

# 論文 SRC 柱と S 梁が半剛接合された柱梁接合部の剛性と耐力

土居 広典<sup>\*1</sup>・宮内 靖昌<sup>\*2</sup>・毛井 嵩博<sup>\*2</sup>・西村 泰志<sup>\*3</sup>

**要旨**：本研究は，SRC 柱に内蔵された S 部材と S 梁を T 形鋼，L 形鋼，高力ボルトにより半剛接合された接合部の初期剛性，終局耐力，履歴性状などの破壊性状が接合方法の違いによりどのような影響をうけるか実験的および解析的に検討している。S 梁フランジ上下面に L 形鋼を配置することにより，耐力および初期剛性は上昇するがコンクリートの剥離が顕著となる。終局耐力は，S 部分と RC 部分の耐力を累加することにより評価している。実験値との比較の結果，コンクリート部分の耐力は提案された評価式によってほぼ評価できるが，S 接合部およびせん断補強筋による耐力の評価は，今後詳細に検討する必要がある。

**キーワード**：半剛接合，T 形鋼，L 形鋼，初期剛性，終局耐力

## 1. はじめに

柱を SRC 造，梁を S 造とする混合構造では柱に内蔵される鉄骨と梁鉄骨を溶接して，柱梁接合部を剛接合にすることが一般的である。このような剛接タイプの架構の場合，骨組み自体に地震力を負担させるため，柱梁接合部に大きな応力が作用することとなる。したがって，柱梁接合部は重装備で複雑なディテールとなる。しかしながら，鉄骨ブレースや RC 耐震壁などの耐震要素により，剛性及び保有水平耐力が十分に確保されれば，柱梁接合部に作用する応力を小さくできるため，剛接合にする必要はなく施工の合理化も可能となる。

本研究の目的は，柱鉄骨と梁鉄骨を L 形鋼および T 形鋼を介して高力ボルト接合した柱梁接合部の初期剛性，終局耐力，履歴性状などの破壊性状が接合方法の違いによりどのような影響をうけるのか実験的および解析的に明らかにすることにある。

## 2. 実験計画

図 1 に試験体の断面および形状，図 2 に柱梁接合部詳細を示す。柱断面は 300×300mm，主筋は D10(SD295)を使用し，柱断面の隅角部にそれ

ぞれ 3 本ずつ計 12 本配筋されている。柱部分のせん断補強筋は D6(SD295)を使用し，60mm の間隔に設けられている。柱鉄骨は No.1, 2, 3 試験体は H-100×100×6×9，No.4 試験体は弱軸方向に H-200×100×5.5×8 が配置されている。梁鉄骨は各試験体とも H-250×125×6×9 とした。

No.1 試験体は柱鉄骨フランジと梁鉄骨ウェブを T 形鋼を用いてボルト接合したものである。

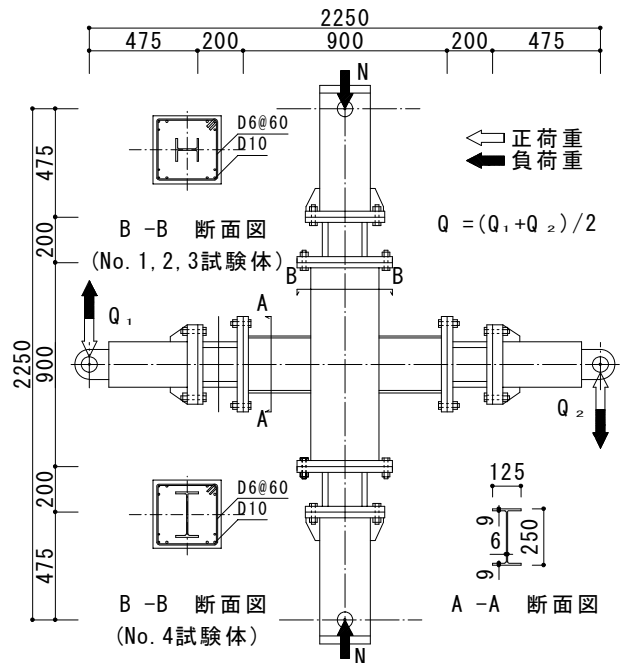


図-1 試験体の断面および形状

\*1 大阪工業大学大学院 博士前期課程 (正会員)

\*2 (株) 竹中工務店 技術研究所 工博(正会員)

\*3 大阪工業大学 工学部建築学科教授 工博 (正会員)

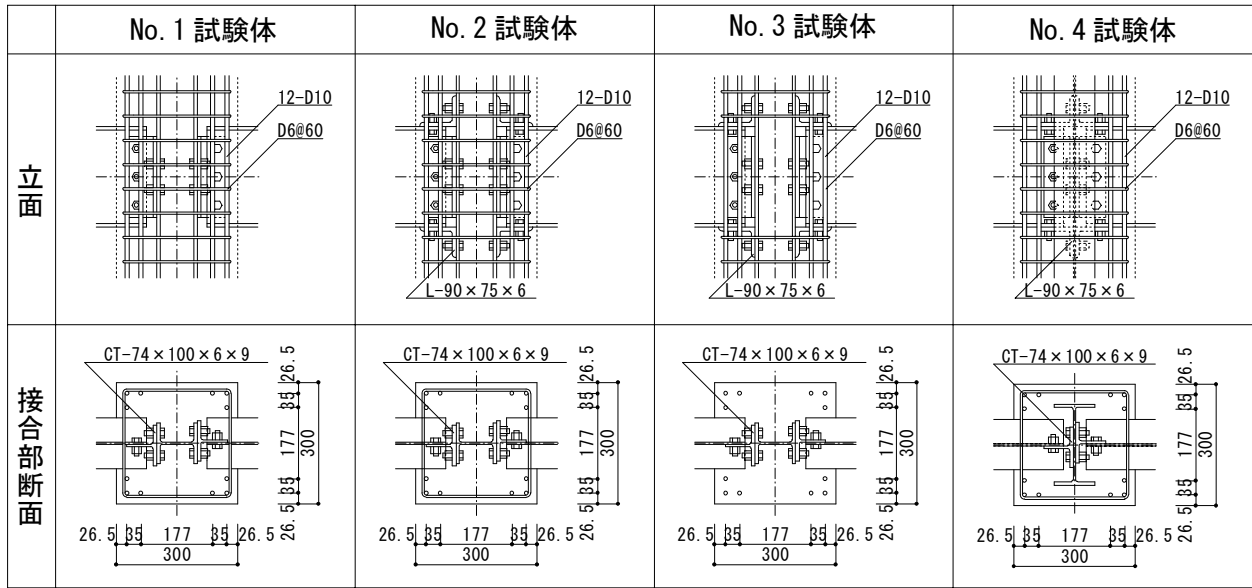


図-2 柱梁接合部の詳細

表-1 使用材料の力学的特性

		降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	備考	
鉄骨	柱	PL5.5	355	481	1.94×10 <sup>6</sup>	1
		PL6	339	462	2.00×10 <sup>6</sup>	2
		PL8	318	453	1.98×10 <sup>6</sup>	1
		PL9	312	457	2.00×10 <sup>6</sup>	2
	梁	PL6	373	494	2.06×10 <sup>6</sup>	-
		PL9	381	471	2.09×10 <sup>6</sup>	-
T形鋼	PL9	336	493	2.06×10 <sup>6</sup>	-	
鉄筋	D10	374	530	1.81×10 <sup>6</sup>	-	
	D6	359	533	1.85×10 <sup>6</sup>	-	
		圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	備考	
コンクリート		28.4	3.40	2.38×10 <sup>6</sup>	-	

備考 1 : No.4 試験体, 2 : No.1, No.2 および No.3 試験体

No.2 試験体は No.1 試験体の接合方法に加えて、さらに柱鉄骨フランジと梁鉄骨フランジを L 形鋼を用いてボルト接合したものである。No.3 試験体は接合部ディテールは No.2 試験体と同じであるが、柱梁接合部に帯筋が配置されていない。No.4 試験体は梁鉄骨の柱への埋め込みを長くしたものであり、柱鉄骨ウェブと梁鉄骨ウェブを T 形鋼、柱鉄骨ウェブと梁鉄骨フランジを L 形鋼を用いて、それぞれボルト接合した。No.1 試験体と No.2 試験体を比較することにより L 形鋼の影響が、No.2 試験体と No.3 試験体を比較するこ

とにより接合部のせん断補強筋の影響が明らかにできる。接合に使用した高力ボルト (F11T) は 12φである。なお、導入ボルト張力は、トルク法を用いて 8.87kN とした。

表 1 に使用材料の力学的性質を示す。

実験は、柱のコンクリート圧縮強度の 20%の一定軸力 (513kN) を負荷した後、梁に逆対称の正負繰返しせん断力を載荷した。なお、柱に対する梁の相対変形角  $R$  を制御変位として梁せん断力を載荷した。

### 3. 実験結果および考察

図3に最終破壊状況を示す。No.2試験体の破壊経過は以下のものであった。相対変形角 $R=0.005\text{rad}$ .で、梁鉄骨フランジと接する柱コンクリートが剥離した状況がみられた。 $R=0.02\text{rad}$ .で、柱梁接合部にせん断ひび割れが発生した。梁鉄骨フランジと柱コンクリートが接する部分には、相対変形角 $R=0.01\text{rad}$ .程度で、梁鉄骨のてこ作用による支圧力によるものと考えられる圧壊が観察された。また、柱材の材軸方向に縦ひび割れが観察されたが、コンクリートの圧壊が

正確に観察されたのは $R=0.03\text{rad}$ .程度である。その後の変位過程で、柱梁接合部のひび割れの進展および柱側面のコンクリートの局部支圧破壊が顕著となった。

これらの破壊過程は、No.1およびNo.3試験体ともほぼ同じであるが、No.1試験体は他の試験体と較べてひび割れが少なく、かつ、柱梁接合部のせん断ひび割れも観察されなかった。No.4試験体ではせん断ひび割れが他の試験体と比べて早期に発生した。また、L形鋼でボルト接合されたNo.2、No.3試験体は柱側面のコンクリート

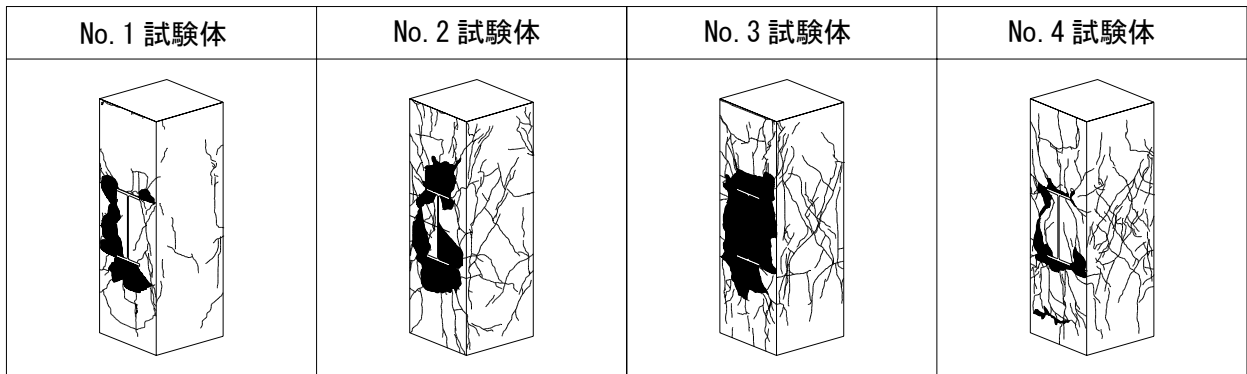


図-3 最終破壊状況

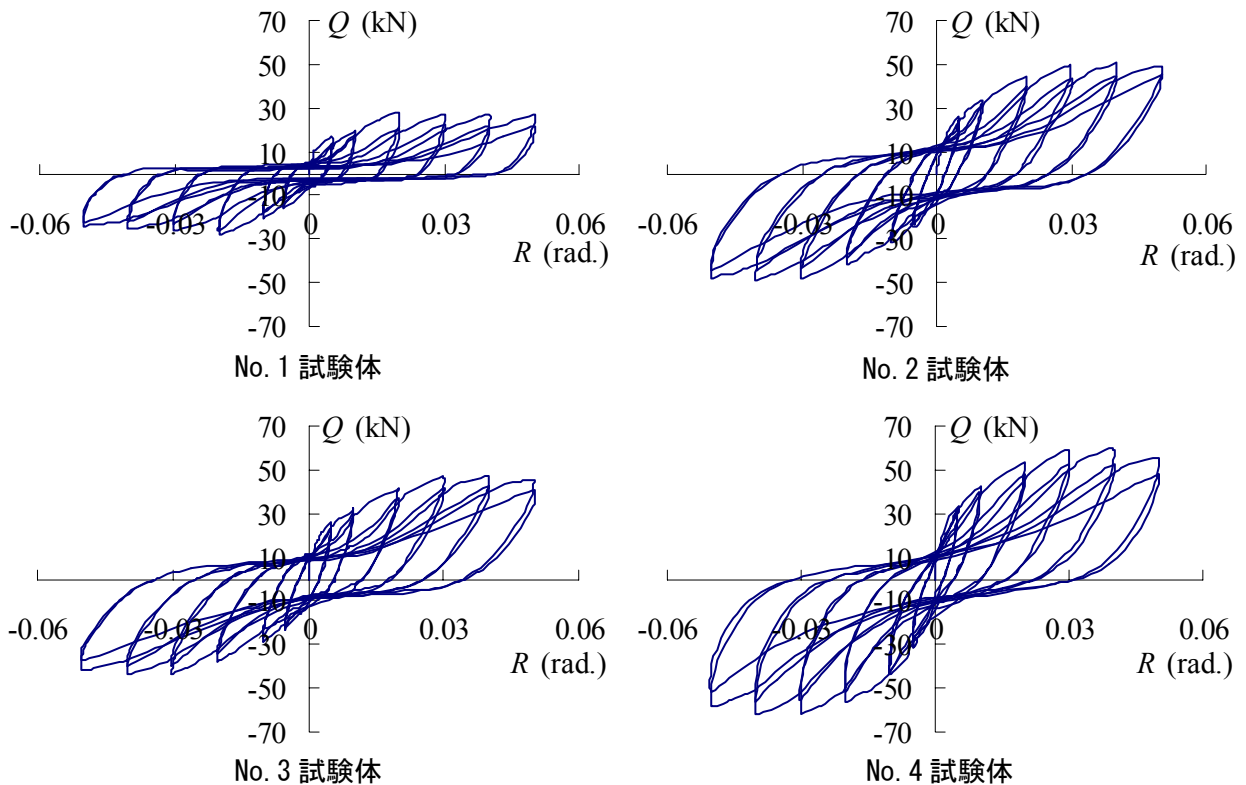


図-4 履歴曲線

の剥離が顕著であったが、No.4 試験体では L 形鋼による接合部分が柱中央に位置しているため、L 形鋼によるコンクリートの押し出しが少なく剥離は少なかった。なお、No.3 試験体では、柱梁接合部のせん断補強筋がないため、柱側面のコンクリートの剥落が特に顕著であった。

図 4 に各試験体の履歴曲線を示す。縦軸は梁両端部に負荷した荷重の平均値  $Q(kN)$ 、横軸は梁部材端部の変形より求められた相対変形角  $R(rad.)$  である。各試験体ともすべりを伴ったエネルギー吸収能力の小さい逆 S 字形の履歴曲線を示している。これは、正あるいは負方向に負荷すると、梁鉄骨と柱コンクリートとの間で作用によって梁鉄骨フランジと引張側の柱コンクリートとの間に隙間ができること、また、高力ボルトのクリアランスや柱鉄骨フランジの変形により柱コンクリートとの間に隙間が生じるが、その後、負あるいは正方向に載荷すると、それぞれが接触するまで抵抗力が小さいことに起因すると考えられる。No.2 試験体と No.3 試験体では変形性状に大きな相違は見られないことから、せん断補強筋の配置による影響は大きくないと考えられる。

図 5 に履歴曲線の初期部分を拡大して示す。ここで、凡例に示す値は初期剛性であり、 $R=0.5\text{rad.}$  に相当する勾配で評価している。No.1 試験体と No.2 試験体を比較すると初期剛性が上昇している。これは L 形鋼の影響であり、L 形鋼を入れることにより剛性が上昇する。No.2 試験体と No.3 試験体の相違はほとんど見られない。したがって、接合部にせん断補強筋を配筋することによる初期剛性の影響はほとんどない。No.2 試験体と No.4 試験体を比較すると大きく初期剛性が上昇している。これは、No.4 試験体は梁鉄骨の柱への埋め込みが長く、コンクリートの支圧面積が大きいためである。また、No.1 試験体は早期に剛性低下しているがこれは梁鉄骨フランジと接する柱コンクリートが剥離したためである。

#### 4. 耐力評価の試み

部材のせん断力で表現された柱梁接合部の耐力  $Q_u$  は、鉄骨接合部の耐力を  $Q_s$ 、鉄筋コンクリート接合部の耐力を  $Q_{cr}$  とし、

$$Q_u = Q_s + Q_{cr} \quad (1)$$

によって評価する。

L 形鋼と T 形鋼を有する鉄骨接合部の最大曲げ耐力  $M_{ju}$  は

$$M_{ju} = M_{jL} + M_{jCT} \quad (2)$$

によって評価する。鉄骨接合部の T 形鋼の最大曲げ耐力  $M_{jCT}$  は、高力ボルト接合による靱性型鉄骨架構の構造設計マニュアル<sup>1)</sup>によって評価する。L 形鋼の耐力  $M_{jL}$  は、図 6 のように引張力 T を受ける T 形鋼の片側引張耐力によって評価する。

この  $M_{ju}$  を用いて、鉄骨接合部の耐力  $Q_s$  を部材のせん断力で表すと

$$Q_s = \frac{M_{ju}}{L} \quad (3)$$

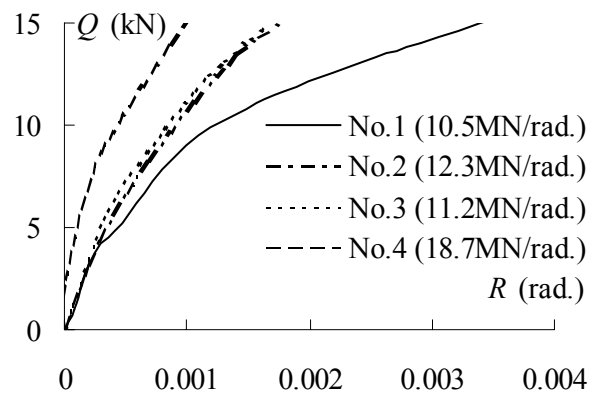


図-5 初期剛性の比較

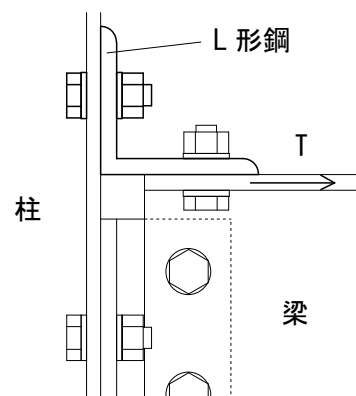


図-6 引張力を受ける L 形鋼

となる。

ここで、 $L$ は鉄骨部材接合端から荷重点までの距離である。

鉄筋コンクリート接合部は、図7(c)に示すように梁部材は梁の圧縮側フランジ端部A点を中心に回転すると考えると、圧縮側フランジが柱のコンクリートに接することから、鉄骨フランジには圧縮力が作用する。この時の鉄骨フランジが圧縮力を受ける面積は図7(b)に示す斜線部分の面積となる。また、図7(a)に示すように、鉄骨フランジに取り付けられたL形鋼およびT形鋼の抜け出しに伴う力が、柱隅角部へと向かう力となり、せん断補強筋に引張力が作用する。これらの力が梁の回転に対する抵抗力となる。したがって、鉄筋コンクリート接合部の耐力 $Q_{cr}$ は、力の釣合い条件と塑性条件から次式により評価する。

$$Q_{cr} = \frac{\sum_{i=1}^n 2a_w \cdot \sigma_y \cdot d_i + s_b \cdot d_c \cdot \lambda \cdot F_c \cdot \frac{s_{dc}}{2}}{L} \quad (4)$$

ここで、 $a_w$ ：せん断補強筋の断面積

$d_i$ ：A点からそれぞれのせん断補強筋までの距離

$\sigma_y$ ：せん断補強筋の降伏応力度

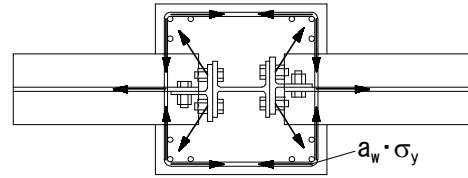
$F_c$ ：コンクリートの圧縮強度

$\lambda$ ：局部支圧係数 ( $\lambda=1.5$ )

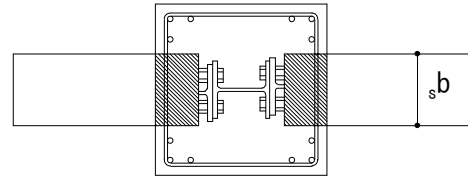
$s_b$ ：鉄骨梁フランジの幅

$s_{dc}$ ：鉄骨梁のコンクリート埋め込み長さ

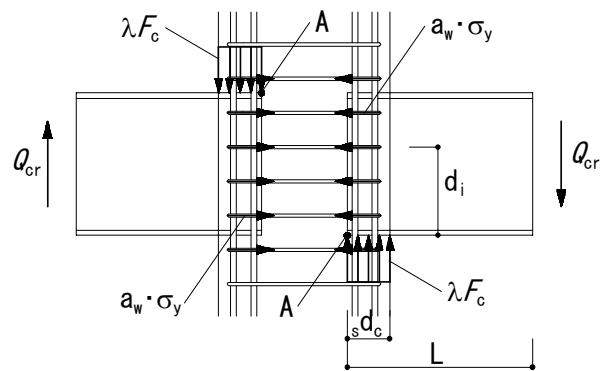
である。



(a) S部分からRC部分への応力伝達



(b) 鉄骨梁の支圧面積



(c) 接合部の抵抗機構

図-7 コンクリートとせん断補強筋の効果

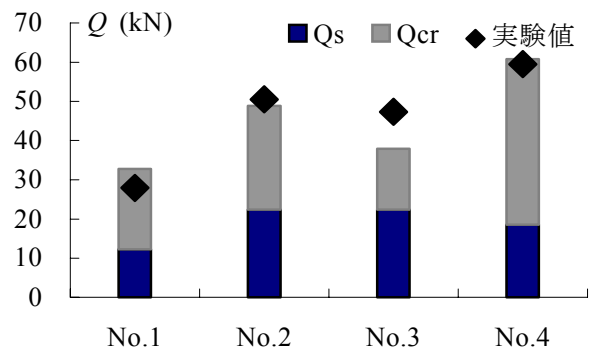


図-8 理論値と実験値の比較

表-2 理論値と実験値の比較

	No.1試験体	No.2試験体	No.3試験体	No.4試験体
$Q_s$ (kN)	12.3	22.4	22.4	18.5
$Q_{cr}$ (kN)	20.5	26.5	15.5	42.3
$Q_u=Q_s+Q_{cr}$ (kN)	32.8	48.9	37.9	60.8
$Q_{exp}$ (kN)	27.9	50.5	47.4	59.5
$Q_{exp}/Q_u$	0.851	1.03	1.25	0.979

$Q_s$ ：鉄骨接合部耐力、 $Q_{cr}$ ：鉄筋コンクリート接合部耐力、 $Q_u$ ：柱梁接合部耐力

$Q_{exp}$ ：柱梁接合部耐力(実験値)

なお、第一項はせん断補強筋による耐力、第二項はコンクリートによる耐力を表す。なお、コンクリートの圧縮強度については支圧強度<sup>2)</sup>による評価を行う。

## 5. 解析結果

表2に解析結果と実験値、図8にそれを比較した棒グラフを示す。解析において、No.4試験体を除くL形鋼を用いた接合部の耐力は、L形鋼と柱フランジの曲げ降伏によって耐力が決定されていた。一方、T形鋼接合部は柱フランジの面外曲げ降伏によって決定した。解析より得られた値は、No.1試験体は過大評価、No.3試験体は過小評価する結果となった。一方、No.2およびNo.4試験体は概ね最大耐力を評価できている。No.4試験体の $Q_s$ がNo.2およびNo.3試験体と比べて小さくなっているのは、No.4試験体の耐力評価にあたって、鉄骨梁が接合された柱鉄骨の板要素を柱ウェブとして計算したためである。

## 6. 耐力評価法の妥当性

表2より、No.2試験体とNo.1試験体およびNo.2試験体とNo.3試験体の耐力を比較することにより、L形鋼およびせん断補強筋の耐力評価に対する妥当性を検討する。T形鋼だけでボルト接合されていたものにL形鋼を配置することにより、解析では16.1kN、実験では22.6kN上昇する。したがって、L形鋼の評価に対しては6.5kN(= $\Delta_L Q$ )過小評価していると言える。接合部内にせん断補強筋を配筋することによって、解析では11kN、実験では3.1kN上昇する。したがって、接合部内のせん断補強筋に対しては7.9kN(= $\Delta_h Q$ )過大評価していると言える。

これらのことから、L形鋼がある場合とない場合とで接合部内のせん断補強筋が同じ効果を発揮しているとすると、No.1試験体の解析値から $\Delta_h Q$ を引くことにより、せん断補強筋の評価を修正した値が得られる。しかしながら、その値は24.9kNであり、実験値と比較すると3.0kNの相違がある。これはT形鋼の評価による差と考

えられ、T形鋼に対しては3.0kN(= $\Delta_T Q$ )の過小評価をしていると言える。このことから、本耐力評価法は、特に、せん断補強筋に対して過大評価していると言える。しかしながら、No.2およびNo.4試験体は最大耐力を評価できている。これは、T形鋼およびL形鋼とせん断補強筋の耐力はそれぞれ、過小および過大評価しているため、それらの値が相殺されて評価されたものと考えられる。したがって、鉄骨部分およびせん断補強筋の耐力評価を見直す必要がある。また、コンクリートの支圧に関しては、鉄骨梁埋め込み長さの違うNo.4試験体が評価できていることから、ほぼ評価できていると言える。

## 7. 結論

SRC柱とS梁が半剛接合された柱梁接合部の破壊性状に関して、実験および解析結果の検討によって、以下の結論が得られた。

- ・梁フランジ上下面にL形鋼を介して柱と梁をボルト接合している接合部のひびわれ状況は、柱側面で梁フランジと接する部分のコンクリートの剥離が顕著である。特に、せん断補強筋を配置していない試験体の剥離が顕著である。
- ・初期剛性は接合方法により異なる。特に、鉄骨梁の柱コンクリートへの埋め込み長さに影響を受ける。
- ・履歴曲線は各試験体とも若干逆S字形の履歴性状を示すが、層間変形角 $R=0.05\text{rad}$ .まで急激な耐力低下はみられない。
- ・本耐力評価法は、鉄骨接合部分およびせん断補強筋の耐力を評価できておらず、今後詳細に検討する必要がある。

## 参考文献

- 1) 日本鉄鋼連盟：高力ボルト接合による靱性型鉄骨架構の構造設計マニュアル，2003.3.
- 2) 西村泰志，南宏一：はりS・柱RCで構成される内部柱梁接合部の応力伝達機構，日本建築学会構造系論文報告集，第401号，pp.77-85,1989.7.