

論文 扁平柱 SRC-梁 S 構造の柱梁接合部の構造性能に関する実験的研究

松浦 恒久*1・清井 宗孝*2

要旨: 柱せいに比べ柱幅が大きい扁平な柱 SRC 造と梁 S 造構造におけるト字形, L 字形柱梁接合部の 6 体について加力実験を行い, 柱梁接合部のせん断耐力における SRC 柱の幅の影響を実験的に検討した。対象とした試験体形状における柱梁接合部のせん断耐力は, 既往の算定式では柱梁接合部の鉄筋コンクリートパネル部分の耐力を過大に評価するために, 本論文では柱梁接合部のせん断耐力の評価において, せん断に有効な柱幅を用いる方法と, 鉄骨で囲まれた内部パネル要素と鉄骨で囲まれていない外部パネル要素との累加強度とする 2 つの方法を提案した。既往の実験値を含めて提案方法によるせん断耐力の妥当性を確認した。

キーワード: SRC 構造, 接合部, せん断耐力, ト字形接合部, L 字形接合部, 扁平柱

1. はじめに

建物の耐震性能に対する社会の要求はますます高くなっている。これに対して多くの建物において免震構法や制震構法が取り入れられ, 建物の耐震性能を向上させている。一方で, 建物空間の自由度の確保を求めた新しい架構形式の建物についても開発¹⁾されている。

本研究は, 中低層建物を対象として空間を有効利用でき, かつ長いスパンを実現する技術を開発するものである。提案構法による長いスパン方向の柱梁接合部は一般的な柱 SRC 梁 S 構造とは異なり, 柱せいに比べ柱幅が約 3~5 倍と大きい。柱梁接合部の耐力評価を鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説²⁾ (以下 SRC 規準) に準拠した場合, 接合部の鉄筋コンクリートパネル部分の耐力を過大に評価する恐れがある。そのため, 柱梁接合部のせん断耐力における SRC 柱の幅の影響を確認する加力実験を行い, 柱梁接合部のせん断終局耐力に関する評価方法を提案する。

2. 実験計画

2.1 試験体概要

表-1 に試験体一覧を, 図-1 に試験体形状をそれぞれ示す。試験体は実大の約 1/2 の縮尺の柱梁接合部を上下階の階高中央位置から梁反曲点までを切り出したト字形

表-1 試験体一覧

No.	形状	SRC 柱		S 梁	想定した破壊形式	コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)
		S 部	RO 部			
1	ト字形	BH-170×170×12×19	b×D: 1250×260 主筋: 20-D16+8-D10	BH-450×150×12×22	接合部破壊	43.4
2			b×D: 750×260 主筋: 20-D16	BH-450×150×12×22		
3			b×D: 1250×260 主筋: 20-D16+8-D10	BH-450×150×9×16		
4	L 字形	BH-170×170×12×22	b×D: 1250×260 主筋: 20-D16+8-D13	BH-450×150×12×22	接合部破壊	42.2
5			b×D: 750×260 主筋: 20-D16	BH-450×150×12×22		
6			b×D: 1250×260 主筋: 20-D16+8-D13	BH-450×130×9×12		

形接合部の 3 体と, 最上階柱梁接合部を想定した L 字形接合部の 3 体の計 6 体とした。

柱鉄骨は試験体形状毎に共通とし, SRC 柱の幅, およ

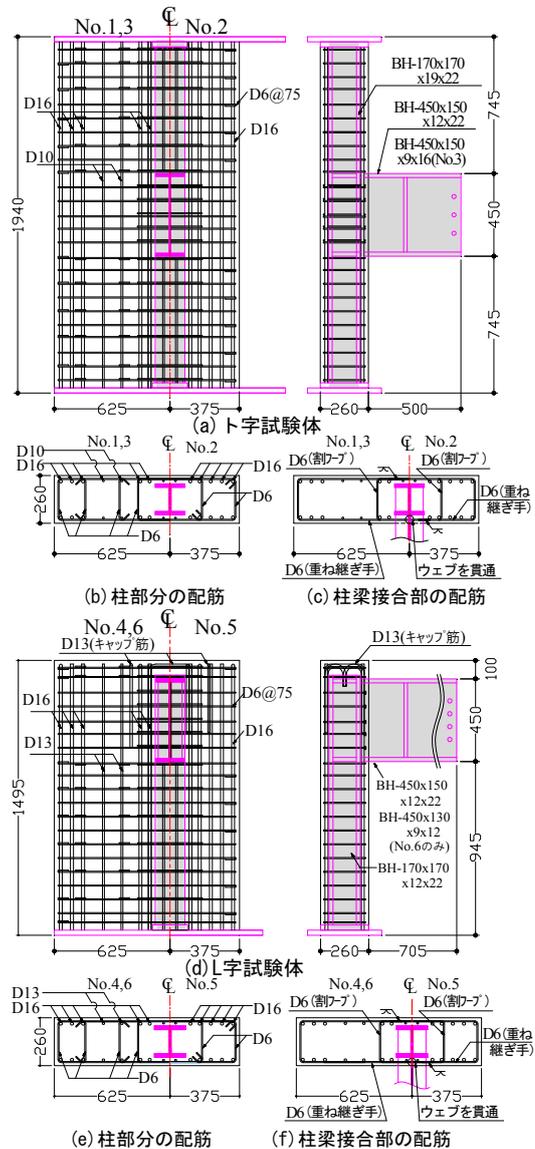


図-1 試験体形状

*1 (株) 安藤・間 技術研究所 博士 (工学) (正会員)

*2 (株) 安藤・間 技術研究所 修士 (工学)

び梁鉄骨断面をパラメータとした。No.1, No.2, No.4 および No.5 は柱梁接合部の耐力を確認するために接合部破壊を想定した試験体で, No.3, No.6 は梁鉄骨の曲げ降伏を想定した試験体である。各試験体において, 柱鉄骨および梁鉄骨は溶接組立 H 形断面とした。柱梁鉄骨曲げ耐力比 $s_c M_A / s_B M_A$ は 0.28~0.55 と一部の試験体では SRC 規準による下限値を下回っている。SRC 柱は No.1, No.3, No.4 および No.6 が 1250×260(mm), No.2, No.5 は 750×260(mm)の柱断面とした。SRC 柱の短辺方向には長いスパン対応の大断面の梁が取付くため, 柱梁接合部の必要耐力を確保する観点から, H 形鋼の強軸方向を SRC 柱の短辺方向に配置している。L 字形試験体は梁鉄骨による柱頭部の押抜き破壊を防止する目的で, 柱頭から柱鉄骨周りにコ形のキャップ筋(4-D13)を配筋した。

2.2 使用材料

表一にコンクリートの圧縮試験結果を併記し, 表一2に鋼材の材料試験結果を示す。試験体に使用した鉄筋は柱主筋が SD345 および SD390, せん断補強筋は SD295A とし, 柱鉄骨および梁鉄骨はともに SM490A および SN490B とした。SRC 柱のコンクリートは Fc27, 粗骨材の粒径を 13mm 以下とした普通コンクリートとした。

2.3 加力方法

図一2に載荷方法を示す。ト字形試験体は SRC 柱の反曲点位置をピン支持とし, 梁端部に荷重を与える荷重条件とした。載荷は梁載荷点で計測した梁端変位を制御変位とした。なお, SRC 柱には軸力は作用させていない。L 字形試験体の載荷形式は梁鉄骨の先端に加力柱をピン接合した 3 ヒンジラーメン架構とし, 油圧ジャッキで梁材軸方向に, 加力柱を介して水平力を作用させた。油圧ジャッキの押し側を正加力, 引き側を負加力とした。加力の制御は, 梁載荷点と SRC 柱の反曲点との間の相対変位より算出した層間変形角での変位制御とした。

載荷は, ト字形, L 字形試験体共に層間変形角 $R=1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/33, 1/25, 1/20$ rad. を各 2 回ずつの繰り返し載荷を基本としたが, 梁曲げ降伏型の試験体の No.3, No.6 については長時間地震動による多数回の繰り返しの影響を確認するため, 層間変形角 $R=1/200$ rad.において 10 回の繰り返し載荷を実施した。

3. 荷重変形関係および破壊状況

図一3に柱せん断力(Q_c)と層間変形角(R)の関係, 図一4に SRC 柱の最終ひび割れ状況, 図一5に柱梁接合部のせん断補強筋のひずみを示す。

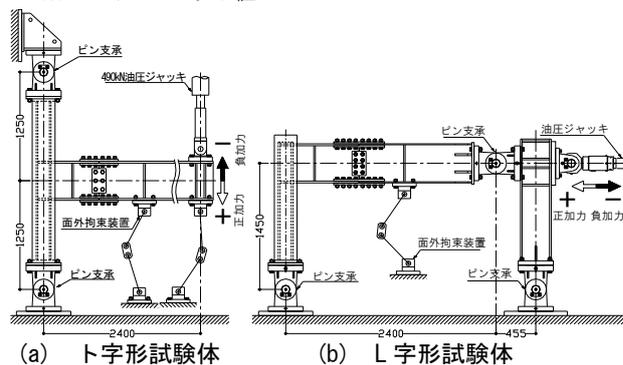
3.1 ト字形試験体

柱幅が等しい No.1, No.3 は想定した破壊形式は異なるが, ほぼ同様な破壊状況であった。まず柱部分に曲げひび割れが発生し, $R=1/200$ rad.時の最大残留ひび割れ幅は

表一2 鋼材の材料試験結果

試験体形状	種別	呼び名	規格	部位	降伏強度 (N/mm ²)
ト字形	鉄筋	D16	SD345	柱主筋	367
		D10		柱主筋	380
		D6	SD295A	せん断補強筋	360※
	鋼板	t=19	SM490A	柱フランジ	362
		t=12		柱ウェブ、梁ウェブ(No.1、2)	370
		t=22		梁フランジ(No.1、2)	369
		t=16		梁フランジ(No.3)	404
t=9	梁ウェブ(No.3)	436			
L字形	鉄筋	D16	SD390	柱主筋	426
		D13		柱主筋	418
		D13		キャップ筋	407
		D6	SD295A	せん断補強筋	333※
	鋼板	t=22	SN490B	柱フランジ、梁フランジ(No.4、5)	382
		t=12		柱ウェブ、梁ウェブ(No.4、5)	378
		t=12		梁フランジ(No.6)	378
t=9	梁ウェブ(No.6)	381			

※: 0.2%オフセット値



図一2 載荷装置概要

No.1 が 0.05mm, No.3 の 10 回目で 0.1mm 程度であった。 $R=1/100$ rad.で接合部柱ウェブがせん断降伏し, 梁フランジから斜めのひび割れが生じ始めた。No.1, No.3 とともに $R=1/50$ rad.で梁鉄骨から 400mm 程度離れた位置で, 柱鉄骨からのパンチングによりコンクリートが外側に押し出されるようなひび割れが梁鉄骨の取り付け面, および背面に生じ, ほぼ同じ時期に柱梁接合部内の鉄骨柱近傍の中子筋および, 柱接合部下端の幅止め筋が降伏した。なお, 外周部の帯筋は降伏しておらず, 柱梁接合部の短辺側の側面では加力終了時においてもせん断ひび割れが生じているが損傷は軽微であった。破壊形式は No.1 が接合部せん断破壊, No.3 は梁の全塑性曲げ耐力を上回っているが, 接合部柱ウェブおよび, せん断補強筋の降伏状況より接合部せん断破壊とした。

柱幅が他の試験体より小さい No.2 は, 他の試験体と同様に柱部分に曲げひび割れが発生し, $R=1/200$ rad.時の最大残留ひび割れ幅は 0.1mm 程度であった。 $R=1/125$ rad.で接合部柱ウェブがせん断降伏し, $R=1/100$ rad.の繰り返しで, 柱梁接合部の柱鉄骨近傍の中子筋, 外周部の帯筋が降伏し, 柱梁接合部の短辺側の側面にせん断ひび割れが発生した。 $R=1/33$ rad.で短辺側の側面に主筋に沿ったひび割れが生じた。他の試験体とは異なり, 柱梁接合部の短辺側の側面には加力終了時において, せん断ひび割れ, 主筋に沿ったひび割れが拡大し, 他の試験体に比べ

て損傷は著しい。破壊形式は接合部のせん断破壊である。

Q_c - R 関係より、No.3 は $R=1/200\text{rad}$.で多数回の繰返しを経験したが他の試験体との差異は見られず、 $R=1/30\text{rad}$.で梁の全塑性曲げ耐力を上回った。何れの試験体も $R=1/33\text{rad}$.を過ぎるあたりから荷重の増加が小さくなり、繰返しによる耐力劣化が若干見られるが $R=1/20\text{rad}$.までエネルギー吸収の大きい安定した紡錘形のループを示した。

3.2 L 字形試験体

No.4 では、 $R=1/400\text{rad}$.に梁下フランジから曲げひび割れ、および柱フランジに沿ったひび割れが発生した。 $R=1/200\text{rad}$.時の最大残留ひび割れ幅は 0.06mm 程度であった。 $R=1/100\text{rad}$.では、梁上フランジから下方、梁下フランジから上方に向かう斜めひび割れがそれぞれ発生した。さらに、 $R=1/50\text{rad}$.にせん断補強筋の降伏および接合部柱ウェブのせん断降伏を生じ、 $R=1/33\text{rad}$.に、梁上フランジからパンチングによるひび割れが発生した。最終的には、柱梁接合部周辺部にせん断ひび割れやコンク

リートの剥落等の損傷が見られたものの、梁鉄骨周りに比べ、柱外側部分ではひび割れはあまり観察されなかった。No.5 の破壊経過は、No.4 とほぼ同様であったが、最終的な破壊状況は柱幅全域に渡り多数のせん断ひび割れやコンクリートの剥落等が見られ、No.4 に比べて損傷が著しい。 $R=1/200\text{rad}$.時の最大残留ひび割れ幅は 0.04mm 程度であった。破壊形式は No.4, No.5 共に接合部のせん断破壊である。

No.6 では、 $R=1/400\text{rad}$.に梁下フランジから曲げひび割れが生じた。 $R=1/100\text{rad}$.で梁フランジが降伏し、 $R=1/50\text{rad}$.にせん断補強筋の降伏および接合部柱ウェブのせん断降伏が生じた。最終的には、柱梁接合部周辺部に多数のせん断ひび割れが見られたが、No.4 よりもひび割れが分散し、損傷は軽微であった。繰返し回数大きい $R=1/200\text{rad}$.時の 10 回目の最終残留大ひび割れ幅は 0.08mm 程度であった。破壊形式は梁曲げ破壊である。

Q_c - R 関係より、No.4 では $R=1/33\text{rad}$., No.5 では $R=1/25\text{rad}$.で、それぞれ最大耐力となり、その後変形の増大と

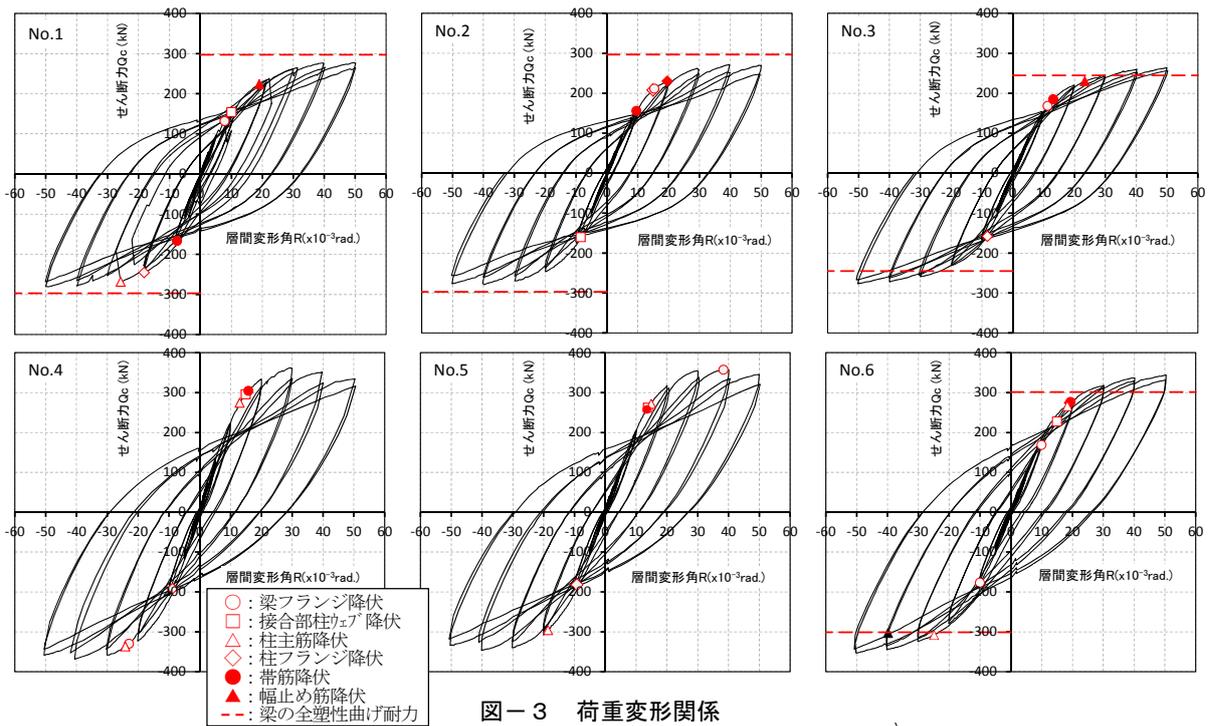


図-3 荷重変形関係

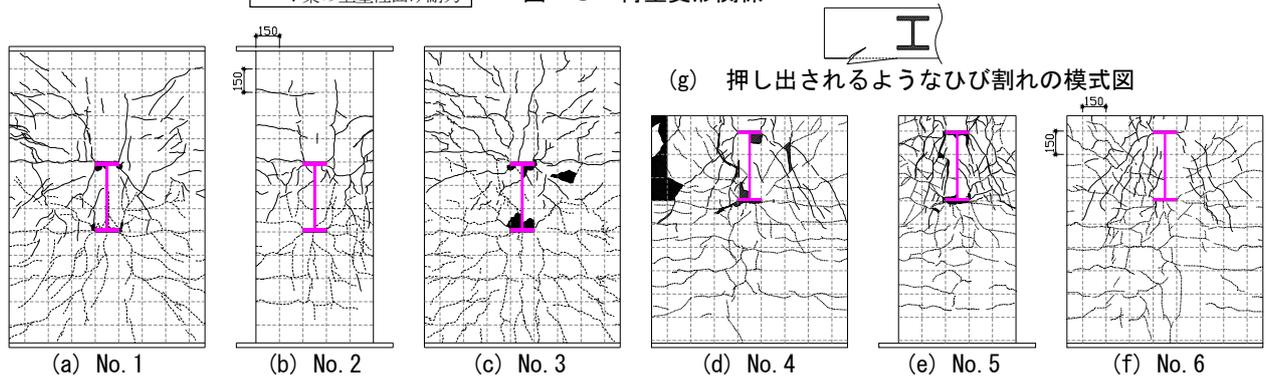


図-4 最終ひび割れ状況 (梁鉄骨面)

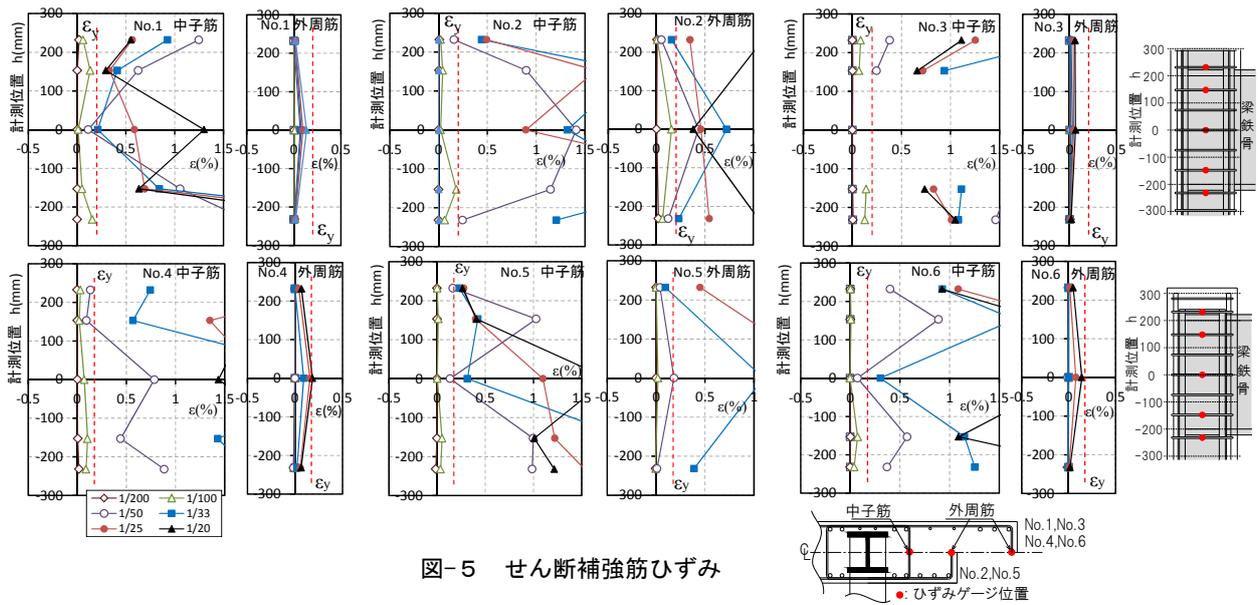


図-5 せん断補強筋ひずみ

ともに徐々に耐力が低下した。両試験体は、柱幅が異なるものの最大耐力はほぼ等しく、柱幅の影響は見られなかった。No.6 は、 $R=1/40\text{rad}$ で梁の全塑性曲げ耐力を上回り、最終変形の $R=1/20\text{ rad}$ まで荷重が増加し続けた。何れの試験体も $R=1/20\text{ rad}$ までエネルギー吸収の大きい安定した紡錘形の履歴特性を示した。

4. 接合部せん断終局耐力の検討

4.1 終局時入力せん断力

ト字形およびL字形部分架構での接合部せん断終局時の柱せん断力 cQ_{pu} は文献3)に準じて次式で算定する。

(ト字形接合部)

$$cQ_{pu} = V_{pu}/\xi_h \quad (1)$$

(L字形接合部)

$$cQ_{pu} = 2V_{pu}/\xi_h \quad (2)$$

$$\xi_h = (h/l) \cdot (l_0/s_b d) - 1 \quad (3)$$

ここに、 V_{pu} は水平方向の接合部せん断終局耐力、 h は階高、 l はスパン長、 l_0 は内法スパン長、 $s_b d$ は梁鉄骨フランジの中心間距離である。

4.2 接合部せん断終局耐力

提案構法によるSRC柱短辺方向の柱梁接合部は、一般的な柱SRC梁S構造と異なり、柱せいに比べ柱幅が大きいため、式(4)に示すSRC規準式²⁾を用いた場合、接合部の鉄筋コンクリートパネル部分の耐力を過大に評価する恐れがある。

$$jM_U = cV_e (jF_s \cdot j\delta + w_p \cdot w\sigma_y) + \frac{1.2 sV_e \cdot s\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (4)$$

$$jF_s = \min(0.12F_c, 1.8 + 3.6F_c/100) \quad (5)$$

ここに、 $j\delta$ は柱梁接合部の形状係数(ト字形： $j\delta=2$ 、L字形： $j\delta=1$)、 $cV_e=(cb/2) \cdot s_b d \cdot m_c d$ は接合部コンクリートの有効断面積、 cb は柱幅、 $s_b d$ は梁鉄骨フランジ間距離、 $m_c d$ は柱最外縁主筋の中心間距離、 cd は柱せい、

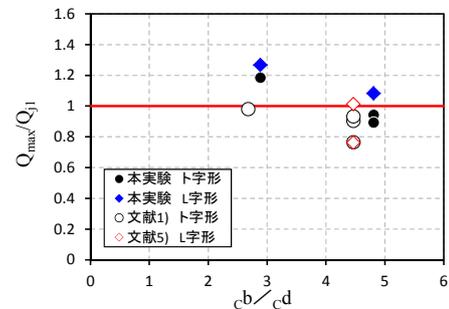


図-6 SRC規準式の計算結果

$sV_e = j_t w \cdot s_b d \cdot s_c d$ は鉄骨接合部パネルの断面積、 $j_t w$ は鉄骨ウェブの厚さ、 $s_c d$ は柱鉄骨フランジ中心間距離、 w_p は接合部せん断補強筋比、 $w\sigma_y$ はせん断補強筋の降伏強度、 $s\sigma_y$ は鉄骨の降伏強度、 F_c はコンクリート強度である。

式(4)に示すSRC規準式による柱梁接合部のせん断耐力 Q_{j1} の算定結果を後述の表-3に、図-6に最大耐力実験値 Q_{max} と計算値 Q_{j1} の比 Q_{max}/Q_{j1} と柱の幅せい比 cb/cd の関係を示す。柱の幅せいの比 cb/cd が2.5程度より大きくなると、最大耐力実験値 Q_{max} はSRC規準式による計算値 Q_{j1} を下回るようになり、柱幅を過大評価しているといえる。このため、本報では2つの方法で接合部せん断耐力の評価を試みる。

1つは、接合部の配筋がSRC規準に準じているため、ひび割れ状況、せん断補強筋の降伏状況からせん断耐力における柱幅の有効範囲を仮定して、SRC規準式による柱幅を有効幅に置き換えてせん断耐力を算定する。

2つ目は鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造の設計と施工⁴⁾を参考にS梁からSRC柱への応力伝達機構を仮定して内部パネル要素と外部パネル要素の累加強度として評価する。

(1) 有効幅を用いたせん断強度

図-5に柱梁接合部内のせん断補強筋のひずみ分布図を示す。まずト字形試験体について柱幅の大きいNo.1、

No.3 では中子筋は降伏ひずみに達していたが外周部の帯筋は降伏ひずみには達していない。また、柱鉄骨から400mm程度の位置にコンクリートが押し出されるようなひび割れが生じている。No.2は外周部の帯筋が降伏していたことにより、柱幅全域がせん断耐力に有効といえる。同様にL字形試験体についても柱幅の大きいNo.4, No.6はともに中子筋は降伏ひずみに達したが、外周筋については降伏ひずみには達していない。一方で、No.5は外周部の帯筋も降伏しており、柱幅全域がせん断耐力に有効といえる。

図-7に示すように提案構法では、せん断補強筋は外部パネル要素に複数個配置されており、トラス機構もそれぞれ形成されると考えられるが、柱鉄骨から離れるほど鉄骨からの水平方向の圧縮ストラットの角度が大きくなるため、せん断補強筋等に作用する引張力も減少する。前述したように柱鉄骨から離れた位置のせん断補強筋は降伏しておらず、終局時に想定した応力状態に達していない領域がある。せん断耐力に有効な柱幅は、柱鉄骨せい、梁鉄骨幅の影響を受けると考えられ、理論的に評価できる段階にないが、ひび割れ状況やせん断補強筋のひずみ分布などから柱フランジから60°に広がる範囲をせん断耐力に有効な柱幅と仮定する。No.1, No.3では有効幅は457mmとなり、概ね卓越したひび割れの位置と一致する。よって、有効幅 c_{be} は次式となる。

$$c_{be} = s_{cb} + 2 \cdot (s_{ch} - s_{ctf} + C_s) \cdot \tan\theta \quad (6)$$

ここに、 s_{cb} は鉄骨柱フランジ幅、 s_{ch} は鉄骨柱せい、 s_{ctf} は鉄骨柱フランジ厚さ、 C_s は鉄骨位置のかぶり厚さである。

(2) 内部パネル要素と外部パネル要素の累加強度

文献1), 4)では、接合部の終局耐力を内部パネル要素と外部パネル要素のそれぞれの終局耐力の累加強度で評価している。本論文でも同様に、柱梁接合部のRC部分は鉄骨で囲まれた内部パネル要素と鉄骨で囲まれていない外部パネル要素によって構成されると考え、柱梁接合部の終局耐力を式(7)に示すように内部パネル要素と外部パネル要素の単純累加強度として評価する。

$$M_{pu} = iM_{pu} + oM_{pu} \quad (7)$$

内部パネル要素のせん断耐力 iM_{pu} は、鉄骨ウェブパネルのせん断耐力 isM_{pu} と鉄骨フランジに囲まれた内部コンクリートのせん断耐力 icM_{pu} を累加することによって次式で評価する。

$$iM_{pu} = isM_{pu} + icM_{pu} \quad (8)$$

鉄骨パネルのせん断耐力 isM_{pu} は、式(4)のSRC規準を準用し、式(9)にて評価する。

$$isM_{pu} = 1.2 sV \cdot s\sigma_y / \sqrt{3} \quad (9)$$

鉄骨フランジに囲まれた内部のコンクリートパネルのせん断耐力 icM_{pu} は、鉄骨フランジによって囲まれたコン

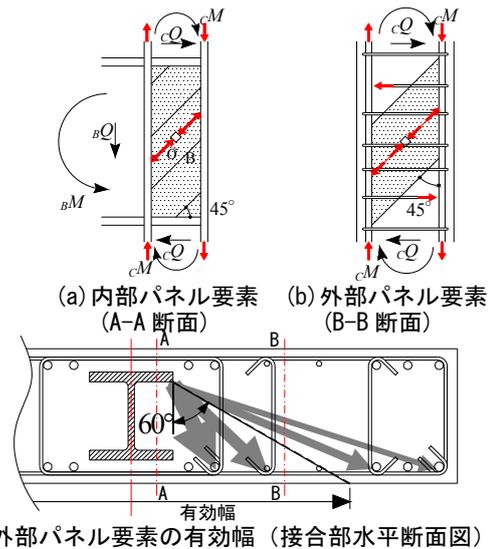


図-7 柱梁接合部のモデル

クリートに様に形成される圧縮ストラットの破壊を考える。ストラットの角度を45°と仮定すると、内部コンクリートのせん断強度は次式⁴⁾で表すことができる。

$$i_c M_{pu} = (s_{cb} - s_{ctw}) \cdot (s_{ch} - 2s_{ctf}) \cdot s_B d \cdot \sigma_B / 2 \quad (10)$$

ここに、 s_{ctw} は鉄骨柱ウェブ厚さ、 σ_B はコンクリートの圧縮強度である。

外部パネル要素では、図-7(c)に示すように鉄骨フランジとせん断補強筋間を結ぶ水平方向の圧縮ストラットが形成され、図-7(b)に示す主筋、せん断補強筋から構成されるトラス機構により抵抗機構が形成される。外部パネル要素に形成されるトラス機構において、せん断補強筋の耐力によって決定される耐力 oM_{pu} は式(11)⁴⁾によって算定される。

$$oM_{pu} = 0.25 w_{pe} \cdot w\sigma_y \cdot s_B d \cdot mcd \cdot c_{be} \quad (11)$$

ここで、 w_{pe} は有効幅 c_{be} 内のせん断補強筋比である。

4.3 実験値による検証

検討の対象試験体は本実験および既往実験^{1), 5)}によるト字形試験体6体、L字形試験体3体の計9体の扁平な柱SRC梁S接合部試験体である。

Q_{max} は最大耐力実験値、 Q_{j1} はSRC規準式、 Q_{j2} は有効幅を用いたSRC規準式、 Q_{j3} は式(7)による柱梁接合部のせん断終局耐力時の柱のせん断力である。 Q_{cu} 、 Q_{gu} はそれぞれ柱および梁の曲げ終局時の柱せん断力である。なおL字形試験体については、梁せん断力により柱軸力に変動するために、柱の曲げ終局耐力の算定においては、軸力の変動を考慮した。

本実験試験体の計算値と実験値の一覧を表-3に、図-8にはせん断破壊した試験体の各計算値による対応を示す。前述したようにSRC規準式 Q_{j1} は実験値を危険側に評価する場合がある。有効幅を用いたSRC規準式 Q_{j2} では概ね良い対応を示すが、一部の試験体で危険側に評価する場合がある。パネル要素の累加強度 Q_{j3} は実験値

表-3 計算結果

No.	最大耐力 Q_{max} (kN)		接合部耐力(kN)						柱耐力 Q_{cu} (kN)		梁耐力 Q_{gu} (kN)
	正側	負側	Q_{j1}	Q_{max}/Q_{j1}	Q_{j2}	Q_{max}/Q_{j2}	Q_{j3}	Q_{max}/Q_{j3}	正側	負側	
1	277	-281	298	0.94	243	1.16	206	1.36	499	-	297
2	261	-268	226	1.19	226	1.19	212	1.27	478	-	297
3	264	-277	310	0.89	252	1.10	218	1.27	499	-	245
4	362	-369	341	1.08	300	1.23	333	1.11	372	-358	530
5	358	-346	283	1.27	283	1.27	347	1.03	335	-324	530
6	344	-345	356	0.97	313	1.10	356	0.97	372	-358	301

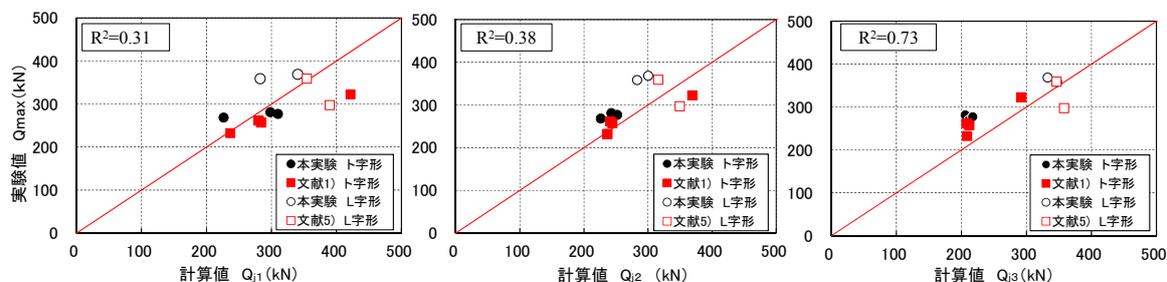


図-8 計算値と実験値の比較

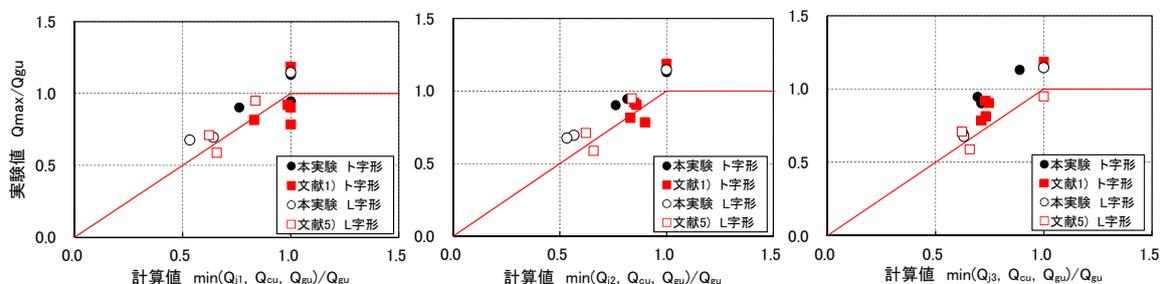


図-9 計算値と実験値の比較

を概ね安全側に評価しており、加えて計算値と実験値の回帰分析による決定係数 R^2 は 0.73 と良い対応を示している。

図-9 に曲げ破壊した試験体を含む 15 体の実験結果を用いて計算値との比較を行う。計算値は、接合部せん断終局耐力、柱終局曲げ耐力 Q_{cu} 、梁終局曲げ耐力 Q_{gu} のうちの最小値とした。なお、縦軸は実験値、横軸は計算値をそれぞれ梁の終局曲げ耐力で除した値である。

せん断耐力の評価と同様に有効幅を用いた方法も実験値と良い対応を示しているが、パネル要素の累加強度による方法が、最も実験と良い対応を示している。

5. まとめ

本論文では、柱せいに比べ柱幅が大きい柱 SRC-梁 S 構造のト字形および L 字形接合部の加力実験を実施し、柱梁接合部のせん断終局耐力の評価について以下の知見が得られた。

- (1) ひび割れ状況および、せん断補強筋の降伏状況より接合部のせん断耐力に有効な柱幅を明らかにした。
- (2) 接合部のせん断終局耐力の評価において、内部パネ

ル要素と柱の有効幅を用いた外部パネル要素の強度を単純累加する方法を提案し、本実験および既往実験結果により、提案式は精度よく評価可能であることを確認した。

参考文献

- 1) 福田浩司ほか：壁柱 SRC-梁 S ハイブリット外殻構造の開発（その 5、その 6）、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp.1489-1492、2013.8
- 2) 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、2014.1
- 3) 益尾潔、田川浩之、足立将人：機械式定着による SRC 造 T 形および L 形柱梁接合部の終局耐力に関する設計条件、日本建築学会構造系論文集、第 637 号、pp.543-550、2009.3
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造の設計と施工、2001.1
- 5) 福田浩司ほか：壁柱 SRC-梁 S ハイブリット外殻構造の開発（その 9、その 10）、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp.1275-1278、2014.8