

論文 柱断面比が小さい鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構の構造性能に関する実験的および解析的研究

佐川 隆之*1・山野辺 宏治*2・西谷 隆之*3・竹田 拓司*3

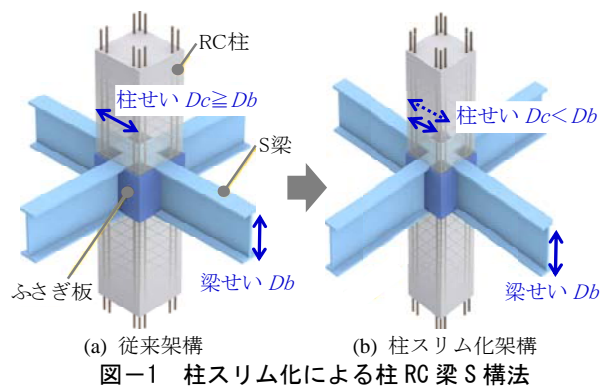
要旨：従来の混合構造(柱 RC 梁 S 構法)の設計法における柱と梁の断面せい比の適用範囲(現状の適用範囲 $1.0 \leq Dc/Db \leq 1.4$)を拡大するために、断面せい比の小さい範囲($Dc/Db=0.75, 0.90$)を対象とした構造実験を行い、当該構法の構造性能を確認した。さらに、従来の設計体系を基本とし、柱梁接合部の設計法を提案した。その結果、柱梁接合部の耐力は、断面せい比およびコンクリート強度に関する項について低減係数を導入することにより従来の設計体系との連続性が確保できた。さらに、3次元有限要素法による解析を行い、荷重変形および柱梁接合部内部の応力状態を良好に評価可能であることを確認した。

キーワード：混合構造, 柱梁接合部, 柱 RC 梁 S, 構造実験, 3次元有限要素解析, 断面せい比

1. はじめに

柱 RC 梁 S 構法^{1)~4)}は、圧縮に強い鉄筋コンクリート造柱(RC柱)と、大スパン化が可能となる鉄骨造梁(S梁)で構成される混合構造である。従来この構法では、柱せい D_c と梁せい D_b の比(以下、 D_c/D_b と呼ぶ)が 1.0 ~ 1.4 の範囲に制限されており、 D_c/D_b が 1.0 より小さい柱梁接合部に関しては既往の研究はないのが現状である。しかし、近年の建物では、意匠面および空間の有効活用の面から柱断面の縮小が求められる一方で、大スパン化に伴い梁せいが大きくなる傾向にあり、当該構法においても D_c/D_b の適用範囲の拡大が求められている(図-1)。

そこで、本研究では柱 RC 梁 S 構法の設計法^{1)~4)}における柱断面のスリム化を目的として、断面せい比 $D_c/D_b=0.75, 0.90$ を対象とした構造実験を行い、接合部に関する修正設計式の提案を行った。さらに、3次元有限要素法による解析を行い、荷重変形関係および柱梁接合部の応力伝達機構について検討した。



2. 構造性能確認実験

2.1 試験体

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た。試験体一覧を表-1 に、試験体 No.2 の試験体形状と配筋を図-2 に各々示す。本構法の特徴は主梁と同サイズの直交梁があり、接合部コンクリートの周囲にふさぎ板を設けることである。柱断面寸法は 450×450mm

表-1 試験体一覧

試験体	RC 柱			S 梁		D_c/D_b	B_c/B_b	実験時コンクリート緒元		備考
	軸力	設計基準強度 $F_c(N/mm^2)$	主筋	梁断面 (SN490B)	フランジ降伏強度 $\sigma_y(N/mm^2)$			圧縮強度 $\sigma_B(N/mm^2)$	弾性係数 $E_c(kN/mm^2)$	
No.1	0.18・ $B_c D_c F_c$	36	16-D22 (SD390)	BH-500 x150x9x25	345	0.90	3.0	42.3	29.5	標準
No.2		36	16-D22 (SD490)	BH-600 x150x9x25		0.75	3.0	42.7	28.6	梁せい大
No.3		60	16-D22 (SD490)	BH-600 x150x9x28	349	0.75	3.0	62.7	32.0	梁せい大, 高強度コンクリート
No.4		36	16-D22 (SD390)	BH-500 x125x9x28		0.90	3.6	39.5	29.2	梁幅小

<共通> 柱断面 450x450mm, 接合部ウェブ PL-6(SN490B): $\sigma_y=402N/mm^2$,
ふさぎ板 PL-3.2(SS400, 隅角部冷間折り曲げ: 外側半径=板厚の3倍): $\sigma_y=344N/mm^2$

*1 清水建設(株) 技術研究所 (正会員)
*2 清水建設(株) 技術研究所 博士(工学)
*3 清水建設(株) 設計本部

とした。実験パラメータは Dc/Db 、柱幅 Bc と梁幅 Bb の比(以下、 Bc/Bb と呼ぶ)およびコンクリート強度とし、各試験体とも想定破壊モードはパネル降伏型となるよう計画した。試験体 No.1 および No.2 では、 Dc/Db をそれぞれ 0.90, 0.75 とした。高強度コンクリート時の接合部耐力を調べるために、No.3 ではコンクリート強度を $Fc60$ とした。柱幅と梁鉄骨のフランジ幅の影響を調べるために、No.4 では Bc/Bb を 3.6(No.4 以外では 3.0)とした。なお、いずれの試験体も接合部内ウェブの降伏を先行させるため、梁鉄骨ウェブ厚($t=9mm$)よりも接合部内ウェブ厚を薄くした($t=6mm$)。

2.2 加力方法および計測計画

加力は、上下柱の反曲点位置を想定した位置に水平反力を取り、一定軸力($= 0.18BcDc\sigma_B$; σ_B は実強度)を載荷した状態で、左右の梁に鉛直変位を与え、正負交番繰り返し載荷を行った。変位制御に用いた層間変形角 R は、柱の上下反曲点位置で単純支持した計測フレームから計測した左右梁反曲点の鉛直変位(δBL , δBR)をスパン($L=4000mm$)で除して求めた(図-3)。加力は、 $R=0.125\%$ を正負1回載荷した後、 $R=0.25, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0\%$ を正負2回ずつ、 $R=3.0\%$ を正負1回、 $R=5.0\%$ を正側に1回載荷を行った。試験体の代表的なひずみ計測位置を図-4に示す。

2.3 破壊経過および荷重変形関係

構造実験における層間変形角 $R=+5.0\%$ ピーク時のひび割れ状況を写真-1に、荷重変形($Qc-R$)関係を図-5に各々示す。各試験体で共通であった破壊経過を以下に示す。 $R=0.25\%$ 前後で柱に曲げひび割れが生じ、 $R=0.5\%$ で直交梁のフランジ周りにひび割れが生じた。 $R=0.5\sim 0.9\%$ 付近で接合部内ウェブ中央部の降伏が始まり、 $R=1.0\%$ 付近でS梁フランジ近傍の柱に軽微なコンクリートの圧壊が見られた。 $R=1.0\sim 1.5\%$ 付近でふさぎ板が降伏し始め、 $R=\pm 2.0\%$ で正負載荷とも最大荷重に至った後、最終変形角 $R=+5.0\%$ で柱頭柱脚部の支圧破壊性状が確認された。以上より、全ての試験体は破壊経過に基づき、最終破壊モードは接合部破壊と判

断できる。なお、接合部内部の破壊性状を写真-1(e)に示すが、ふさぎ板がない一般的な柱RC梁S接合部の破壊性状と比べ、コンクリートの損傷は軽微である。

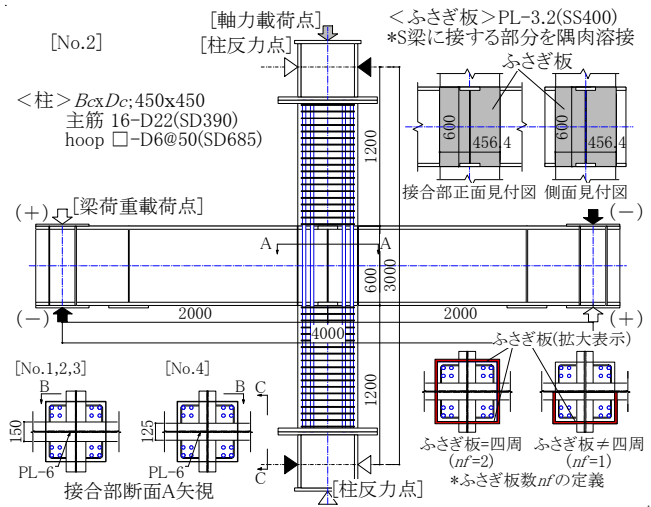


図-2 試験体形状および柱断面 (No. 2)

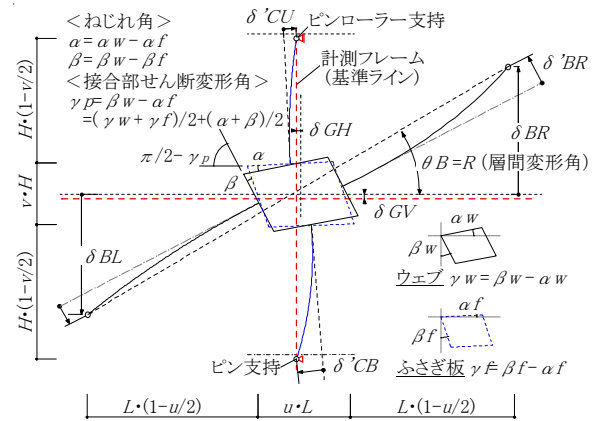
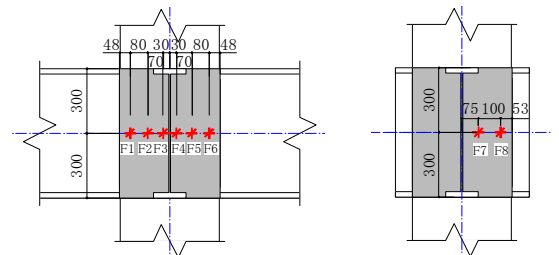


図-3 構成部位の変形状態



(a) ふさぎ板正面 (B 矢視) (b) ふさぎ板側面 (C 矢視)
図-4 接合部パネル周辺鉄骨のひずみ計測位置



(a) No.1 ($Dc/Db=0.90$) (b) No.2 ($Dc/Db=0.75$) (c) No.3 ($Dc/Db=0.75$) (d) No.4 ($Dc/Db=0.90$)

(e) 内部破壊状況-代表例
※No.2 加力後ふさぎ板切除、
左半分のみひび割れ記入

写真-1 試験体ひびわれ状況

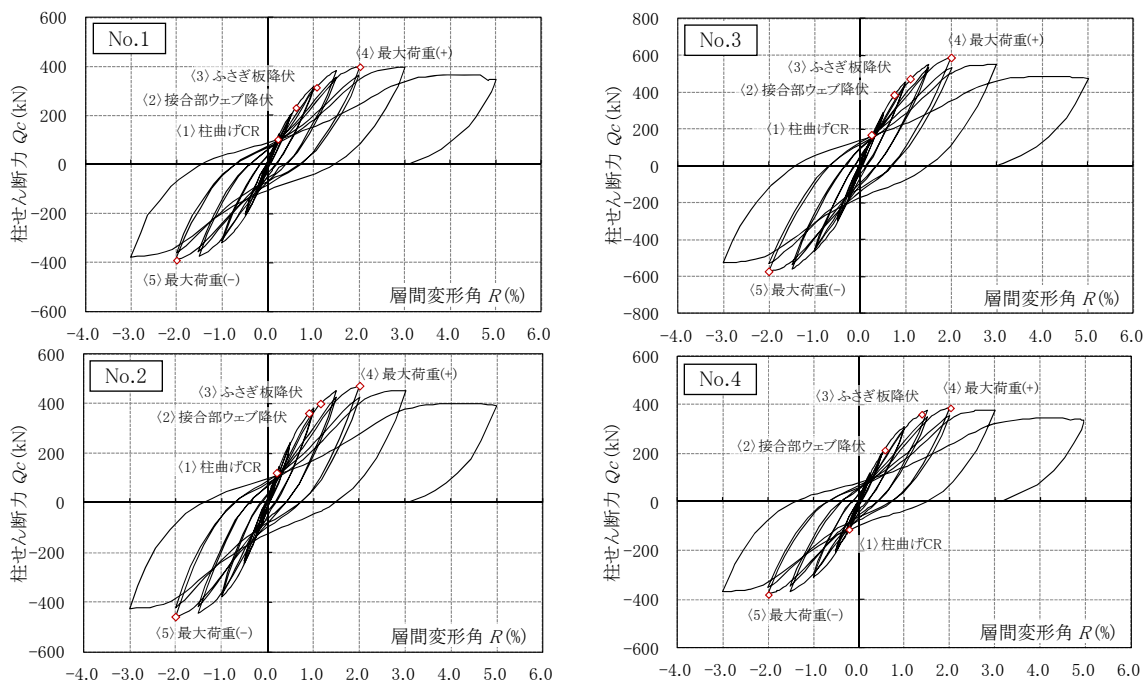


図-5 柱せん断力-層間変形角関係

3. 柱梁接合部に関する設計式の提案

3.1 せん断耐力評価式の構成および有効断面係数

接合部を構成する要素として鉄骨ウェブ、ふさぎ板およびコンクリートパネルを考慮し、接合部の許容せん断力は各構成要素による負担せん断力の総和として式(1)～式(5)に示される。

鉄骨ウェブおよびふさぎ板の負担せん断力については、計測ひずみに対し、ひずみ増分理論⁵⁾に基づき平面応力を求め、せん断成分を積分して負担せん断力を算出し、鉄骨ウェブおよびふさぎ板のせん断耐力に寄与する断面の割合を示す係数(以下、有効断面係数と呼ぶ)を求めた。実験結果および材料定数に基づき求められた各構

成要素の有効断面係数を表-2に示す(終局耐力は層間変形角 $R=2.0\%$ を想定)。

鉄骨ウェブの有効断面係数($k1$)については、No.3において、従来の設計法^{1)~4)}における有効断面係数($=0.9$)とほぼ同等であるものと判断できる。一方、No.1, 2, 4では、鉄骨ウェブがすでに降伏しているにもかかわらず、有効断面係数としては $k1 < exp > = 0.83 \sim 0.88$ であった。したがって、従来の設計法における有効断面係数の修正が必要であると判断できる。ふさぎ板の有効断面係数($k2$)については、各試験体とも $k2 < exp > \approx 0.9$ であったことから、従来の設計法における有効断面係数($=0.9$)とほぼ同等であるものと判断できる。コンクリートパネルの有効断面

表-2 各構成要素の有効断面係数一覧

試験体		No.1	No.2	No.3	No.4	
構成要素・有効断面係数	ウェブ [$k1$] ($Db=450\text{mm}$, $tw=6\text{mm}$, $\sigma_{wy}=402\text{N/mm}^2$)	Q_w (kN) $k1 < exp >$ $k1 < org >$	549 0.876 0.900	519 0.829 0.900	561 0.895 0.900	527 0.841 0.900
	ふさぎ板 [$k2$] ($Df=450\text{mm}$, $tf=3.2\text{mm}$, $\sigma_{fy}=344\text{N/mm}^2$)	ΣQ_f (kN) $k2 < exp >$ $k2 < org >$	530 0.927 0.900	564 0.986 0.900	543 0.950 0.900	509 0.889 0.900
	コンクリートパネル [$k3$] ($Dc=450\text{mm}$, $Bc=450\text{mm}$)	Q_{cp} (kN) *1 σB (N/mm ²)	825 42.3	688 42.7	1111 62.7	817 39.5
		$\phi r \cdot k3 < exp >$	0.339	0.281	0.375	0.351
		$\phi r \cdot k3 < org >$	0.411	0.363	0.363	0.411
	作用せん断力 (kN)	$exp Q_{pi}$ *2	1904	1771	2214	1853
許容せん断力 計算値 (kN)	$org Q_p$ *3 $org' Q_p$ *4	2080 1897	1969 1688	2155 2155	2037 1807	

*1 Q_{cp} : コンクリート負担せん断力 [= $exp Q_{pi} - (\Sigma p Q_f + p Q_w)$]
 *2 $exp Q_{pi}$: 接合部作用せん断力実験値 ($R=2.0\%$)
 *3 $org Q_p$: 従来の設計式による接合部の許容せん断力
 *4 $org' Q_p$: 修正した設計式による接合部の許容せん断力

従来の柱 RC 梁 S 構法設計式^{1)~4)}

$$Q_{pi} = (M_{b1} + M_{b2}) / s_d - Q_c \quad (1)$$

Q_{pi} : 接合部に作用するせん断力
 M_{b1}, M_{b2} : 左右梁の曲げモーメント
 s_d : 鉄骨梁のフランジの応力中心間距離
 Q_c : 上下柱の平均せん断力

$$Q_p = Q_w + \Sigma Q_f + Q_{cp} \quad (2)$$

Q_p : 接合部の許容せん断力
 Q_w : ウェブによる負担せん断力
 ΣQ_f : ふさぎ板による負担せん断力総和
 Q_{cp} : コンクリートパネルの負担せん断力

$$Q_w = k_1 \cdot (\sigma_y / \sqrt{3}) \cdot t_w \cdot D_w \quad (3)$$

k_1 : 有効断面係数, σ_y : 引張降伏強度
 t_w : 板厚, D_w : 水平長さ (= D_c : 柱せい)

$$\Sigma Q_f = k_2 \cdot (\sigma_y / \sqrt{3}) \cdot t_f \cdot D_f \cdot n_f \quad (4)$$

k_2 : 有効断面係数, σ_y : 引張降伏強度
 t_f : 板厚, D_f : 水平長さ (= D_c : 柱せい)
 n_f : ふさぎ板の枚数 (= 2 or 1) *ふさぎ板が四圍にない場合, $k1, k2, k3$ を 0.9 倍に低減する

$$Q_{cp} = k_3 \cdot (\phi_r \cdot \tau_c) \cdot (k_0 \cdot B_c) \cdot D_c \quad (5)$$

k_3 : 有効断面係数, τ_c : せん断強度 (= $0.3 \cdot \sigma_B$)
 ϕ_r : コンクリート強度に対する低減係数 (1.0 以下)
 k_0 : 梁が偏芯している場合の断面低減係数
 B_c : 柱の幅, D_c : 柱のせい

係数(k_3)については、No.3 において $k_3<exp>$ は計算値以上であった。一方、No.1, 2, 4 では、 $k_3<exp>$ はいずれも計算値以下であったことから有効断面係数の修正が必要であると判断できる。

以上より、高強度コンクリートを用いた No.3 では各構成要素の有効断面係数は従来の設計法とほぼ同等であったが、普通強度コンクリートを用いた No.1, 2, 4 では鉄骨ウェブおよびコンクリートパネルの有効断面係数(k_1 , k_3)の修正が必要である。

3.2 修正評価式の提案

従来架構と柱スリム化架構における鉄骨ウェブおよびコンクリートパネルの想定応力伝達機構を各々図-6に示す。終局時において、接合部内ウェブはほぼ全域がせん断降伏応力度に達している状態およびS梁と接合部内の鉄骨ウェブのせん断応力が切り替わる領域(柱フェイスから最外縁柱主筋位置)を考慮し、有効断面係数を決定している。したがって、柱スリム化架構では従来架構と比べ、接合部内における応力切り替え領域の占める割合が大きくなることから、せん断降伏応力度に達する領域の割合が小さくなることが予想され、有効断面係数の修正が必要となる。

コンクリートパネルは図-6(b)のような圧縮ストラットが形成され、ストラットの水平成分が負担せん断力に寄与すると想定し、有効断面係数を決定している。柱スリム化架構では従来架構と比べ、圧縮ストラットのなす角度 θ が大きくなるため、ストラットの圧縮応力度が同じ大きさとするとき水平成分の負担せん断応力度はより小さくなることが予想される。従来設計式では $Dc/Db \geq 1.0$ の範囲における実験結果の回帰によって、有効断面係数を決定している。 $Dc/Db < 1.0$ の範囲における圧縮ストラットのなす角度による影響を考慮するため、有効断面係数の修正が必要となる。

鉄骨ウェブの有効断面係数 $k_1<exp>$ の評価にあたって、コンクリート強度および断面せい比、柱幅梁幅比による影響を考慮する。また、コンクリートパネルの有効断面係数 $k_3<exp>$ の評価にあたって、コンクリート強度による影響および断面せい比による影響を考慮する。実験結果に基づき、回帰分析を行った結果、各実験係数として下式(6), (7)が得られた。

$$\phi_{r1} = \frac{k_{1<exp>}}{k_{1<org>}} = 1 - 1.39 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_B}{60}\right) \cdot \left(\frac{Bc}{Bb} - 2.23\right) \cdot \left(1 - \frac{Dc}{Db}\right) \quad (6)$$

$$\phi_{r3}' = \frac{k_{3<exp>}}{k_{3<org>}} = 1 - 14.8 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_B}{60}\right) \cdot \left(1 - \frac{Dc}{Db}\right) \cdot \left(\frac{Dc}{Db} - 0.5\right) \quad (7)$$

なお、 ϕ_{r1} , ϕ_{r3}' はそれぞれ鉄骨ウェブ、コンクリートパネルに対する低減係数とし、実験結果と設計式による結果との比較を図-7に示す。これらの結果によると、 $Dc/Db=0.75, 0.90$ の場合には、従来の有効断

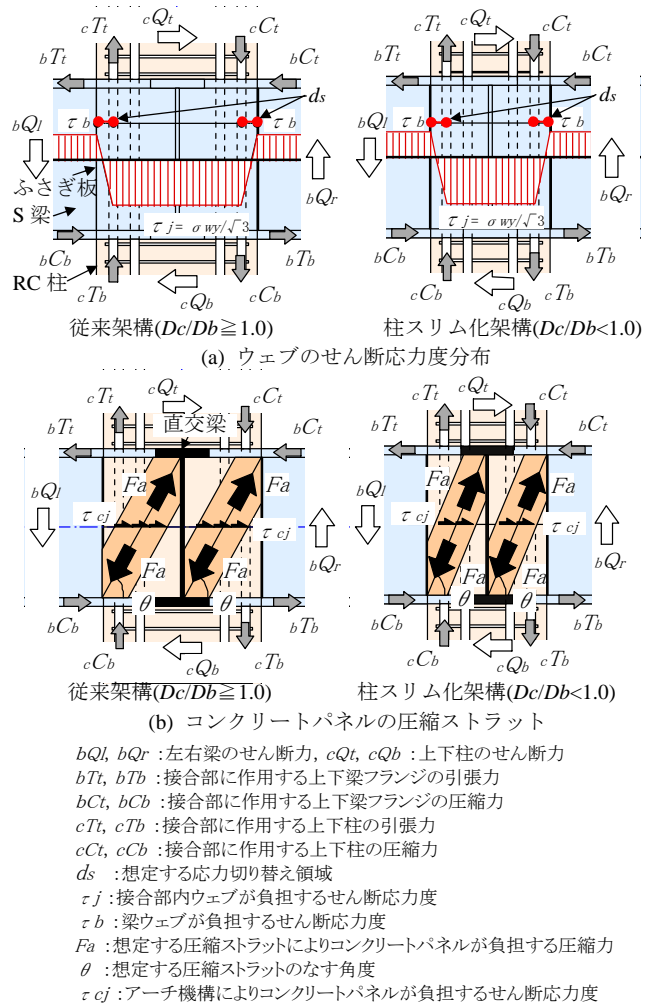


図-6 ウェブおよびコンクリートパネルの想定応力伝達機構

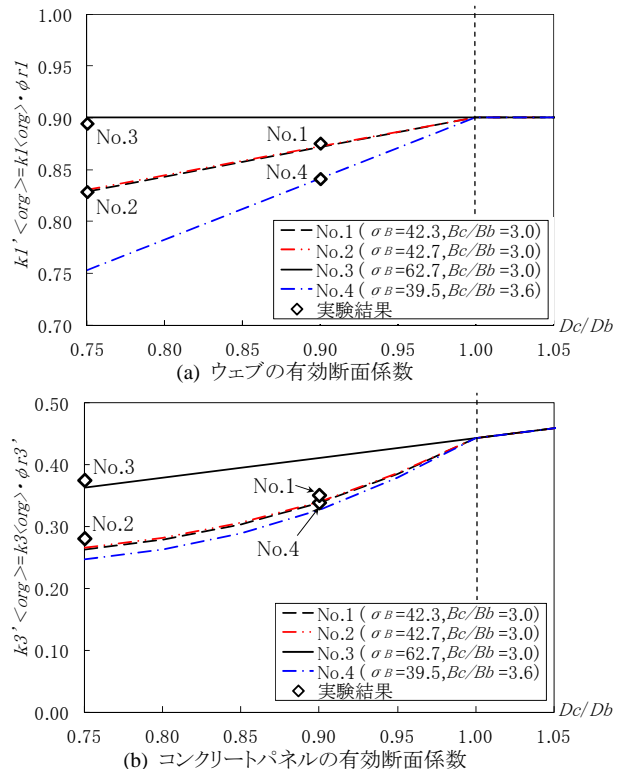


図-7 断面せい比と有効断面係数の関係

面係数に対して、低減係数を考慮すれば接合部の許容せん断力の評価が可能であることがわかった。

4.3 次元有限要素解析による検証

4.1 解析概要

実験で得られた荷重変形関係と接合部内部の応力状態を検証するため、No.1 および No.2 について 3次元弾塑性 FEM 解析(解析コード:ATENA-3D)を行った。

解析モデルを図-8 に示す。解析モデルは試験体の対称性を考慮して、1/2 断面を解析対象とした。S 梁およびコンクリートは 8 節点ソリッド 1 次要素、載荷点の鋼板は 16 節点ソリッド 2 次要素とした。また、材料定数には各試験体の材料試験に基づく値を用いた。なお、鉄筋(主筋、せん断補強筋)のモデルについては全て埋め込み式離散鉄筋モデルとし、鉄筋とコンクリート間の付着は完全付着とした。鉄骨とコンクリートとの接触面は摩擦力および付着力を考慮するためインターフェイス要素を設け、圧縮力を伝達する設定とし、せん断力に対しては摩擦係数を 0.4(鋼構造接合部設計指針⁶⁾)とし、付着力はないものとした。

4.2 解析結果

実験および解析から得られた荷重変形関係(包絡線)の比較を図-9 に示す。いずれの解析ケースにおいても、微小変形から $R=1.0\%$ 付近は実験結果とよい整合を示すことが確認できた。 $R=1.0\%$ 以降は解析値の剛性低下は小さく、実験結果と差異がみられ、 $R=2.0\%$ の終局耐力時については、両試験体の正負側ともに実験結果を上回っていたものの、解析により実験から得られた荷重変形包絡線を概ね再現できたといえる。

4.3 接合部周りの応力状態の検証

接合部の各構成要素が負担するせん断力を評価する

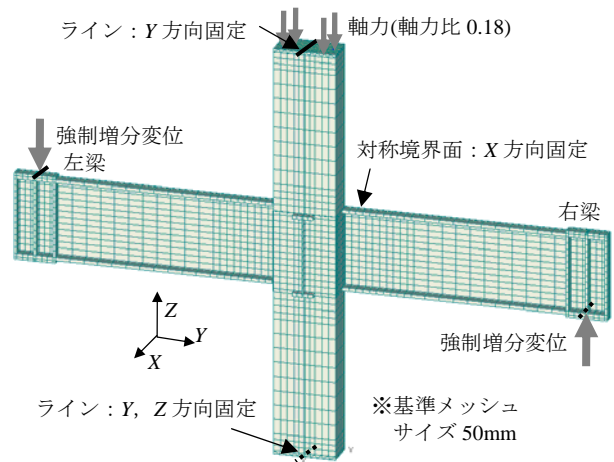


図-8 解析モデル (No. 2)

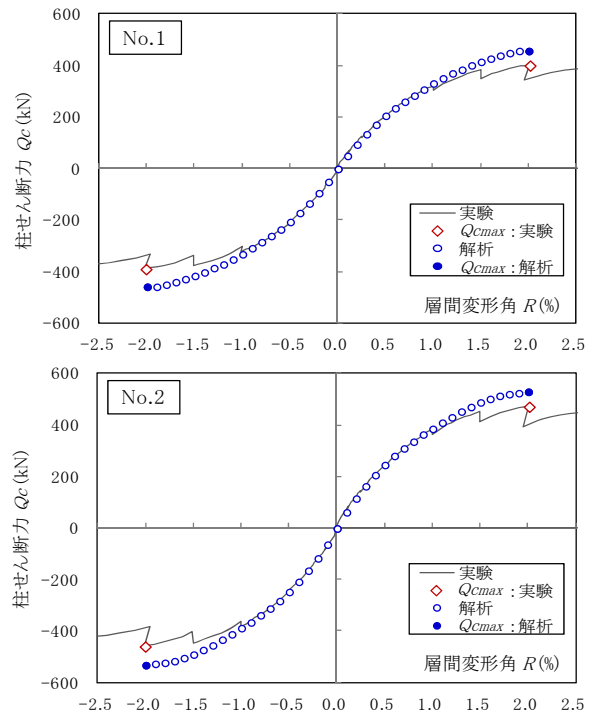


図-9 柱せん断力-層間変形角関係(解析結果)

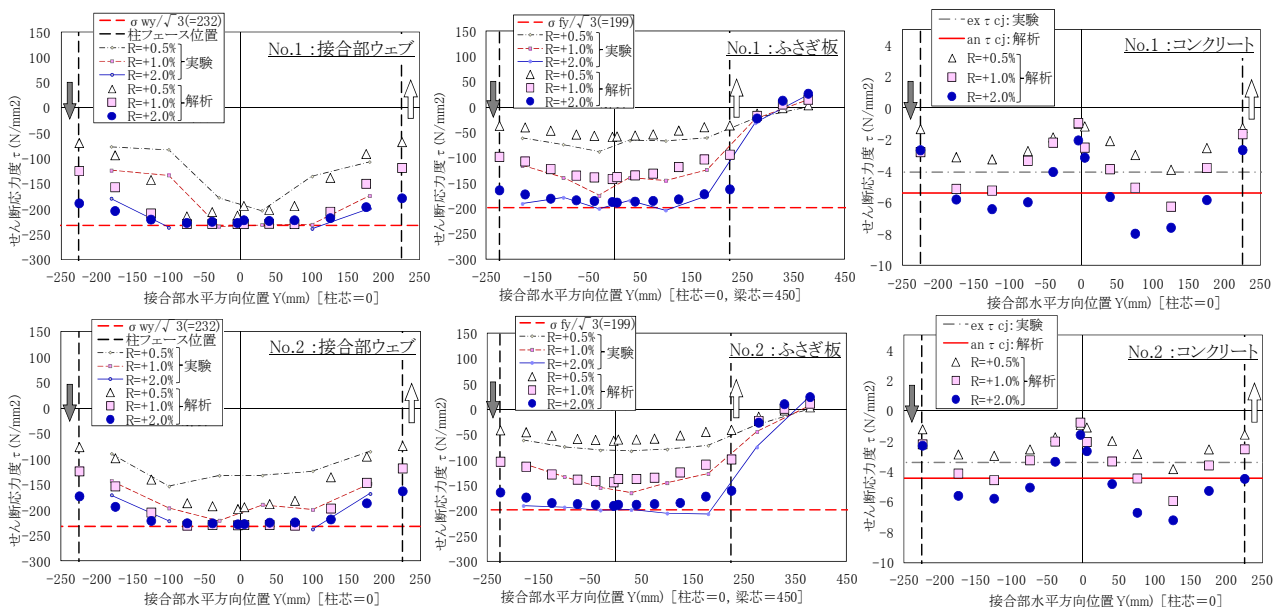


図-10 各構成要素の接合部内せん断応力度分布

ため、解析ケースにおける接合部周りのせん断応力度分布について分析を行う。実験のひずみ計測位置と対応する各解析ケースの鉄骨ウェブおよびふさぎ板のせん断応力度分布を図-10に示す。また、パネル内のコンクリートは、幅方向において計測した5点の平均せん断応力度の水平方向分布を示す。

各解析ケースにおいて、鉄骨ウェブのせん断応力度は実験結果と比べて降伏に至る変形角が小さいが、ふさぎ板については、せん断応力度の分布形状は実験結果と各変形角において概ね一致しており、終局耐力時である $R=2.0\%$ においてもせん断応力度を再現できていた。コンクリートのせん断応力度分布は No.1, No.2 ともほぼ同様の分布性状を示したが、平均せん断応力度 $an \tau_{cj}$ はいずれも実験結果と比べ大きい値となり、解析ケースごとの比較では、梁せいの小さい No.1 が No.2 と比べ若干大きい値を示した。

ここで、解析結果における接合部の各構成要素の負担せん断力および作用せん断力を算定した結果を表-3に示す。柱せん断力から算出した anQ_{pi} と各構成要素のせん断力の総和である ΣanQ_{pi} は実験結果と概ね整合し、各構成要素のうち、鉄骨ウェブとふさぎ板は実験結果と概ね一致することが確認できた。鉄骨ウェブのせん断応力度コンターを図-11に示すが、接合部の中央付近ではほぼ同様の応力分布であることがわかる。

一方、コンクリートパネルは実験結果と比べ解析結果の方が大きい値となったが、梁せいが大きくなった場合にコンクリートパネルの負担せん断力が低下する傾向は一致していた。コンクリートパネルの負担力が大きく評価された要因については今後の課題とする。

以上、解析による検討から、接合部の各構成要素の負担せん断力の傾向を概ね再現できた。

5. まとめ

従来の柱 RC 梁 S 構法の適用範囲拡大のため、柱せいより梁せいが大きい範囲 ($Dc/Db=0.75, 0.90$) で構造実験および 3次元 FEM 解析を行い、以下の知見を得た。

- 1) 接合部の耐力は $Dc/Db=0.75, 0.90$ の場合には、従来の有効断面係数を準用し、鉄骨ウェブおよびコンクリートパネルに対する低減係数を考慮することで評価できる。
- 2) No.1 および No.2 について 3次元 FEM 解析を行った結果、荷重変形包絡線は実験結果と概ね良い対応を示した。解析結果により得られた接合部のせん断応力度分布から各構成要素の負担せん断力を算出した結果、実験結果と概ね一致することが確認できた。しかし、コンクリートパネルの負担せん断力について精度よく評価するためには、さらなる検討が必要である。

表-3 各構成要素の有効断面係数一覧(解析)

試験体		No.1	No.2	
接合部構成要素・有効係数	ウェブ [k1] ($Db=450\text{mm}$, $tw=6\text{mm}$, $\sigma_{wy}=402\text{N/mm}^2$)	exQ_w (kN)	549	519
		$k1<exp>$	0.876	0.829
		anQ_w (kN) *1	575	566
	ふさぎ板 [k2] ($Df=450\text{mm}$, $tf=3.2\text{mm}$, $\sigma_{fy}=344\text{N/mm}^2$)	$ex \Sigma Q_f$ (kN)	530	564
		$k2<exp>$	0.927	0.986
		$an \Sigma Q_f$ (kN) *2	514	520
	コンクリートパネル [k3] ($Dc=450\text{mm}$, $Bc=450\text{mm}$)	exQ_{cp} (kN)	825	688
$k3<exp>$		0.339	0.281	
$ex \tau_{cj}$ (N/mm ²)*3		4.07	3.40	
anQ_{cp} (kN) *4		1094	899	
$k3<exp>$		0.417	0.346	
作用せん断力 (kN)	$an \tau_{cj}$ (N/mm ²)*5	5.40	4.44	
	$expQ_{pi}$	1904	1771	
	anQ_{pi} *6	2172	1989	
	ΣanQ_{pi} *7	2183	1985	

- *1 anQ_w : 解析結果から算出した鉄骨ウェブの負担せん断力
 *2 $an \Sigma Q_f$: 解析結果から算出したふさぎ板の負担せん断力の総和
 *3 $ex \tau_{cj}$: 実験結果から算出したコンクリートパネルの負担せん断力をコンクリート全断面で除したせん断応力度 (= $exQ_{cp} / (Dc \times Bc)$)
 *4 anQ_{cp} : 解析結果から算出したコンクリートパネルの負担せん断力
 *5 $an \tau_{cj}$: 解析結果から算出したコンクリートパネルの負担せん断力をコンクリート全断面で除したせん断応力度 (= $anQ_{cp} / (Dc \times Bc)$)
 *6 anQ_{pi} : 柱せん断力から算出した接合部作用せん断力実験値 ($R=2.0\%$)
 *7 $an \Sigma Q_p$: 解析結果から算定した各構成要素の負担せん断力の総和 (= $anQ_w + an \Sigma Q_f + anQ_{cp}$)

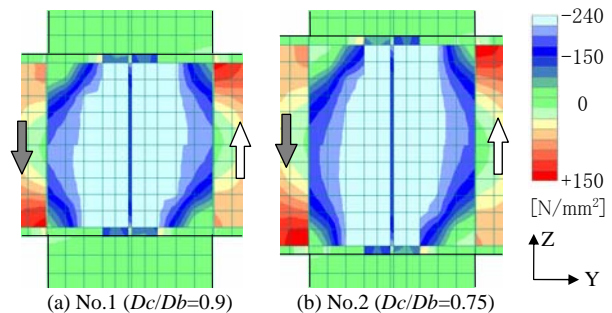


図-11 ウェブのせん断応力度 τ_{yz} コンター ($R=2.0\%$)

参考文献

- 1) 山野辺宏治, 中西啓二, 渡辺泰志: 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構(NewRCSS 構法)の構造性能, 清水建設研究報告, Vol.83, pp.11-18, 2006
- 2) 坂口昇: 鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される柱梁接合部パネルのせん断耐力, 日本建築学会構造系論文集, Vol.428, pp.69-78, 1991
- 3) 坂口昇: 鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される柱梁接合部パネルのせん断力-変形関係, 日本建築学会構造系論文集, Vol.429, pp.55-64, 1991
- 4) 坂口昇: 鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構の剛性, 耐力および変形, 日本建築学会構造系論文集, Vol.437, pp.125-134, 1992
- 5) 山野辺宏治, 高瀬雄一, 中西啓二, 小川彰宏: RCST 構法の開発(その 4)高強度材料を用いた接合部架構実験-柱内部のせん断伝達機構-, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 分冊, pp.1255-1256, 2000
- 6) 日本建築学会編: 鋼構造接合部設計指針, 2012