

# 論文 梁曲げ降伏する鉄筋コンクリート造内部梁・柱接合部の補強筋の挙動

高崎 雄太\*1・栃尾 誠\*2・林 静雄\*3・上村 智彦\*4

要旨：梁曲げ降伏が先行する梁・柱接合部において、接合部補強筋の挙動を支配すると考えられる因子の内、梁主筋径、柱軸力、接合部補強筋量を実験変数とし、それらの因子が接合部補強筋の挙動へ及ぼす影響を実験的に検討したものである。接合部補強筋の挙動に関する実験変数による影響は、柱軸力と接合部補強筋量による影響は見られたが、同じ接合部せん断入力レベルでの梁主筋径の相違による影響は現れなかった。また、梁主筋降伏以降、主たる補強筋の役割が接合部コアコンクリートの拘束効果となるが、補強筋量に依存することなく設計上十分な変形まで耐力が維持されていた。

キーワード：トラス機構、拘束、接合部補強筋、柱軸力、付着指標

## 1. 序

接合部補強筋に関する過去に行われた実験的研究において、設計の目標である梁曲げ降伏先行型を対象としたものは少なく、梁曲げ降伏先行型における補強筋の役割について系統だった研究<sup>1)</sup>がほとんど行われていないのが現状である。一方、鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針<sup>2)</sup>(以降：指針と略記)では、最小補強筋比と補強筋量の架構変形の塑性率関係は提案されているが、最小補強筋比の0.3%及び、現実的な補強筋量の塑性率への影響は十分に確認されていない。

本研究では、梁曲げ降伏が先行する接合部において、接合部せん断抵抗機構としてトラス機構とストラット機構からなると仮定した場合に接合部補強筋の挙動を支配すると考えられる因子を実験変数とし、それらの因子が接合部補強筋の挙動へ及ぼす影響を実験的に検討する。

## 2. 実験方法

### 2.1 試験体

接合部せん断抵抗機構として上記機構を仮定すると、接合部補強筋の歪の原因として、接合部せ

ん断ひび割れ以降に形成されるトラス機構と関連する主たるストラット域外での梁主筋付着力と、接合部コアコンクリートの拘束に関連するものが考えられる。従って、接合部補強筋の挙動への影響因子として、接合部域梁主筋の付着力に関連する梁主筋径とコンクリート強度、主たるストラットの広がりに関連する柱軸力の大きさ、さらに拘束効果に関連する接合部補強筋量及び接合部せん断入力量が考えられる。

本研究では、上記影響因子の内、コンクリート強度とせん断入力量は一定とし、梁主筋径、柱軸力、接合部補強筋量を実験変数とした。試験体は、実物の約1/2の平面十字型梁・柱接合部4体(No.1～No.4)で、試験体の形状・寸法を表-1に示す。

表-1 試験体形状・寸法

形状・加力方法	梁		柱
	No.1	No.2～No.4	共通
正・負交番繰り返し加力(梁端加力) 階高×スパン 1400×2000	3-D16 $P_f=1.58\%$ $B_b \times D_b$ 180×250	5-D13 $P_f=1.80\%$ $B_b \times D_b$ 180×250	8-D16 $P_g=2.55\%$ $B_c \times D_c$ 250×250

\*1 東京工業大学大学院 総合理工学研究科 環境理工学創造専攻 (正会員)

\*2 共立株式会社 (正会員)

\*3 東京工業大学教授 建築物理研究センター 工博 (正会員)

\*4 芝浦工業大学教授 工学部建築学科 工博 (正会員)

表-2 実験変数

	No.1	No.2	No.3	No.4
柱軸力 (軸応力度)	294kN(圧縮) ( $\sigma_0=4.7\text{MPa}$ )		49kN(引張) ( $\sigma_0=0.8\text{MPa}$ )	
接合部補強筋比*1 (フープ筋)	$P_{jw}=0.60\%$ (4-D6)	$P_{jw}=0.72\%$ (4-D6)	$P_{jw}=0.18\%$ (1-D6)	
付着指標*2 (梁主筋)	2.48 (3-D16)	1.90 (5-D13)		

\*1  $P_{jw} = \Sigma A_{jw} / (B_c \cdot j)$

$B_c$ : 柱幅,  $j$ : 上下の梁主筋の重心間距離,  $\Sigma A_{jw}$ :  $j$ 区間の補強筋断面積の総和

\*2 付着指標:  $u_b / \sigma_B^{2/3}$ ,  $u_b = \sigma_y \cdot d_b / (2D_c)$

$\sigma_y$ : 降伏応力度,  $d_b$ : 主筋径,  $D_c$ : 柱せい

$\sigma_B$ : コンクリート強度

表-3 使用材料の性質

鉄筋	降伏応力度 $\sigma_y$ [MPa]	降伏歪 $\epsilon_y$ [%]	ヤング係数 $E_s$ [MPa]
D16	357.3	0.194	$1.89 \times 10^5$
D13	341.3	0.187	$1.80 \times 10^5$
D6	340.6	0.209	$1.72 \times 10^5$

	圧縮強度 $\sigma_B$ [MPa]	圧縮強度時の歪 $\epsilon_B$ [%]	ヤング係数 $E_c$ [MPa]
コンクリート	30.4	0.299	$2.23 \times 10^4$

試験体間での実験変数の相違は、表-2 に示すように No.1 と No.2 で接合部域梁主筋付着性状, No.2 と No.3 で柱軸力, 及び, No.3 と No.4 で接合部補強筋量が各々異なる。

破壊形式は、筆者等の調査<sup>3)</sup>に基づいて、全試験体とも接合部せん断応力度レベルが、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型(B・J型と呼ぶ)の上限と下限の中間値  $\tau_{py} / \nu \sigma_B = 0.5$  ( $\tau_{py}$ : 理論梁曲げ降伏時接合部せん断応力度,  $\nu \sigma_B$ : コンクリート有効圧縮強度,  $\nu = 0.8 - \sigma_B / 235$ )となるように設計した。尚、接合部せん断応力度( $\tau_p$ )は、接合部パネルを梁及び柱の応力中心間距離( $j_b = 7/8 d_c$ ,  $j_c = 7/8 d_c$ ,  $d_c$ : 梁と柱の有効せい)で囲まれた部分とし、また、接合部幅を梁幅と柱幅の平均値として算定している。使用材料の性質を表-3 に示す。

## 2.2 加力方法及測定方法

加力及び測定は、引張軸力の載荷方法を除いて、筆者等が過去に行った実験<sup>4)</sup>と同様に行った。

引張軸力は、試験体柱頭部に直接取り付けられた先端にピンの付いた 20ton 両動型油圧ジャッキによって与えた。また、ジャッキと加力フレームとの間は水平方向に滑ることが出来るようにさせた。

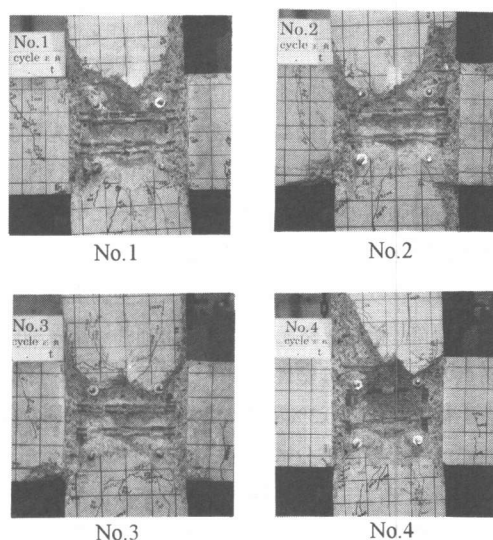
柱脚部にはロードセル付のピン支承を取付け、ピン支承と加力フレームとの間には、柱頭と同様に水平方向に滑ることが出来るようにした。

## 3. 実験結果

### 3.1 破壊状況と破壊形式

(1) 実験終了後に有効に働いていないと思われるコンクリートを取り除いた接合部の破壊状況、及び諸現象発生荷重を各々、写真-1、表-4 に示す。

圧縮軸力の No.1 と No.2 では、最大耐力以前に梁主筋の降伏が確認され、両試験体のひび割れ発生状況は、ほぼ同様で、両試験体とも最大耐力以



No.1

No.2

No.3

No.4

写真-1 接合部パネル破壊状況

表-4 諸現象発生荷重

荷重: 梁せん断力 (P) 単位: kN

	No.1		No.2		No.3		No.4	
	理論値	実験値	理論値	実験値	理論値	実験値	理論値	実験値
梁	$bP_c$ ※1	8.5	7.8	7.9	5.9	7.9	7.8	7.8
	$bP_v$ ※2	46.1	47.0	43.7	42.6	43.7	41.2	39.2
柱	$cP_c$ ※1	27.3	24.5	27.3	21.6	10.0	7.8	10.0
	$jP_c$ ※3	31.9	21.6	29.5	23.5	16.0	17.6	16.0
接合部	$jP_u$ ※4	57.8	53.9	53.4	51.0	53.4	48.1	45.7
	最大耐力	—	53.9	—	51.0	—	48.1	—

接合部有効幅 ( $t_p$ ) は  $B_c$  と  $B_c$  の平均。※3のみ  $B_c$  を用いた。括弧内の数値は二段筋降伏時の値を表わす。

※1  $bP_c$ ,  $cP_c$ : 理論曲げひび割れ  $M_c = \sigma_c \cdot Z_n + N \cdot D_c / 6$

※2  $bP_v$ : 理論梁曲げ降伏 (実験値は主筋降伏時)  $bM_v = 0.9 \cdot a \cdot \sigma_y \cdot d_c$

※3  $jP_c$ : 理論せん断ひび割れ  $\tau_c = \sqrt{c \cdot f_t^2 + c \cdot f_t \cdot \sigma_0}$   
 $c \cdot f_t = 0.5 \sqrt{\sigma_B}$ ,  $\sigma_0 = N / (B_c \cdot D_c)$

※4  $jP_u$ : 理論せん断終局耐力  $\tau_p = 0.8 \cdot \nu \sigma_B^{0.7}$

降で接合部コンクリートの剥落が生じ、最大変形時には、柱接合部端コーナー部分にまで及んだ。最大変形時の接合部コンクリートの剥落部分は、No.2 が No.1 より若干狭い領域であった。また、梁接合部端の圧壊は、No.2 の方が顕著であった。

一方、引張軸力を受ける No.3 と No.4 では、柱の曲げひび割れが柱部分の広範囲に生じ、梁主筋の降伏が確認された。両試験体の接合部ひび割れ状況は、ほぼ同様で、最大耐力以降に接合部コンクリートの剥落が見られ、最大変形時に柱接合部端コーナー部分にまで及んだ。また、梁接合部端の圧壊状況は、No.3 の方が顕著であった。

尚、○No.1, No.2 及び No.4 では最大耐力以降、No.3 では最大耐力以前に柱主筋が接合部内で降伏したこと。○接合部コンクリートは、写真-1 に見られるように、No.1 と No.4 では、No.2, No.3 に比べ、より広い領域でコンクリートが砂状になり有効に働いていない。その理由としては、No.1 は No.2 に比べ、最大接合部せん断入力量が若干大きいこと、No.4 は No.3 と比較して補強筋量が少ないということが考えられる。

(2)図-1 に層間変形角曲線の包絡線を示す。初期剛性は、引張軸力下で、柱と接合部の変形が進行しやすくなるため、引張軸力下で剛性が低くなっている。最大耐力はいずれの場合も、理論梁曲げ降伏耐力を上回っているが、軸力のみ異なる No.2 と No.3 では、圧縮軸力である No.2 の方で、補強筋量のみ異なる No.3 と No.4 では、補強筋量の多い No.3 で各々、大きくなっている。耐力の劣化は、圧縮軸力を受ける No.1 と No.2 で大きくなる。

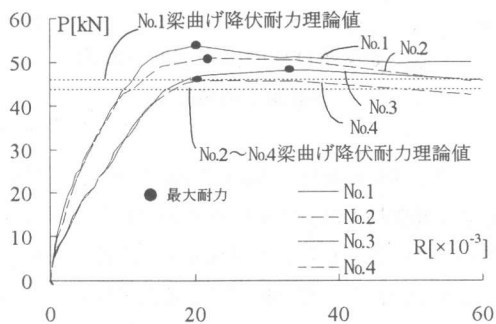


図-1 荷重—層間変形角曲線(包絡線)

以上のように、いずれの試験体も梁主筋降伏後に接合部破壊が顕著になっている。写真-1 の No.1 と No.4 にみられるように、接合部コンクリートは、最終的に砂状になっているが、極端な耐力劣化を呈することなく、応力伝達を接合部で行っている。また、No.2, No.3 も接合部コンクリートは、No.1, No.4 程ではなかったが、同様な性状を示しており、No.1~No.4 の破壊モードは、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型と判断する。

### 3.2 荷重—変形関係

#### (1)層間変形角関係

図-2 に荷重—層間変形角曲線の例(No.1 と No.3)を示す。特徴は以下の通りである。○梁主筋径のみ異なる No.1 と No.2 とでは、ループ形状には相違が現れない。○柱軸力が引張軸力(No.3, No.4)となると、スリップ性状がより顕著となる。○引張軸力下で、接合部補強筋量の異なる No.3 と No.4 では、補強筋量の多い No.3 で若干最大耐力は高くなるが、そのループ形状には違いは見られない。尚、No.2 は No.1 と、No.4 は No.3 と各々最大耐力と最大耐力後の耐力劣化に若干の相違があったが、ループ形状はほぼ同じであったので、変形曲線は割愛した。

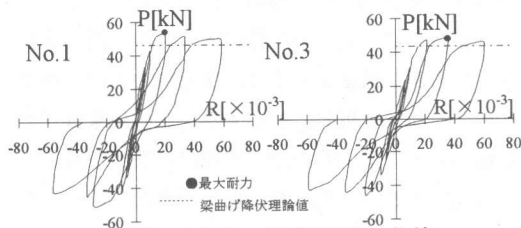


図-2 荷重—層間変形角曲線

#### (2)接合部せん断変形角関係

図-3 に接合部せん断変形角曲線を示す。梁主筋径の異なる No.1 と No.2 では、最大耐力までのせん断変形角の推移はほぼ同じである。柱軸力の異なる No.2 と No.3 では、最大耐力まで引張軸力下の No.3 の方が変形が進んでいる。引張軸力下で補強筋量の異なる No.3 と No.4 では、最大変形時で補強筋量の少ない No.4 の方が変形が進んでいる。また、全試験体ともに、最大耐力以降は、接

合部破壊が進行し、接合部変形が大きくなる。

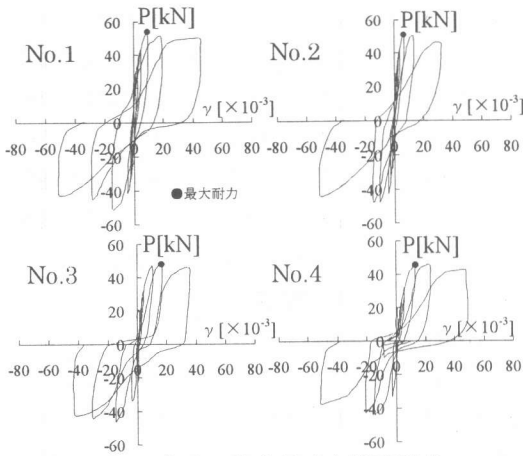


図-3 荷重-接合部せん断変形角

#### 4. 検討結果

##### 4.1 実験変数の影響

###### (1) 梁主筋歪分布

図-4 に一段筋の梁主筋降伏直前の荷重  $P=39.2\text{kN}$  時の梁主筋歪分布を例として示す。また、図中に曲げ理論解析の値を示した。

柱軸力の異なる No.2 と No.3 において、一段筋、二段筋(歪分布図は割愛)ともに、引張軸力下の No.3 で、接合部端引張側の歪は大きい。このことは、接合部端の梁主筋が降伏する時の耐力、及び最大耐力が、引張軸力下で、圧縮軸力下の場合より小さくなった現象に対応する。この現象は、引張軸力下での梁主筋の接合部域付着性状が悪いことに起因する。また、補強筋量の異なる No.3 と No.4 の歪分布には違いは見られない。

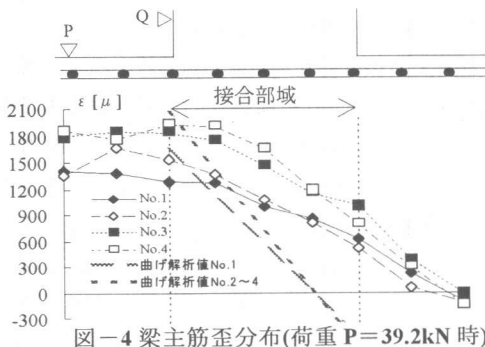


図-4 梁主筋歪分布(荷重  $P=39.2\text{kN}$  時)

###### (2) 柱主筋歪分布

図-5 に、No.2 と No.3 の各サイクル最大荷重時(正荷重)の柱主筋歪分布を示す。特徴としては、圧縮軸力下では最大耐力以降に、また、引張軸力下の No.3 では最大耐力以前に、各々接合部内で柱主筋が降伏する。但し、試験体設計上は、柱の曲げ耐力は梁の曲げ耐力の 1.4 倍以上である。

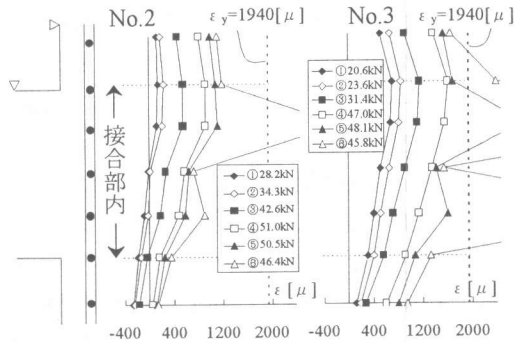


図-5 柱主筋歪分布

###### (3) 梁及び柱主筋の接合部域付着性状

###### 1) 梁主筋の付着性状

図-6 の縦軸は、接合部域で伝達される梁及び柱主筋の付着力、横軸は梁及び柱接合部端の引張側主筋鉄筋力 ( $\sigma_s T_s$ ,  $\tau_s T_s$ ) である。ただし、梁二段配筋の場合は、付着力と鉄筋力を一段筋と二段筋の和とした。図は最大耐力までを示す。

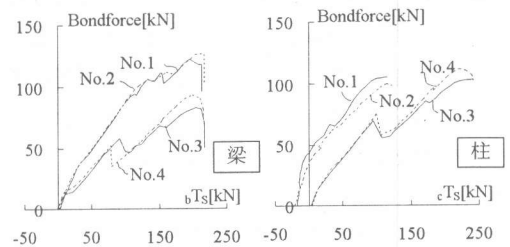


図-6 梁及び柱の接合部域付着力  
-引張側主筋鉄筋力

○梁主筋径の異なる No.1 と No.2 では、同じ引張側主筋鉄筋力に対する付着力の大きさがほぼ等しい。このことから、本試験体のせん断入力レベル程度では、主筋径の相違による付着性状への影響は、少ないものと思われる。○柱軸力のみ異なる

る No.2 と No.3 では、引張軸力下で、梁主筋の接合部域での付着性状が悪くなるのが分かる。○補強筋量のみ異なる No.3 と No.4 では、同じ主筋鉄筋力に対する付着力はほぼ等しく、補強筋量の違いによる極端な付着性状の相違はないと思われる。

記載していないが、本実験の接合部域最大付着応力度は、全試験体とも指針で示されている付着強度式より求めた値(No.1 と No.2 で 9.9MPa, No.3 と No.4 で 8.6MPa, 但し、引張軸力下の場合、柱軸力( $\sigma_0$ )を 0 とした。)の 1/3 程度であった。尚、No.2 のみは、指針の設計用付着応力度が上式の付着強度の値を下回る設計である。

## 2) 柱主筋の付着性状

図-6 に、接合部域に伝達される付着力と引張側主筋鉄筋力との関係を示すが、同図から、梁主筋と同様な実験変数間の相違が見られた。

### (4) 接合部補強筋歪曲線

図-7 に接合部補強筋の歪曲線を示す(歪は各試験体の接合部中の全ての補強筋で測定した歪の平均値)。但し、No.2 と歪の推移が同じ傾向の No.1 は割愛した。

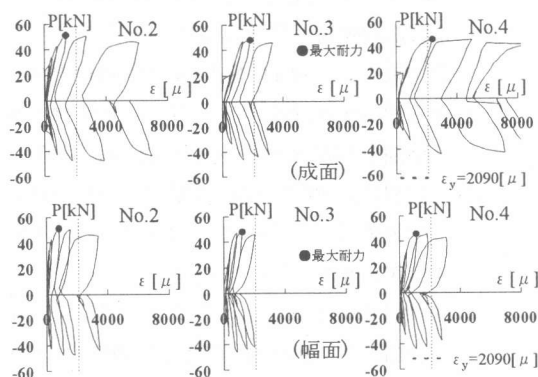


図-7 荷重-接合部補強筋歪曲線

歪曲線の特徴は以下の通りである。

#### 1) 成面歪の特徴

梁主筋径のみ異なる No.1, No.2 では特に違いは見られなかった。柱軸力のみ異なる No.2 と No.3 では最大耐力以降の補強筋の歪の大きさに違いが見られ、圧縮軸力下の No.2 で大きくなっている。

接合部補強筋量の異なる No.3 と No.4 では、最大耐力までは同じ推移を示しているが、それ以降は No.4 の歪が急激に伸び、補強筋量による違いが現れている。

#### 2) 幅面歪の特徴

成面歪と異なり、接合部せん断ひび割れ発生後に急激に増加することではなく、荷重の増加に伴い徐々に増加する。各試験体とも、最大耐力時まで降伏歪に達することはなかった。

### 4.2 接合部補強筋の役割

図-8 には、トラス機構によって伝達される応力を表わす指標値と考えられる補強筋の成面と幅面の応力差と層間変形角関係を、図-9 には、接合部域で伝達される梁主筋付着力と層間変形角との関係を各々示す。

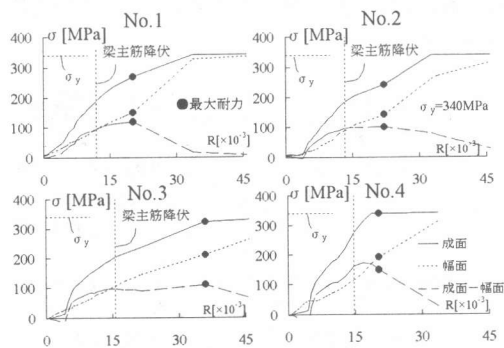


図-8 補強筋応力-層間変形角

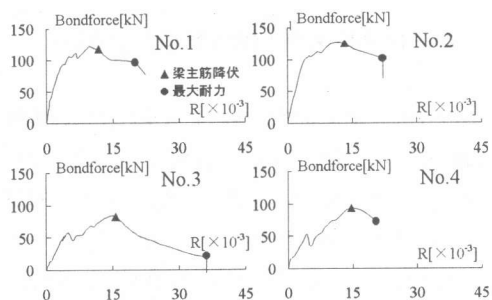


図-9 接合部内で伝達される梁主筋付着力-層間変形角

全試験体とも、梁主筋降伏近傍の荷重までは、接合部域で伝達される付着力の増大とともに成面と幅面の応力差は増加する。それ以降は、伝達される付着力の低下とともに応力差が減少している。

このことは、主たる補強筋の役割が、トラス機構の役割から、接合部コンクリートの拘束効果へ変化することを示していると思われる。

#### 4.3 塑性率と補強筋量

図-10に、層間変形角包絡線と、指針式より得られた塑性率( $\mu$ )を示した。指針の適用にあたって、No.2以外では、No.1で付着指標、No.3で軸力、No.4で軸力と補強筋量(0.3%以上)の諸条件を満足していないが、参考までに、指針式の塑性率( $\mu = (4.6\alpha - 2.4)(0.4p_{pw} + 0.88)$ 、 $\alpha$ :せん断余裕度、 $p_{pw}$ :接合部補強筋比[%])を求めてみた。

尚、No.2については、適用範囲内であったので、指針より求めた復元力特性を示した。図中の記号は、以下の通りである。●印:最大耐力、■と□印:梁曲げ降伏時の実験値(梁主筋降伏時)と計算値、▲と△印:最大耐力時の95%となる時の実験値と計算値。

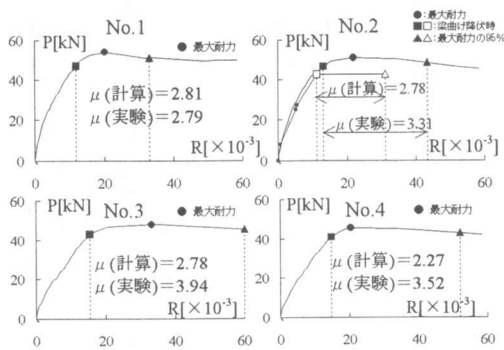


図-10 塑性率の比較(実験値と計算値)

No.2では、梁主筋降伏時の荷重及び変形の実験値(■印)は、計算値(□印)に近い値となった。指針の規定を満たすNo.2の塑性率に関し、指針計算値は、実験値より20%程度小さく、指針は、小さな評価となっている。塑性率の実験値は、No.2, No.3, No.4の比較から引張軸力となると増大する傾向にある。また、引張軸力下では、補強筋量が増大すると、塑性率は増大する。最大耐力時の95%となる時の実験値層間部材角はNo.1で最も小さく、このNo.1でさえ $R=1/30$ で、いずれの場合も補強筋量に依存することなく、設計上の十分な変形性能を有している。

#### 5. 結論

梁曲げ降伏先行型に関する本実験より以下のような知見が得られた。

- (1)接合部せん断入力量が同じ場合、梁主筋径の違いによって、接合部域の付着性状と補強筋の歪に違いは現れなかった。
- (2)引張軸力下において、補強筋量のみ異なる場合、最大耐力までの接合部域の主筋付着性状と、補強筋の歪に明確な違いは現れなかった。最大耐力以降で、補強筋量の少ないもので歪が急激に伸び、補強筋量の違いによる影響が見られた。
- (3)引張軸力下で、接合部域梁主筋付着性状は悪くなる。また、接合部補強筋の歪は、最大耐力以降、圧縮軸力下で、引張軸力下よりも大きくなる。
- (4)接合部補強筋は、梁主筋降伏以降、主たる役割が、トラス機構から、接合部コンクリートの拘束効果へ変化するとと思われる。
- (5)塑性率は、引張軸力下で圧縮軸力下より増大する傾向にある。また、補強筋量に依存することなく大きな層間部材角まで耐力が維持されている。

#### 参考文献

- 1) 後藤康明他: RC造骨組の変形性能に及ぼす接合部補強筋の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, pp.401-404, 1992.6
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート建造物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説, 1997.9
- 3) 上村智彦他: RC内部梁・柱接合部の終局強度への影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.109-110, 1995.8
- 4) 上村智彦他: 鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部のせん断耐力に関する実験研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.603-604, 1991.9

#### 謝辞

本研究は、東京工業大学建築物理研究センターとの共同研究によるもので、本実験実施に当たり、東京工業大学建築物理研究センター香取慶一助手、芝浦工業大学平成10年度卒論生上田芳郎君、神野卓之君、平山義治君の協力を得ました。