

報告 鉄筋コンクリート柱に接合される鉄骨梁端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁構法による柱梁接合部のせん断耐力

金本 清臣^{*1}・山野辺 宏治^{*2}

要旨: 鉄筋コンクリート造柱に接合される鉄骨梁端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁構法において、柱梁接合部に柱幅と同幅の梁が取り付く場合に通常の鉄筋コンクリート造として設計可能であるかどうかを確認するために、十字形柱梁接合部のせん断破壊を想定した2種類の架構についてせん断耐力確認実験を行った。その結果、当該梁が取り付く柱梁接合部のせん断耐力は鉄筋コンクリート造架構より若干高くなるとともに、同幅を適用範囲外としている現行の「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」のせん断耐力式によって評価できることを確認した。

キーワード: 混合構造, 鉄筋コンクリート, 鉄骨梁, 柱梁接合部, せん断耐力

1. はじめに

筆者らがこれまで開発してきた鉄筋コンクリート（以下、RCと略記）造柱に接合される鉄骨（以下、Sと略記）梁端部をRCで巻いた混合構造梁法^{1)~2)}において、柱梁接合部に柱幅と同幅の梁が取り付く場合に通常のRC造として設計可能であるかどうかを確認するために、十字形柱梁接合部のせん断破壊を想定した2種類の架構についてせん断耐力確認実験を行った。

本論では実験概要および結果と、現行の「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」³⁾（以下、靱性保証型指針と略記）による本構法の柱梁接合部のせん断耐力の評価結果について述べる。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体一覧、使用材料の力学的特性をそれぞれ表-1、表-2に、各試験体の試験体配筋を図-1に示す。

試験体は柱および梁の反曲点位置までをモデル化した約1/2スケールの十字形柱梁接合部架構とし、混合構造梁構法による柱梁接合部2体（No.1, No.2）、RC造柱梁接合部1体（No.3）の計3体とした。いずれの試験体でも直交梁は設けていない。基本的なパラメータは破壊モードとし、No.1はRC造梁の曲げ降伏先行型、No.2およびNo.3は柱梁接合部のせん断破壊型となるように計画した。なお、No.1の試験体計画時において、規格強度に基づく柱梁接合部のせん断余裕度（ $\phi=0.85$ としてせん断耐力を算定）が1.07であったことから、RC造梁の曲げ降伏後に接合部がせん断破壊することも想定範囲

表-1 試験体一覧

形状寸法等		試験体	混合構造梁構法架構		RC造架構
			No. 1	No. 2	No. 3
柱	幅 Bc (mm)		475		
	せい Dc (mm)		450		
	構造階高 H (mm)		2500 (梁芯-反力点間距離:1250mm)		
	主 筋		18-D25 (SD390)		
	せん断補強筋		≡ D10 (KSS785)		
	導入軸力 N (kN)		0.15・Bc・Dc・σ _B ^{*1}		
梁	RC造部	幅 Bb (mm)	475		
		せい Db (mm)	580		
		構造スパンL (mm)	5000 (柱芯-加力点間距離:2500mm)		
		長さ Lb (mm)	1000 (L _j =950mm)		
		主 筋	7-D22 (SD390)	7-D25 (SD390)	
		せん断補強筋	≡ D10@100 (KSS785)		□ D10@100 (KSS785)
		集中補強筋	2-≡ D10@100 (KSS785)		
		鉄 骨	BH-400×125×12×22 (SN490B)		
想定破壊形式		RC造梁 曲げ降伏先行	接合部 せん断破壊		
共通	柱梁接合部配筋		(柱と同等の補強筋を上下梁主筋間に配筋)		
	コンクリート強度 F _C (N/mm ²)		42		

*1 σ_B : 接合部を含む柱のコンクリート圧縮強度(実験時)とする。
(各試験体の軸力 No. 1: $N=1370$ kN, No. 2: $N=1320$ kN, No. 3: $N=1353$ kN)

内である。各試験体のコンクリートは縦打ちとし、柱梁接合部天端から高さ150mmまでを含む下柱と梁のコンクリートを先行して打設した約1週間に上柱のコンクリートを打設した。

2.2 加力方法

加力装置を図-2に示す。加力は、上下柱の反曲点を想定した位置に水平反力を取り、一定軸力（ $N=0.15B_c \cdot D_c \cdot \sigma_B$, B_c : 柱幅, D_c : 柱せい, σ_B : 実験時コンクリート圧縮強度）を載荷した状態で、梁の反曲点を想定した位置に互いに逆向き of 正負交番繰返し鉛直荷重を与える

*1 清水建設（株） 技術研究所建設基盤技術センター主任研究員（修）工（正会員）

*2 清水建設（株） 技術研究所建設基盤技術センターグループ長（博）工

表-2 使用材料の力学的性状

(a) コンクリート

使用箇所(試験体) <Fc42>	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング係数 E_c (kN/mm ²)	割裂強度 σ_t (N/mm ²)
No. 1 上柱	38.4	28.2	2.96
下柱・梁	42.7	30.2	3.50
No. 2 上柱	37.7	28.1	3.08
下柱・梁	41.2	30.0	3.38
No. 3 上柱	38.8	27.7	3.04
下柱・梁	42.2	28.8	3.24

(b) 鋼材

鋼種	使用箇所	降伏強度 σ_y (N/mm ²)	ヤング係数 E_s (kN/mm ²)	降伏ひずみ ϵ_y (μ)
D22 (SD390)	梁主筋 (No. 1)	445	190	2344
D25 (SD390)	梁主筋 (No. 2, No. 3) 柱主筋 (共通)	436	186	2349
D10 (KSS785)	せん断補強筋 (共通) 集中補強筋	1011	185	5466
PL-22 (SN490B)	鉄骨フランジ	321	193	1666
PL-12 (SN490B)	鉄骨ウェブ	349	187	1870

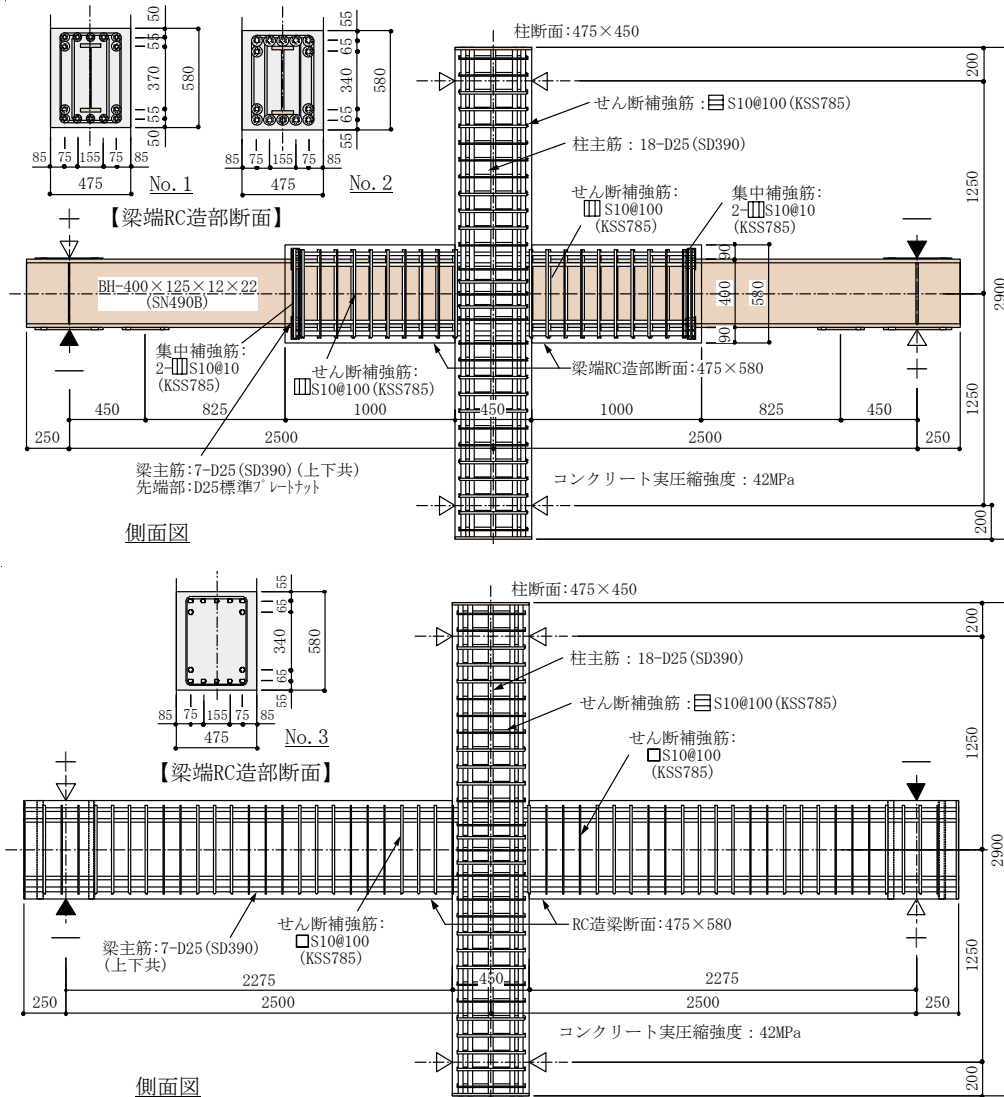


図-1 試験体形状および配筋

ことで、梁に逆対称曲げモーメントを作用させ、左右梁の変形角 R が常に同じになるように制御した。加力サイクルは地震時を想定し、架構としての層間変形角 R (図-2 参照) で制御し、 $R = \pm 0.25\%$ で 1 回、 $R = \pm 0.5\%$ 、 $\pm 1.0\%$ 、 $\pm 1.5\%$ 、 $\pm 2.0\%$ でそれぞれ 2 回、 $R = \pm 3.0\%$ で 1 回繰り返した後、 $R = +5.0\%$ まで加力した。

2.3 計測計画

加力の制御と柱梁接合部架構における各部位の変形

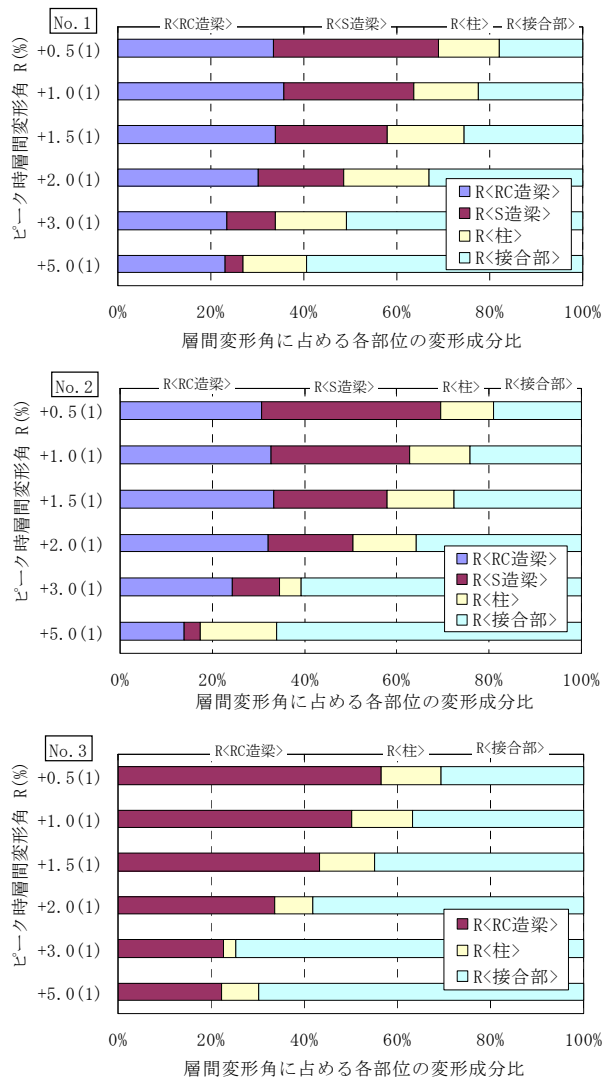
状態および鉄筋、鋼材の降伏状況を把握するために各部位の変位、ひずみを計測した。

代表的な変位計測位置およびひずみ測定位置をそれぞれ図-3、図-4 に示す。

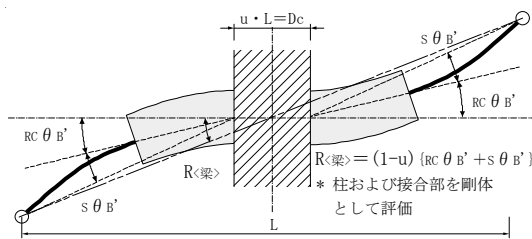
3. 実験結果

3.1 柱せん断力と層間変形角関係

各試験体の柱せん断力-層間変形角 (Q_c-R) 関係を



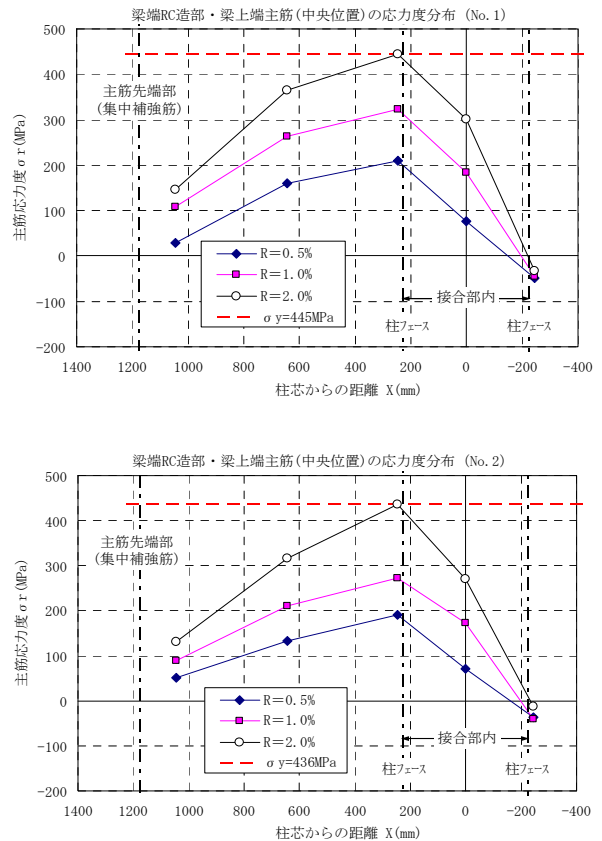
図－6 各部位の変形成分比の推移



図－7 梁単体の変形角と層間変形角との関係

＝2.0%（ $\gamma=1.0\%$ ）の繰り返しサイクル内において接合部のせん断補強筋の降伏を確認した。その後、層間変形角の増大に伴い、接合部のせん断ひび割れが顕著となり耐力が低下した。

No.3 では、 $R=1.4\%$ （ $RC\theta_B'=\theta_B'=0.6\%$ ）近傍で柱梁接合部内の梁主筋の1段目が降伏し始め、 $R=1.5\%$ で最大荷重に至った。その後、 $R=2.0\%$ （ $\theta_B'=0.7\%$ ）で梁主筋のうち1段筋が降伏したが、それ以降は、接合部のせ



図－8 上端主筋の応力度分布（No. 1, No. 2）

ん断ひび割れが顕著となり耐力が低下した。

3.2 各部位の変形成分比の推移

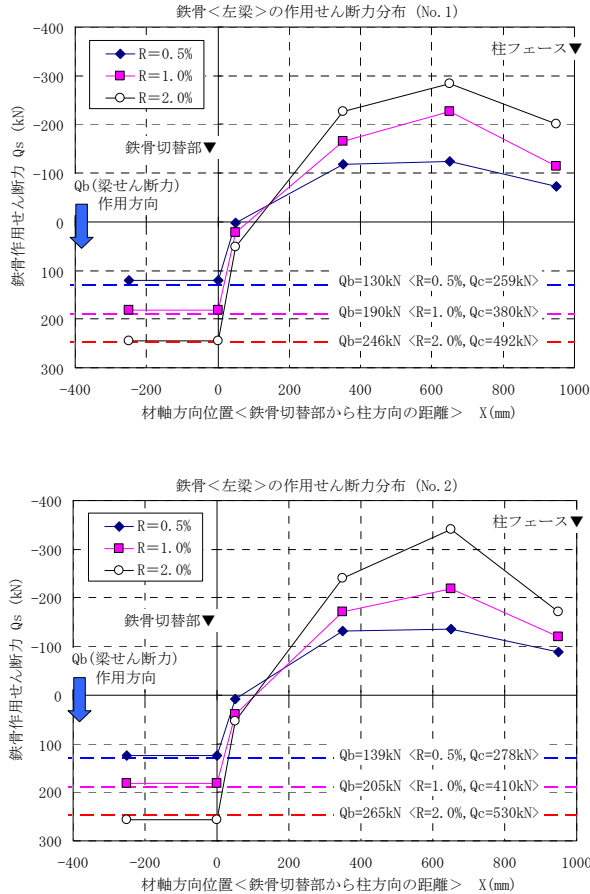
柱梁接合部を構成している各部位の層間変形角に占める変形成分比の推移を図－6 に示す。なお、混合構造梁構法による試験体 No.1, No.2 では、梁による変形角成分をさらに RC 造梁と鉄骨梁に分離する。本論では梁単体の部材変形角 θ_B' が RC 造梁の変形角 $RC\theta_B'$ と鉄骨梁による変形角 $s\theta_B'$ で構成されているものとする。参考までに梁単体の変形角と層間変形角との関係を図－7 に示す。

層間変形角は式(1)で構成されているものとする。

$$R = R_{(RC \text{ 造梁})} + R_{(S \text{ 造梁})} + R_{(柱)} + R_{(接合部)} \\ = (1-u)\{RC\theta_B' + s\theta_B'\} + (1-v)\theta_c' + (1-u-v)\gamma \quad (1)$$

ここに、 $u=D_c/L$ （ $=450/5000$ 、 D_c ：柱せい、 L ：梁構造スパン）、 $v=D_b/H$ （ $=580/2500$ 、 D_b ：RC 造梁せい、 H ：柱構造高さ）、 θ_c' ：柱危険からの柱部材変形角、 γ ：柱梁接合部のせん断変形角である。

No.1 および No.2 の柱梁接合部の変形成分比は、 $R=2.0\%$ までであれば RC 造梁の No.3 ほど大きく進行していないことが分かる。No.1 では、梁の曲げ降伏が $R=2.0\%$ で確認されているものの、それ以降接合部破壊に移行していることが確認できる。



図－9 梁鉄骨のせん断力分布 (No. 1, No. 2)

3.3 梁端 RC 造部内のせん断伝達性状

混合構造梁構法による架構を対象に梁端 RC 造部の上端主筋（引張側主筋のうち中央位置の主筋）の応力度分布を $R=0.5, 1.0, 2.0\%$ について図－8 に示す。なお、主筋の応力度は、応力度－ひずみ関係を完全バイリニアモデルに従うものとして求める。その結果、接合部内の主筋の応力度分布も含めて、各試験体とも同様な分布を示しており、顕著な差は認められなかった。なお、主筋の応力度分布形状が上に凸であることや、梁主筋先端部（集中補強筋位置）の引張応力度の負担状況から判断すると、RC 造部内のせん断耐力を構成しているマクロモデルにおけるトラスおよびアーチ機構の水平成分として負担しており、鉄骨のフランジ幅内にある主筋でも RC 造部内のせん断伝達機構に寄与しているものと判断できる。梁端 RC 造部内における鉄骨のせん断力分布を図－9 に示す。せん断力は以下の手順で計算した。鉄骨ウェブの 3 軸ひずみゲージによるひずみ計測よりせん断応力度を計算し、対象断面内で 3 点のせん断応力度が得られる場合は、パラボラ分布と仮定して鉄骨梁全せい h_s を積分区間とし計算し、1 箇所だけの断面においては、 $Q_s=0.85h_s \cdot t_w \cdot \tau$ (t_w : ウェブ厚, τ : 3 軸ひずみゲージの計測値から計算されるせん断応力度) に

表－3 各部位の耐力計算結果一覧

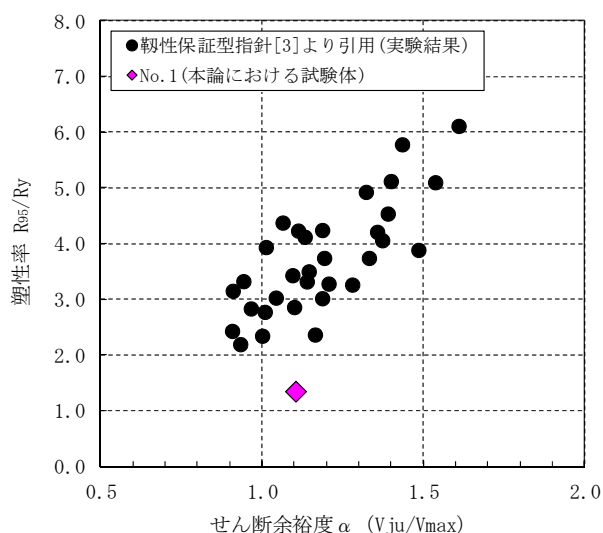
試験体 各部材の耐力			混合構造梁構法架構		RC造架構
			No. 1	No. 2	No. 3
			() 内：柱せん断力 Q_c 換算値		
柱	上柱	曲げ強度*1 cMu (kN・m)	872 (908kN)	868 (904kN)	874 (910kN)
		せん断強度*2 $cQsu$ (kN) ($R_p=0\%$)	(1121kN)	(1111kN)	(1126kN)
	下柱	曲げ強度 cMu (kN・m)	898 (935kN)	889 (926kN)	895 (932kN)
		せん断強度 $cQsu$ (kN) ($R_p=0\%$)	(1176kN)	(1157kN)	(1170kN)
梁	RC造	曲げ強度*3 $<RC>bMu$ (kN・m)	558 (491kN)	705 (620kN)	705 (620kN)
		($R_p=0\%$)	448 (896kN)	435 (870kN)	1150 (2300kN)
		せん断強度*4 $<RC>bQsu$ ($R_p=1.0\%$) (kN)	359 (718kN)	348 (696kN)	969 (1938kN)
		($R_p=2.0\%$)	269 (538kN)	261 (522kN)	788 (1576kN)
	S造	曲げ強度 sMy (kN)	388 (586kN)	388 (586kN)	
		曲げ強度 sMp (kN)	466 (703kN)	466 (703kN)	
		せん断強度*5 $sQsu$ (kN)	860 (1720kN)	860 (1720kN)	
		せん断強度*6 Vju (kN)	2012 (514kN)	1963 (492kN)	
接合部	梁通し筋*7 付着検定 τ_{jd} , τ_u (N/mm ²)	$\tau_{jd}<1.1F>$ 1.25 τ_u 1.25 τ_u / τ_{jd}	12.0 12.3 1.03	10.0 12.0 1.20	10.0 12.2 1.22

*1 $cMu=0.8at \cdot \sigma_y \cdot d+0.5N \cdot Dc \{1-N/(\sigma_B \cdot Bc \cdot Dc)\}$
柱せん断力換算値: $Q_c \langle cMu \rangle = cMu/h_0$, at : 引張鉄筋断面積, σ_y : 主筋降伏強度,
 d : 有効せい, N : 軸力, h_0 : 柱反力点と対象断面までの距離
*2 $cQsu$: 靱性保証型指針³⁾によるせん断強度
*3 $bMu=0.9at \cdot \sigma_y \cdot d$
*4 $bQsu$: 混合構造梁構法の設計式²⁾による梁端RC造部のせん断強度, R_p : 当該部の塑性回転角
柱せん断力換算値: $Q_c \langle bQsu \rangle = (L/H) \{L_j/L_0\} bQsu$, L : 梁構造スパン, H : 構造階高,
 L_j : 梁端RC造部有効長さ, L_0 : 梁加力点から柱フェースまでの距離
*5 $sQsu=0.85hs \cdot tw \cdot \sigma_y / \sqrt{3}$, hs : 梁鉄骨せい, tw : 鉄骨ウェブの厚さ,
 σ_y : 鉄骨ウェブの降伏強度, 柱せん断力換算値: $Q_c \langle sQsu \rangle = (L/H) \{L_j/(L_0-L_j)\} sQsu$
*6 Vju : 靱性保証型指針³⁾による柱梁接合部せん断強度 ($=k \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j$), $k=1.0$, $\phi=0.85$,
コンクリートせん断強度 $F_j=0.8 \{ \sigma_B \langle N/mm^2 \rangle \}^{0.7}=10.8 \sim 11.1 N/mm^2$,
 b_j : 接合部有効幅 ($=Bc$), D_j : 接合部せい ($=Dc$)
柱せん断力換算値: $Q_c \langle Vju \rangle = Vju / \{(1-u)H/j_b-1\}$, u : 柱幅に対する梁構造スパン比,
 j_b : 梁断面における応力中心間距離
*7 τ_{jd} : 設計用付着応力度 ($= (1+g) \sigma_y u \cdot db / 4Dc$),
 $1.25 \tau_u$: 接合部内梁主筋の付着強度 (緩和規定 $=1.25 \times 0.7 (1+\sigma_o/\sigma_B) \sigma_B^{(2/3)}$),
 γ : 複筋比, σ_y : 上限強度 ($=1.1F$ と仮定), db : 梁主筋公称直径, σ_o/σ_B : 軸力比

表－4 接合部せん断余裕度と塑性率

接合部せん断強度時 柱せん断力	$Q_c \langle Vju \rangle$ (kN)	514.0
最大柱せん断力 実験値	$Q_c \langle Vmax \rangle$ (kN)	490.3
0.95・ $Q_c \langle Vmax \rangle$	(kN)	465.8
梁端RC造部 曲げ降伏時変形角	R_y (%)	1.97
0.95 $Q_c \langle Vmax \rangle$ 時 変形角	R_{95} (%)	2.66
せん断余裕度 ($Vju/Vmax$)	α	1.10
塑性率	R_{95}/R_y	1.35

より計算する。No.2 では、柱梁接合部近傍（柱フェース側）のせん断力分布の勾配が $R=2.0\%$ で No.1 より大きくなっている。これより判断すると、 $R=2.0\%$ 以降において、柱フェース近傍での鉄骨からのせん断伝達機構に多少の変化が生じたものと考えられ、No.2 の方が鉄骨先端部（柱フェース側）の支圧領域がより鉄骨先端部に集中しやすくなっていくものと推測できる。



図－10 既往の実験結果におけるせん断余裕度と塑性率の関係および今回の実験結果との比較

4. 考察

4.1 各部位の耐力評価

各部位の耐力計算結果一覧を表－3に示す。No.1においては、梁端 RC 造部の曲げ降伏強度には達しているものの、最終的には接合部破壊を示していることから、せん断余裕度（梁端 RC 造部の曲げ強度と接合部強度が接近している）が影響しているものと考えられる。No.2およびNo.3においては、靱性保証型指針による接合部せん断強度は、実験結果をよく表していることが分かる。No.2の最大荷重はNo.3より5.0%程度大きい結果となっていることから、混合構造梁構法による柱梁接合部のせん断耐力は、純 RC 造の柱梁接合部よりわずかに高くなることを示している。しかしながら、この耐力上昇が有意義であるかどうかは議論の余地があることから、安全率に含まれるものとして考えるのが妥当と思われる。

4.2 柱梁接合部のせん断余裕度と塑性率

No.1における塑性率と柱梁接合部のせん断余裕度の関係を表－4に示す。なお、柱梁接合部せん断余裕度は、せん断強度時柱せん断力評価値（ $Q_c < V_{ju} >$ ）を最大柱せん断力実験値（ $Q_c < \max >$ ）で除した値と定義し、塑性率については、柱せん断力が $0.95 Q_c < \max >$ まで低下したときの層間変形角 R_{95} を梁端 RC 造部の曲げ降伏変形角実験値 R_y で除した値と定義する。通常の RC 造梁柱接合部において、梁の曲げ降伏後に接合部せん断破壊を示した既往の実験結果³⁾と併せてせん断余裕度と塑性率の関係を図－10に示す。

混合構造梁構法による柱梁接合部では、わずかな耐力上昇を示すことから、No.1の破壊モードが混合構造梁構法特有なことではなく、梁幅と柱幅が同等であることが

その要因のひとつであると考えられる。同図によると、No.1の接合部せん断余裕度と塑性率の関係は、既往の実験結果に比べて小さい傾向にある。これは接合部せん断余裕度が同じでも、梁幅と柱幅が同等な架構形式の場合には、梁幅が大きい分、梁の曲げ降伏耐力が大きくなるためであると考えられる。

5. まとめ

混合構造梁が取り付く RC 造柱梁接合部が、通常の RC として設計可能であるかどうかを確認するために、十字形柱梁接合部のせん断破壊を想定した2種類の架構についてせん断耐力確認実験を行なった。実験の結果、以下の知見が得られた。

- (1) 混合構造梁構法による柱梁接合部のせん断耐力は、通常の RC 造柱梁接合部と遜色なく、5.0%程度上昇するが、これは安全率に含まれるものとして考えるのが妥当である。
- (2) 梁と柱が同幅となっている場合でも、本構法による柱梁接合部のせん断耐力は、同幅の適用が範囲外となっている靱性保証型指針の柱梁接合部のせん断強度式により評価できる。
- (3) 架構形式にかかわらず梁と柱が同幅となる RC 造柱梁接合部の場合には、十分な塑性率を確保するために通常の柱梁接合部よりもさらにせん断余裕度を高く設定する必要がある。

参考文献

- 1) 金本清臣，真瀬伸治，山野辺宏治：鉄筋コンクリート柱への接合端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁構法の構造性能 その6．RC 造部長さの影響，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，構造Ⅲ，pp.1275-1276，2010.9
- 2) 金本清臣，真瀬伸治，山野辺宏治：鉄筋コンクリート柱に接合する鉄骨梁端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁構法の耐力評価，日本建築学会構造系論文集，第76巻，第659号，pp.205-211，2011.1
- 3) (一社)日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，pp.241-277，1999
- 4) 塩原 等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：見逃された破壊機構，日本建築学会構造系論文集，第73巻，第631号，pp.1641-1648，2008.9
- 5) 塩原 等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：終局強度と部材端力の相互作用，日本建築学会構造系論文集，第74巻，第635号，pp.121-128，2009.1
- 6) 浅井勇太ほか：鉄筋コンクリート造柱梁接合部の終局強度におよぼす梁および柱主筋量の影響（その1～4），日本地震工学会大会 2009 梗概集，pp.28-35，2009.11