

論文 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の構造性能

金本 清臣*1・真瀬 伸治*2・山野辺宏治*3

要旨：梁中央断面を鉄骨造（以下、S造と略記）とし、鉄筋コンクリート（以下、RCと略記）柱に接合される当該梁の端部をRCで巻いた混合構造梁の構造性能を実験により確認した。試験体は約1/2スケールで、柱、梁の施工方法および柱に接合する鉄骨縁端部のディテールを実験パラメータとした。実験の結果、鉄骨縁端部に設けた定着筋は、混合構造梁RC部（以下、端部RCと略記）に負担せん断力を緩和するのに効果的であること、終局曲げ耐力は既往の耐力式で評価できることが分かった。実験結果に基づき、端部RCの終局せん断耐力式を提案し、提案式の妥当性を確認した。

キーワード：混合構造、鉄筋コンクリート、鉄骨梁、定着筋、終局せん断耐力

1. はじめに

柱をRC造、梁をS造とした従来の混合構造は、柱梁接合部（以下、仕口部と略記）内に鉄骨梁が貫通し、仕口部の外周にはふさぎ板が取り付けなど加工が煩雑である。また、仕口部の柱の4隅には柱筋が配筋されるため、コンクリートを充填する際には注意が必要である。

筆者らは、これらを改善するために新たな混合構造梁構法を開発し、本構法の終局せん断耐力式を提案した。

本論では、本構法および構造性能確認実験の概要と、既往の終局曲げ耐力式および提案した終局せん断耐力式による各試験体の耐力評価結果について述べる。

る。②S造や従来の混合構造の梁に比べて鉄骨の断面サイズを小さくできる。③鉄骨部分にヒンジを計画すればエネルギー吸収能力に富んだ履歴性状を示し（4.2 評価結果、図-11の試験体No.1の荷重-変形角関係を参照）、構造特性係数の設定でS造剛接架構の扱いとなり必要保有水平耐力を低減できる。④鉄骨梁が接合部に貫入していないため柱鉄筋の施工が容易である。⑤鉄骨梁同士の接合が不要なため鉄骨梁端部の加工が単純で簡易である。⑥接合部がRC造であるためプレキャスト（以下、PCaと略記）化が容易である、等が挙げられる。

2. 構法の概要・特徴

本構法の概要を図-1に示す。本構法はRC柱、鉄骨梁からなる混合構造の剛接架構に用いる梁構法で、RC柱に接合する鉄骨梁（鉄骨梁長さは柱フェイスまで）の接合端部をRCで巻いた混合構造梁とし、この部分で鉄骨が負担する曲げモーメントとせん断力をRC部分に移行させ、その応力をRC柱に伝達させることで剛接合を満足させている。

鉄骨縁端部はH形鋼を切放しとしたタイプのほか、曲げモーメントの伝達を期待するために三角リブや定着筋を設けるタイプもあり、条件に応じて端部RCと鉄骨梁の応力分担の割合をコントロールできるようにしている（図-2）。

本構法の特徴としては、①梁端部をRCで巻いているためS造に比べて梁の剛性が高くなり、その結果、架構の剛性も高くなることから大スパン架構を構築でき、梁のたわみや架構の層間変形角を小さくすることができ

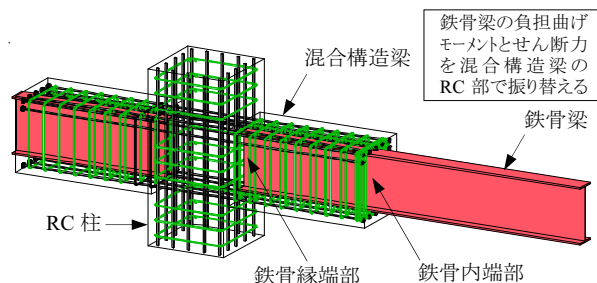


図-1 構法の概要

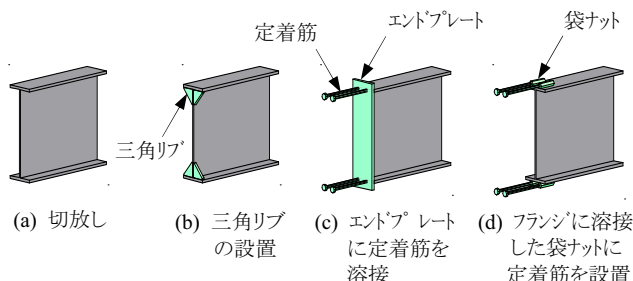


図-2 鉄骨縁端部のディテール

*1 清水建設（株） 技術研究所生産技術センター副主任研究員 修（工）（正会員）

*2 清水建設（株） 技術研究所生産技術センター上席研究員 工博

*3 清水建設（株） 技術研究所生産技術センター主任研究員 博（工）

表-1 試験体一覧

試験体	鉄骨梁	混合構造梁の形状寸法 (mm)			梁主筋 (上下端共) (SD390)	あばら筋 (KSS785)	集中補強筋 (KSS785)	鉄骨縁端部のディテール (図-2参照)	備考
		幅	せい	長さ					
No.1-1	H-400×125×8×13 (SN490B)	430	630	850	7-D22	S6@60 (4丁掛)	3-S6@6 (4丁掛)	三角リブ付(b) 切放し(a)	梁, 柱: 在来
No.1-2									
No.2-1	H-400×125×8×13 (SM490B)	340	630	850	1段筋:5本 2段筋:2本	S6@100 (4丁掛)	3-S6@30 (4丁掛)	切放し(a) 切放し(a)	梁:PCa, 柱:在来 梁, 柱:在来
No.2-2									
No.3-1	H-400×150×8×13 (SN490B)	430	580	850	6-D22	S6@50 (4丁掛)	3-S6@6 (4丁掛)	三角リブ付(b) 切放し(a)	梁, 柱: 在来
No.3-2									
No.4-1	H-400×150×8×13 (SM490B)	340	580	850	1段筋:4本 2段筋:2本	S6@100 (4丁掛)	3-S6@30 (4丁掛)	切放し(a) 切放し(a)	梁:在来, 柱:PCa 梁, 柱:在来
No.4-2									
No.5-1	H-400×150×8×13 (SM490B)	340	580	850	4-D22	S6@100 (4丁掛)	3-S6@30 (4丁掛)	定着筋付(c) 定着筋付(d)	梁:PCa, 柱:在来
No.5-2									

表-2 材料試験結果一覧

(a) コンクリート					(b) 鋼材				
試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	弾性係数 (×10 ³ N/mm ²)	ポアソン比	部位	材種	降伏強度 (N/mm ²)	弾性係数 (×10 ³ N/mm ²)	備考
No.1-1	35.3	2.98	29.9	0.206	主筋	D22(SD390)	437	189	No.2,4,5,5-2定着筋
No.1-2	35.3	2.98	29.9	0.206			441	190	No.1,3
No.2-1	33.0	2.59	30.2	0.219	あばら筋	S6(KSS785)	988*	183	No.2,4,5
No.2-2	31.1	2.90	30.4	0.218			1025*	183	No.1,3
No.3-1	33.9	2.57	28.9	0.207	定着筋	D22(SD295A)	364	194	No.5-1
No.3-2	33.9	2.57	28.9	0.207	鉄骨梁	フレンジ (SM490B)	351	200	No.2,4,5
No.4-1	31.1	2.90	30.4	0.218		フレンジ (SN490B)	348	186	No.1,3
No.4-2	33.0	2.59	30.2	0.219		ウェブ (SM490B)	413	195	No.2,4,5
No.5-1	33.0	2.59	30.2	0.219		ウェブ (SN490B)	414	196	No.1,3
No.5-2	33.0	2.59	30.2	0.219	エンドプレート	PL-19(SN490C)	373	202	No.5-1
					三角リブ	PL-9(SN490B)	362	184	No.1-1,3-1

*:0.2%オフセット耐力

3. 実験概要

3.1 試験体

試験体一覧を表-1に、試験体の形状寸法・配筋図を図-3に、梁断面図を試験体No.1-1, 4-1と5-1, 5-2を代表にそれぞれ図-4, 5に示す。試験体は約1/2スケールの計5体で、柱および梁の施工方法(在来工法/PCa工法)、鉄骨縁端部の三角リブまたは定着筋の有無、混合構造梁の破壊モードを実験パラメータとした。実験パラメータは試験体1体につき2つ設定しているため、計10パラメータとなる。試験体No.4のPCa柱と在来柱は、柱とNo.4-2の梁コンクリートを先打ちし、No.4-1の梁コンクリートを後打ちすることによって製作した。

試験体に使用した材料の試験結果一覧を表-2に示す。試験体に使用したコンクリートはFc24とFc30で、梁主筋にはねじふし鉄筋D22 (SD390)、あばら筋にはS6 (KSS785)を用いた。鉄骨梁はH-400×200×8×13 (SM490B/ SN490B)のフランジを所定の幅に切断した。各試験体とも加力点から柱フェイスまでの長さ、鉄骨梁のせい、混合構造梁の長さ(850mm)は全て共通とした。試験体No.5-1の定着筋は鉄骨縁端部に溶接接合したエンドプレートにD22異形鉄筋をスタッド打ちし、試験体No.5-2の定着筋は上下フランジの内側に溶接した袋ナツ

トにD22ねじふし鉄筋をねじ込んだ形式とした。

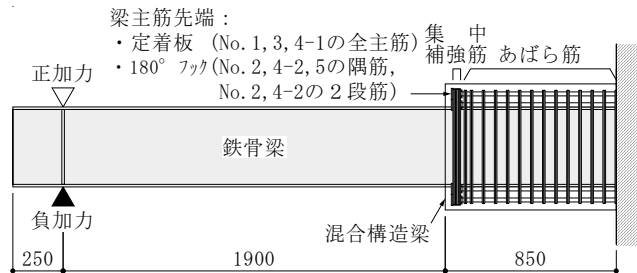


図-3 試験体の形状寸法・配筋図

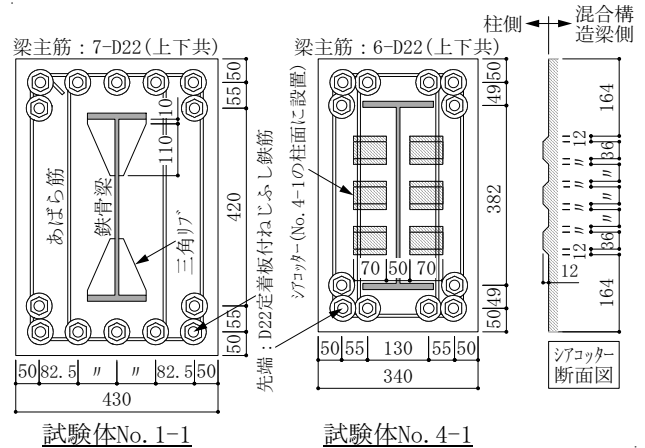


図-4 試験体No. 1-1, 4-1の梁断面図

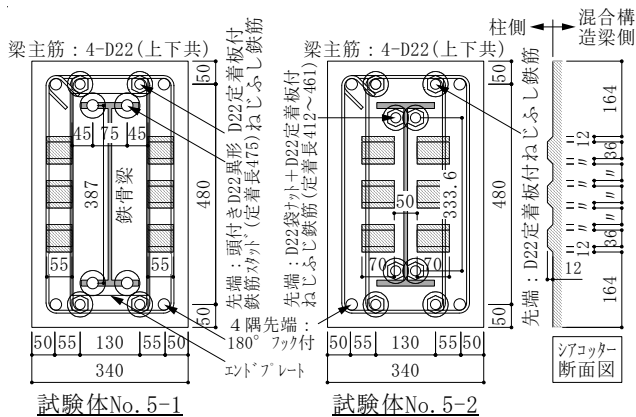


図-5 試験体No. 5-1, 5-2の梁断面図

3.2 加力方法

加力方法を図-6に示す。加力は柱（固定用スタブ）の上下を固定し、加力に伴う変形の進行によって鉄骨梁が振れないよう鉄骨梁に面外振れ止めを取り付けた上で、スタブから片持ち梁形式で左右に突出した鉄骨梁の先端に取り付けた1000kN押し引き両動油圧ジャッキにより行い、加力点における梁変形角 R ($R = \text{加力点の梁鉛直変位} / 2750$) で制御した。

加力サイクルは、 $R = \pm 0.25, \pm 0.5, \pm 1.0, \pm 1.5, \pm 2.0, \pm 3.0$ ($R = \pm 1.0, \pm 2.0\%$ radで3回繰返し、 $R = \pm 3.0\%$ radで1回のみ、それ以外のサイクルは2回繰返し)、 $+ 5.0\%$ radとした。

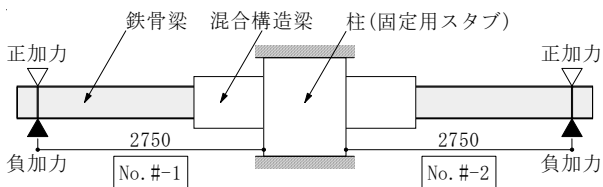


図-6 加力方法

3.3 破壊性状

各試験体の端部RCの最終破壊状況 ($R = +5.0\%$ rad時) を図-7に示す。

いずれの試験体も $R = \pm 0.25\%$ radで端部RCの危険断面に曲げひび割れが発生した後、 $R = \pm 0.5\%$ radで端部RCに曲げせん断ひび割れが、 $R = \pm 1.0\%$ radでせん断ひび割れが発生した。

試験体 No.1 端部RCに発生したひび割れは、全体的に鉄骨縁端部に三角リブを設置した試験体 No.1-1の方が三角リブを設置していない試験体 No.1-2に比べて少なかった。試験体 No.1-1, 1-2とも $R = +1.0\%$ radで鉄骨端部のフランジが曲げ降伏した。試験体 No.1-2は、 $R = +5.0\%$ radで端部RCの集中補強筋位置のコンクリートが破壊した。

試験体 No.2 $R = \pm 2.0\%$ rad時の端部RCのせん断ひび割れは、柱梁を在来工法とした試験体 No.2-2の方が

PCa化した試験体 No.2-1よりも多かった。試験体 No.2-1, 2-2とも $R = +5.0\%$ radで著しくせん断破壊した。

試験体 No.3 端部RCのひび割れは、全体的に鉄骨縁端部に三角リブを設置した試験体 No.3-1の方が三角リブを設置していない試験体 No.3-2に比べて少なかった。試験体 No.3-1, 3-2とも $R = +1.5\%$ radで梁主筋が曲げ降伏した。

試験体 No.4 端部RCのひび割れは、最終サイクルの $R = +5.0\%$ radまで柱梁を在来工法とした試験体 No.4-2の方がPCa化した試験体 No.4-1よりも多かった。試験体 No.4-1, 4-2とも $R = +5.0\%$ radで著しくせん断破壊し、試験体 No.4-2は端部RCが大きく変形した。

試験体 No.5 鉄骨縁端部に定着筋を設けた試験体 No.5-1, 5-2の端部RCのひび割れは、他の試験体に比べて少なかった。試験体 No.5-1, 5-2とも $R = +2.0\%$ radで梁主筋が曲げ降伏した。

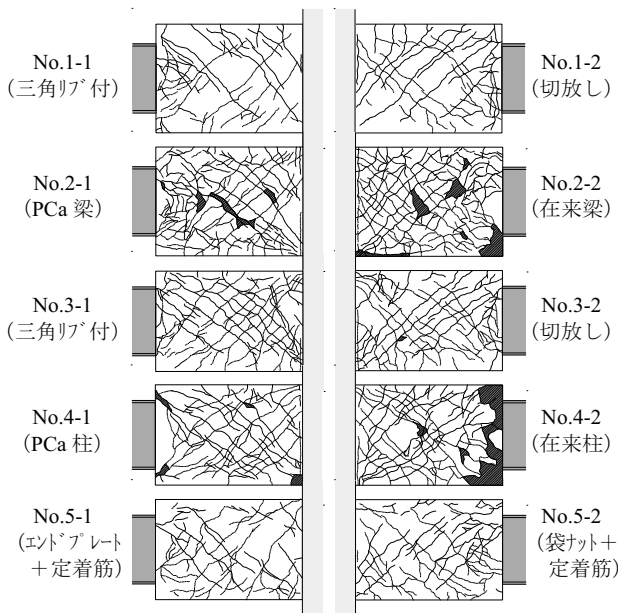


図-7 端部RCの最終破壊状況

3.4 端部RC内鉄骨梁の負担せん断力

鉄骨ウェブのひずみ測定位置を図-8に、 $R = +1.0, 1.5, 2.0\%$ における端部RC内鉄骨梁（以下、鉄骨梁と称す）の負担せん断力係数（鉄骨梁の負担せん断力を梁せん断力で除した値）を試験体 No.1-2, 2-2を代表に図-9に示す。

鉄骨梁の負担せん断力は、鉄骨ウェブの一断面に3点貼付した3軸ひずみゲージからせん断応力度を計算し、これを鉄骨梁せいについて積分して算出した。3軸ひずみゲージを鉄骨梁芯の材軸方向に1点しか貼付していない断面のせん断力応力度については、3軸ひずみゲージを3点貼付した断面のせん断力分布に比例するものとして算出した。

図中の一点鎖線は、曲げ変形に伴って生じる端部RC内の鉄骨フランジとコンクリート間の支圧応力分布を図-10に示すように三角形分布と仮定し、支圧による摩擦力を無視（摩擦係数 $\mu_f = 0$ ）して計算した鉄骨梁の負担せん断力係数で、実線は上記仮定のもと支圧に伴う摩擦力を考慮して実験から得られた鉄骨梁の負担せん断力係数と概ね合致するように計算した鉄骨梁の負担せん断力係数である。計算の結果、摩擦係数は試験体No.1-2で0.74、試験体No.2-2で0.57であった。

図中の破線は、鉄骨梁に作用する支圧力を図-11に示すように、柱フェイスと集中補強筋開始位置に互いに逆向きの2つの集中荷重が作用するものとして算定した鉄骨梁の負担せん断力係数である。集中荷重による鉄骨梁の負担せん断力分布は、支圧による摩擦力を考慮した負担せん断力分布を包括した形状となっており、支圧応力分布を柱フェイスと集中補強筋開始位置に作用する互いに逆向きの2つの集中荷重として考えても安全側の評価を与えることが分かった。

4. 耐力の評価

4.1 評価式

端部 RC 断面の終局曲げ耐力は文献 1)の終局曲げ耐力に準拠し、鉄骨断面の全塑性曲げ耐力は文献 2)に準拠して評価する。

鉄骨縁端部に定着筋や三角リブを設置する場合は、これらに曲げモーメントを負担させることにより、端部 RC 断面に作用するせん断力を緩和させることができる。

鉄骨縁端部に定着筋や三角リブを設置した混合構造梁断面の終局曲げ耐力は、梁主筋による終局曲げ耐力に定着筋による終局曲げ耐力、または三角リブの支圧による抵抗モーメントを累加した耐力式で評価する。三角リブの支圧による抵抗モーメントは、式(1)による。

$$M_s = C_s \cdot s_j \quad (1)$$

$$C_s = \beta \cdot \sigma_B \cdot A_s$$

ここに、 C_s : 三角リブに作用する支圧合力

β : コンクリートの支圧応力の有効係数

で 0.6 (3.4 節で求めた摩擦係数を利用して求めた) とする

σ_B : コンクリートの圧縮強度

A_s : 三角リブの有効面積で下式による

$$A_s = \frac{(b_s - wt)^2}{4}$$

s_j : 上下三角リブの中心間距離で下式による

$$s_j = \frac{wd - (b_s - wt)}{3}$$

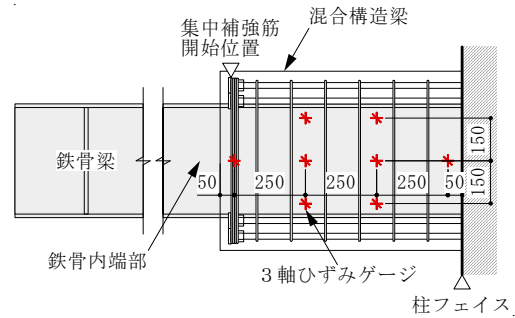


図-8 鉄骨ウェブのひずみ測定位置

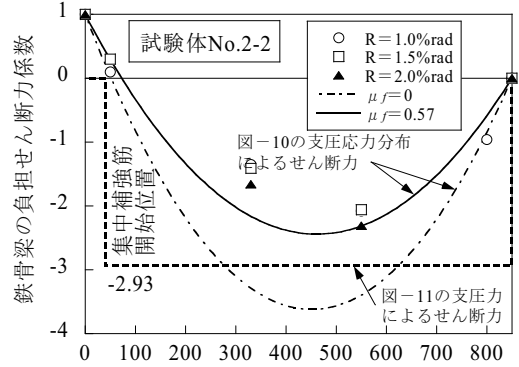
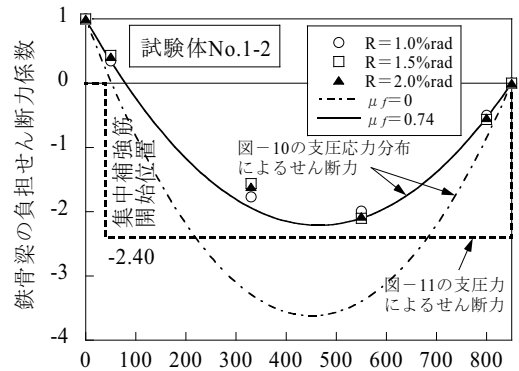


図-9 鉄骨梁の負担せん断力係数

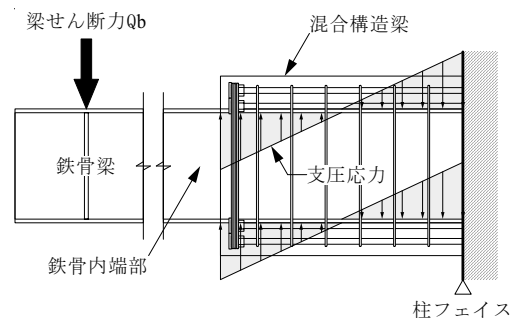


図-10 鉄骨梁に作用する支圧応力分布

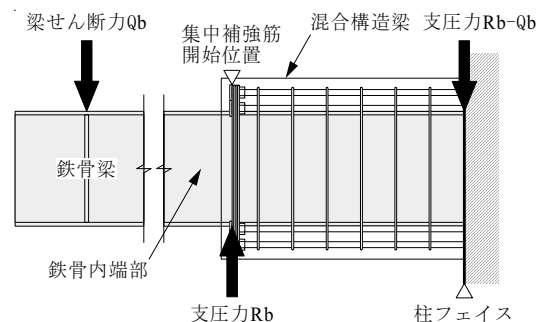


図-11 鉄骨梁に作用する支圧力

ここに、

- $w t$: 鉄骨ウェブ厚
- b_s : 鉄骨フランジ幅
- $w d$: 鉄骨ウェブ長さ

鉄骨梁の入力せん断力に対する反力は、3.4 節で検討したとおり、端部 RC 内鉄骨梁の柱フェイスと集中補強筋開始位置に互いに逆向きの 2 つの集中荷重として作用し、端部 RC 断面には、この反力が梁の曲げ変形に伴って鉄骨フランジとコンクリート間に生じる支圧力と摩擦力を介し、せん断力として作用するものとする。

端部 RC 断面の終局せん断耐力は、鉄骨フランジ幅を控除した当該断面幅においてトラス機構のみが形成される（アーチ機構による応力伝達は考慮しない）ものとし、文献 3) の耐力式を修正した式(2)で評価する。

$$rQ_u = \min(rQ_{u1}, rQ_{u2}, rQ_{u3}) \quad (2)$$

$$rQ_{u1} = \mu \cdot b' \cdot j_t \cdot p_w \cdot w \cdot \sigma_y$$

$$rQ_{u2} = \frac{\lambda \cdot v \cdot \sigma_B + p_w \cdot w \cdot \sigma_y}{3} b' \cdot j_t$$

$$rQ_{u3} = \frac{\lambda \cdot v \cdot \sigma_B}{2} b' \cdot j_t$$

ここに、 rQ_u : 端部 RC 断面の終局せん断耐力

rQ_{u1} : あばら筋によって形成されるトラス機構の負担せん断力

rQ_{u2} : あばら筋とコンクリートによって形成されるトラス機構の負担せん断力

rQ_{u3} : コンクリートによって形成されるトラス機構の負担せん断力

μ : トラス機構の角度を表す係数で下式による

$$\mu = 2 - 20R_p'$$

ここに、

$R_p' = R_{RC} - R_y$: 端部 RC の塑性変形角

R_{RC} : 端部 RC の変形角

R_y : 梁主筋の降伏時変形角

b' : トラス機構に関与する梁断面の有効幅で、スラブの取付状況により図-12 のように考える

j_t : トラス機構に関与する梁断面の有効せいで、外側のあばら筋のせん断力方向への芯々間距離 (図-12 参照)

p_w : あばら筋比

$w \sigma_y$: あばら筋の材料強度

λ : トラス機構の有効係数

v : コンクリート圧縮強度の有効係数

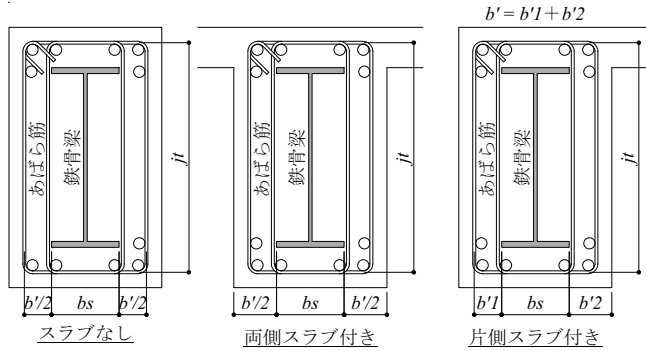


図-12 梁断面の有効幅 b' の採り方

4.2 評価結果

4.1 節の耐力式で算定した終局耐力計算値を併記した各試験体の荷重-変形角関係を図-13 に、最大耐力実験値と終局耐力計算値の比較を表-3 に示す。なお、終局耐力計算値は梁せん断力に換算した値である。図-13、表-3 には、左右の試験体の耐力計算値のうち小さい方の値を、端部 RC の終局せん断耐力については $R_p' = 0$ 時の値を示している。

試験体 No.1 は、鉄骨端部フランジの曲げ降伏によりエネルギー吸収能力に富んだ紡錘形の荷重-変形角関係を示し、 $R = +5.0\%rad$ においても耐力の低下は見られなかった。最大耐力実験値は、鉄骨の全塑性曲げ耐力計算値とよい対応を示している。

試験体 No.2 は $R = +2.0\%rad$ で最大耐力に至った後、端部 RC がせん断破壊し耐力が低下した。PCa 工法には、在来工法に見られる最大耐力以降の急激な耐力低下は認められなかった。最大耐力実験値は、端部 RC の終局せん断耐力計算値と概ねよい対応を示している。

試験体 No.3 は、梁主筋の曲げ降伏により曲げ降伏型の荷重-変形角関係を示し、 $R = +5.0\%rad$ においても耐力の低下は見られなかった。最大耐力実験値は、端部 RC の終局曲げ耐力計算値とよい対応を示している。

試験体 No.4 は $R = +2.0\%rad$ で最大耐力に至った後、端部 RC がせん断破壊し耐力が低下した。最大耐力までは、在来工法の耐力が PCa 工法よりも高かった。最大耐力実験値は、端部 RC の終局せん断耐力計算値とよい対応を示している。

試験体 No.5 は、梁主筋の曲げ降伏により曲げ降伏型の荷重-変形角関係を示し、 $R = +5.0\%rad$ においても耐力低下は見られなかった。試験体 No.5-1 と No.5-2 とでは定着筋の仕様が異なっているが、この違いによる有意差は認められなかった。最大耐力実験値は端部 RC の終局曲げ耐力計算値とよい対応を示している。なお、試験体 No.5-1 の鉄骨縁端部にはエンドプレートが取り付けられているため、三角リブと同様、終局曲げ耐力計算値にエンドプレートの抵抗モーメントを考慮する考え方もあるが、ここでは安全側の評価としてその効果を無視している。

以上のように、各試験体の最大耐力実験値はいずれも計算値をほぼ上回り、各試験体の破壊モードも計算値と対応していることから、本構法の終局耐力は既往の終局曲げ耐力式および提案の終局せん断耐力式によって評価できる。

表-3 最大耐力実験値と終局耐力計算値の比較

試験体	最大耐力実験値 (梁せん断力) (kN)	終局耐力計算値(梁せん断力)(kN)			実験値 計算値	破壊モード
		端部RC 曲げ降伏	鉄骨 全塑性曲げ	端部RC せん断		
No.1-1	211.6	229.5	171.3	359.2	1.24	鉄骨降伏
No.1-2	209.0	220.7	171.3	329.2	1.22	鉄骨降伏
No.2-1	148.3	219.3	172.8	150.1	0.99	端部RCせん断破壊
No.2-2	145.7	219.3	172.8	144.0	1.01	端部RCせん断破壊
No.3-1	185.5	183.7	194.4	303.8	1.01	端部RC曲げ降伏
No.3-2	186.5	171.5	194.4	262.5	1.09	端部RC曲げ降伏
No.4-1	114.4	170.6	196.0	108.0	1.06	端部RCせん断破壊
No.4-2	127.5	170.6	196.0	112.6	1.13	端部RCせん断破壊
No.5-1	186.8	157.0	196.0	324.4	1.19	端部RC曲げ降伏
No.5-2	177.7	158.4	196.0	330.3	1.12	端部RC曲げ降伏

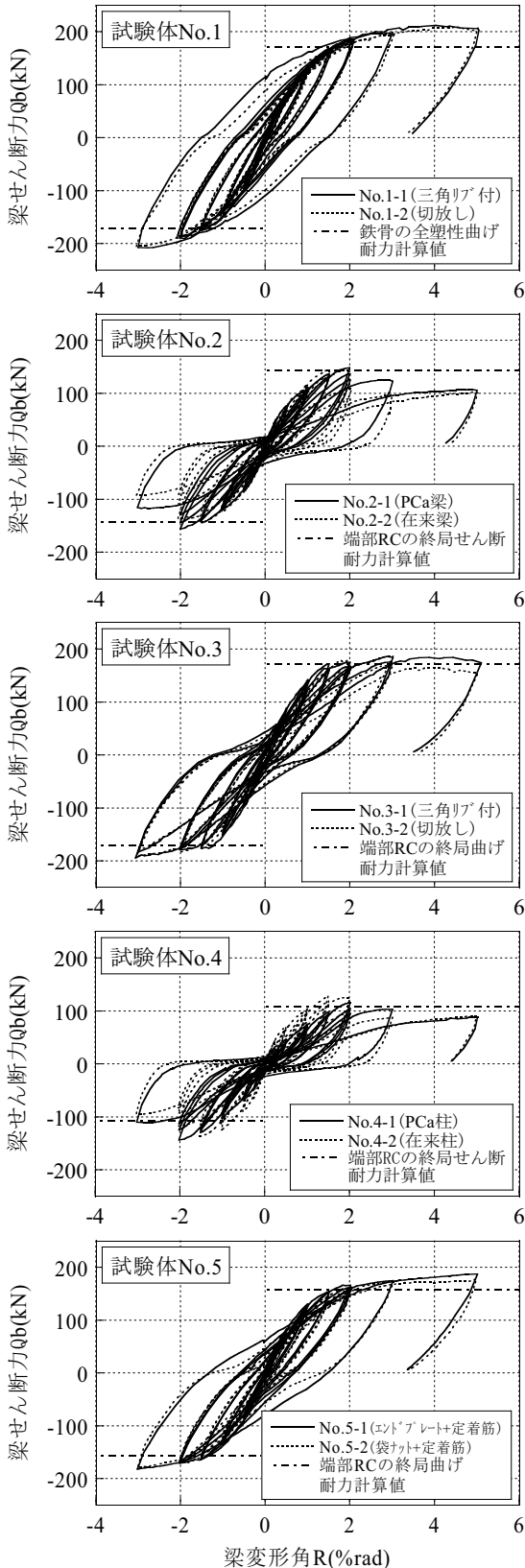


図-13 荷重-変形角関係

5. まとめ

梁中央断面を S 造とし、RC 柱に接合される鉄骨梁端部を RC で巻いた混合構造梁の構造性能を約 1/2 スケールの試験体を用いて実験的に確認した。

実験および検討の結果、以下の知見が得られた。

- (1) 柱および梁の施工方法の違いによる耐力差は、認められなかった。
- (2) 鉄骨縁端部に定着筋を設けることにより、定着筋が梁端部に生じる曲げモーメントを負担するため、端部 RC の負担せん断力を緩和できる。
- (3) 終局曲げ耐力は、既往の耐力式で評価できる。
- (4) 端部RC断面の終局せん断耐力は、鉄骨フランジとコンクリート間に作用する支圧力および摩擦力を考慮し、梁幅は混合構造梁幅から鉄骨フランジ幅を控除した有効幅とし、柱フェイス位置から集中補強筋開始位置までを混合構造梁の有効長さとした提案式によって評価できる。

参考文献

- 1) (社)日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—，1999.11
- 2) (社)日本建築学会：鋼構造設計規準・同解説—許容応力度設計法—，2005.5
- 3) (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，1999.8
- 4) 中澤春生，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1. 構法および実験の概要—，日本建築学会大会（中国）学術講演梗概集，C-2，構造III，pp.1219-1220，2008.9
- 5) 金本清臣，中澤春生，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2. 耐力の評価—，日本建築学会大会（中国）学術講演梗概集，C-2，構造III，pp.1221-1222，2008.9