提案しており、その基本的なディテールについては「SRC 規準」に準じ、ふさぎ板とコンクリートの耐力の累加によって柱梁接合部せん断耐力を評価できることを確認している<sup>3)</sup>。しかしながら、本構造を実際の建物に適用する際には、建物の部位、柱あるいは梁に要求される耐力などによって柱梁接合部にも多様な形状が生じることが容易に想像される。

本論文では、実設計で生じる様々な形状の柱梁接合部を対象に行った実験結果を基に、柱梁接合部のせん断耐力および変形について検討した。

## 2. 実験計画

### 2.1 試験体計画

試験体諸元を表 1 に、柱梁接合部の詳細を図 2 に示す。試験体 8 体はいずれも実設計の約 1/2 縮尺モデルであり、実験項目は 3 つに分類される。

1 つ目は梁の幅、せいを変動させることによって柱との寸法比を変えたもので、[CFTP2]、[CFTP3]がこれに当たる。

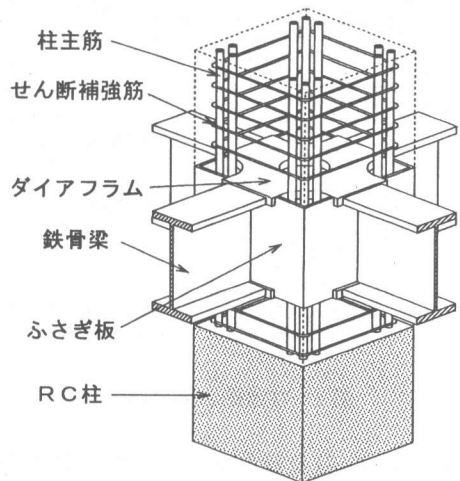


図 1 柱梁接合部ディテール

\*1 安藤建設 (株) 技術研究所 (正会員)

\*2 安藤建設 (株) 建築本部

表 1 試験体諸元

柱梁接合部構造 試験体名	内ダイアフラム・ふさぎ板形式							
	CFTP2	CFTP3	CFTP4	CFTP5	CFTP6	CFTPT	CFTT3	CFTL2
試験体形状	十字型					ト字型	T字型	L字型
Fc (MPa)	27		36		27			
S梁断面	BH-420×115×12×25		BH-310×135×12×25		BH-350×135×12×36		BH-350×135×12×16	
R 断面	cb × cD = 400 × 400							
C 主筋	12-D19 (SD685)			12-D19 (8000)		12-D19	16-D19 (SD685)	12-D19
せん断補強筋	4-RB10.7@50		2-RB10.7@50		4-RB10.7@40		2-RB10.7@50	
w <sub>p</sub> (%)	1.80		0.90		2.25		0.90	
作用軸力	0.2Fc · cb · cD					0.3Fc · cb · cD	0	
柱梁接合部	ふさぎ板 ダイアフラム t=3.2 t=25		基本形		variation-1 (異形棒鋼 溶接)	variation-2 (縦リブ補強)	t=3.2 t=25	t=16
接合部構造の異形	寸法比の変更 (下欄参照)		基本形		variation-1 (異形棒鋼 溶接)	variation-2 (縦リブ補強)	ダイアフラム 貫通鉄筋を 4本有する	—
(柱幅/梁幅)比	3.48		2.96		2.96			
(柱せい/梁せい)比	0.95		1.29		1.14			
想定破壊モード	接合部せん断破壊							

※ (8000)は8000kgf/cm<sup>2</sup>(785MPa)級高強度鉄筋を示す。  
 ※ 「RB」は13000kgf/cm<sup>2</sup>(1275MPa)級高強度せん断補強筋を示す。  
 ※ t=3.2はSS400, その他の鋼板はSM490A.

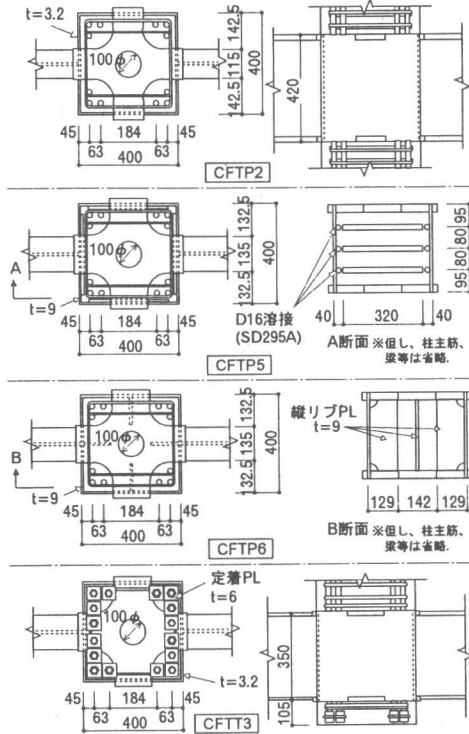


図 2 柱梁接合部の詳細

2 つ目は、柱梁接合部のせん断抵抗要素であるふさぎ板の耐力負担割合を、計算上、約 60% となるように計画した (後述の式(1)によって算定) もので、[CFTP4]~[CFTP6]がこれに当たる。基本的な柱梁接合部ディテールである

[CFTP4]では、60%分の応力すべてがふさぎ板へ伝達されないことが予想されたため、以下の 2 体では接合部ディテールの改善を行った。[CFTP5]はふさぎ板の内面に異形棒鋼 (D16, SD295A) を水平方向に溶接したもので、[CFTP6]は柱梁接合部内に縦リブ・プレートを開けたものである。

3 つ目は、中間階外柱 (ト字型)、最上階中柱 (T 字型)、同外柱 (L 字型) の柱梁接合部をせん断破壊させる計画で、[CFTPT], [CFTT3], [CFTL2]がこれに当たる。「SRC 規準」に示される柱梁接合部の終局せん断耐力式では、これらの部位に対して形状係数を設けて耐力の低減を図っているが、本構造のようにふさぎ板で接合部を覆うディテールの場合、ふさぎ板によるコンクリートの拘束効果によって耐力が高くなることが予想される。

表 2 に材料試験結果一覧を示す。

## 2.2 加力・計測計画

図 3 に加力図を示す。十字型およびト字型は、反曲点位置をピン、ローラー支持した柱に一定軸力を加えて保持し、梁端部に加力を行った。T 字型は、天地を逆にし、梁の反曲点位置をピン、ローラー支持したのち、柱の反曲点位置に加力を行った。L 字型は、鉄骨で製作したダミー柱と連結することで 3 ヒンジ・ラーメン

表2 材料試験結果一覧

コンクリート材料試験結果							
試験体	CFTP2	CFTP3	CFTP4	CFTP5	$\sigma_B$ : 圧縮強度(MPa)	$\sigma_T$ : 割裂強度(MPa)	$E_c, E_s$ : ヤング率(GPa)
$\sigma_B$	26.2	39.0	26.9	28.2			
$\sigma_T$	2.50	3.50	2.59	2.77			
$E_o$	22.5	28.6	22.8	23.2			
試験体	CFTP6	CFTPト	CFTT3	CFTL2	$\sigma_t$ : 引張強度(MPa)	$\epsilon_Y$ : 降伏ひずみ( $\mu$ )	$Y$ : 降伏比(%)
$\sigma_B$	28.9	28.8	29.8	30.5			
$\sigma_T$	2.86	2.98	3.13	2.90			
$E_o$	23.4	23.9	24.8	24.3			
鋼材材料試験結果							
種別(鋼種)	$s\sigma_Y$	$\sigma_t$	$E_s$	$\epsilon_Y$	$Y$	el.	
PL-3.2 (SS400)	207	297	206	1010	69.8	30.7	
PL-9 (SM490A)	381	532	206	1850	71.7	23.8	
PL-12 (SM490A)	368	526	206	1790	69.9	24.6	
PL-16 (SM490A)	369	520	206	1790	71.1	24.9	
PL-25 (SM490A)	336	512	206	1630	65.7	30.4	
PL-36 (SM490A)	330	510	206	1600	64.8	29.8	
D16 (SD295A)	348	515	195	1780	67.6	24.6	
D19 (SD685)	712	931	185	3860	76.4	8.3	
D19 (8000)	820	1050	200	4090	78.2	12.6	
RB10.7S (高強度)	1430	1500	206	6960	95.5	9.3	
RB10.7W (高強度)	1430	1510	206	6960	94.8	10.5	

・[8000]は785MPa級, [高強度]は1275MPa級高強度鉄筋を使用.

とし, ダミー柱頂部に加力を行った。加力は層間変形角による変位制御とし, 正負交番繰り返し載荷とした。ジャッキ荷重をロードセル, 各部変形を電気式変位計, 各部のひずみをひずみゲージによって計測した。

### 3. 実験結果および検討

#### 3.1 破壊経過および実験耐力

図4に柱せん断力( $Q_c$ ) - 層間変形角( $R$ )の関係を, 表3に実験結果一覧を示す。

[CFTP2]および[CFTP3]は  $R=15/1000rad.$  でふさぎ板が全面降伏したあと,  $R=30/1000rad.$  に柱側面および隅角部のコンクリートが剥落し, 最大耐力となった。

[CFTP4]は柱梁接合部内での柱主筋の付着劣化が顕著になり, ふさぎ板の全面降伏は見られなかった。また, 柱頭, 柱脚部でダイヤフラムとの間に生じた目開きの影響で,  $Q_c$  -  $R$  曲線はエネルギー吸収の少ない逆S字形となった。[CFTP5], [CFTP6]も同様の傾向を示し, 柱梁接合部に施した改善の効果はここでは認められなかった。

[CFTPト] および[CFTL2]は,  $R=15/1000rad.$  にふさぎ板の局部座屈が確認され, その後

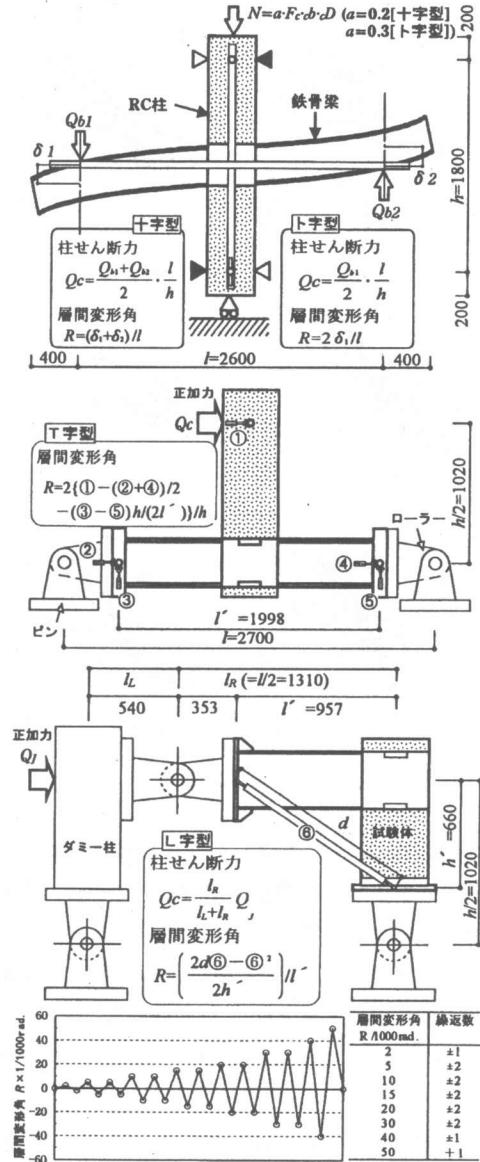


図3 加力図

$R=30/1000rad.$  に全面降伏となった。

[CFTT3]は柱の曲げひび割れが顕著に発生し,  $R=30/1000rad.$  においては柱主筋も一部, 降伏ひずみに達したが, すでに  $R=15/1000rad.$  ではふさぎ板が全面降伏していた。

[CFTP2], [CFTP3], [CFTPト], [CFTT3]の4体は柱梁接合部のせん断破壊で, [CFTP4]~[CFTP6]は柱梁接合部コンクリートの破壊による柱主筋の付着劣化で耐力が決まったものと考え

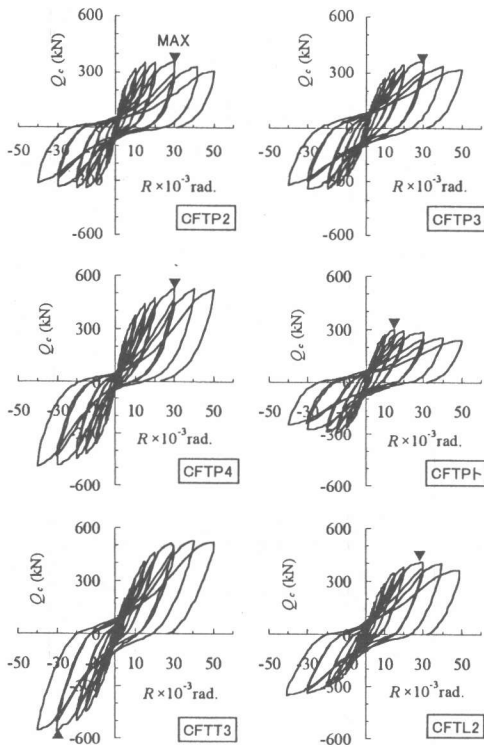


図4  $Q_c$ - $R$  関係

えられる。[CFTL2]はふさぎ板の降伏と同時に柱主筋および梁の降伏も観察され、今後、より詳細な検討を要する。

表3に示す柱梁接合部の計算耐力は、「SRC規準」に準じて式(1)によって求めた。

$$pQ_{cc1,2} = tQ_{cc1,2} + tQ_{fc} \quad (1)$$

ここに、

$$tQ_{cc1} = m_c d (c_b - 2 \cdot t_f) \cdot j F_s \cdot j \delta \quad (2)$$

$$tQ_{cc2} = (c_b - 2 \cdot t_f)^2 \cdot j F_s \cdot j \beta \quad (3)$$

$$tQ_{fc} = 2(cD - t_f) t_f \cdot \frac{s \sigma_Y}{\sqrt{3}} \quad (4)$$

$m_c d$ : 最外縁柱主筋間距離,  $t_f$ : ふさぎ板厚,  $j F_s$ :

コンクリートせん断強度,  $j \delta$ : 形状係数(十字型=3, ト・T字型=2, L字型=1),  $j \beta$ : 形状係数( $=2.5 c D / s_b d$ ),  $c$ ,  $b$ : 柱幅,  $c D$ : 柱せい,  $s_b d$ : 梁フランジ重心間距離である。 $Q_{cc1}$ はSRC構造の,  $Q_{cc2}$ は鋼管コンクリート(以下, CFT)構造の設計式<sup>1)</sup>に基づく。鉄骨部は枠効果およびひずみ硬化による耐力上昇を期待できないふさぎ板であるので, 係数1.2を1.0とした。また, コンクリート部の有効幅の取り方にも種々の考え方があがるが, ここでは柱梁接合部コンクリートの幅すべてが有効と仮定している。

このように算定した計算耐力と実験耐力との比を図5に示す。柱梁接合部のせん断破壊ではない試験体も含まれるため一概には言えないが, SRC構造の設計式よりCFT構造の設計式に準じて評価した場合にばらつきが少ない。特にト, T, L字型の試験体に対し, SRC構造の設計式に準じた評価では耐力を低く見積もっており, 本構造に対しては式(2)の形状係数 $j \delta$ がかなり安全側の設定となることがわかる。

### 3.2 柱梁接合部各抵抗要素の負担せん断力

柱梁接合部に入力されるせん断力に対し, ふさぎ板とコンクリートを抵抗要素として考えると, それらの負担するせん断力は以下のように定式化できる。

柱梁接合部に入力されるせん断力 $pQ_c$ は, 式(5)によって幾何学的に求められる。

$$pQ_c = a \cdot Q_c \quad (5)$$

ここに、

$$a = \left( \frac{l - m_c d}{s_b d} \cdot \frac{h}{l} - 1 \right) \quad (\text{十字, ト字型}) \quad (6)$$

表3 実験結果一覧

試験体		CFTP2	CFTP3	CFTP4	CFTP5	CFTP6	CFTPT	CFTT3	CFTL2	・耐力はすべて柱のせん断力(kN)に換算して表示。
実験耐力	$Q_c \text{ max}$	355	364	526	519	502	300	557	406	
	$R/1000 \text{ rad.}$	30	30	30	30	50	15	-30	30	
計算耐力	$Q_c(Mu)$ *1	660	678	692	694	695	690	534	464	*1:柱曲げ耐力 [文献4]
	$Q_c(Qsu)$ *2	796	962	811	841	855	727	774	761	*2:柱せん断耐力 [文献5]
	$Q_c(QBu)$ *3	674	743	746	766	776	631	657	642	*3:柱付着割裂耐力[文献5]
	$Q_c(Mp)$ *4	672	502	743	743	743	372	838	420	*4:梁曲げ耐力 [文献6]
	$Q_c(pQ_{cc1})$ *5	430	321	622	627	629	244	452	298	*5:接合部せん断耐力(SRC構造)
	$Q_c(pQ_{cc2})$ *6	453	444	696	702	704	417	735	744	*6:接合部せん断耐力(CFT構造)

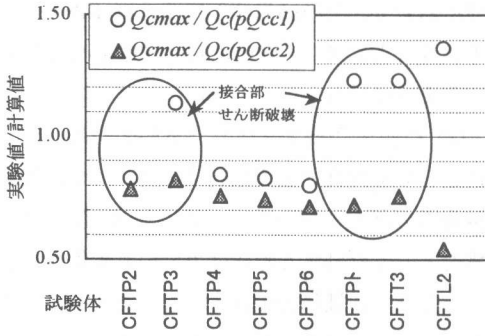


図5 柱梁接合部のせん断耐力比

$$a = \left( \frac{l - m_c d}{2 s_B d} \cdot \frac{h}{l} - \frac{1}{2} \right) \quad (\text{T 字, L 字型}) \quad (7)$$

$l$ : 梁スパン,  $h$ : 階高である。

一方, ふさぎ板の負担するせん断力  $Q_f$  は, ふさぎ板に貼付した3軸ゲージの計測値から算定されるせん断応力度を積分し, ふさぎ板厚を乗ずることによって求められる<sup>7)</sup> (式(8))。

$$Q_f = 2 s A_e \cdot t_f \quad (8)$$

ここに,  $A_e$ : ふさぎ板せん断応力度の積分値である。

柱梁接合部のコンクリートが負担するせん断力  $Q_c$  は式(9)で定義した。

$$Q_c = Q_p - Q_f \quad (9)$$

図6は, 式(5)~(9)を用いて各抵抗要素の負担せん断力を求め, 層間変形角との関係で示したものである。図中の■および●は各抵抗要素が負担するせん断力のピークである。T字型, およびふさぎ板が全面降伏に至らなかった試験体を除く十字型は, ふさぎ板の全面降伏後, コンクリートの負担せん断力がピークとなり, 最大耐力を迎えている。ト字型は逆にコンクリート

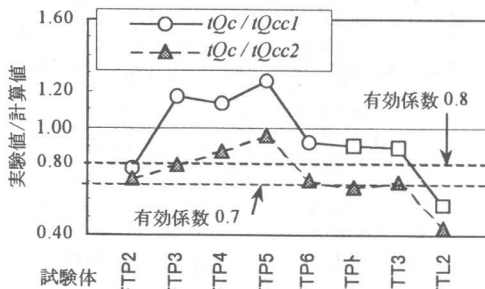


図7 柱梁接合部コンクリートのせん断耐力比

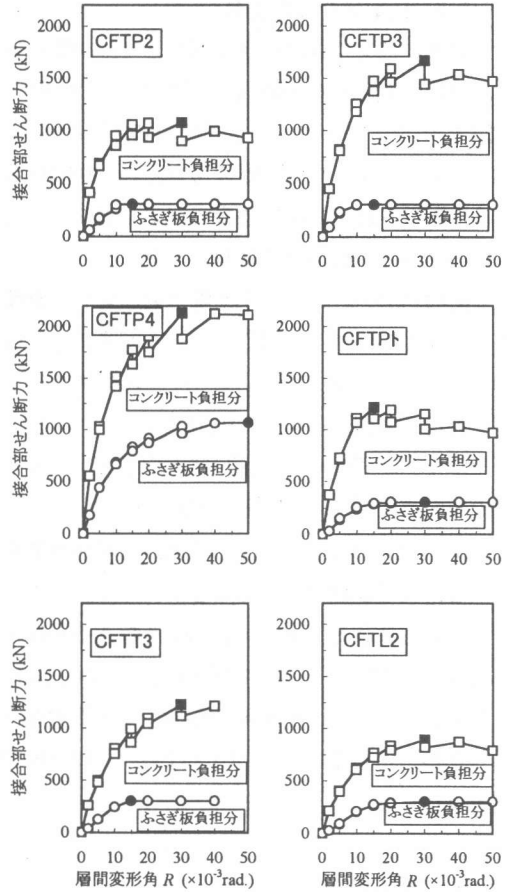


図6 柱梁接合部各抵抗要素の負担せん断力

がピークを迎え, 最大耐力を示したあとにふさぎ板が全面降伏している。L字型は各抵抗要素のピークと最大耐力が一致していた。

ここで, 柱梁接合部コンクリートに着目し, その負担せん断力の実験値と計算値との比 ( $Q_c / Q_{cc1,2}$ ) をコンクリート有効係数  $C_c$  と定義すると, それらの値は図7に示すような分布となる。図中の□は3.1での検討結果を踏まえ, 式(2)の形状係数  $\delta$  を3と仮定して算定したものである。同図から, 柱梁接合部コンクリートの耐力は, SRC構造として評価する際には0.8, CFT構造として評価する際には0.7の有効係数を設けることで, 概ね安全側となることがわかる。ただし, L字型に関しては有効係数0.4~0.5となり, この点については今後の検討を要する。

### 3.3 柱梁接合部の変形

図8に柱梁接合部のせん断力とせん断変形角との関係を、 $R=30/1000\text{rad}$ のサイクルまで示す。図9に示すように、ふさぎ板で測定した $\gamma_o$ を「外部パネル」のせん断変形角とし、柱梁接合部に剛接される梁端部位置で測定した $\gamma_i$ を「内部パネル」のせん断変形角とした。

[CFTP2]の $\gamma_o$ は、せん断降伏変形角 $f_y \gamma_y$ を超えて非線形挙動へと移行し、せん断降伏していることがわかる。一方、 $\gamma_i$ は、コンクリートのせん断降伏変形角として仮定した $c_y \gamma_y = 0.4\%$ を超え、紡錘形のループ形状を示した。これらの傾向は[CFTP3]でも概ね同様であった。

[CFTP4]の $\gamma_o$ は、 $f_y \gamma_y$ の範囲内で線形挙動を示し、弾性範囲内にあることがわかる。一方、 $\gamma_i$ は $\gamma_o$ に比して大きく、 $c_y \gamma_y$ を超える変形となった。[CFTP5]、[CFTP6]では、 $\gamma_o$ が $f_y \gamma_y$ をわずかに上回り、やや紡錘形のループ形状を示したが、その他の傾向は[CFTP4]と概ね同様であった。

### 4. まとめ

筆者らが提案した内ダイアフラム・ふさぎ板形式の柱梁接合部の実験結果から、以下のような知見が得られた。

(1)実設計で生じる様々な形状の柱梁接合

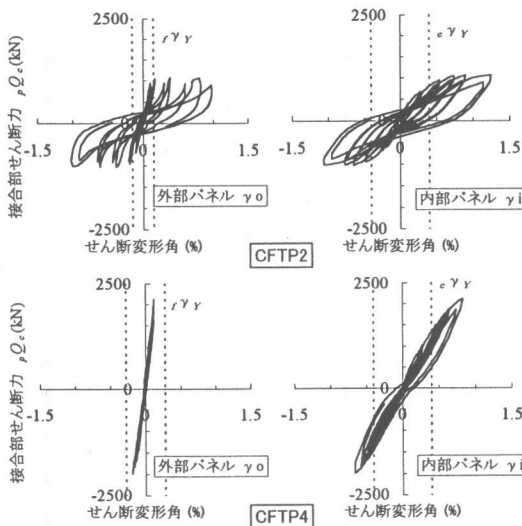


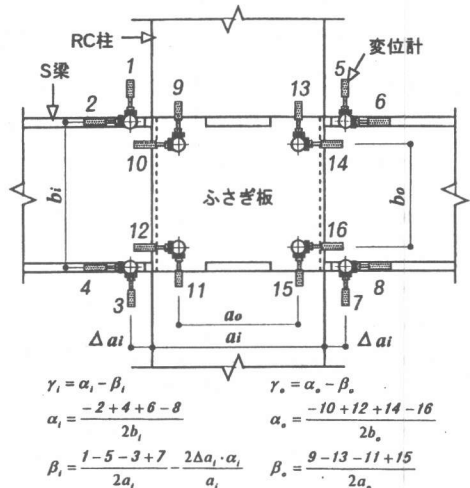
図8 柱梁接合部の変形

部において、その終局せん断耐力は SRC 構造の設計式より CFT 構造の設計式に準じて評価した場合にばらつきが少ない。

(2) 柱梁接合部コンクリートの耐力は、SRC 構造として評価する際には 0.8 (ただし、柱梁接合部の部位に関わらず、 $\delta=3$  と仮定)、CFT 構造として評価する際には 0.7 の有効係数を設けることで、概ね安全側となる。ただし、L 字型に関しては今後の検討課題である。

### 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，pp18-19，pp.26，pp.33-35，1987
- 2) 例えば，日本建築学会：柱 RC 梁 S とする混合構造の柱梁接合部の力学的挙動に関するシンポジウム，pp.136-144，1994.12
- 3) 藤本利昭ほか：柱 RC・梁 S で構成される柱梁接合部の開発，鋼構造論文集，Vol.1，No.2，pp.91-101，1994.6
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，pp.37，1987
- 5) 川鉄テクノワイヤ㈱：高強度せん断補強筋「リバーボン」を用いた鉄筋コンクリート部材の設計施工指針・同解説 (BCJ-C1343(追2))，pp.15-16，1995
- 6) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計規準(案)・同解説，pp.18-19，1990
- 7) 崎浜博史ほか：柱 RC・梁 S で構成される混合構造の開発，安藤建設技術研究所報，Vol.1，pp.77-90，1995



※斜体数字は変位計番号を表す。

図9 柱梁接合部の変形測定位置