

論文 鋼板接合部を用いた鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁との接合部の力学的性状

鈴木 宏一*¹・富田 昭夫*²・本間 完介*³・上野 正夫*⁴

要旨：筆者らは、柱貫通型の柱RC梁S工法の新しい接合法として、中央に開口を有する鋼板を柱主筋を貫通させただけで柱内に定着させる鋼板接合部を開発した。本研究では、新しい接合部の基本的な力学的性状を把握するため、接合部の補強法を変化させた試験体6体について骨組実験を実施した。実験の結果、中央に開口を設け柱主筋を貫通させた鋼板接合部は、特別な補強を行わなくても十分な定着性能を発揮し、層間変形角 $R = \pm 1/25 \text{ rad}$ まで安定した荷重・変形関係を示すことが確認された。特に鋼板接合部と柱コンクリートとの肌分れは認められず、鋼板接合部の局所的な抜出し等が生じないことが確認された。

キーワード：混合構造、柱RC梁S構造、柱梁接合部、せん断耐力、定着

1. はじめに

構造的合理性や経済性の観点から、軸方向圧縮力に強い鉄筋コンクリート柱と、曲げに強くスパンが大きくとれる鉄骨梁を組合わせた「柱RC・梁S構造」が着目されている。このRC柱をPCa化することで、構造主架構が工場製作でき、建築生産性の点でも優れた構造架構となることが期待できる。本報告では、柱をPCa化し易いように新たに開発された鋼板接合部を対象に、各種接合部補強法が鋼板の定着性能、並びに接合部のせん断耐力に及ぼす影響を把握するため実施した、柱RC梁S架構の骨組実験結果を述べる。

2. 工法概要

鋼板接合部は図-1に示すように柱主筋貫通用の開孔と中央にコンクリートの充填、並びに鋼板の定着を考慮した径200mm以上の開口を開けた溶接の少ない鋼板で構成されている。鋼板接合部は、柱主筋を貫通して柱内に定着され、梁鉄骨と高力ボルトで接合するものである。

通常の柱RCと梁S工法は、梁鉄骨が柱内部を貫通する「梁鉄骨貫通型」となるが、本工法は梁鉄骨のウェブが柱内部に存在しない「柱貫通型」となる¹⁾。このため梁の曲げモーメントは、主に柱内に埋込まれた鋼板の水平方向の定着力により伝達される²⁾。

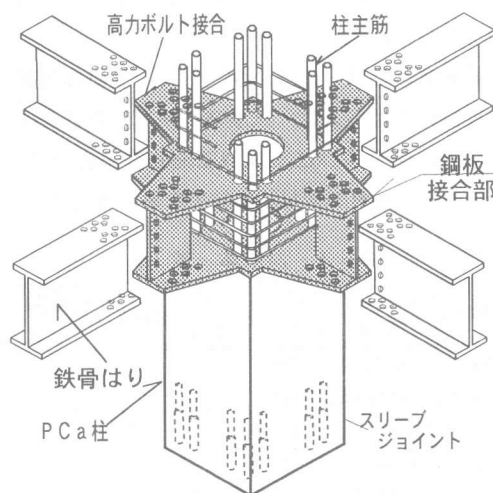


図-1 工法概要

*1 鹿島 技術研究所 建築技術研究部 主管研究員 (正会員)

*2 鹿島 A/E構造設計部 副部長

*3 鹿島 A/E構造設計部 技術長

*4 鹿島 A/E構造設計部 設計主査

3. 実験概要

3.1 試験体

試験体は、1/1.7縮尺模型の柱梁十字型試験体で、表-1に示す要因を変化させた計6体とした。接合部を通常のせん断補強筋(SD390, $p_w=1.2\%$)で補強したNo.1試験体に対し、No.2試験体は接合部を同量の高強度補強筋(SD780, $p_w=1.2\%$)で補強した。No.3は接合部を柱主筋と同径の定着筋と呼称する鉄筋により補強したものの、No.4~No.6試験体は接合部を高強度モルタル($F_c=59N/mm^2$)充填鋼管で補強した試験体である。No.4, No.5は同一形状の試験体で実験時の柱軸力($N=0.1 \cdot BD \sigma_B=1.16kN$)の有無を変化させ、No.6は梁鉄骨が柱に対して偏芯接合(偏芯量 $e=140mm$, $e/B=28\%$, B:柱幅)した試験体である。

試験体コンクリートには、設計基準強度 $F_c=35N/mm^2$ の普通コンクリートを用いた。但し、コンクリートの最大骨材径は縮小模型試験体であるため、最大骨材径10mmの豆砂利を使用した。なお、柱コンクリートの打設は通常のPCa柱同様、柱を水平に寝かせた状態でコンクリート打設を行った。

試験体の形状・寸法を図-2に、各試験体接合部詳細を図-3に、試験体に使用したコンクリートの調査並びに実験時圧縮強度を表-2、表-3に、鋼材の素材試験結果を表-4に示す。

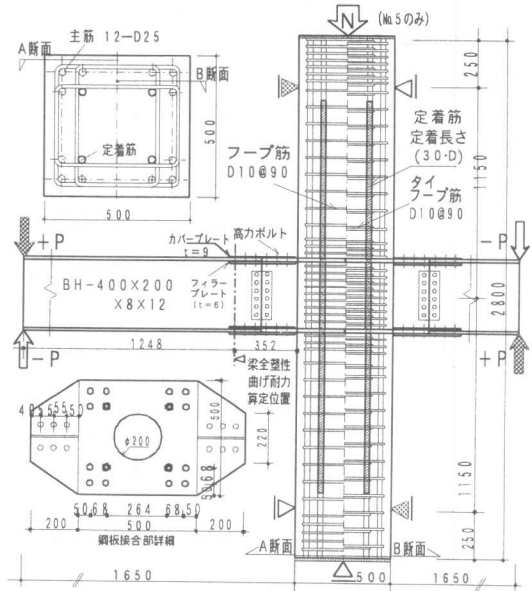


図-2 試験体形状・寸法

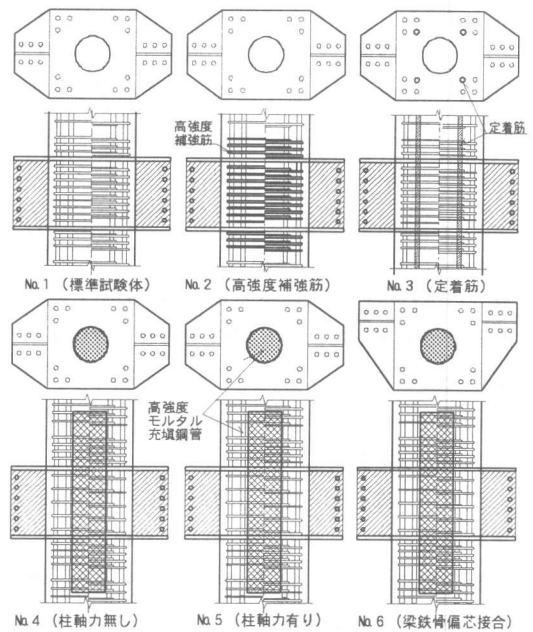


図-3 試験体詳細

表-1 試験体一覧

試験体	接合部せん断補強方法	補強筋量	柱軸力*	梁偏芯量
No. 1	補強筋 SD390	1.2%	無し	0
No. 2	高強度筋 SD780			
No. 3	No. 1 + 定着筋 4-D25			
No. 4	高強度モルタル	0.6%	0.1BD σ_B	0.28B
No. 5	充填鋼管 (Fc600)			
No. 6	$\phi 190 \times 4.5$			

*B:柱幅, D:柱径

表-2 コンクリートの調査

設計基準強度 N/mm ²	粗骨材最大径 (mm)	水セメント比 (%)	粗骨材率 (%)	単位量 (Kg/m ³)			
				セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
35.3	10	48.0	55.5	421	738	908	1.052

表-3 実験時コンクリート強度

試験体	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6
実験時 材齢 (日)	35	42	45	52	79	73
圧縮強度 (N/mm ²)	42.9	43.5	43.7	44.3	46.4	45.9

3.2 載荷方法

実験は試験体の柱頭・柱脚部を単純支持した状態で左右の梁に逆対象正負漸増繰返しせん断力を作用させた（図-2参照）。載荷は正負両載荷側で接合部せん断クラック発生を確認した後、変形制御により、層間変形角 $R = \pm 2.5 \times 10^{-3} \text{ rad.}$, $\pm 5 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ で各1回, $\pm 10 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ で2回, $\pm 20 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ で3回繰返し載荷した後, $\pm 40 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ でまで載荷することを原則とした。但し, 最終載荷では載荷途中で最大耐力に至った場合は, その時点で載荷を終了した。

4. 実験結果

4.1 実験経過

各試験体の荷重・変形関係を図-4に, 接合部の最終破壊状況を写真-1に示す。

いずれの試験体も, 接合部せん断ひび割れ発生まで荷重・変形関係はほぼ弾性挙動を示すが, 以後剛性が徐々に低下するとともに除荷時残留変形が生じた。以降 $R = \pm 20 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ の載荷までほぼ安定した荷重・変形関係を示し, 最終載荷までスリップ型の不安定な挙動は発生しなかった。

No.1, No.3試験体は, 負載荷側 $R = -30 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ で, ほぼ最大耐力に達し, わずかながら耐力低下の兆候が認められた。これは写真-1に示すように, 接合部には大きなせん断ひび割れが発生しており, これらの試験体では, ほぼ接合部がせん断破壊に至ったものと判断される。ここで, いずれの試験体も, 実験値が梁の全塑性曲げ耐力計算値（接合部より最外縁位置のボルト孔位置で, ボルト孔欠損($\phi 23$)を考慮した鉄骨断面が全塑性曲げ耐力に達するときの載荷荷重計算値)に達していないことから, 各試験体の最大耐力は接合部のせん断耐力により決定したと考えられる。なお, いずれの試験体も鋼板接合部と柱コンクリートとの付着破壊や滑りの現象は認められず, また接合部鋼板により接合部せん断ひび割れの上下柱への進展が抑止される傾向が見られた（写真-1参照）。

表-4 鋼材の素材試験結果

種別	材質	降伏点 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	使用部位
PL-12	SM490	371	555	梁フランジ
PL-19	SM490	372	524	鋼板接合部
PL-4.5	STK400	363	402	補強鋼管
D10	SD390	458	633	フープ筋
D10	SD780	824	1013	高強度筋
D25	SD390	439	646	柱主筋

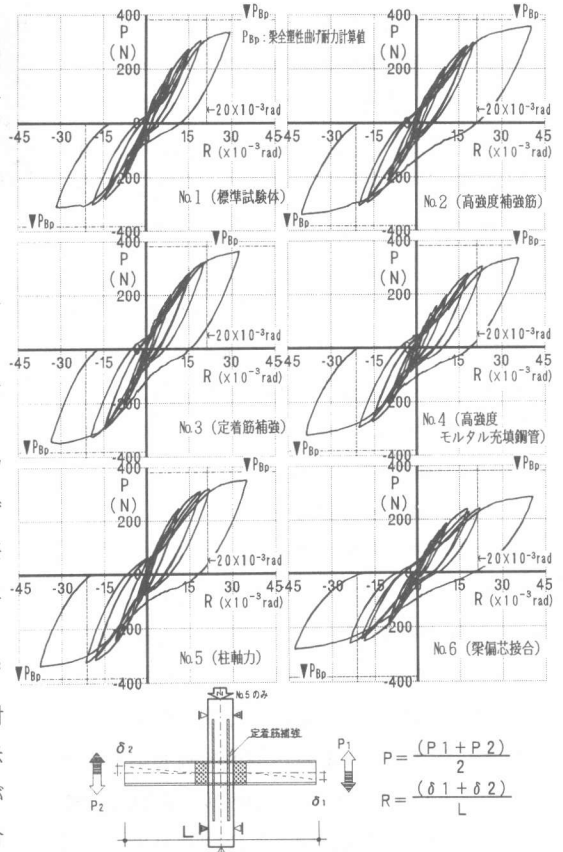


図-4 荷重・変形関係

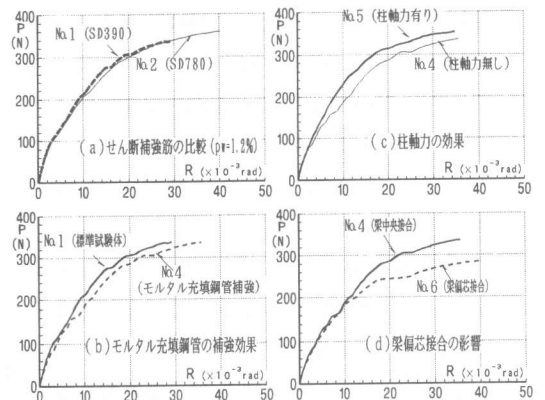


図-5 荷重・変形関係包絡線の比較

4.2 荷重・変形関係包絡線の比較

正載荷側の包絡線を実験要因毎に比較して図-5に示す。同図より以下のことが言える。

- a) SD390の補強筋を用いたNo.1に比べ高強度補強筋(SD780)を用いたNo.2試験体は 30×10^{-3} rad.以降に高強度補強筋の効果が認められる。
- b) 接合部を高強度モルタル充填鋼管で補強したNo.4は、No.1に比べ変形量が多い。これは接合部内で鋼管と周囲のコンクリートとが一体として挙動していないためと考えられる。
- c) 一定柱軸力(N=1.16kN)を作用させたNo.5試験体は、柱軸力の作用しないNo.4と比較して耐力が高く、安定した荷重・変形関係を示した。

- d) 梁鉄骨を偏芯接合(偏芯量:e/B=28%, B:柱幅)させたNo.6試験体は、偏芯のないNo.4試験体に比べ最大耐力が約15%低下した。この梁偏芯接合に伴う耐力低下については、今後さらに詳細な検討が必要である。

4.3 鋼板接合部のひずみ

主な試験体の鋼板接合部のひずみ測定結果を図-6に示す。同図より以下のことが言える。

- a) 接合部内の鋼板には、柱フェイス位置での梁端曲げモーメント(=P×1650mm)を上下の鋼板芯間距離(=381mm)で除した値に相当する引張力及び圧縮力が鋼板の両側より作用する。この引張力により鋼板接合部側面②位置では、正負両載荷側ともに梁端荷重にほぼ比例した引張ひずみが生じている。図中の一点鎖線は、鋼板に作用する引張力がすべて鋼板側面位置②に作用するとしたときの引張ひずみの計算値を示す。実験値との比較から、鋼板に作用する引張力のおおよそ2/3は柱の曲げ圧縮側に伝達され、圧縮側で柱に伝達されているものと考えられる。

- b) 他方梁芯位置①では、いずれの試験体も載荷荷重Pにほぼ比例した引張及び圧縮ひずみが生じ、特に圧縮ひずみは載荷終了まで増加している。この圧縮ひずみが、鋼板接合部開口部端部位置での柱コンクリートからの局部

的な支圧力により生じたものと仮定すると、鋼板の最大圧縮ひずみ($\epsilon = 850 \mu \sim 992 \mu$ 、圧縮応力度 $\sigma = 176 \sim 206 \text{N/mm}^2$)より推定される柱コンクリートの支圧応力度は、コンクリート圧縮強度 σ_B の約4.0~4.7倍である。

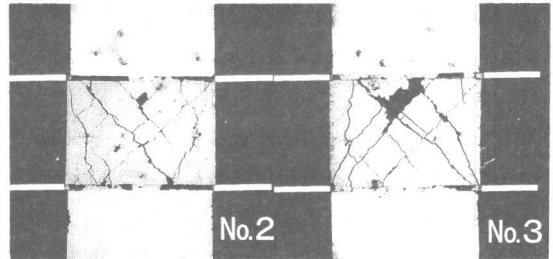


写真-1 接合部最終破壊状況

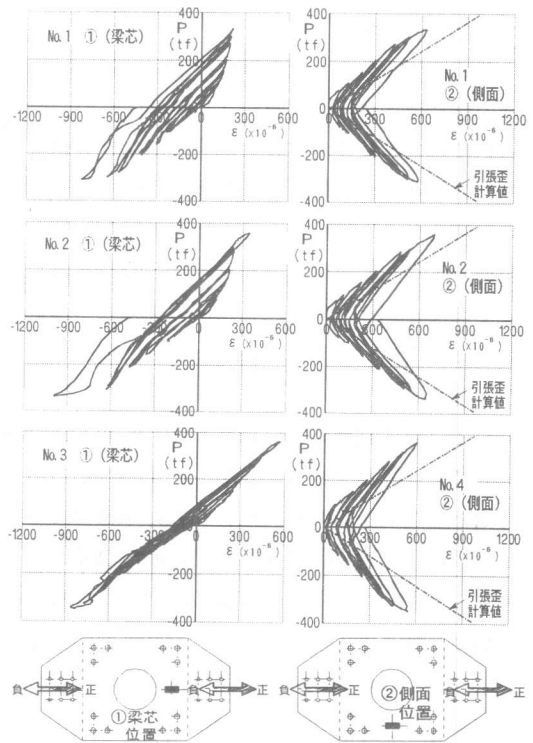


図-6 鋼板の荷重・ひずみ関係

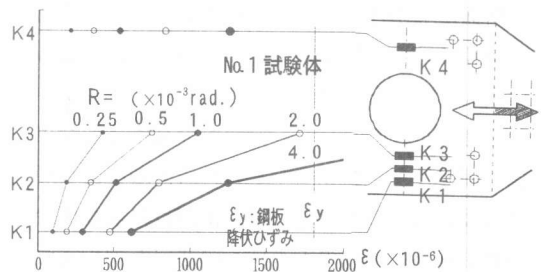


図-7 鋼板のひずみ分布の推移

c) 梁芯位置①の引張側ひずみ性状には定着筋の有無による違いが見られる。これは、図-7に示すように、鋼板の開口部付近の応力集中により、開口部付近で鋼板が局部的な引張降伏を生じており、定着筋補強は、このような鋼板開口部付近の応力集中またはその影響を若干緩和する効果があると考えられる。

4.4 柱主筋のひずみ

No. 2, No. 3 試験体の柱主筋のひずみ測定結果を図-8に示す。同図より、接合部近傍の圧縮側柱主筋にはほとんど圧縮ひずみが生じていない。この傾向はいずれの試験体も同様であった。ここで、柱コンクリートと鋼板とは肌分れが生じていない(写真-1参照)ことから、鋼板の拔出しによる柱主筋の局部曲げなどの影響ではないと判断される。

5. 鋼板接合部の定着耐力

本実験では、いずれの試験体も鋼板接合部の引抜破壊は生じず、鋼板接合部の定着耐力は確認できなかった。ここでは参考までに、柱主筋を貫通して定着される鋼板接合部の定着耐力を、コンクリート基礎上にアンカーボルトで固定される鉄骨露出型柱脚部の終局せん断耐力評価法³⁾を参考として、鋼板の定着機構をモデル化し各試験体の定着耐力の評価を試みる。但し、鋼板接合部の拔出が生じないように高強度モルタル充填鋼管で接合部を補強したNo. 4~No. 6 試験体については検討から除外した。

引抜力の作用する、開口を有する鋼板の鉄筋コンクリート柱内の定着機構を図-9に示すように仮定すると、鋼板接合部の定着耐力 $a_n P$ は式(1)で表される。

$$a_n P = oP + R P_s + F P \quad (1)$$

ここで、
 oP : 鋼板接合部開口部の支圧耐力
 (露出型柱脚部のシャキーに相当)

$$= \alpha \cdot F_c \cdot oD \cdot t$$

α : 4. b) 項, 及び文献²⁾より $\alpha = 5$
 oD : 鋼板開口部直径
 t : 鋼板板厚

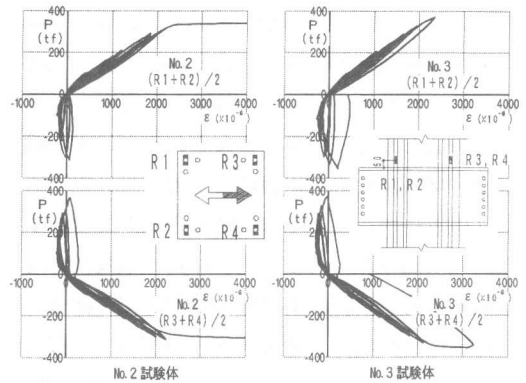


図-8 柱主筋の荷重・ひずみ関係

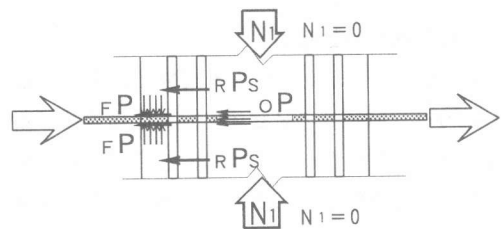


図-9 鋼板の定着機構モデル

表-5 鋼板接合部定着耐力

試験体	実験最大荷重 (N) *	開口支圧耐力 oP	主筋せん断耐力 $R P_s$	摩擦力 $F P$		鋼板定着耐力 (N)
				$N1$	$N2$	
No. 1	335	94.1	178.4	0.0	86.2	359
No. 2	358	90.2				355
No. 3	363	96.0	237.2			419

* 接合部せん断降伏で決定した荷重

$R P_s$: 圧縮側主筋と定着筋のせん断耐力

$$= \Sigma c A \cdot \tau \cdot \sigma_y / \sqrt{3}$$

$c A$: 圧縮側主筋, 定着筋断面積

$\tau \cdot \sigma_y$: 主筋降伏応力度 (4. d) 項より,
 圧縮側主筋軸方向作用応力=0

$F P$: 柱軸方向圧縮力による摩擦力
 (柱軸力並びに柱曲げによる圧縮応力)

$$= m \cdot (N1 + N2) \cdot \mu$$

m : 摩擦面数 ($m=2$)

$N1$: 柱軸力 (No. 1~No. 3 : $N1=0$)

$N2$: 柱曲げ応力による圧縮力

(ここでは、柱引張側主筋の引張降伏荷重に等しいと見なす)

$$= n \text{本} \cdot \tau A \cdot \tau \cdot \sigma_y$$

τA : 引張側主筋断面積

μ : 摩擦係数=0.4 (文献³⁾より)

式(1)より算出した鋼板接合部の定着耐力計算値を実験結果と比較して表-5に示す。実験値との比較から、式(1)は鋼板の定着耐力の概略の評価を与えていると考えられるが、本実験では、接合部の引抜破壊が生じていないため式(1)の妥当性については判断できなかった。また、柱主筋やコンクリートへ作用する局部応力に関する安全性、柱引張軸力作用下での鋼板接合部の定着性状など検討すべき課題が多く残されており、現在鋼板接合部の定着機構について、さらに詳細な検討を実施中である。

6. 接合部せん断耐力

4.1項で述べたように、本実験で得られた最大耐力は、いずれの試験体も梁の全塑性曲げ耐力には達していないことから、接合部のせん断耐力により決定したと考えられる。しかしながら、いずれの試験体の荷重・変形関係にも急激な耐力劣化等の不安定な現象は認められない。これは、例えば上下の接合部鋼板による接合部コンクリートの拘束効果などの影響が考えられるが、これらの適正な評価は現状では難しいため、ここでは「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算基準」に準じ、柱RC梁S構造接合部のせん断耐力を算出する。なお、本工法では接合部内に、鉄骨ウェブが無いため、接合部せん断耐力 jM_u は式(2)で表される。

$$jM_u = cV_e \cdot (j\delta \cdot jF_s + w p \cdot w\sigma_y) \dots (2)$$

ここで、

cV_e : 接合部有効体積

$$cV_e = s_d \cdot D \cdot B / 2$$

s_d : 上下鋼板芯々間距離

D : 柱成

B : 柱幅

$j\delta$: 架構係数=3

jF_s : $0.1 \cdot F_c$ (参考文献2)より)

$w p \cdot w\sigma_y$: 補強筋比 \times 補強筋降伏強度

式(2)より求めた接合部せん断耐力評価結果を実験結果と比較して表-6に示す。なお、高強度モルタル充填鋼管の接合部補強効果(No.4~No.6)は、「鋼管コンクリート構造計算基準」

に基づき求めた部材のせん断耐力を接合部せん断耐力に累加することで評価した。

表-6より、本工法接合部のせん断耐力は式(2)により概略安全側の評価が得られているが高強度補強筋(SD780)を用いたNo.2では、他試験体と比較し実験値と計算値との比が減少する傾向が見られ、高強度補強筋の効果が過大評価されていると考えられる。4.1項の結果によれば、本工法接合部では高強度補強筋を用いることで、より高いせん断耐力及び変形性能が発揮されることが確認されていることから、今後特に高強度補強筋の補強効果の適正な評価法について、さらに詳細な検討を行う必要がある。

表-6 接合部せん断耐力

試験体	補強筋・補強鋼材			実験最大荷重(N)	評価値(N)	実験最大荷重 — 評価値
	補強筋比(%)	$\rho_w \cdot \sigma_y$ N/mm ²	補強鋼管(N)			
No.1		5.9		335	265	1.28
No.2	1.28	10.6	0.0	358	330	1.08
No.3		9.4		363	315	1.15
No.4			*1	335	277	1.21
No.5	0.71	3.2	46.3	351	286	1.23
No.6				284	171	1.67

*1 鋼管コンクリート構造計算基準(日本建築学会)に基づき算出した鋼管コンクリート部材せん断耐力

7. まとめ

本骨組実験では、鋼板接合部が十分な定着性能を有し、鋼板接合部の抜出による柱主筋の局部的な損傷などが見られなかった。今後は、鋼板接合部の定着機構の解明を進め、定着耐力及び接合部せん断耐力の評価法の確立を目指し、さらに詳細な検討を行う予定である。

参考文献

- 1) 日本建築学会混合構造小委員会編：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.124-126, 1994年12月
- 2) 山本光政, 佐伯俊夫, 鈴木宏一：十字型定着金物を用いた鉄筋コンクリート柱と鉄骨はりとの接合部の力学性状, JSSC 第1回鋼構造シンポジウム論文集, 1993年.
- 3) 秋山宏：鉄骨柱脚の耐震設計, 技報堂出版, pp.20-25, 1985年