

梁側面が柱側面を越えて偏心した RC造柱梁接合部の構造性能

その2 第二次実験

杉山 智昭^{*1}・梶原 真一^{*1}・成原 弘之^{*1}・山川 慶二郎^{*2}・西川 泰弘^{*3}

Keywords : reinforced concrete structure, beam-column joint, eccentric, shear, torsion, wall column

柱・梁接合部, 偏心, せん断, ねじり, 壁柱

1. はじめに

現在、環境問題への取り組みなどから長寿命化が可能となる自由度の高い空間(レイアウトフリーな大空間)を有すること、また、リスクへの意識の高まりからオフィス用途を中心に事業継続(BCP)へ対応することが建築物に要望されている。当社では、これらの要求を実現する技術として「TOLABIS」架構を提案している。「TOLABIS」架構は、鉄筋コンクリート(RC)造のスリムな板状柱(扁平柱)および梁で構築した剛性の高い上

部外周架構、そして、免震層を用いた構造システムである。これにより、居室空間に柱形のない大空間を実現し、さらに、容易に地震発生後の事業継続を可能とするものである。

本構法の上部外周架構は、RC造スリム板状柱を外装材に兼用することで、経済性に優れるとともに、外装材とコンクリート躯体の自由な組み合わせでファサードの意匠性を高めることを意図している。そのため、図-1の様にカーテンウォールなどの外装材と壁柱の納まりから、梁部材芯が柱部材芯に対して偏心した(ずれた)架構形状となる。したがって、本架構の柱梁接合部は、偏心量によって、梁側面が柱側面(柱幅)よりも外側に突出した形状となる場合があり、本研究ではこのような偏心柱梁接合部の実用化を目的としている。

本論文では既報¹⁾に引続き、適用範囲の拡大を目指して実施した、柱形状およびせん断補強筋量が偏心柱梁接合部の構造性能に対して及ぼす影響・効果を把握するための実験、および、構造性能(剛性およびせん断耐力)の評価に対する検討について報告する。

2. 実験概要

表-1に試験体要因一覧、表-2に鉄筋材料試験結果一覧、図-2に試験体形状・配筋図を示す。

試験体は、既報¹⁾と同様に実大の約1/2~1/1.5程度の大きさの十字型部分架構とし、梁スパン(加力点間距離) $l=3600\text{mm}$ 、階高(柱反力点間距離) $h=2400\text{mm}$ 、梁断面 $B_B \times D_B=260 \times 600(D_B/B_B \approx 2.3)$ とした。柱および梁の主筋は、柱梁接合部内に通し配筋で定着し、主筋量は、すべての試験体で接合部せん断破壊が曲げ降伏に先行するように設定した。また、接合部内のせん断補強筋

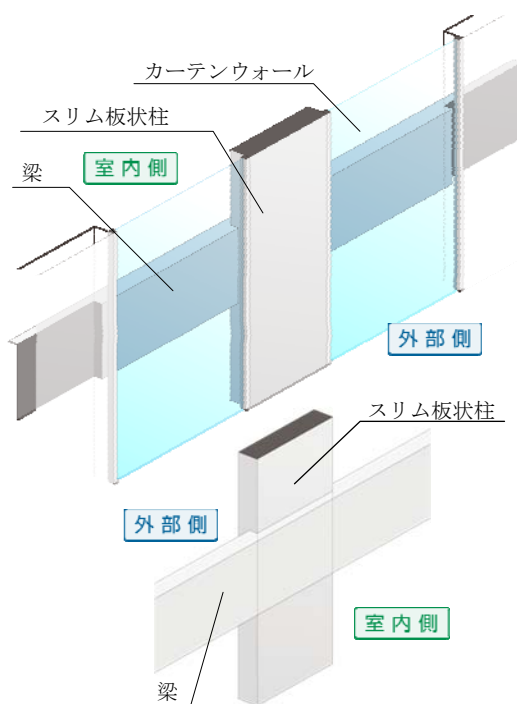


図-1 上部外周 RC 架構の接合部形状
Fig.1 Beam-column joint of wall shape RC frame

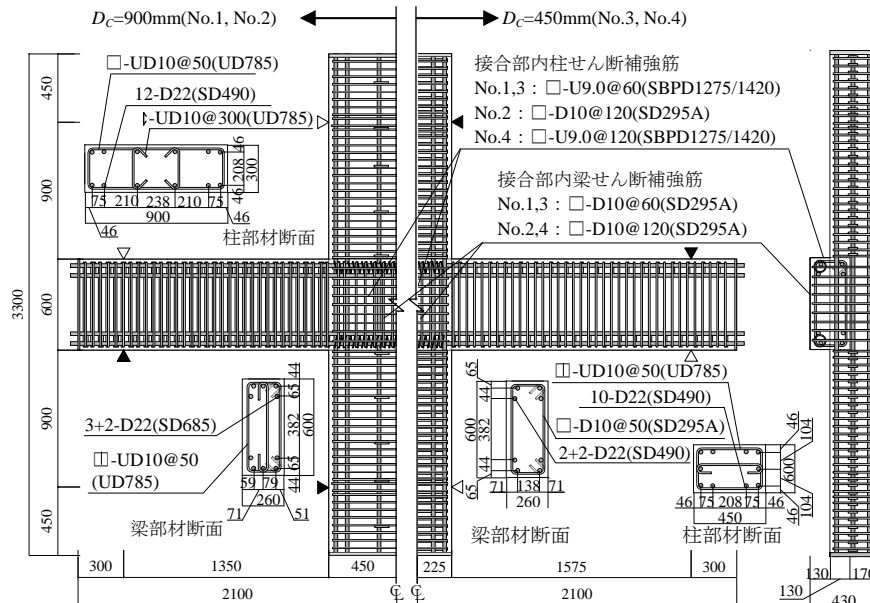
*1 技術センター建築技術研究所建築構工法研究室
*2 九州支店設計部
*3 設計本部構造グループ

表－1 試験体要因一覧 (単位：mm)

Table 1 List of specimen parameters

No.	梁部材($B_B \times D_B=260 \times 600$)		柱部材			柱梁接合部	
	主筋	せん断補強筋	柱断面	主筋	せん断補強筋	柱せん断補強筋	梁せん断補強筋
1	3+2-D22(SD685)	□-UD10@50(UD785)	$B_c \times D_c=$	12-D22(SD490)	□-UD10@50(UD785)	□-U9.0@60(SBPD1275/1420)	□-D10@60(SD295A)
2	$pt=1.42\%$	$pw=1.65\%$	300×900	$pg=1.72\%$	$pw=0.95\%$	□-D10@120(SD295A)	□-D10@120(SD295A)
3	2+2-D22(SD490)	□-D10@50(SD295A)	$B_c \times D_c=$	10-D22(SD490)	□-UD10@50(UD785)	□-U9.0@60(SBPD1275/1420)	□-D10@60(SD295A)
4	$pt=1.14\%$	$pw=1.10\%$	300×450	$pg=2.87\%$	$pw=1.43\%$	□-U9.0@120(SBPD1275/1420)	□-D10@120(SD295A)

※梁スパン(加力点間距離) $l=3600$, 柱階高(加力点間距離) $h=2400$



図－2 試験体形状配筋図(単位：mm)

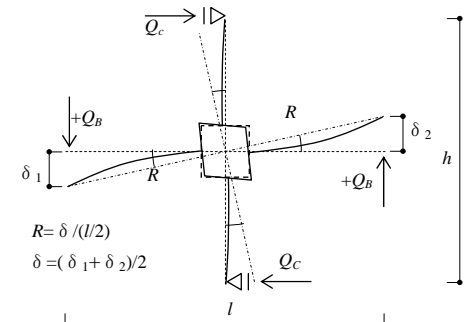
Fig.2 Configuration and bar arrangement of specimens (unit:mm)

表－2 鉄筋材料試験結果

Table 2 Mechanical properties of steel bar

径	材質	降伏点強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²
D22	SD490	546	718
D22	SD685	727	928
D10	SD295A	362	520
U9.0	SBPD 1275/1420	1339*	1468
UD10	UD785	905	1000

※GYF 法による



図－3 加力・変形模式図

Fig.3 Outline of load and displacement

は、柱と梁の双方(両方向)で配筋することとし、柱せん断補強筋は接合部の外周を閉鎖型に、梁せん断補強筋は梁の断面部分の外周を閉鎖型に配筋した。

試験体の変動要因は、柱せい D_c と接合部内せん断補強筋量とした。柱せいは $900\text{mm}(D_c/B_c=3.0)$ および $450\text{mm}(D_c/B_c=1.5)$ の 2 水準とした。また、せん断補強筋量は、標準の No.1 および No.3(柱：U9.0@60，梁：D10@60)に対して、No.2 および No.4 は補強筋比を半分(柱：U9.0@120，梁：D10@120)としている。さらに、No.2 の柱せん断補強筋には普通強度材(D10：SD295A)を使用して補強筋量をさらに小さくしている。

なお、接合部内の梁主筋には、付着補強のために割裂補強筋(スパイラル筋)を配しており、No.1 は、割裂補強筋を除いて既報の No.2¹⁾ と同条件の試験体とした。

図－3 に加力模式図を示す。加力は、柱軸力導入後、柱反力位置を固定し、梁にせん断力を正負交番に繰返して与える形式とした。面外方向の変位は、梁と柱の加力点および反力点位置を拘束した。柱軸力 N は、軸力比 $\eta=0.1$ ($\eta=N/(B_c \cdot D_c \cdot \sigma_B)$) の一定軸力とし、No.1,2 は 1000kN ，No.3,4 は 500kN 導入した。加力の目

標変位は、層間変形角 $R=1/1600\text{rad}$. (1 回)， $1/800\text{rad}$. (1 回)， $1/400 \sim 1/25\text{rad}$. を 2 回ずつ繰返す計画とした。なお、耐力低下が著しい場合は、上記加力サイクルを省略して終了した。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

表－3 に実験結果一覧，図－4 にひび割れ模式図，図－5 に接合部最終破壊状況，図－6 に接合部直交面(側面)破壊状況を示す。

全試験体ともに、 $R=1/1600\text{rad}$.前後で梁の曲げひび割れが発生し、その後、接合部内に梁部材と同様な曲げひび割れ・曲げせん断ひび割れ(①)が生じている。No.1, No.2 は $R=1/400 \sim 1/200$ で、No.3, 4 は $R=1/800 \sim 1/400$ で接合部せん断ひび割れ(②)が、 $R=1/400 \sim 1/200$ には柱端部に柱曲げひび割れ(③)が発生した。さらに、 $R=1/200$ 前後の変形角において、柱部材と梁部材の節点まわりの回転によって生じたと推測される、柱部材せん断面の斜めひび割れ(④)、および、接合部内のせ

ん断面と直交する面の斜めひび割れ(⑤)が発生した。接合部内直交面のひび割れ(⑤)は、柱せいが小さい場合に本数・幅が大きくなる傾向が見られた。

最終的には、 $R=1/100 \sim 1/66$ rad.にかけてすべての試験体で接合部内の対角線状のひび割れが大きく口開きせん断破壊に至った。柱せいの大きい No.1, No.2 では、柱偏心側の大きな損傷は見られていないものの、柱せいの小さい No.3, No.4 では、柱偏心側にもひび割れの大きな目開きが生じている。また、接合部せん断補強筋比の大きい No.1, No.3 では、補強筋比の小さい No.2, No.4 よりもひび割れが分散し、幅が小さい傾向である。

最大耐力以降、 $R=1/66$ 前後で梁端部の被りコンクリート(⑥)が、 $R=1/50 \sim 1/33$ にかけて柱端圧縮縁のコンクリート(⑦)が圧壊し、その後、圧縮縁からせいの中央位置(⑦')に拡大した。この柱端部の圧壊箇所は、柱せいの大きい No.1, No.2 では圧縮縁(⑦)が著しく、柱せいの小さい No.3, No.4 ではせん断面中央部(⑦')が著しい性状であった。

なお、接合部内の梁主筋には、付着割裂と思われるひび割れが発生しているものの、梁主筋の付着割裂破壊は発生せず、割裂補強筋の補強効果が認められる。

ひび割れに係わる損傷として、ひび割れ幅について検討する。図-7に載荷時および除荷時の接合部最大せん断ひび割れ幅(W_p, W_r)—層間変形角 R 関係を示す。ひび割れ幅は、 $R=1/400$ rad.を越える変形角より口開く傾向があるが、残留ひび割れ幅は、 $R=1/200$ rad.時で $0.1 \sim 0.04$ mm 程度、 $R=1/100$ rad.でも $0.25 \sim 0.06$ mm 程度に収まっている。また、ひび割れ幅は、柱せん断補強

筋量が多い場合で小さく、特に柱せいが小さい場合 (No.3 と No.4)に差が顕著である。

上記より、 $R=1/200$ rad.程度まで、残留ひび割れは小さく、ひび割れに係わる損傷は非常に小さいといえる。

3.2 変形状

3.2.1 荷重—変形関係および最大耐力

図-8に、柱(層)せん断力 Q_c と層間変形角 R の関係を示す。全ての試験体で、 $R=1/1600$ rad.前後に梁端の曲げひび割れにより剛性低下が生じ、各部のひび割れ発生とともに剛性低下がさらに大きくなり、最終的に、 $R=1/100 \sim 1/66$ rad.で最大耐力に至った。最大耐力以降

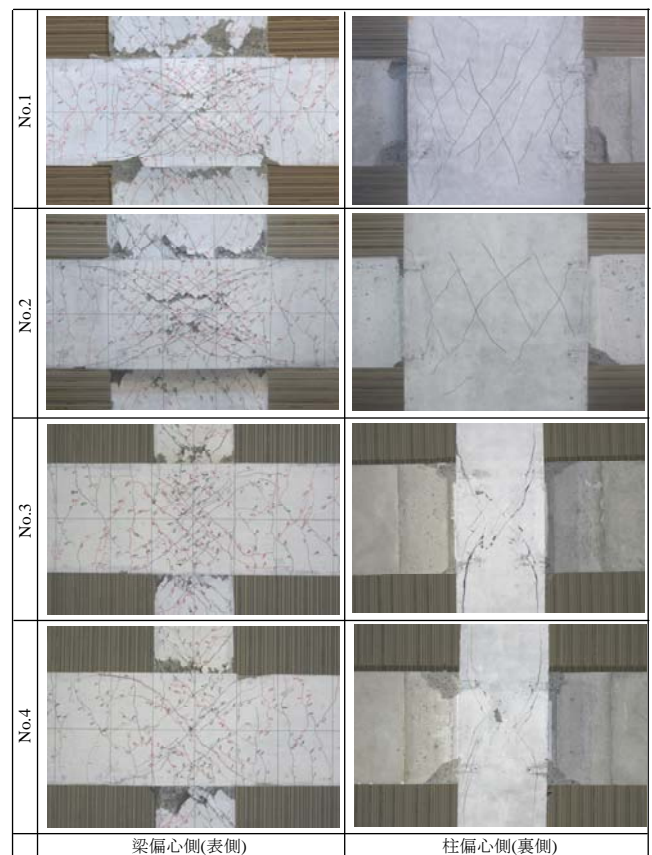


図-5 柱梁接合部破壊状況
Fig.5 Crack pattern on beam-column joint

表-3 実験結果一覧
Table 3 Test result

	σ_B	最大耐力				破壊モード
		正載荷		負載荷		
		$Qc[kN]$	$R[rad.]$	$Qc[kN]$	$R[rad.]$	
No.1	36.0	682	1/66	-630	-1/66	接合部せん断破壊
No.2		591	1/100	-533	-1/100	接合部せん断破壊
No.3	36.0	347	1/66	-339	-1/66	接合部せん断破壊
No.4		306	1/66	-291	-1/66	接合部せん断破壊

※ σ_B : コンクリート圧縮強度 R : 層間変形角($= \sum \delta / l$, δ : 梁端変位)
※ Q_c : 層せん断力($= l/h \cdot Q_B$, h : 階高, l : 梁スパン)

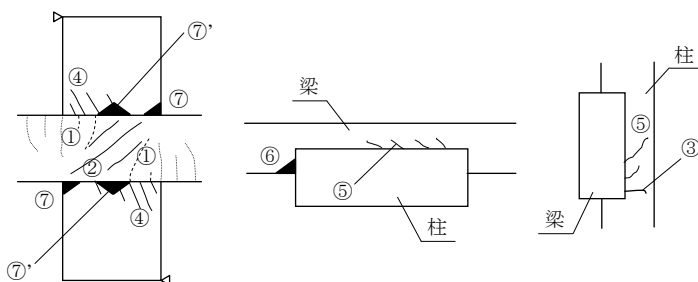


図-4 ひび割れ模式図
Fig.4 Outline of Crack pattern



図-6 柱梁接合部直交面破壊状況
Fig.6 Crack pattern on side surface of beam-column joint

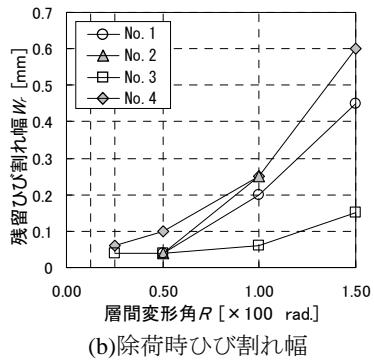
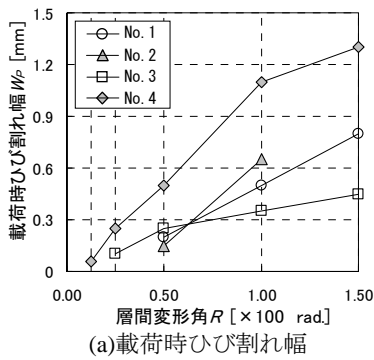


図-7 ひび割れ幅 W - 層間変形角 R 関係

Fig.7 Crack width-story drift angle relationship

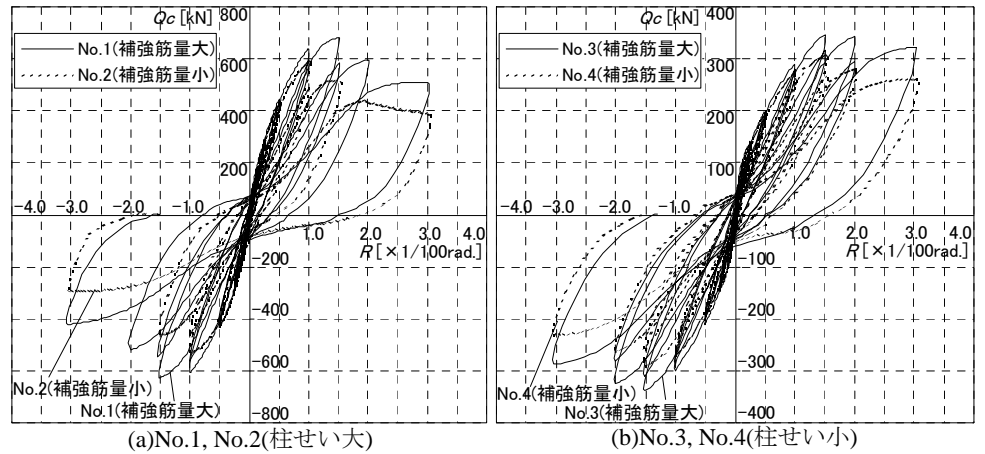


図-8 層(柱)せん断力 Q_c - 層間変形角 R 関係

Fig.8 Shear load of column - story drift angle relationship

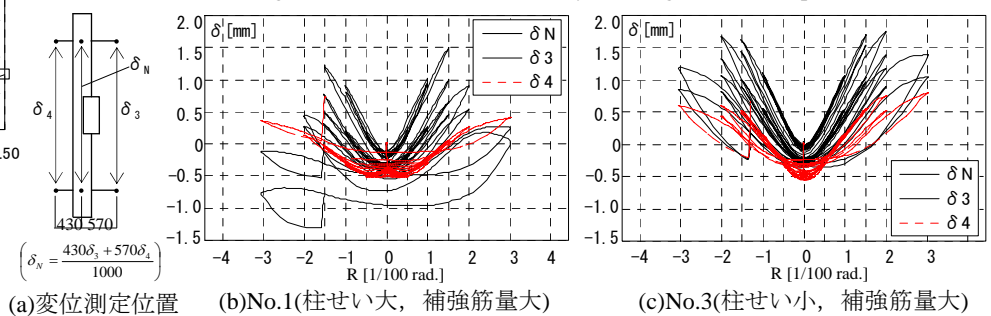


図-9 柱軸変位 - 層間変形角 R 関係

Fig.9 Axial displacement of column - story drift angle relationship

は、緩やかに保持せん断力が低下し、柱せいの小さい No.3 および No.4 はより緩やかな低下状況であった。

せん断補強筋量の大きい No.1, No.3 の最大耐力は、No.2, No.4 と比べてそれぞれ約 60kN, 約 30kN 耐力が上昇しており、せん断補強筋量の増大によって 15% 程度の耐力上昇が見られた。また、柱せいが 2 倍となった場合、最大耐力もほぼ 2 倍大きくなる傾向であり、断面積(せい)の効果が認められる。なお、梁主筋の割裂補強筋を有する No.1 は、試験体要因が同一で割裂補強のない既報の 09-No.2¹⁾ とほぼ同様の耐力であり、割裂補強は接合部のせん断挙動に影響を及ぼしていないと推測される。

3.2.2 柱軸変位

図-9 に柱軸方向変位 δ - 層間変形角 R 関係の一例を示す。柱軸変位 δ_N は、図(a)の様に部材軸位置の値であり、表裏(δ_3 , δ_4)の変位を用いて算出した。変形の増大とともに軸変位は増加し、その最大値は、柱せいの大きい No.1 で約 0.7mm($R=1/66$ rad.), 柱せいの小さい No.3 で約 1.2mm($R=1/50$ rad.)であった。これらの差は、柱偏心側(裏側)変位 δ_4 が、No.1 では No.3 よりも小さいためであり、接合部表裏における損傷の差異が軸変位でも認められる。

4. 検討および考察

4.1 せん断補強筋歪み(応力)性状

図-10 に接合部内の柱せん断補強筋の歪み度分布を示す。図(a)に示す様に、歪み度は、梁偏心側(表側)・柱偏心側(裏側)と側面(左側面)を計測しており、図(b)~(d)は、それぞれ接合部の高さ方向の分布を示している。

せん断面(表側および裏側)の歪み度は、表・裏共に、高さ方向にほぼ様な分布が認められる。なお、せん断補強筋量が少ない場合、特に柱せいの小さい No.4 では、ひび割れが集中するため、中央の値が大きい性状であった。

せん断面と直交方向(側面)の歪み度は、荷重初期に梁主筋が引張となる位置が大きい傾向であるが、変形(荷重)が大きくなるにつれて、高さ方向に平均的な分布となっている。なお、上記の梁主筋引張位置で歪み度が大きい傾向は、補強筋量が少ない場合、最大耐力時まで認められる。

図-11 に最大耐力時の接合部せん断補強筋実応力度と柱せい D_c の関係を示す。図-11 の様に歪み度は概ね様な分布であるので、実応力度は各計測面の平均

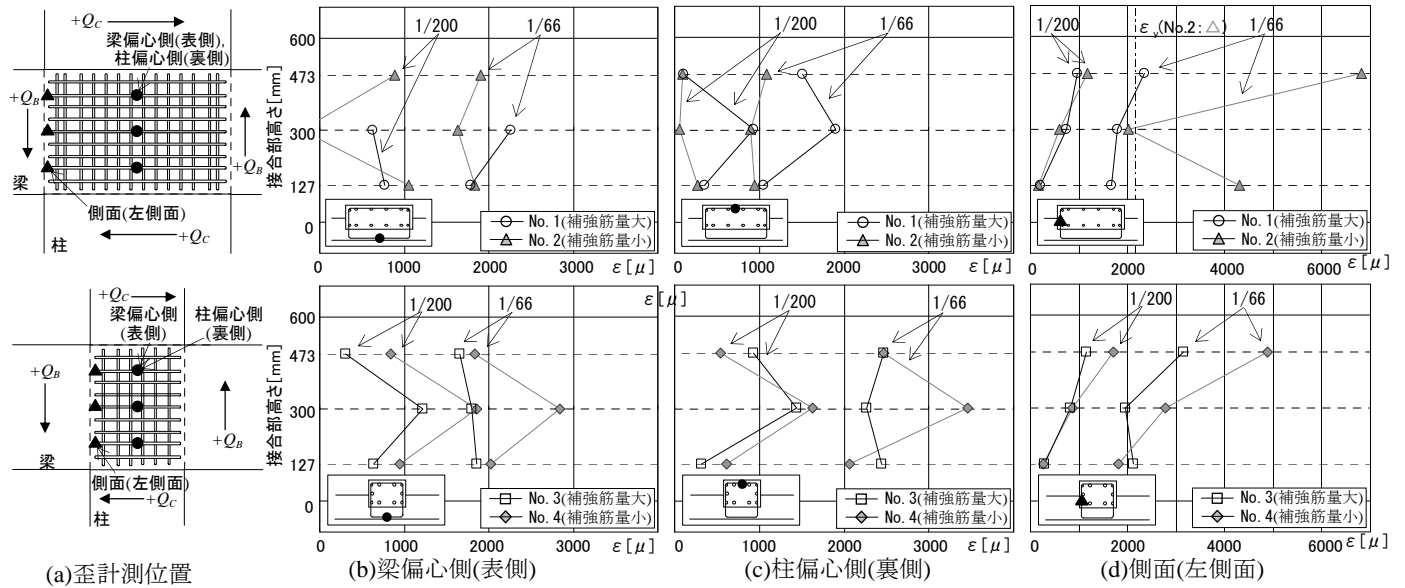

図-10 接合部内柱せん断補強筋歪み分布(正載荷, $R=1/200, 1/66\text{rad.}$)

Fig.10 Strain distribution of hoop

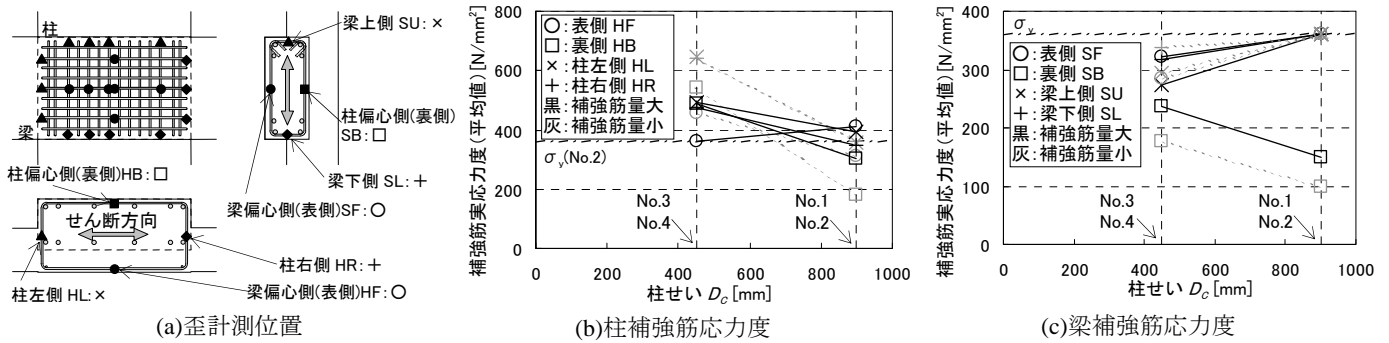


図-11 最大耐力時接合部内せん断補強筋実応力度

Fig.11 Stress of shear reinforcement in beam-column joint at maximum load

値とし、また、その応力は計測歪みから材料試験結果を用いて算出した。

柱せん断補強筋の応力は、柱せいが大きい No.1,2 では、せん断面の表側(○)が裏側(□)よりも大きく、柱せいが小さい No.3,4 では、その逆の傾向である。また、せん断面と直交方向の応力(×,+)は、せん断面と同程度以上であり、柱せいの小さい No.3,4 では、せん断面よりも大きな値となっている。

梁せん断補強筋の応力は、柱せいの大小に関わらず表側(○)が裏側(□)よりも大きい傾向である。また、全試験体において直交方向の応力は、せん断面(表)と同程度まで生じており、最大耐力時には降伏に至っている。

上記から、直交方向のせん断補強筋が、偏心接合部内のせん断抵抗に重要であること、また、柱せいによって補強筋の抵抗状態がやや変化すると推測される。

4.2 せん断耐力の評価

図-12 に実験の最大耐力とせん断耐力計算値の比較を示す。図は、接合部せん断強度 τ_{ju} を $\kappa \cdot \phi \cdot F_j$ で除した値と梁の柱に対する偏心率 e の関係で示している。ここで、接合部せん断強度 τ_{ju} は、接合部内のねじり力を考慮した既往の評価手法²⁾を準用して(1)~(4)式で算出し、接合部有効幅 b_j は、図-13 の様に梁と柱の協効幅を考慮($b_1/2, b_2/2$) することとした¹⁾。

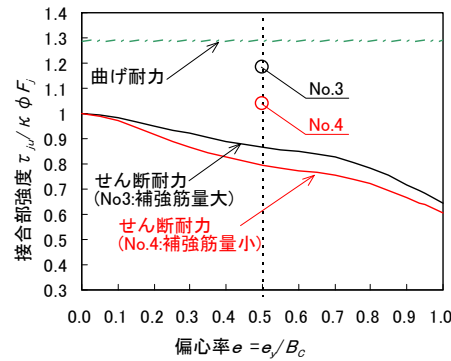
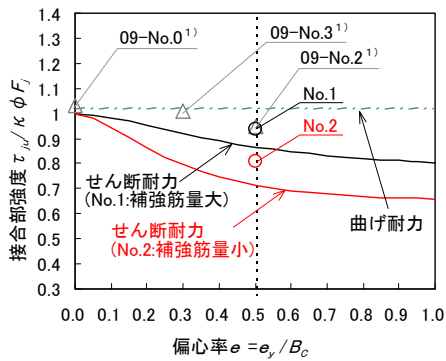
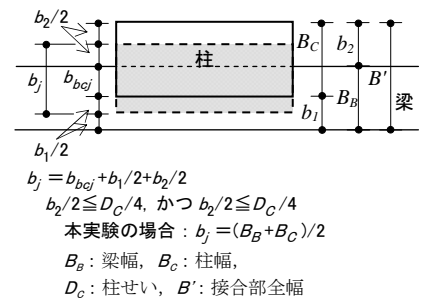
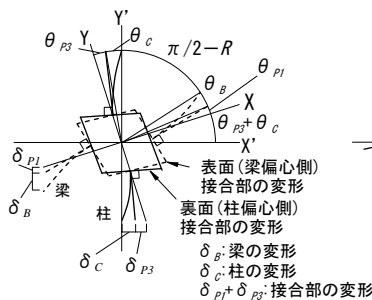
$$\tau_{jsu} = \beta_{jt} \cdot \kappa \cdot \phi \cdot F_j \quad (1)$$

$$\beta_{jt} = \{1 + (e' \cdot K_{ju} / K_T)^2\}^{-0.5} \quad (2)$$

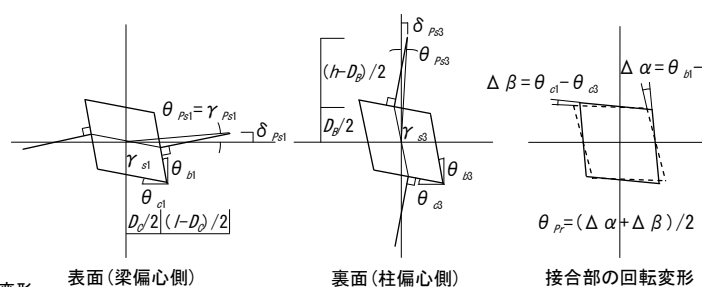
$$K_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j / B' \cdot D_j / D_c \quad (3)$$

$$K_T = 0.25 \cdot F_c^{0.5} + 0.45 p_{jw} \cdot \sigma_{jwy} \quad (4)$$

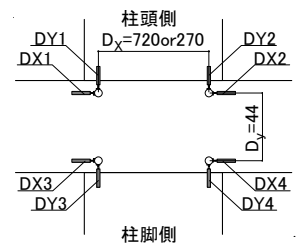
ここで、 β_{jt} ：ねじりを考慮した接合部せん断耐力の低減係数、 κ ：接合部の形状による係数³⁾、 ϕ ：直交梁の有無による補正係数³⁾、 F_j ：接合部のせん断強度³⁾ $= 0.8 \cdot F_c^{0.7}$ 、

図-12 耐力実験値—計算値比較(左: $D_c=900\text{mm}$, 右: $D_c=450\text{mm}$)Fig.12 Calculation Capacities and Test result (Left: $D_c=900\text{mm}$, Right: $D_c=450\text{mm}$)図-13 接合部有効幅 b_j Fig.13 Effective width of beam-column joint b_j 

(a) 架構変位成分



(b) 接合部パネルの理想変形



(c) 接合部変形計測位置

図-14 架構変形成分算出方法

Fig.14 Calculation method of Elements in story drift displacement

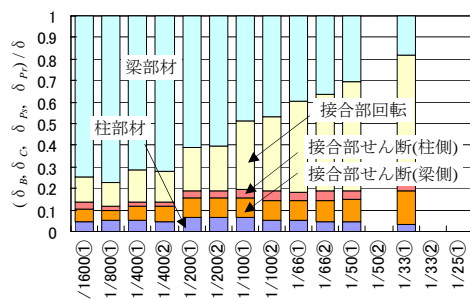
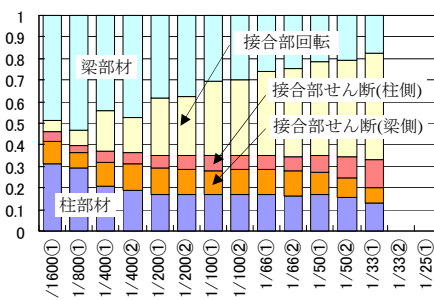
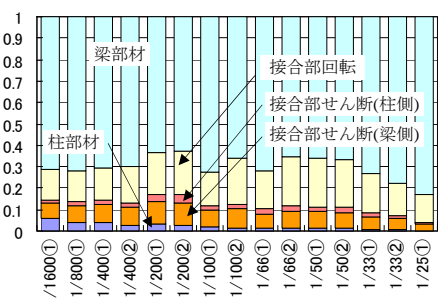
No.1 ($e=0.5$, $D_c=900$, 接合部せん断破壊)No.3 ($e=0.5$, $D_c=450$, 接合部せん断破壊)09-No.1¹⁾ ($e=0.5$, $D_c=900$, 梁曲げ降伏)図-15 架構変形成分比率(正載荷, 横軸は層間変形角 $R[\text{rad.}]$)

Fig.15 Element of story drift displacement

e : 偏心率 $= e_y / B_c$, $e' = e_y / B'$, b_j : 接合部有効幅(図-13), B' : 接合部全幅, D_j : 接合部せい ($= D_c$), D_c : 柱せい, F_c : コンクリート圧縮強度, p_{jw} : 接合部せん断補強筋比 $= \sum a_w / (B' \cdot D_B)$, σ_{jwy} : 接合部せん断補強筋降伏点強度 $\leq 25 \cdot F_c$, a_w : 柱補強筋断面積

柱せいの大きい試験体(No.1,2)では, 計算値は, 実験値と対応する結果であり, 接合部補強筋量の差異も対応している。また, 柱せいの小さい試験体(No.3,4)では, 計算値は, せん断補強筋の差異を表現しているものの, 実験値をやや安全側に評価する結果である。この差異は, 前述の様に, 接合部の幅方向(接合部の表・裏)の

応力伝達およびせん断補強筋のせん断抵抗が柱せいによって変化することで生じたと推測される。より正確な評価には, これらの適切なモデル化が必要と考えられる。

4.3 架構変形の評価

ここでは, 架構の変形成分に着目し, 変形性能(剛性と骨格曲線)の評価手法について検討を行う。

4.3.1 架構変形成分

架構の変形は, 柱部材, 梁部材および接合部に分類することとした。各変形成分の実験値は, 文献4)の方法を準用し, 図-14(a)の様に柱偏心側と梁偏心側の2面を考慮して下式で算出した。ここで, 接合部の変形は, せん断変形と回転変形(図-14(b))に区分し, 各

変形角($\theta_c, \theta_b, \gamma$)は、図-14 (c)に示す変位計測値を用いて算出した。

$$R = \theta_c + \theta_b + \theta_p = \theta_c + \theta_b + (\theta_{ps} + \theta_{pr}) \quad (5)$$

$$\delta = \delta_c + \delta_b + \delta_{ps} + \delta_{pr} \quad (6)$$

ここで、 R ：層間変形角、 $\theta_c(\delta_c)$ ：柱部材の変形角(変形)、 $\theta_b(\delta_b)$ ：梁部材の変形角(変形)、 θ_p ：接合部の変形角 $=\theta_{ps} + \theta_{pr}$ 、 $\theta_{ps}(\delta_{ps})$ ：柱梁接合部のせん断による変形角(変形) $=\theta_{ps1} + \theta_{ps3}$ 、 $\theta_{pr}(\delta_{pr})$ ：柱梁接合部の回転による変形角(変形)

$$\delta_c = \frac{l}{h} \left(\frac{h - D_c}{2} \theta_{c3} + \frac{D_c}{2} \theta_{c1} \right) \quad (7)$$

$$\delta_b = \delta - \left(\frac{l - D_c}{2} \theta_{b1} + \frac{D_c}{2} \theta_{c1} \right) \quad (8)$$

$$\delta_{ps} = \frac{l}{2} \left(\left(\frac{1 - D_c}{2} \right) \gamma_{s1} + \left(\frac{1 - D_b}{2} \right) \gamma_{s3} \right) \quad (9)$$

$$\delta_{pr} = \frac{l}{4} (\Delta \alpha + \Delta \beta) \quad (10)$$

図-15 に各変形の割合と層間変形角 R との関係の一例を示す。図には、参考として既報¹⁾の曲げ降伏先行型の試験体も併せて示した。せん断破壊の生じた試験体(No.1, No.3)の接合部の変形(せん断・回転)は、当初15%~20%程度となっているが、層間変形角が大きくなるにつれて大きくなり、最大耐力時には50%程度となっている。一方、曲げ降伏先行型の試験体(09-No.1)では、荷重初期より変形割合に大きな変化は見られず、最終的には梁部材の成分が卓越する性状であった。なお、本手法を用いた接合部の変形は、「回転」の成分が卓越する性状であった。

4.3.2 各変形成分の剛性・骨格曲線評価

図-16 に柱部材、梁部材および接合部の各変位の実験値・計算値比較の一例を示す。図は、梁せん断力と各変形の関係で示しており、実験の接合部変形は、「せん断」と「回転」の両者を総和して示した。柱部材および梁部材の骨格曲線計算値は、曲げひび割れ発生と曲げ降伏を折れ点とする tri-linear で、接合部の骨格曲線計算値は、耐震性能評価指針⁵⁾の手法を用いることとし、折れ点のひび割れ荷重・せん断耐力は、(2)式の低減係数を考慮して評価した。

図に示すように、偏心した場合においても柱部材および梁部材では、実験値と計算値が良い対応を示している。また、接合部の変形についても概ね全体挙動を捉えているが、計算の各折れ点変位は小さく評価される傾向である。これについては、「回転」成分に含まれる内訳の再評価とそのモデル化が必要と考えられる。

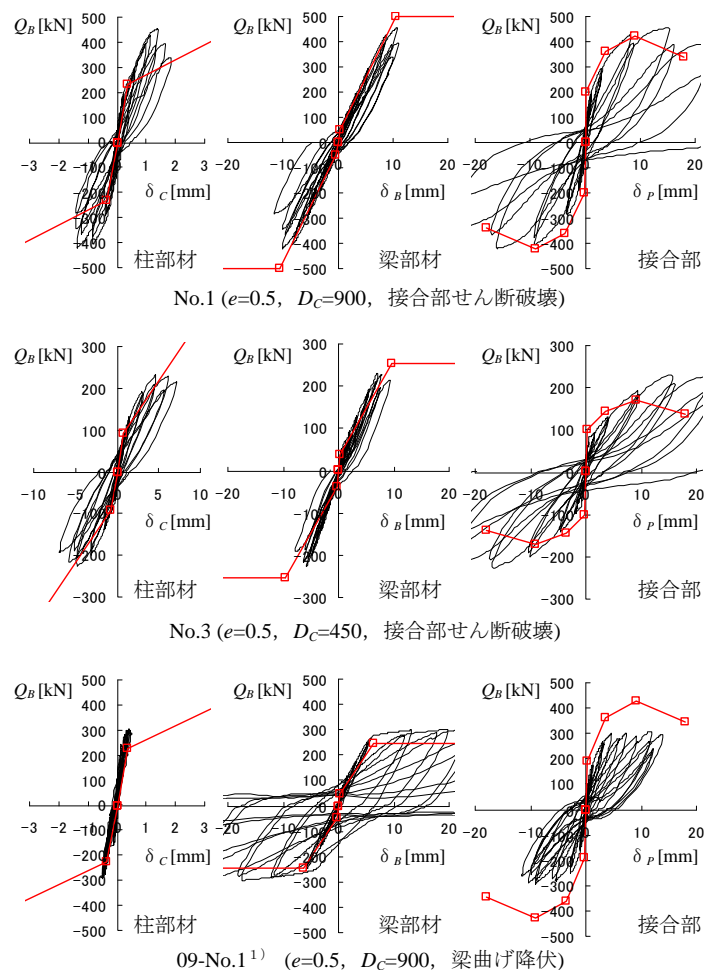


図-16 せん断力-変位関係 実験値・計算骨格曲線比較
Fig.16 Evaluation of shear force - story drift angle relationship

5. まとめ

RC 造梁の側面が RC 造柱の側面を越えて偏心接合する柱梁接合部について、適用範囲の拡大を目指して十字部分架構実験を実施して以下の結論を得た。

- 柱せいの大小により、偏心柱梁接合部の全体挙動に大きな差異は認められない。しかしながら、部材の幅方向の抵抗(抵抗の幅)、せん断補強筋の抵抗にやや差異が生じる。
- 接合部のせん断補強筋は、接合部の耐力に対して補強効果が得られ、特にせん断方向と直交方向(幅方向)において補強効果が顕著に得られる。
- 接合部のせん断耐力は、接合部有効幅を考慮すること、また、せん断補強筋量をねじり力に対する抵抗として考慮することで概ね評価できる。
- 本偏心接合部を有する架構の骨格曲線は、柱部材、梁部材、および、接合部せん断変形を考慮することで概ね評価が可能である。

今後、本偏心接合部構法の適用を進めていく予定である。

参考文献

- 1) 杉山智昭，成原弘之，山川慶二郎，西川泰弘，勝田庄二：梁側面が柱側面を越えて偏心した R C 造柱梁接合部の構造性能，大成建設技術センター報，第 43 号，2010
- 2) 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計－特徴的被害の原因と設計への提案－，1998.10
- 3) 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
- 4) 日本建築学会：AIJ：鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造の設計と施工 付録 4，2001
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004