

梁段差を有する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 Level Difference Beam

-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 structural behaviors of the composite frame consisting of reinforced concrete column and steel beam with level difference, and then proposes the seismic design for the beam-column joint. The specimens include the beam-column joints with different depths in principal and/or orthogonal beam, and with level difference in beam. The experimental results showed that the beam-column joints can be estimated properly by introducing the reduction factor for the shear yielding strength of cover plate. In order to simulate the experimental results, the authors also carried out the three-dimensional non-linear FEM analysis with consideration of friction between concrete and steel. The analytical results showed a good agreement with the experimental 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)の設計法における適用範囲を拡大するために、想定する主方向の梁せいと直交方向の梁せいが異なる場合および主方向の梁に段差を設けた場合の接合部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上で、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、ふさぎ板のせん断降伏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^{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、想定する主方向の梁せいと直交方向の梁せいは同一とすること、主方向の梁に段差を設けないことが構法の適用条件であるが、近年、設計ニーズの多様化から適用条件の拡大が求められるようになってきた。

本研究開発の目的は、RCSS 構法の設計法^{1)④}における梁段差(図-1)を許容する設計法の構築である。想定する主方向の梁せいと直交方向の梁せいが異なる場合および梁に段差を設けた場合の柱梁接合部(以下、接合部と呼ぶ)を対象とした構造実験を行い、その適用性を確認し、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接合部の応力伝達機構に梁段差が与える影響を検討し、提案式の妥当性について検証した。

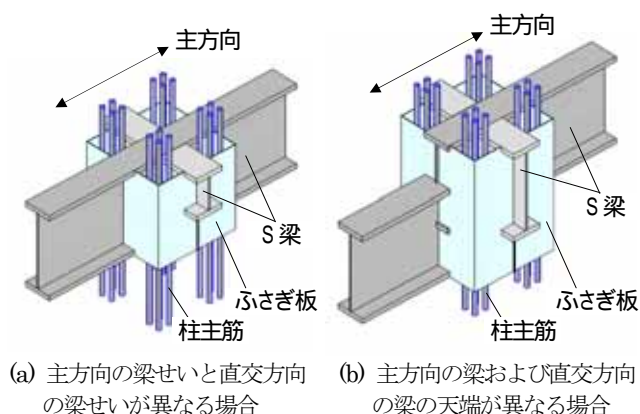


図-1 異なる梁せいおよび梁段差を有する接合部

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、各試験体の試験体形状と柱断面を図 - 2 に各々示す。柱断面寸法は 450×450mm、柱主筋は 16-D22(SD390)、フープ筋は D6@50(SD685) とし、全試験体とも共通とした。実験パラメータは主方向の梁と直交方向の梁(以下、それぞれ載荷梁、直交梁と呼ぶ)の梁せい、載荷梁天端の段差およびコンクリート強度とし、各試験体の想定破壊モードはパネル降伏先行型となるように計画した。

No.1 では直交梁の梁せいを載荷梁の梁せいの 1/2 とした。No.3 では一方の載荷梁の梁せいを基準とした梁せい($D_b=450\text{mm}$)の 1/2 とした。No.4 では左右の載荷梁の天端に段差を設け、その影響を調べた。No.2 および No.5 ではそれぞれ No.1 および No.4 の高強度コンクリート時の接合部耐力を調べるために、コンクリート強度を F_c60 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($t=9\text{mm}$)よりも接合部内ウェブ厚を薄くした($t=6\text{mm}$)。

2.2 加力方法および計測計画

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($=0.18B_cD_c\sigma_B$: σ_B は実強度)を載荷した

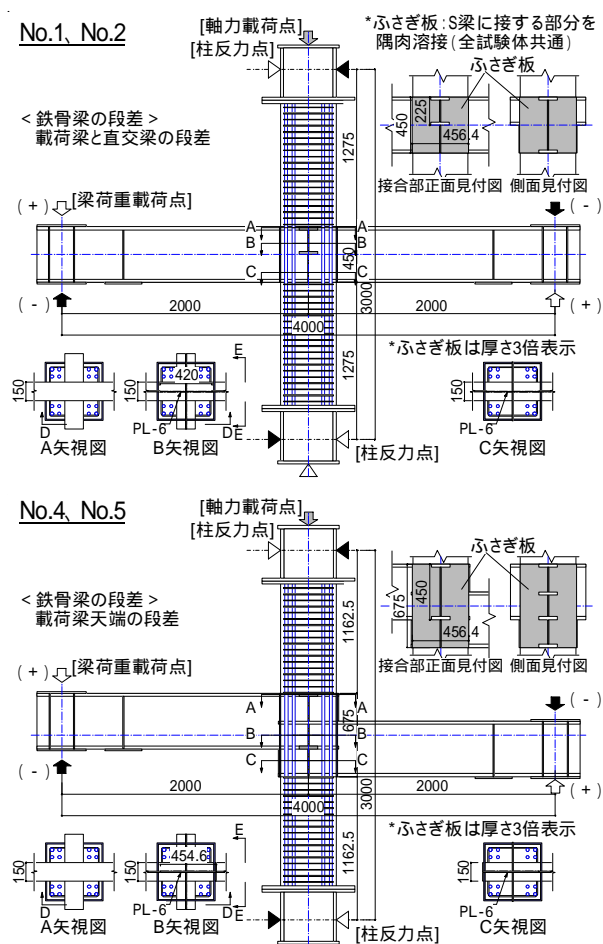


図 - 2 試験体形状および柱断面

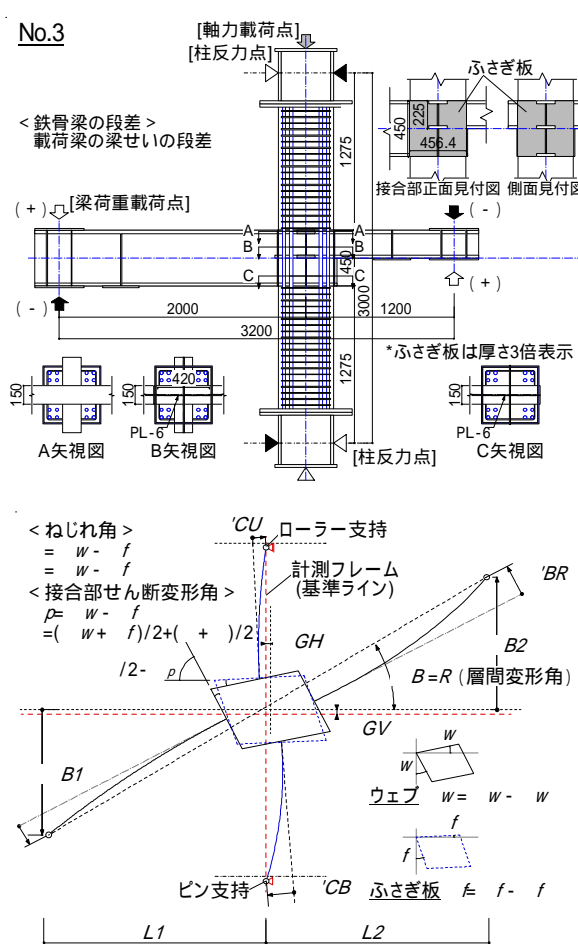


図 - 3 構成部位の変形状態

表 - 1 試験体一覧

試験体	RC 柱			S 梁	鉄骨梁($D_b=450\text{mm}$)の段差			実験時コンクリート緒元		備考
	軸力	設計基準強度 $F_d(\text{N}/\text{mm}^2)$	主筋	梁断面 (SN490B)	載荷梁	直交梁	梁天端差	圧縮強度 $\sigma(\text{N}/\text{mm}^2)$	弾性係数 $E_q(\text{kN}/\text{mm}^2)$	
No.1	0.18 · $B_cD_cF_c$	36	16-D22 (SD390)	BH-450x150x9x25	-	0.5 D_b	-	40.6	30.4	直交梁 段差
No.2		60			-	-	-	60.9	33.8	
No.3		36		BH-450x150x9x25, BH-225x150x9x25	D_b , 0.5 D_b	-	-	42.0	29.0	載荷梁せい 段差
No.4		36		BH-450x150x9x28	-	-	0.5 D_b	42.4	29.9	載荷梁天端 段差
No.5		60			-	-	-	61.0	32.9	

< 共通 > 柱断面 450x450mm、梁フランジ PL-25(SN490C): $\gamma=329\text{N}/\text{mm}^2$ 、接合部ウェブ PL-6(SN490B): $\gamma=396\text{N}/\text{mm}^2$ 、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): $\gamma=355\text{N}/\text{mm}^2$

状態で、左右荷重梁の反曲点に上下逆方向で同じ大きさの鉛直変位(No.3の短スパン梁:通常スパン梁鉛直変位×1200/2000の鉛直変位)を与え、正負交番繰り返し荷重を行った。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をスパン($L1=L2=2000\text{mm}$ 、ただしNo.3のみ $L1=2000\text{mm}$ 、 $L2=1200\text{mm}$)で除して求めた(図-3)。加力サイクルは、 $R=0.125\%$ を正負1回荷重の後、 $R=0.25$ 、 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回荷重とした。試験体の代表的なひずみ計測位置を図-4に示す。

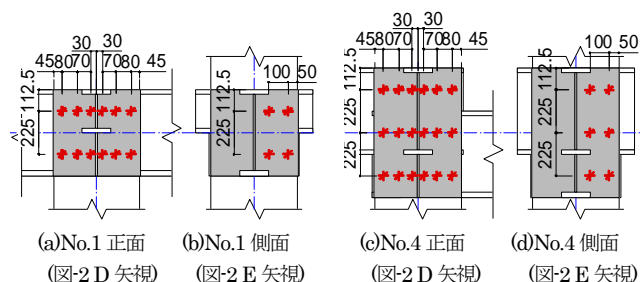


図-4 ふさぎ板のひずみ計測位置(3軸ゲージ:透視図)

2.3 荷重変形角関係および破壊経過

柱せん断力-層間変形角関係を図-5に、接合部周辺の代表的なひび割れ状況($R=+2.0\%$ ピーク時)を写真-1に各々示す。図-5には、従来の接合部終局耐力計算値を併せて示す。No.1、No.2の最大耐力は計算値に達しなかったが、No.3~No.5の最大耐力は計算値を上回った。

各試験体で共通であった破壊経過を以下に示す。 $R=0.25\sim 0.5\%$ で柱に曲げひび割れが生じ、 $R=0.5\%$ で直交梁の上下フランジ周りにひび割れが生じた。その後、 $R=0.5\sim 0.8\%$ 付近で接合部内ウェブ中央の降伏が始まり、 $R=1.0\sim 1.4\%$ 付近でふさぎ板が降伏し始めた。No.1~No.4は破壊経過および $R=\pm 2.0\sim 3.0\%$ で正負荷重とも最大荷重に至ったことから、最終破壊モードを接合部破壊と判断した。No.5は梁の全塑性耐力を上回り $R=4.2\%$ で最大耐力に達したことから、破壊モードを接合部降伏後の梁曲げ破壊と判断した。



写真-1 試験体ひびわれ状況($R=+2.0\%$ ピーク時)

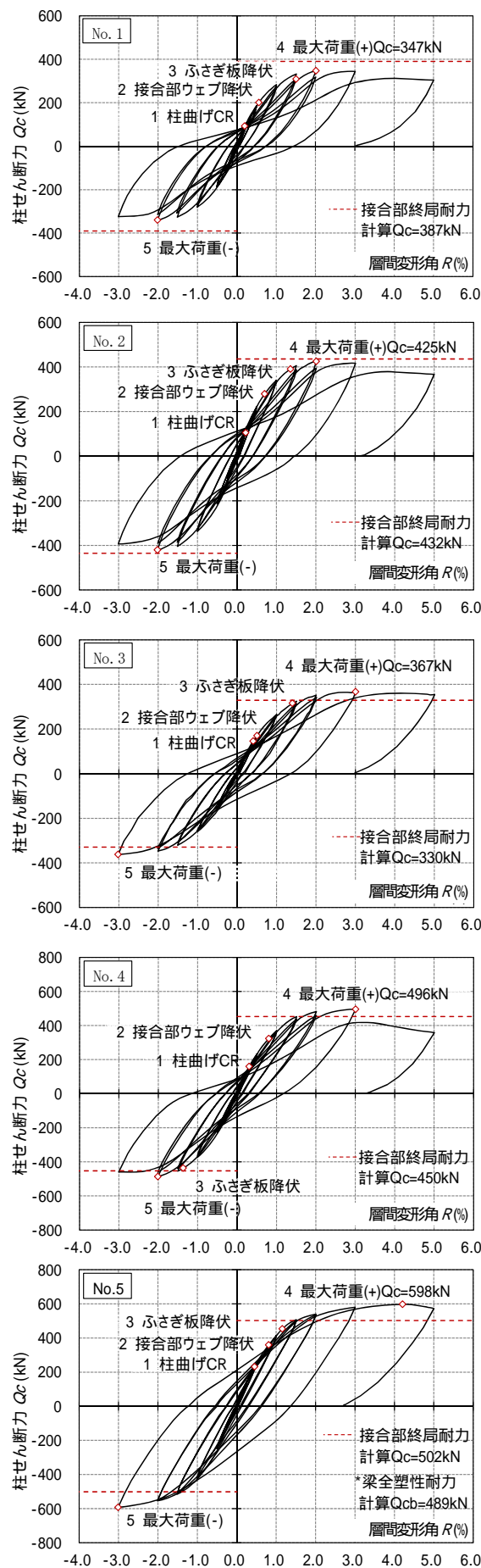


図-5 柱せん断力-層間変形角関係

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

従来のRCSS構法設計式¹⁾⁶⁾は、接合部を構成する要素として接合部内の鉄骨ウェブ(以下、ウェブと呼ぶ)、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。段差梁接合部を評価する場合、接合部領域の上部、中央、下部に作用する接合部せん断力のうちせん断力が最大となる領域のせん断耐力評価を行う(図-6)。

従来のRCSS構法設計式¹⁾⁶⁾

$$Q_{pi} = M_{b1} / s_{d1} + M_{b2} / s_{d2} - Q_c \quad (1)$$

Q_{pi} : 接合部に作用するせん断力
 M_{b1}, M_{b2} : 左右鉄骨梁の曲げモーメント
 s_{d1}, s_{d2} : 左右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

$$Q_w = k_1 \cdot \phi_{r1} \cdot (w \cdot \sigma_y / \sqrt{3}) \cdot t_w \cdot D_w \quad (3)$$

k_1 : 有効断面係数, ϕ_{r1} : 鉄骨ウェブの断面せい比に対する低減係数, $w \cdot \sigma_y$: 引張降伏強度
 t_w : 板厚, D_w : 水平長さ(= D_c : 柱せい)

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

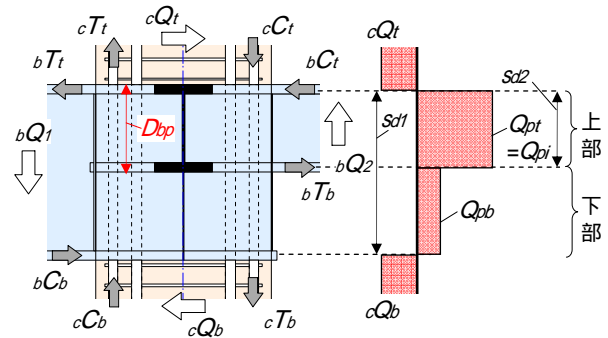
k_2 : 有効断面係数, $f \cdot \sigma_y$: 引張降伏強度
 t_f : 板厚, D_f : 水平長さ(= D_c : 柱せい)
 n_f : ふさぎ板の枚数(=2or1) *ふさぎ板が四周りない場合、 k_1, k_2, k_3 を0.9倍に低減する

$$Q_{cp} = k_3 \cdot (\phi_{r3} \cdot \tau_c) \cdot (k_0 \cdot B_c) \cdot D_c \quad (5)$$

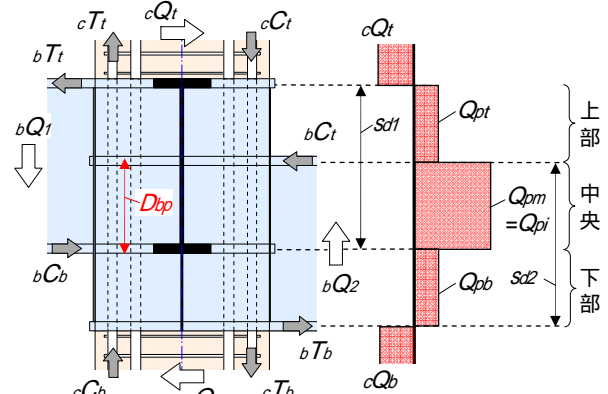
k_3 : 有効断面係数, τ_c : せん断強度(= $0.3 \cdot \sigma_B$)
 ϕ_{r3} : コンクリートパネルの断面せい比に対する低減係数
 k_0 : 梁が偏芯している場合の断面低減係数
 B_c : 柱の幅, D_c : 柱のせい

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⁷⁾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、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 $R=2.0\%$ 時を想定)。

ウェブの有効断面係数(k_1)については、No.1~4において $k_1<exp>=0.89\sim0.91$ 、最終破壊モードが梁曲げ破壊だったNo.5において $k_1<exp>=0.88$ であり、従来の設計法¹⁾⁶⁾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。なお、No.1、No.2のパネル内のウェブ上下位置の計測せん断応力度については、主梁よりせいの小さい直交梁が取り付くことによる影響はほとんど見られず、従来のウェブとほぼ同様の挙動を示したものと判断できる。



柱および梁から接合部に作用する力 想定する柱せん断力分布
 (a) 想定する主方向の梁せいが異なる場合(No.3)



柱および梁から接合部に作用する力 想定する柱せん断力分布
 (b) 想定する主方向の梁天端レベルが異なる場合(No.4, No.5)

bQ_1, bQ_2 : 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
 Q_{pt}, Q_{pm}, Q_{pb} : 上部、中央および下部接合部に作用するせん断力
 Q_{pi} : 耐力評価に用いる接合部せん断力
 D_{op} : 耐力評価に用いる接合部の有効梁せい

図-6 想定する接合部領域に作用するせん断力

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	No.5	
構成要素・有効断面係数	ウェブ [k_1] ($D_b=450\text{mm}$, $t_w=6\text{mm}$, $w_y=402\text{N/mm}^2$)	Q_w (kN)	523	535	540	533	518
		$k_1<exp>$	0.89	0.91	0.91	0.90	0.88
		$k_1<org>$	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
	ふさぎ板 [k_2] ($D_f=450\text{mm}$, $t_f=3.1\text{mm}$, $f_y=355\text{N/mm}^2$)	Q_f (kN)	258	286	411	482	493
	$k_2<exp>$	0.45	0.50	0.72	0.85	0.86	
	$k_2<org>$	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	
	$f \cdot k_2<org>^{*1}$	0.45	0.45	0.58	0.90	0.90	
有効断面係数	コンクリートパネル [k_3] ($D_c=450\text{mm}$, $B_c=450\text{mm}$)	Q_{cp} (kN) ^{*2}	1099	1484	1626	1599	1913
		B (N/mm ²)	40.6	60.9	42.0	42.4	61.0
		$k_3<exp>$	0.46	0.51	0.67	0.66	0.65
	$k_3<org>$	0.44	0.44	0.57	0.57	0.57	
作用せん断力 (kN)	$exp Q_{pi}^{*3}$	1880	2305	2576	2613	2924	
許容せん断力計算値 (kN)	$org Q_p^{*4}$	2097	2345	2430	2438	2721	
	$org Q_p^{*5}$	1841	2089	2248	2438	2721	

*1 $f \cdot k_2<org>$: 修正した設計式によるふさぎ板の有効断面係数

*2 Q_{cp} : コンクリート負担せん断力 [= $exp Q_{pi} - (pQ_f + pQ_w)$]

*3 $exp Q_{pi}$: 接合部作用せん断力実験値 ($R=2.0\%$)

*4 $org Q_p$: 従来の設計式による接合部の許容せん断力

*5 $org Q_p$: 修正した設計式による接合部の許容せん断力

ふさぎ板の有効断面係数($k2$)については、No.1、No.2、No.3は設計式による $k2<org>$ ($=0.9$) に対し、 $k2<exp>$ $=0.45\sim0.72$ であり、有効断面係数の修正が必要であると判断できる。No.4、No.5は $R=+2.0\%$ 時は $k2<exp>=0.82\sim0.85$ と設計式による $k2<org>$ と比べ若干小さいものであったが、 $R=+3.0\%$ 時は $k2<exp>=0.90\sim0.94$ であり、 $k2<org>$ と概ね対応していると判断できる。

コンクリートパネルの有効断面係数($k3$)については、No.1~No.5は従来の設計式による $k3<org>$ に対し、 $k3<exp>/k3<org>=1.05\sim1.17$ であり、いずれの実験結果も概ね安全側に評価することができ、良好な関係を示しているものと判断できる。

以上より、No.1、No.2、No.3では、ふさぎ板の有効断面係数($k2$)の修正が必要であることを確認した。

3.2 修正評価式の提案

直交梁の梁せいが載荷梁の梁せいより小さい接合部において、実験ではふさぎ板の有効断面係数が従来式より小さいこと、想定する最大主応力の傾きが 45° より小さい(図-7)ことが確認された。従来の設計式ではふさぎ板の最大主応力の傾きは 45° 近傍と想定し、せん断降伏応力度として $\sigma_y/\sqrt{3}$ を用いるが、今回対象とするふさぎ板のせん断降伏応力度については、最大主応力の傾きを考慮した低減係数が必要となる。

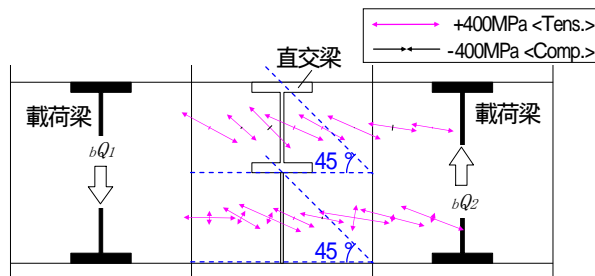


図-7 ふさぎ板(展開図)の主応力度分布
No.1 実験結果($R=+2.0\%$ 時)

ここで、対象とするふさぎ板の主応力度 σ_1 、 σ_2 ($\sigma_1 > \sigma_2$) について、 σ_1 方向は x 軸(水平方向)から θ (反時計回りを正)とし、降伏条件はミーゼス相当応力(σ_{eq})の降伏を考える。各主応力度の関係において、次式が成り立つものとする。

$$\sigma_{eq}^2 = \sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2 = \sigma_y^2 \quad (6)$$

$$\sigma_2 = -k \cdot \sigma_1 \quad (\text{ただし、} k < 1 \text{ とする。}) \quad (7)$$

応力状態として降伏基準に達するときの各主応力度は、(6)式および(7)式より、 k を用いて(8)~(10)式で表される。

$$\sigma_1^2 \cdot (1+k+k^2) = \sigma_y^2 \quad (8)$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_y}{\sqrt{1+k+k^2}}, \quad \sigma_2 = \frac{-k \cdot \sigma_y}{\sqrt{1+k+k^2}} \quad (9), (10)$$

一方、降伏と判定される時のせん断応力度 τ_x は(8)式より、(11)式で表される。

$$\begin{aligned} \tau_x &= \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\theta = \frac{(1+k)}{2\sqrt{1+k+k^2}} \sigma_y \cdot \sin 2\theta \\ &= \frac{\sqrt{3} \cdot (1+k)}{\sqrt{1+k+k^2}} \cdot \frac{\tan \theta}{1+\tan^2 \theta} \cdot \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \equiv \alpha_{fc} \cdot \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (11) \end{aligned}$$

ここで、上部ふさぎ板に関して、ふさぎ板の有効形状比 ($\beta \cdot D_{bp}/D_f$: 図-8)、降伏と判定される時のせん断応力度 τ_{xt} 、 $k=k_{et}$ とし、主応力方向と形状比の関係が(12)式で表されると仮定する。

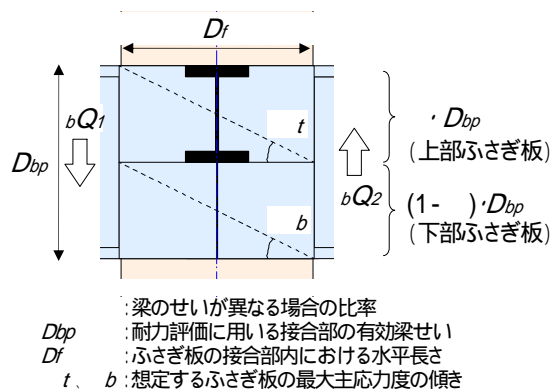


図-8 想定する接合部範囲と β の定義

$$\begin{aligned} \tau_{xt} &= \frac{\sqrt{3} \cdot (1+k_{et})}{\sqrt{1+k_{et}+k_{et}^2}} \cdot \frac{(\beta \cdot D_{bp} / D_f)}{1 + (\beta \cdot D_{bp} / D_f)^2} \cdot \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \\ &\equiv \alpha_{fct} \cdot \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (12) \end{aligned}$$

下部ふさぎ板に関しても同様に、ふさぎ板の有効形状比 $\{(1-\beta) \cdot D_{bp}/D_f\}$ 、降伏と判定される時のせん断応力度 τ_{xb} 、 $k=k_{eb}$ とし、(13)式で表すことができる。

$$\begin{aligned} \tau_{xb} &= \frac{\sqrt{3} \cdot (1+k_{eb})}{\sqrt{1+k_{eb}+k_{eb}^2}} \cdot \frac{\{(1-\beta) \cdot D_{bp} / D_f\}}{1 + \{(1-\beta) \cdot D_{bp} / D_f\}^2} \cdot \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \\ &\equiv \alpha_{fcb} \cdot \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (13) \end{aligned}$$

実験では、ふさぎ板の降伏範囲が従来評価式と比較し減少する傾向がみられたため、低減係数を ϕ_{fexp} (各試験体における上部、下部ふさぎ板各々の最小値を採用) とし、(14)、(15)式のように定義した(図-9)。

$$\phi_{fexp} = \alpha_{fct} / \alpha_{fexp}, \quad \phi_{fbexp} = \alpha_{fcb} / \alpha_{fbexp} \quad (14), (15)$$

なお、 k_{et} 、 k_{eb} は上部ふさぎ板、下部ふさぎ板の範囲につ

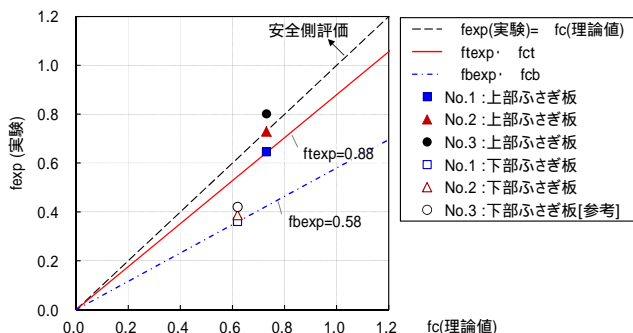


図 - 9 α_{texp} (実験) と α_t (理論値) の比較

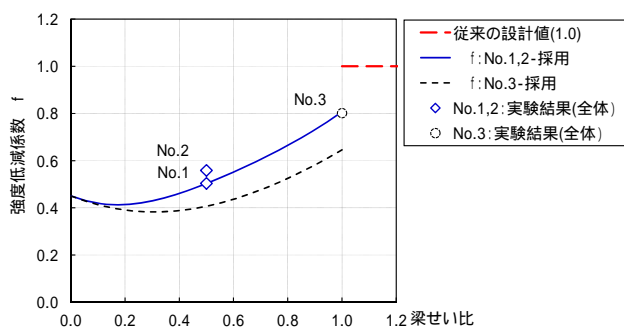


図 - 10 実験結果と強度低減係数 α_r の比較 (R=2.0%時)

いて、No.1、No.2、No.3 の実験結果から得られた各々の平均値を採用し、上部ふさぎ板および下部ふさぎ板の強度低減係数を算出した。

ふさぎ板全体の強度低減係数 α_f は、上部ふさぎ板および下部ふさぎ板各々の強度低減係数 (α_{ft} 、 α_{fb}) を考慮し、(16)式で表すことができる。

$$\alpha_f = \left\{ \beta \cdot \alpha_{ft} + (1 - \beta) \cdot \alpha_{fb} \right\} \\ = \frac{1.61 \cdot \left(\beta^2 \cdot D_{bp} / D_f \right) + 0.90 \cdot \left\{ (1 - \beta)^2 \cdot D_{bp} / D_f \right\}}{1 + \left(\beta \cdot D_{bp} / D_f \right)^2} + \frac{0.90 \cdot \left\{ (1 - \beta)^2 \cdot D_{bp} / D_f \right\}}{1 + \left\{ (1 - \beta) \cdot D_{bp} / D_f \right\}^2} \quad (16)$$

提案した強度低減係数 α_r と実験結果との比較を図 - 10 および表 - 3 に示す。提案した強度低減係数は、No.1、No.2、No.3 の実験結果を安全側に評価しており、提案式の妥当性を確認できた。

4.解析による検証

4.1 解析概要

実験から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.4 について 3 次元弾塑性 FEM 解析(解析コード:ATENA-3D)を行った。さらに、No.1、No.4 を基準として直交梁せいおよび梁天端の段差量を変動させ、接合部の耐力および周辺の応力状態に与える影響についても検証した(表 - 4)。

解析モデルを図 - 11 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。鉄筋(主筋、せん断補強筋)のモデル(図 - 12)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。コンクリートモデルの 2 軸応力状態に基づいた等価 1 軸則⁹⁾を図 - 13 に示す。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 μ を 0.4(鋼構造接合部設計指針⁹⁾による)とし、付着力はないものとした。水平すべり方向の剛性 K_{tt} は $0.8\text{MN}/\text{mm}^2/\text{mm}$

表 - 3 ふさぎ板の有効断面係数 k_2 の評価結果の比較

評価式	試験体	No.1			No.2			No.3
		上部	下部	全体	上部	下部	全体	上部
従来式	pQf (kN)	331	185	258	374	199	286	380
	$k_2<exp>$	0.58	0.32	0.45	0.66	0.35	0.50	0.72
	$k_2<org>$	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
	$k_2<exp>/k_2<org>$	0.65	0.36	0.50	0.73	0.39	0.56	0.80
修正式	$f_t \cdot k_2<org>$	0.58	-	-	0.58	-	-	0.58
	$f_b \cdot k_2<org>$	-	0.32	-	-	0.32	-	-
	$f \cdot k_2<org>$	-	-	0.45	-	-	0.45	0.58
	$k_2<exp>/f \cdot k_2<org>$	1.00	1.00	1.00	1.13	1.07	1.10	1.24

表 - 4 解析ケース一覧

ケース	対象試験体	最小梁フランジ間距離 mm	備考
No.1	実験 No.1	200	直交梁せい 1225mm
No.1A	-	75	直交梁せい 1100mm
No.4	実験 No.4	200	梁天端段差 225mm
No.4A	-	75	梁天端段差 400mm

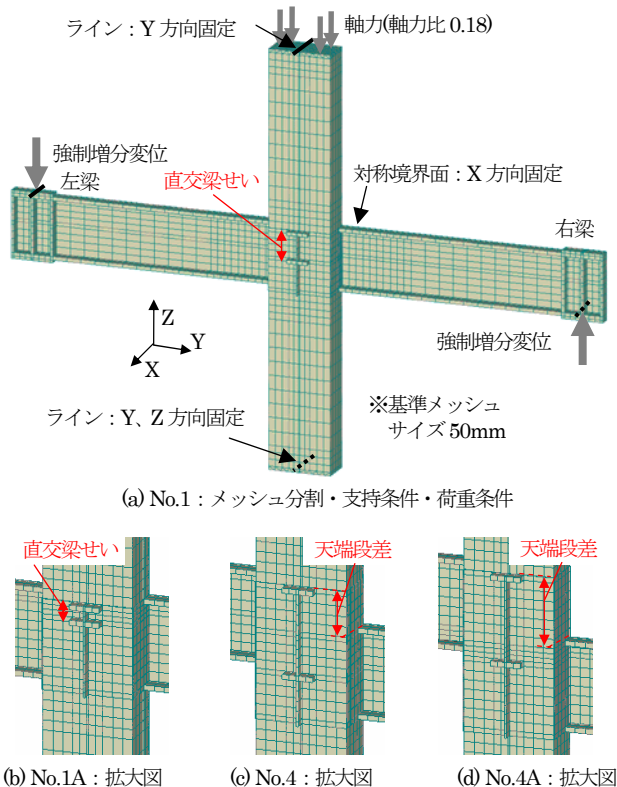


図 - 11 解析モデル

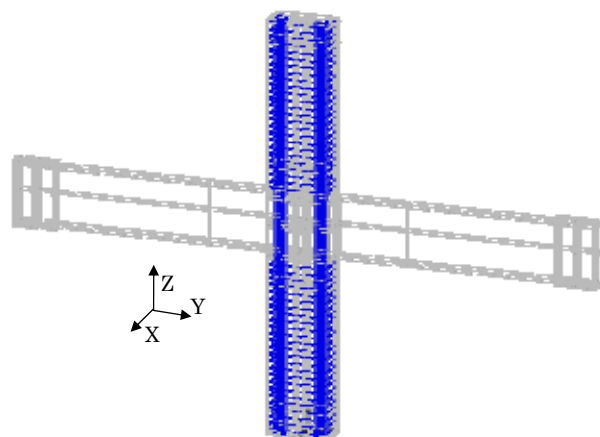


図 - 12 鉄筋のモデル化(No.1)

(鋼コンクリート構造接合部の応力伝達と抵抗機構¹⁰による)とし、せん断応力が基準強度($\mu \times \sigma_B$)に到達した後の剛性 K_{tt}^{min} は $K_{tt} / 100$ とした。なお、各試験体の材料特性には材料試験に基づく値を用いた。

4.2 解析結果

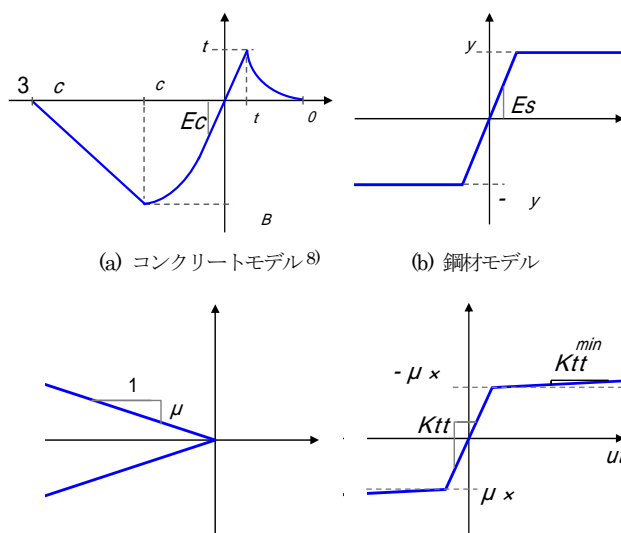
実験および各解析ケースから得られた荷重変形包絡線を図 - 14 に各々示す。

No.1 および No.4 の再現解析では、微小変形角から $R=1.0\%$ 付近まではいずれの解析結果も実験結果とよい整合を示した。No.1 は実験結果と比べ $R=1.0\%$ 以降の剛性低下が小さく、 $R=2.0\%$ の終局耐力時については実験結果を上回っていたが、No.4 は、 $R=2.0\%$ 時についても実験結果と精度よく一致していた。No.1 および No.4 の再現解析では、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。

No.1 の直交梁せいを 100mm とした No.1A は No.1 の解析結果と荷重変形包絡線は概ね一致し、解析結果を計算値で除した値は No.1 とほぼ同程度 (No.1 : 1.12、No.1A : 1.16) であった。No.4 の梁フランジ間距離を 75mm とした No.4A は、No.4 と比較し若干大きい剛性を示し、最大耐力も No.4 と比べ 1 割程度大きい値を示した。No.4A の終局耐力を計算値で除した値は No.4 より若干大きく 1.19 であった。いずれの解析ケースも解析結果を計算値で除した値は、1.08~1.19 とほぼ同程度の値を示した。

4.3 接合部周りの応力状態

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、各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。No.1 および No.4 の実験におけるひずみ計測位置と対応する各解析ケースのウェブおよびふさぎ板のせん断応力度分布を図 - 15 に示す。また、接合部内のコンクリートパネルに関しても、幅方向にお



(c) 水平すべり方向せん断応力-圧着力 (d) 水平すべり方向せん断応力-変位 (コンクリートと鉄骨の界面)

図 - 13 各要素モデル

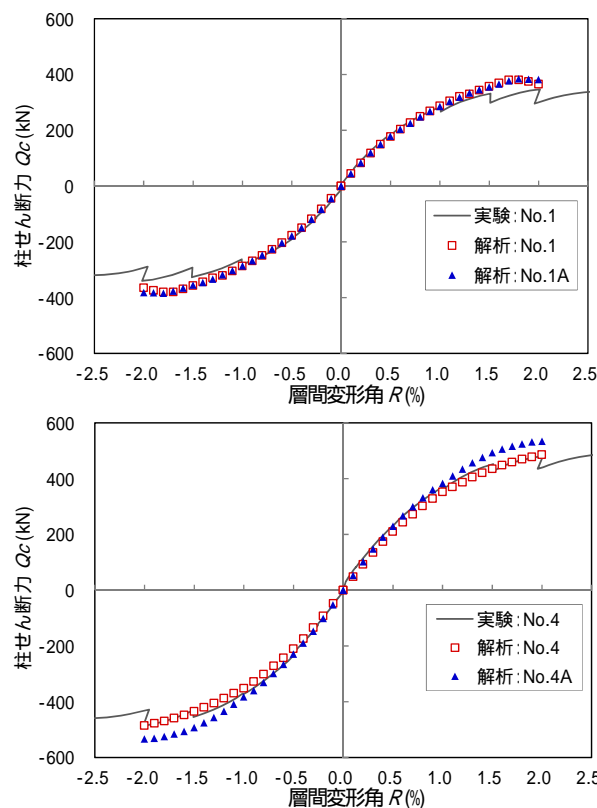
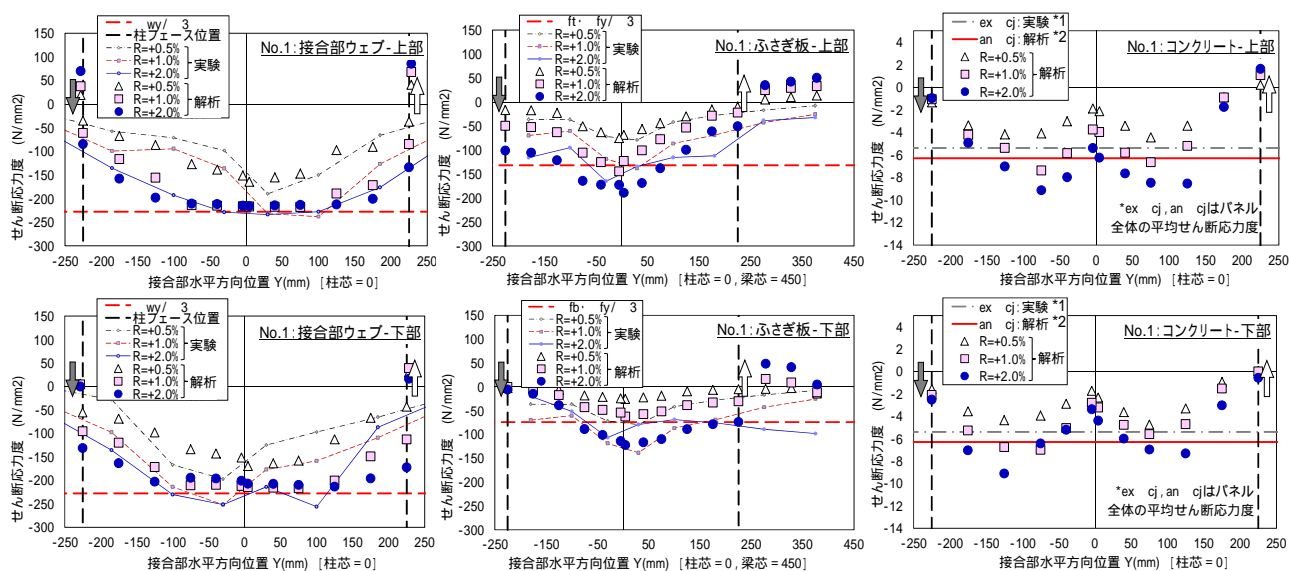


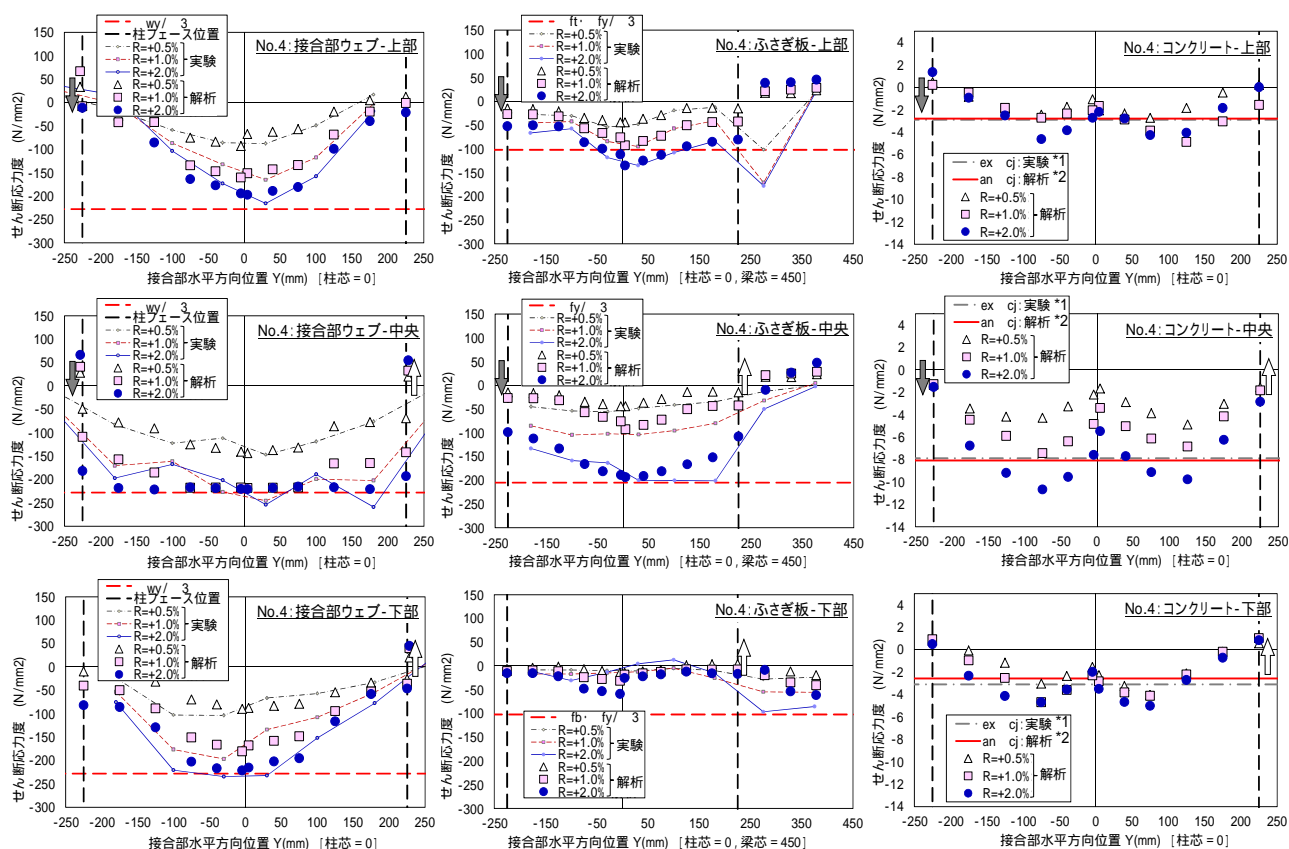
図 - 14 柱せん断力-層間変形角関係(解析結果)

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示す。

No.1 および No.4 では、ウェブとふさぎ板について、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、想定する終局変形角 $R=2.0\%$ においてもせん断応力度分布を良好に再現できていた。コンクリートのせん断応力度分布についても、実験結果と概ね対応しており、本解析によって接



(a) No.1 : 接合部領域(上部、下部)



(b) No.4 : 接合部領域(上部、中央、下部)

*1 $ex\ qj$: 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 (= $Qqp / (Dc \times Bc)$)

*2 $an\ qj$: 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 (= $anaQqp / (Dc \times Bc)$)

図 - 15 各構成要素の接合部内せん断応力度分布

合部周りの応力状態についても精度よく再現できていることを確認できた。

4.4 修正評価式による有効断面係数の評価

各解析ケースの解析結果から得られたふさぎ板のせん断応力度コンターを図 - 16 に、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 - 5 に各々示す。

No.1 では、ふさぎ板の上部、下部の解析結果が実験結果および計算結果と概ね一致することが確認できた。No.1A では、No.1 と比べ上部ふさぎ板の負担せん断力が小さくなっているが下部ふさぎ板の負担せん断力が大きくなっていることがわかる。これら解析結果から得られた負担せん断力の割合は、計算結果による評価

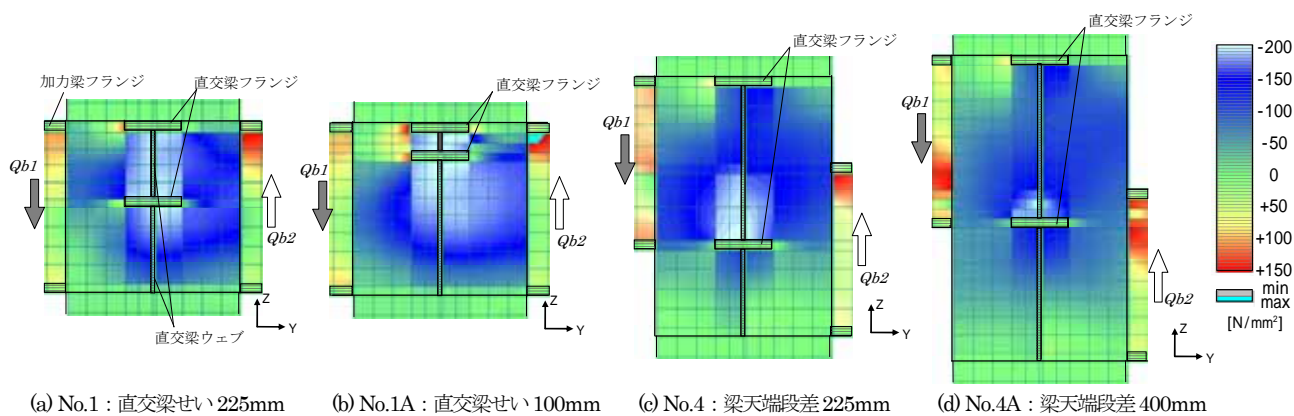


図 - 16 ふさぎ板のせん断応力度 τ_{yz} コンター(接合部正面見付け: $R=2.0\%$)

表 - 5 各構成要素の有効断面係数一覧

Case	部位	No.1			No.1A			No.4		No.4A	
		上部	下部	全体	上部	下部	全体	中央	中央	中央	中央
接合部 ウェブ [k1]	Q_w (kN)	527	519	523	-	-	-	533	-	-	-
	$k1<exp>$	0.89	0.88	0.89	-	-	-	0.90	-	-	-
	$anaQ_w$ (kN) ^{*1}	497	499	498	458	553	532	556	546	-	-
	$k1<ana>$	0.84	0.84	0.84	0.77	0.94	0.90	0.94	0.93	-	-
	$k1<cal>$	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	-	-
ふさぎ 板 [k2]	Q_f (kN)	331	185	258	-	-	-	482	-	-	-
	$k2<exp>$	0.58	0.32	0.45	-	-	-	0.85	-	-	-
	$anaQ_f$ (kN) ^{*2}	359	220	290	233	383	350	431	339	-	-
	$k2<ana>$	0.61	0.37	0.49	0.39	0.65	0.59	0.76	0.60	-	-
	$f \cdot k2<cal>$	0.58	0.32	0.45	0.31	0.39	0.37	0.90	0.90	-	-
コンクリート パネル [k3]	Q_{cp} (kN) ^{*3}	-	-	1099	-	-	-	1599	-	-	-
	$k3<exp>$	-	-	0.46	-	-	-	0.66	-	-	-
	$anaQ_{cp}$ (kN)	-	-	1275	-	-	1201	1645	2009	-	-
	$k3<ana>$	-	-	0.52	-	-	0.49	0.67	0.81	-	-
	$k3<cal>$	-	-	0.44	-	-	0.44	0.57	0.57	-	-
作用 せん断力 (kN)	$expQ_{pi}$	-	-	1880	-	-	-	2613	-	-	-
	$anaQ_{pi}$ ^{*4}	-	-	2063	-	-	2082	2632	2895	-	-
	$orgQ_p$	-	-	1841	-	-	1796	2438	2438	-	-

*1 $anaQ_w$: 解析結果から算出した鉄骨ウェブの負担せん断力
 *2 $ana \sum Q_f$: 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 $anaQ_{cp}$: 解析結果から算出したコンクリート負担せん断力
 [= $anaQ_{pi}$ - ($ana \sum Q_f + anaQ_w$)]
 *4 $anaQ_{pi}$: 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
 (= $anaQ_w + ana \sum Q_f + anaQ_{cp}$)

の傾向と一致する。また、ふさぎ板のせん断応力度コンターから、No.1AはNo.1より下部領域でのせん断応力度が大きくなっていることがみてとれる。ウェブについては、No.1、No.1Aともに、接合部全体の有効断面係数は0.84~0.90であり、計算結果と概ね一致する。No.1の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であったが、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といえる。

No.4では、解析から得られたふさぎ板の有効断面係数は実験結果と比べ若干小さいものの、ウェブおよびコンクリートパネルについては、両者ともよく一致

していた。No.4Aについては、No.4と比較しふさぎ板の有効断面係数は若干小さかったが、接合部中央のコンクリートパネルの負担せん断力が20%以上増加しており、No.4より最大耐力が増加した荷重変形関係の結果と整合している。これは、接合部の有効梁せいが小さくなったことで、接合部中央に入力されるせん断力が純せん断に近い状態となり、コンクリートパネルのせん断耐力が増加したためと考えられる。

5.まとめ

従来のRCSS構法の適用範囲拡大のため、載荷梁および直交梁の梁せいが異なる接合部および段差を有する接合部を対象として構造実験および3次元FEM解析を行い、以下の知見を得た。

- 1) 直交梁の梁せいが載荷梁の梁せいより小さい接合部の評価について、ふさぎ板に取り付く直交梁の影響を考慮した強度低減係数によって、接合部の終局耐力を安全側に評価できる。
- 2) 左右の載荷梁天端に段差を設けた接合部では、接合部の有効梁せいとして左右載荷梁の梁せいが重複する高さを採用することで、接合部の終局耐力を安全側に評価できる。
- 3) 載荷梁と直交梁の梁せいが異なる接合部および段差を有する接合部について3次元FEM解析を行った結果、荷重変形包絡線と接合部周辺のウェブ、ふさぎ板およびコンクリートパネルの応力状態は実験結果と概ね良い対応を示した。各解析ケースについて、各構成要素の負担せん断力と接合部周辺のふさぎ板の応力状態が概ね想定モデルに近いことを確認し、提案式の妥当性を示した。

<参考文献>

- 1) 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.
- 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力-変形関係”, 日本建築学会構造系論文集・第429号, pp.55-64,

1991.

- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) 佐川隆之，山野辺宏治，西谷隆之，竹田 拓司：“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”，清水建設研究報告・第91号，pp.11-18，2014.
- 6) 佐川隆之，山野辺宏治，西谷隆之，竹田 拓司：“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”，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，pp.1069-1074，2014.
- 7) 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.
- 8) Hordijk, P.A.：“Local Approach to Fatigue of Concrete”，Delft University of Technology, 1991.
- 9) 日本建築学会編：“鋼構造接合部設計指針”，2012.
- 10) 日本建築学会編：“鋼コンクリート構造接合部の応力伝達と抵抗機構”，2011.