

# 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

-構造実験概要および柱梁接合部の設計法の提案-

佐川 隆之 山野辺 宏治 西谷 隆之 竹田 拓司  
(技術研究所) (技術研究所) (設計本部) (設計本部)

## Structural Behavior of Composite Frame of Reinforced Concrete Column and Steel Beam with Small Column/Beam Depth Ratio

-Outline of Experiment and Proposal of seismic design for beam-column joint-

by Takayuki Sagawa, Koji Yamanobe, Takayuki Nishiya and Takuji Takeda

### Abstract

In order to extend the application of the conventional composite frame system(RCSS), this paper describes experimentally the structural behaviors of composite frame of reinforced concrete column and steel beam with small column/beam depth ratio, and then proposes the seismic design for the beam-column joint. The minimum column/beam depth ratio was to be extended to 0.75 from 1.0. The experimental results showed that the beam-column joints can be designed properly by introducing the several reduction factors for the column/beam depth ratio and the concrete strength of columns. The authors also carried out the three-dimensional non-linear FEM analysis to simulate the experimental results. The analytical results showed a good agreement with the relationship of load versus displacement and the internal stress distribution of the beam-column joints.

### 概要

従来の混合構造(RCSS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( $0.75 \leq Dc/Db < 1.0$ )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。

### §1.はじめに

RCSS 構法<sup>1)~4)</sup>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 $Dc$ と梁せい $Db$ の比(以下、 $Dc/Db$ と呼ぶ)が1.0~1.4の範囲に制限されており、 $Dc/Db$ が1.0より小さい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、RCSS 構法においても $Dc/Db$ の適用範囲の拡大が求められている(図-1)。

そこで、本報ではRCSS 構法の設計法<sup>1)~4)</sup>における柱断面のスリム化を目的として、 $0.75 \leq Dc/Db < 1.0$ の範囲で構造実験を行い、接合部に関する修正設計式の

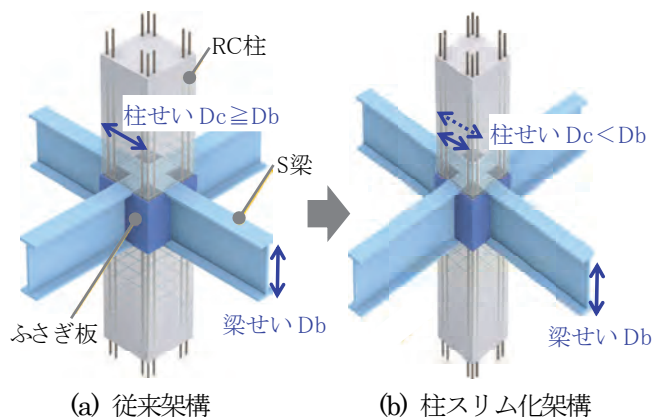


図-1 柱スリム化によるRCSS構法

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。柱断面寸法は 450×450mm とし、全試験体とも共通とした。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)。

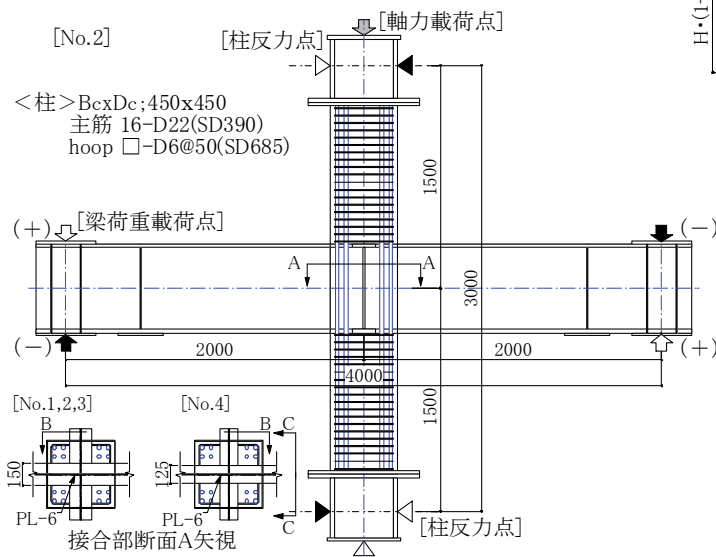


図-2 試験体形状および柱断面 (No.2)

### 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(=0.18BcDcσ<sub>B</sub>; σ<sub>B</sub>は実強度)つた。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(δ<sub>BL</sub>、δ<sub>BR</sub>)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。

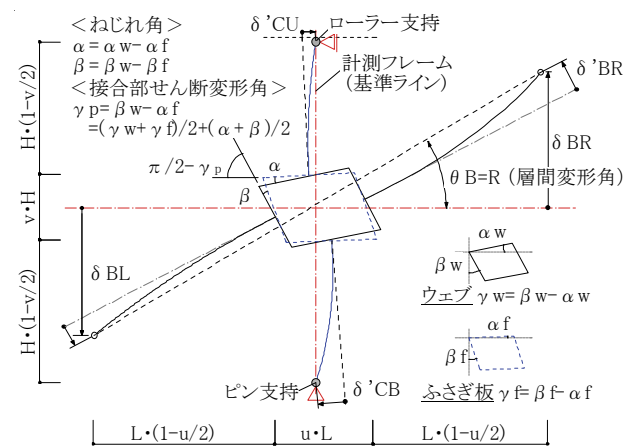
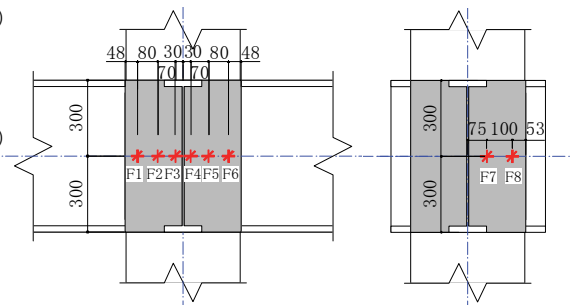


図-3 構成部位の変形状態



(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

表-1 試験体一覧

試験体	RC 柱			S 梁		Dc/Db	Bc/Bb	実験時コンクリート緒元		備考
	軸力	設計基準強度 Fc(N/mm <sup>2</sup> )	主筋	梁断面 (SN490B)	フランジ降伏強度 σ <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )			圧縮強度 σ <sub>B</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 Ec(kN/mm <sup>2</sup> )	
No.1	0.18・BcDcFc	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		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): σ<sub>y</sub>=402N/mm<sup>2</sup>、ふさぎ板 PL-3.2(SS400): σ<sub>y</sub>=344N/mm<sup>2</sup>

### §3.実験結果

#### 3.1 荷重変形角関係および破壊経過

柱せん断力-層間変形角( $Q_c$ - $R$ )関係を図-5に、 $R=+5.0\%$ ピーク時のひび割れ状況を写真-1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。層間変形角  $R=0.25\%$ 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。 $R=1.0\sim 1.5\%$ 付近でふさがぎ板が降伏し始め、 $R=\pm 2.0\%$ で正負載荷とも最大荷重に至った。以上により、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、接合部内部の代表的な破壊性状(No.2)を写真-1(e)に示すが、終局時におけるコンクリートの損傷は小さい。

#### 3.2 各構成部材の変形角成分

架構の変形状態(図-3)を考慮した各変形角成分の層間変形角に占める変形角を次式により定義する。ここで、 $\alpha_w$ 、 $\beta_w$ 、 $\gamma_w$ ：接合部内鉄骨の上下面回転角、側面回転角およびせん断変形角； $\alpha_f$ 、 $\beta_f$ 、 $\gamma_f$ ：ふさがぎ板要素(フランジ外要素に相当)の上下面回転角、側面回転角およびせん断変形角； $\alpha$ 、 $\beta$ ：柱危険断面における鉄骨との回転差(ねじれ角)および梁危険断面と柱側面鉄骨ウェブとの回転角差(ねじれ角)； $u$ 、 $v$ ：梁スパンに対する接合部

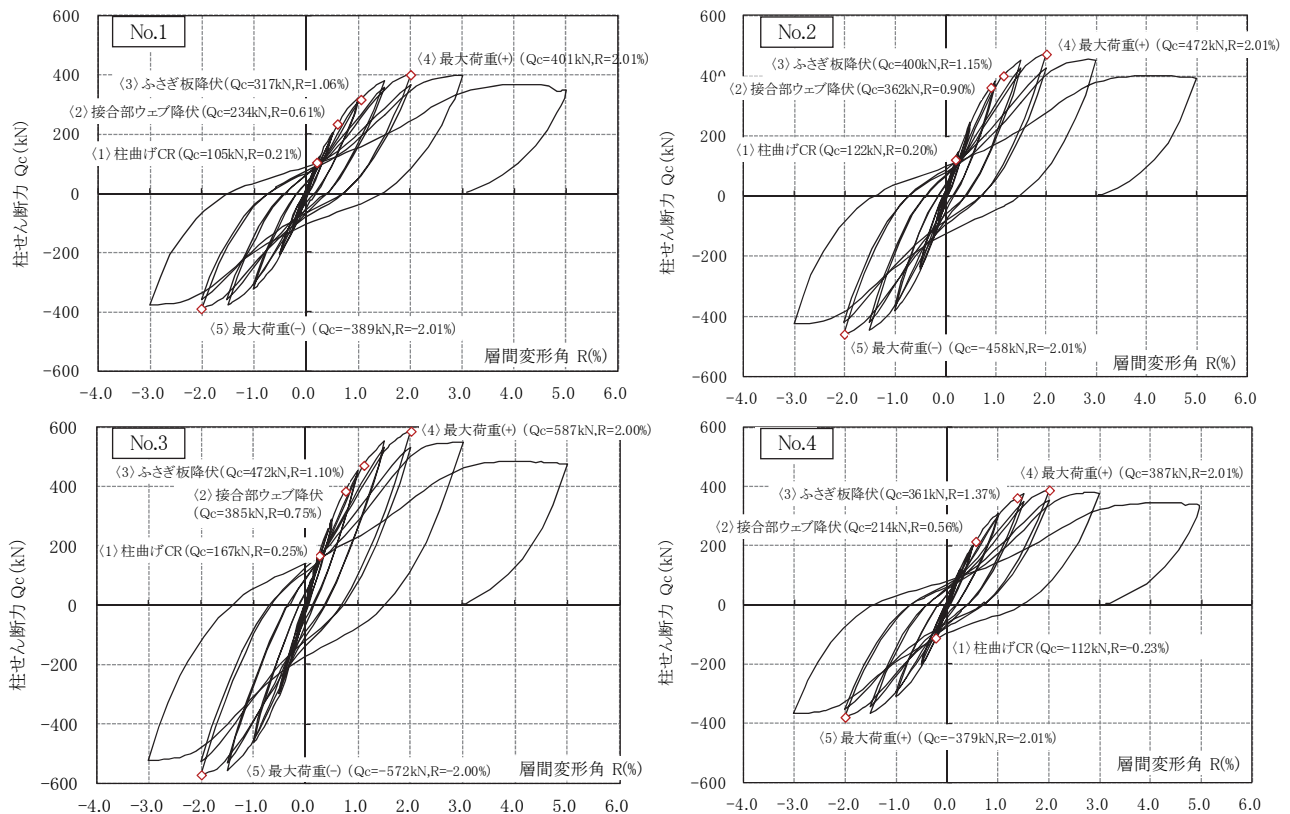
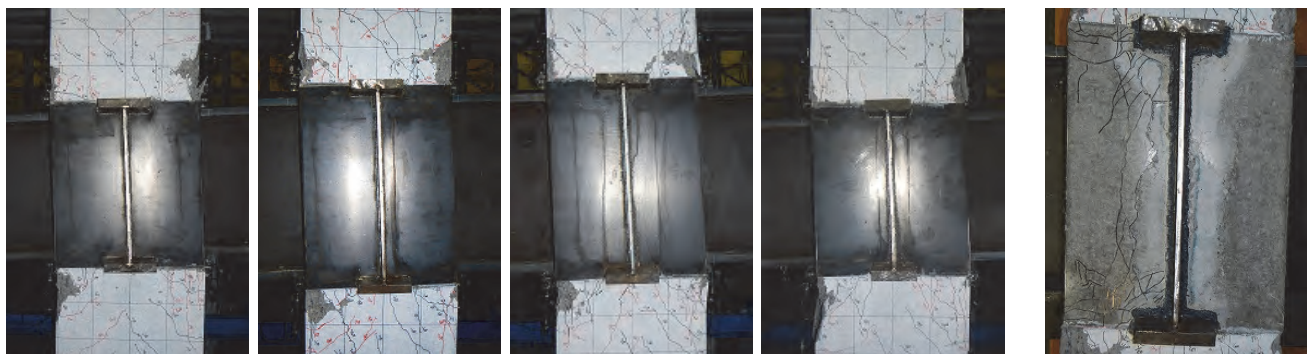


図-5 柱せん断力-層間変形角関係



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

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

写真-1 試験体ひびわれ状況

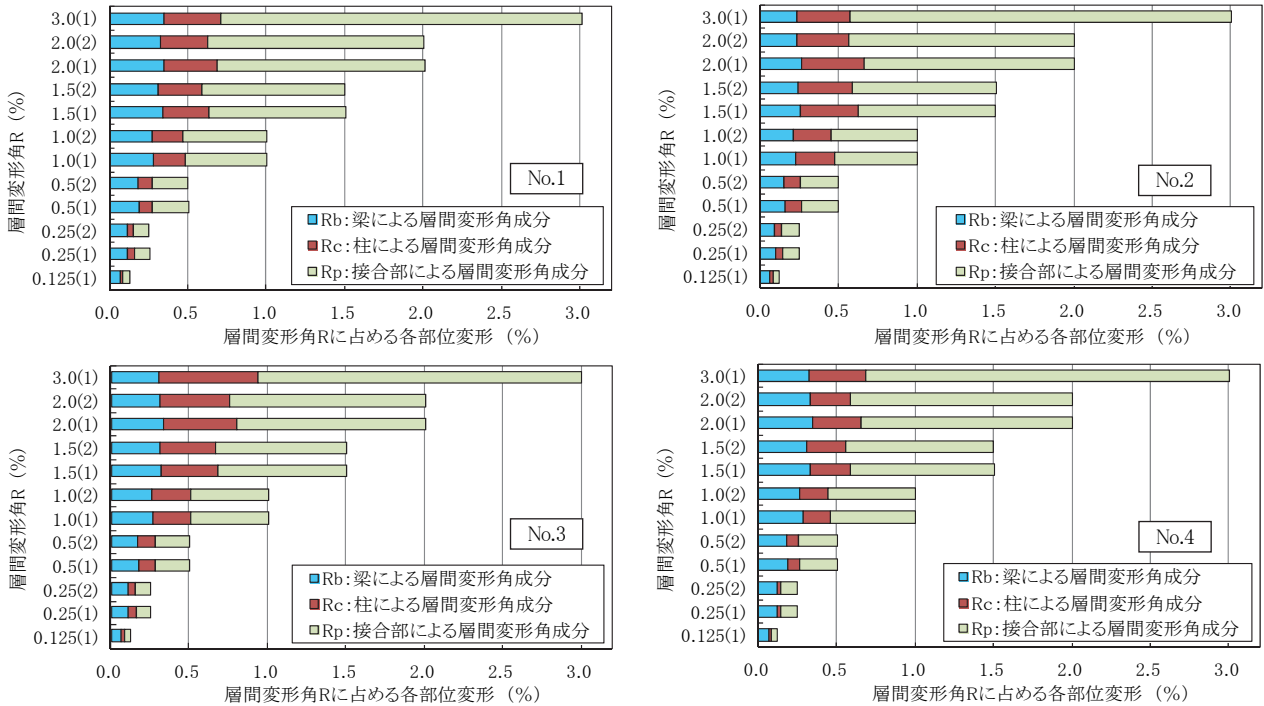


図-6 層間変形角に占める変形成分推移

長さの寸法比および階高に対する接合部高さの寸法比、とする。

$$\text{梁 } R_b = R - (1-u) \cdot \beta_w - u \cdot \alpha_w \quad (1)$$

$$\text{柱 } R_c = (1-v) \cdot \alpha_f + v \cdot \beta_f \quad (2)$$

$$\text{接合部 } R_p = \gamma_p - u \cdot \gamma_w - v \cdot \gamma_f \quad (3)$$

層間変形角に占める各構成部材による変形角成分の推移を図-6に示す。各試験体とも R=0.5%以降、接合部による変形成分が顕著に増加する傾向が見られる。これは、R=0.5~0.9%で接合部内ウェブ中央部の降伏が始まり、接合部先行破壊であった性状と対応する。全ての試験体で層間変形角 R=3.0%時には全体変形の大部分を接合部が占めており、最終破壊モードとして接合部破壊であったことが概ね確認できる。

#### §4. 柱梁接合部に関する設計式の提案

##### 4.1 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(4)~式(8)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<sup>9)</sup>に基づき平面応力を

従来の RCSS 構法設計式<sup>1)~5)</sup>

$$Q_{pi} = (M_{b1} + M_{b2}) / s_d - Q_c \quad \dots \dots \dots (4)$$

$Q_{pi}$ : 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

$$Q_p = Q_w + \Sigma Q_f + Q_{cp} \quad \dots \dots \dots (5)$$

$Q_p$ : 接合部の許容せん断力  
 $Q_w$ : ウェブによる負担せん断力  
 $\Sigma Q_f$ : 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

$$Q_w = k_1 \cdot (w \sigma_y / \sqrt{3}) \cdot t_w \cdot D_w \quad \dots \dots \dots (6)$$

$k_1$ : 有効断面係数、 $w \sigma_y$ : 引張降伏強度  
 $t_w$ : 板厚、 $D_w$ : 水平長さ(=Dc: 柱せい)

$$\Sigma Q_f = k_2 \cdot (f \sigma_y / \sqrt{3}) \cdot t_f \cdot D_f \cdot n_f \quad \dots \dots \dots (7)$$

$k_2$ : 有効断面係数、 $f \sigma_y$ : 引張降伏強度  
 $t_f$ : 板厚、 $D_f$ : 水平長さ(=Dc: 柱せい)  
 $n_f$ : ふさぎ板の枚数(=2or1)

$$Q_{cp} = k_3 \cdot (\phi_r \cdot \tau_c) \cdot (k_0 \cdot B_c) \cdot D_c \quad \dots \dots \dots (8)$$

$k_3$ : 有効断面係数、 $\tau_c$ : せん断強度(=0.3 · σB)  
 $\phi_r$ : 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

求め(図-7)、せん断成分を積分して負担せん断力を算出し、有効断面係数を求めた。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。なお、終局耐力は層間変形角 R=2.0%を想定する。

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(RCSS 構法)<sup>1)~4)</sup>における有効断面係

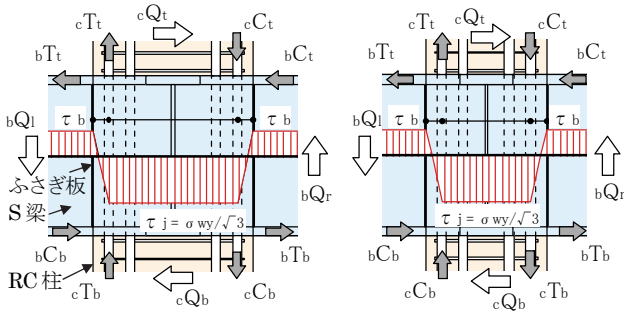


数(=0.9)とほぼ同等であるものと判断できる。一方、No.1、2、4では、鉄骨ウェブがすでに降伏しているのにもかかわらず、有効断面係数としては  $k1_{exp}=0.83\sim0.88$  であった。したがって、従来の設計法における有効断面係数の修正が必要であると判断できる。ふさぎ板の有効断面係数( $k2$ )については、各試験体とも  $k2_{exp}\doteq 0.9$  であったことから、従来の設計法における有効断面係数(=0.9)とほぼ同等であるものと判断できる。コンクリートパネルの有効断面係数( $k3$ )については、No.3において  $k3_{exp}$  は計算値以上であった。一方、No.1、2、4では、 $k3_{exp}$  はいずれも計算値以下であったことから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。

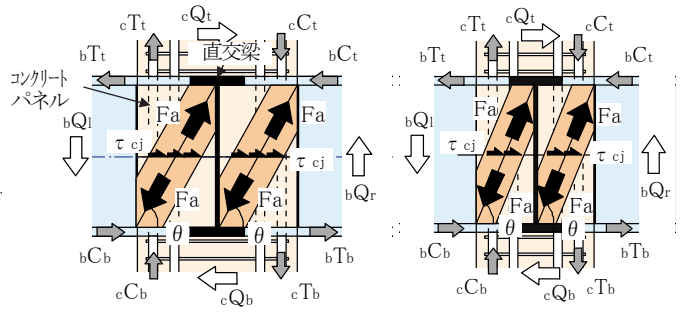
以上より、高強度コンクリートを用いた No.3 では各構成要素の有効断面係数は従来の設計法とほぼ同等であったが、普通強度コンクリートを用いた No.1、2、4 では鉄骨ウェブおよびコンクリートパネルの有効断面係数( $k1$ 、 $k3$ )の修正が必要であることを確認した。

#### 4.2 修正評価式の提案

図-8 に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-8(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  $\theta$  が大きくなるため、



(a) ウェブのせん断応力度分布



(b) コンクリートパネルの圧縮ストラット

Fa : 想定する圧縮ストラットによりコンクリートパネルが負担する圧縮力,  $\theta$  : 想定する圧縮ストラットのなす角度,  $\tau_{cj}$  : アーチ機構によりコンクリートパネルが負担するせん断応力度,  $bQ_l$ ,  $bQ_r$  : 左右梁のせん断力,  $cQ_t$ ,  $cQ_b$  : 上下柱のせん断力,  $bT_t$ ,  $bT_b$  : 接合部に作用する上下梁フランジの引張力,  $bC_t$ ,  $bC_b$  : 接合部に作用する上下梁フランジの圧縮力,  $cT_t$ ,  $cT_b$  : 接合部に作用する上下柱の引張力,  $cC_t$ ,  $cC_b$  : 接合部に作用する上下柱の圧縮力,  $\tau_j$  : 接合部内ウェブが負担するせん断応力度,  $\tau_b$  : 梁ウェブが負担するせん断応力度

図-8 ウェブおよびコンクリートパネルの想定応力伝達機構

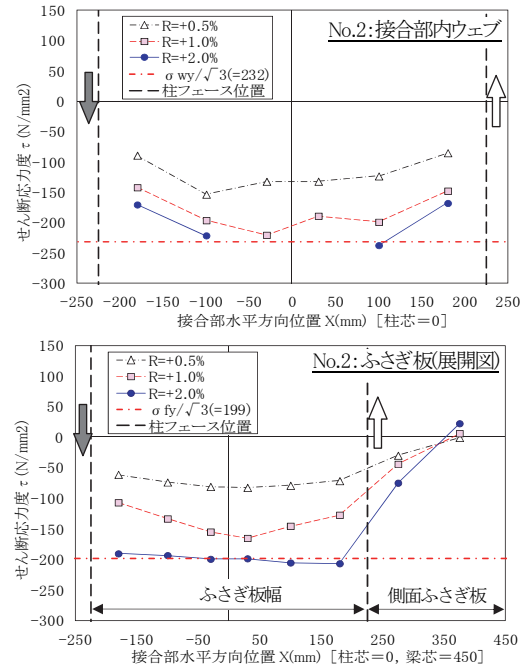


図-7 ウェブおよびふさぎ板のせん断応力度分布

表-2 各構成要素の有効断面係数一覧

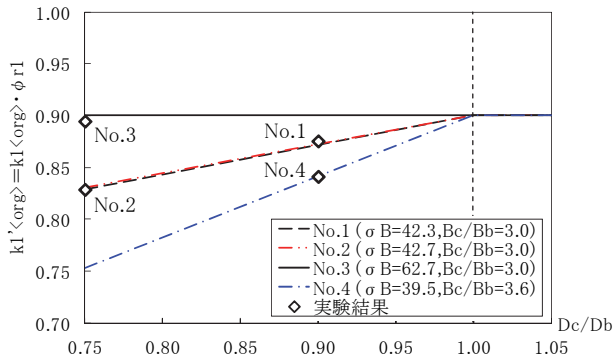
試験体		No.1	No.2	No.3	No.4	
構成要素・有効断面係数	ウェブ[k1] (Db=450mm, tw=6mm, $\sigma_{wy}=402\text{N/mm}^2$ )	Qw (kN) $k1_{exp}$ $k1_{org}$ $\phi r1 \cdot k1_{org}$	549 0.876 0.900 0.873	519 0.829 0.900 0.831	561 0.895 0.900 0.900	527 0.841 0.900 0.841
	ふさぎ板[k2] (Df=450mm, tf=3.2mm, $\sigma_{fy}=344\text{N/mm}^2$ )	$\Sigma Qf$ (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=450mm, Bc=450mm)	Qcp (kN) *1 $\sigma B$ (N/mm <sup>2</sup> ) $\phi r \cdot k3_{exp}$ $\phi r \cdot k3_{org}$ $\phi r3' \cdot \phi r \cdot k3_{org}$	825 42.3 0.339 0.411 0.343	688 42.7 0.281 0.363 0.266	1111 62.7 0.375 0.363 0.363	817 39.5 0.351 0.411 0.328
作用せん断力 (kN)		expQpi *2	1904	1771	2214	1853
許容せん断力		orgQp *3	2080	1969	2155	2037
計算値 (kN)		org'Qp *4	1897	1688	2155	1807

\*1 Qcp : コンクリート負担せん断力 [= expQpi - ( $\Sigma pQf + pQw$ )]

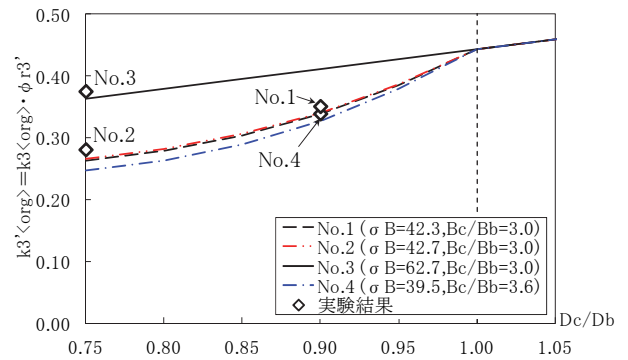
\*2 expQpi : 接合作用せん断力実験値 (R=2.0%)

\*3 orgQp : 従来の設計式による接合部の許容せん断力

\*4 org'Qp : 修正した設計式による接合部の許容せん断力



(a) ウェブの有効断面係数



(b) コンクリートパネルの有効断面係数

図-9 断面せい比と有効断面係数の関係

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  $k1<exp>$  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  $k3<exp>$  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。ここで、実験結果に基づき、回帰分析を行った結果、各実験係数として以下式(9)、(10)が得られた。なお、 $\phi_{r1}$ 、 $\phi_{r3}$  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する。

$$\phi_{r1} = \frac{k1<exp>}{k1<org>} = 1 - 1.39 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_B}{60}\right) \cdot \left(\frac{Bc}{Bb} - 2.23\right) \cdot \left(1 - \frac{Dc}{Db}\right) \quad (9)$$

$$\phi_{r3} = \frac{k3<exp>}{k3<org>} = 1 - 14.8 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_B}{60}\right) \cdot \left(1 - \frac{Dc}{Db}\right) \cdot \left(\frac{Dc}{Db} - 0.5\right) \quad (10)$$

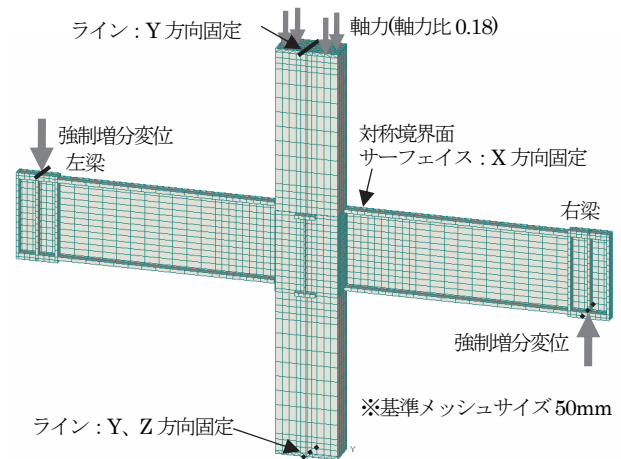
鉄骨ウェブおよびコンクリートパネルに対する低減係数の実験結果と設計式による結果との比較を図-9に示す。これらの結果によると、 $0.75 \leq Dc/Db < 1.0$  の場合には、従来の有効断面係数に対して、低減係数を考慮すれば接合部の許容せん断力の評価が可能であることがわかった。

## §5. 解析による検証

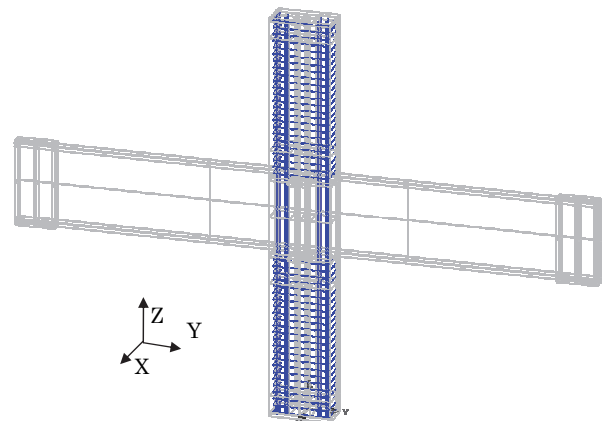
### 5.1 解析概要

実験で得られた荷重変形関係と接合部内部の応力状態について検証するため、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-10に示す。解析モデルは試験体の

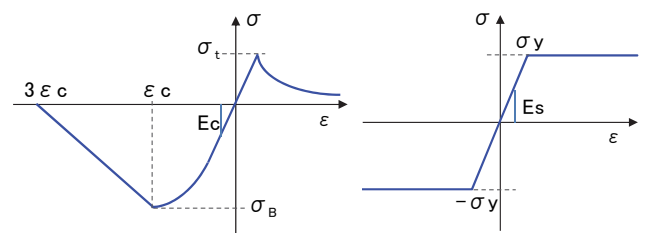


(a) メッシュ分割・支持条件・荷重条件



(b) 鉄筋のモデル化

図-10 解析モデル(No.2)



(a) コンクリート

(b) 鋼材

図-11 材料特性

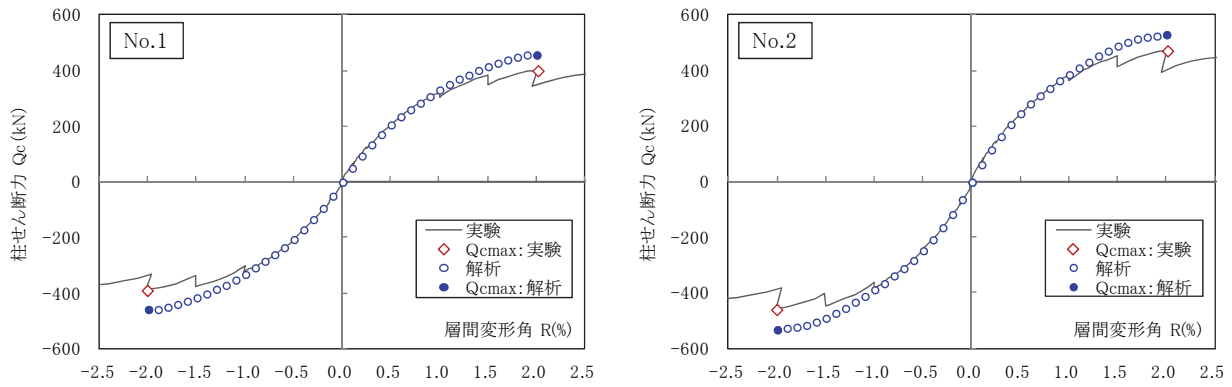


図-12 柱せん断力-層間変形角関係(解析結果)

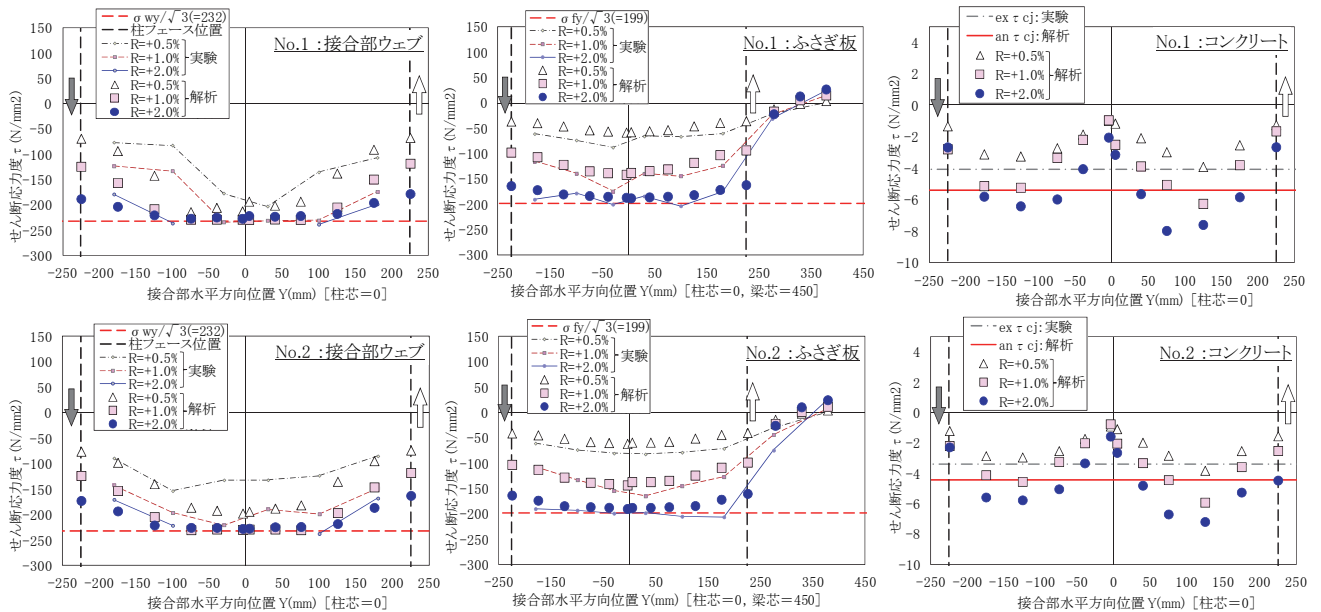


図-13 各構成要素の接合部内せん断応力度分布

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。図-11に使用材料の構成モデルを示す。各解析ケースとも鉄骨とコンクリートとの接触面はインターフェイス要素を設けることで摩擦係数および付着力を考慮した。インターフェイス要素は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<sup>6)</sup>)とし、付着力はないものとした。

## 5.2 解析結果

実験および解析から得られた柱せん断力-層間変形角関係(包絡線)の比較を図-12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。

## 5.3 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-13に示す。また、パネル内のコンクリートに関しても、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併せて図に示す。

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若干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それぞれの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  $\text{an} \tau_{cj}$  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  $\text{anQpi}$  と各構成要素のせん断力の総和である  $\Sigma \text{anQpi}$  はともに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負担せん断力が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-14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。

## §6.まとめ

従来のRCSS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 ( $0.75 \leq Dc/Db < 1.0$ ) 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  $0.75 \leq Dc/Db < 1.0$  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。

### <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・第83号, 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・第428号, 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・第429号, 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・第437号, 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.

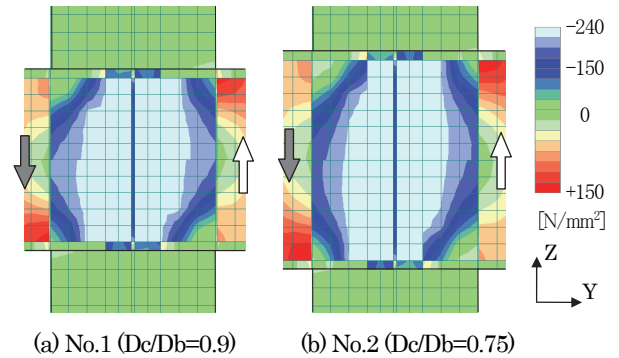


図-14 ウェブのせん断応力度  $\tau_{yz}$  コンター(R=2.0%)

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=450mm, tw=6mm, $\sigma_{wy}=402\text{N/mm}^2$ )	exQw (kN)	549	519
		k1<exp>	0.876	0.829
		anQw (kN) *1	575	566
	ふさぎ板[k2] (Df=450mm, tf=3.2mm, $\sigma_{fy}=344\text{N/mm}^2$ )	ex $\Sigma Qf$ (kN)	530	564
		k2<exp>	0.927	0.986
		an $\Sigma Qf$ (kN) *2	514	520
	コンクリートパネル [k3] (Dc=450mm, Bc=450mm)	k2<an>	0.899	0.909
		exQcp (kN)	825	688
		k3<exp>	0.339	0.281
		ex $\tau_{cj}$ (N/mm²) *3	4.07	3.40
anQcp (kN) *4		1094	899	
作用せん断力(kN)	k3<exp>	0.417	0.346	
	an $\tau_{cj}$ (N/mm²) *5	5.40	4.44	
	expQpi	1904	1771	
	anQpi *6	2172	1989	
	$\Sigma \text{anQpi}$ *7	2183	1985	

- \*1 anQw : 解析結果から算出した鉄骨ウェブの負担せん断力  
 \*2 an  $\Sigma Qf$  : 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 (= exQcp / (Dc × Bc))  
 \*4 anQcp : 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 (= anQcp / (Dc × Bc))  
 \*6 anQpi : 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  $\Sigma Qp$  : 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 (= anQw + an  $\Sigma Qf$  + anQcp)