

論文 RC 造十字型柱梁接合部の局部変形に関する実験的研究

田尻 清太郎*1・諏訪田 晴彦*1

要旨: 本論文では、主筋、コンクリート強度を変数とすることで接合部せん断余裕度、接合部付着余裕度を変化させた RC 造十字型部分架構試験体 4 体の構造実験を行い、特に各部の局部変形に着目した検討を行った。その結果、本実験の範囲において、全体変形に占める接合部変形の割合は、接合部せん断余裕度や付着余裕度による影響が小さく、コンクリート強度による影響が大きかった。また、柱梁接合部内の通し梁主筋の歪分布は柱主筋位置で最も大きくなりその位置での降伏が先行する傾向が見られた。

キーワード: 柱梁接合部, 局部変形, 接合部せん断余裕度, 付着余裕度, 歪分布

1. はじめに

近年、建築物が実際に有する構造性能を定量的に評価する性能評価型設計法の確立に向けた検討が精力的に進められている。実構造性能を評価するためには架構の耐力だけでなく剛性や変形能の評価が必要になるが、柱・梁・柱梁接合部といった複数の部材からなる架構の剛性・変形能を理論的に精度よく評価するのは困難である。

そこで筆者らは柱・梁・柱梁接合部についてそれらの相互作用を考慮した各部変形を評価することで、架構の剛性・変形能を理論的に評価する手法の開発を目指している(例えば¹⁾。

本研究では柱・梁・柱梁接合部からなる十字型部分架構試験体を対象に、接合部せん断余裕度、接合部付着余裕度を変数とし、特に各部の局部変形に着目した検討を行う。

2. 実験概要

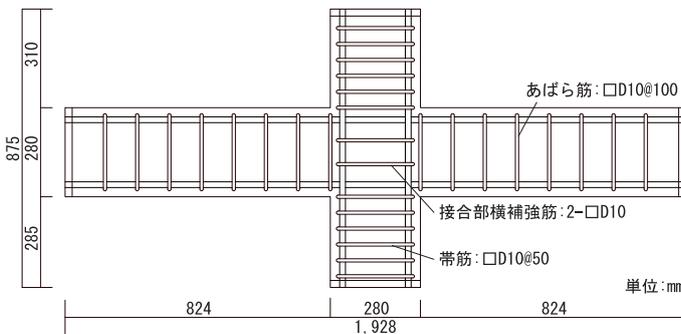
2.1 試験体

対象とする試験体は RC 造ラーメン架構から柱スパン中央、梁スパン中央で切り出した、縮尺約 0.4 の十字型部分架構試験体 4 体である(図-1 参照)。試験体の形状は柱・梁とも幅 280mm、せい 280mm であり、柱スパン

は 1,400mm、梁スパンは 2,400mm で全試験体共通である。柱主筋、梁主筋、コンクリート強度は実験変数となっており、各試験体について表-1 に示す通りである。帯筋、あばら筋、接合部横補強筋は全試験体共通である(表-1 参照)。なお、柱梁接合部内の応力状態が複雑になるのを避けるため柱中段筋は用いなかった。使用したコンクリートの材料特性を表-2 に、鉄筋の材料特性を表-3 に示す。

柱梁の曲げ強度²⁾、柱梁接合部のせん断強度・付着強度³⁾及び各余裕度を表-4 に示す。

基準試験体 No.1 は太径で強度の高い梁主筋を用いることにより接合部せん断余裕度が 1 を下回り、接合部付着余裕度も 1 を下回るような計画としている。試験体 No.2 は No.1 に対してコンクリート強度のみを高くすることで、接合部せん断余裕度が 1 を上回るようにした試験体である。なおコンクリート強度上昇により接合部付着余裕度も上昇する。試験体 No.3 は No.1 に対して梁主筋を減らすことで接合部せん断余裕度が 1 を上回るようにした試験体である。また柱梁耐力比が No.1 と同程度になるよう柱主筋も減じている。試験体 No.4 は No.3 に対して強度・径を低減した梁主筋を用いることで、接合部せん断余裕度が 1 を上回り、付着余裕度が No.1 の 1.5 倍



	No. 1, No. 2	No. 3	No. 4
柱断面			
梁断面			

図-1 試験体概要

*1 (独) 建築研究所 構造研究グループ研究員 博士(工学) (正会員)

表-1 試験体諸元

試験体名	梁引張主筋 (引張鉄筋比)	柱引張主筋 (引張鉄筋比)	コンクリート 圧縮強度[MPa]
No.1	4-D16 (SD390) (1.17%)	5-D16(SD390) (1.47%)	27.4
No.2			39.8
No.3	3-D16 (SD390) (0.88%)	4-D16(SD390) (1.17%)	27.4
No.4	6-D13 (SD295A) (1.12%)		

[共通変数] 柱スパン 1400mm, 梁スパン 2400mm, 幅×せい(柱・梁共通) 280mm×280mm,
帯筋: □D10(SD295A)@50mm, あばら筋: □D10(SD295A)@100mm, 接合部横補
強筋: 2-□D10(SD295A)

表-2 コンクリート材料特性

試験体	圧縮強度 [MPa]	圧縮強度時歪 [%]	ヤング係数 [GPa]	割裂引張強度 [MPa]
No.1,3,4	27.4	0.250	19.9	2.70
No.2	39.8	0.293	22.2	3.34

表-3 鉄筋材料特性

種別	降伏強度 [MPa]	降伏歪 [%]	ヤング係数 [GPa]	引張強度 [MPa]
D16(SD390)	453	0.248	183	618
D13(SD295A)	370	0.212	174	524
D10(SD295A)	366	0.202	181	500

表-4 計算強度一覧

	M_{bu} [kNm] (Q_{bmu} [kN])	M_{cu} [kNm] (Q_{cmu} [kN])	Q_{cmu}/Q_{bmu}	V_{ju} [kN] (Q_{ju} [kN])	V_j [kN]	$V_{ju}/V_j[-]$	τ_{ju} [MPa]	τ_j [MPa]	$\tau_{ju}/\tau_j[-]$
No.1	78.4 (127)	101 (180)	1.42	541 (112)	597	0.91	6.36	12.9	0.49
No.2	78.4 (127)	101 (180)	1.42	703 (145)	597	1.18	8.16	12.9	0.63
No.3	58.8 (95.1)	80.6 (144)	1.51	541 (112)	447	1.21	6.36	12.9	0.49
No.4	61.3 (99.1)	80.6 (144)	1.45	541 (112)	466	1.16	6.36	8.39	0.76

* 本表における記号の意味及び算定式は以下の通り。

M_{bu} : 梁曲げ終局強度 (略算式²⁾), M_{cu} : 柱曲げ終局強度 (略算式²⁾), V_{ju} : 柱梁接合部せん断終局強度³⁾, V_j : 接合部入力せん断力³⁾, τ_{ju} : 付着強度³⁾, τ_j : 付着応力度³⁾, Q_{bmu} : 梁曲げ終局時層せん断力, Q_{cmu} : 柱曲げ終局時層せん断力, Q_{ju} : 柱梁接合部せん断終局時層せん断力

程度となるようにした試験体である。なお、各変数は No.2~No.4 の接合部せん断余裕度が同程度に、No.1~No.4 の柱梁耐力比が同程度となるよう計画した。

2.2 加力計画

加力は図-2 に示す加力装置により行った。境界条件は下柱端をピン支持、左右梁端をローラー支持、上柱端を自由端とし、上柱端に鉛直ジャッキで軸力を、水平ジャッキで水平力を载荷する。本実験では軸力により柱梁接合部に応力が生じないようにするため、鉛直ジャッキは荷重が 0 を維持するように荷重制御を行うことで軸力を 0kN とした。水平ジャッキは変位制御とし、層間変形角 0.125%, 0.25%, 0.5%, 1%, 2%, 3%, 4%, 6% (0.5%~4%は 2 回繰り返り) の正負交番载荷を行った。なお、水平方向は左向きを正とする。

2.3 計測計画

鉛直ジャッキ、水平ジャッキ、梁端治具に設置したロードセルで軸方向の荷重を計測した。層間変形、各部変形を高感度変位計で計測し、梁主筋、柱主筋、接合部横

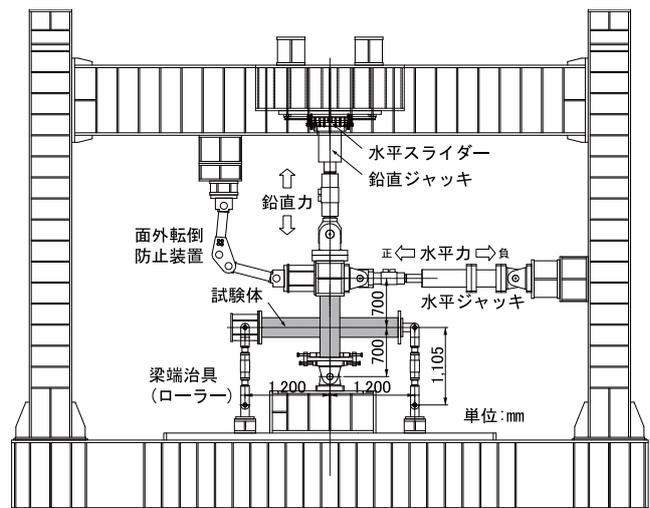


図-2 加力装置

補強筋、柱梁接合部のコンクリート表面の歪を歪ゲージで計測した。

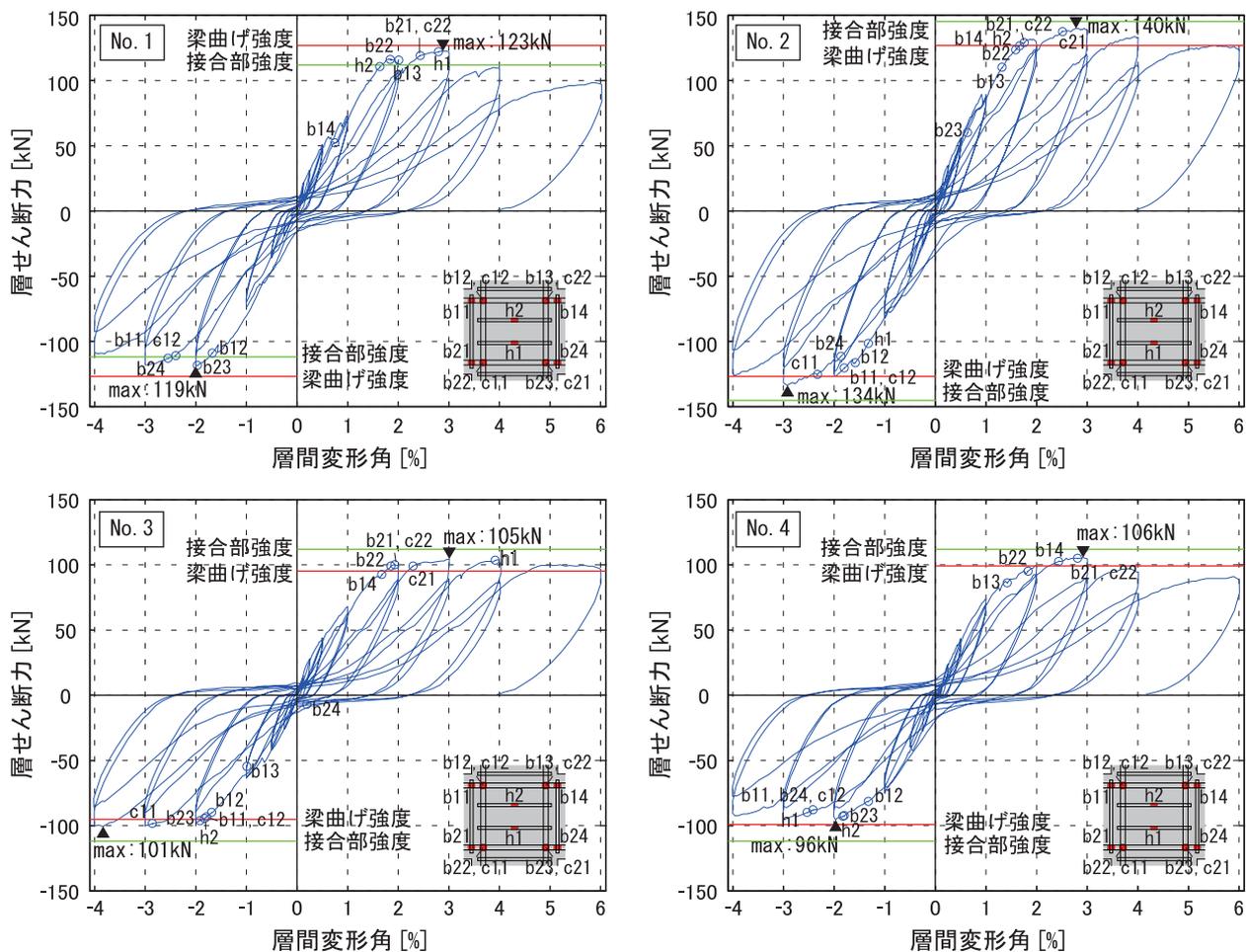


図-3 荷重変形関係

3. 実験結果及び考察

3.1 全体挙動

下柱下端ピンに対する柱心と水平ジャッキの軸心の交点の相対水平変位を柱スパン (1,400mm) で除した値を層間変形角とし、水平ジャッキの荷重を層せん断力とすると、各試験体の荷重変形関係は図-3のようになる。なお図-3には表-4に示す梁曲げ強度と接合部強度を併記している。また、梁主筋の柱フェース位置 (b11, b14, b21, b24)・柱主筋位置 (b12, b13, b22, b23) における降伏開始点、柱主筋の梁主筋位置 (c11~c22) における降伏開始点、接合部横補強筋 (h1, h2) の降伏開始点を示している。

また、写真-1には各試験体ともおおむね最大耐力に達した層間変形角+3%時の損傷状況を示す。

試験体 No.1 では梁主筋が一箇所早期に降伏しているが、その後は層間変形角 2%前後で接合部横補強筋の降伏、柱主筋位置における梁主筋の降伏、柱フェース位置における梁主筋の降伏、梁主筋位置における柱主筋の降伏が生じ、層間変形角 2.89%で最大耐力 123kN に達したが梁曲げ強度の計算値には達しなかった。その後の繰り返しでは耐力劣化が見られ層間変形角約 6%で最大耐力

の 79%に耐力が低下した。また、梁下端主筋位置において柱主筋は降伏しなかった。全体のループ形状は逆 S 字型のスリップ形状となった。

試験体 No.2 の鉄筋の降伏状況は試験体 No.1 と類似しているが、No.1 と異なり梁下端主筋位置において柱主筋が降伏した。また、層間変形角 2.78%において最大耐力に達したが、梁曲げ強度計算値より高く、接合部強度計算値より低かった。層間変形角+3%時の損傷状況は No.1 と比較すると梁端のひび割れに変形が集中しているが、接合部中央のひび割れ幅も大きい。最大耐力後緩やかな耐力劣化を示し、層間変形角 6%時の耐力は最大耐力の 88%であった。全体のループ形状は逆 S 字型のスリップ形状となった。

試験体 No.3 の鉄筋の降伏状況は No.2 と類似している。層間変形角 3.01%で最大耐力に達したが、梁曲げ強度計算値より高く、接合部強度計算値より低かった。層間変形角+3%時の損傷状況は No.1 と比較すると梁端のひび割れに変形が集中しており、No.2 と同様に接合部中央でもひび割れが見られるが、No.2 に比べてひび割れが分散している。最大耐力後の耐力劣化は 4 体の中で最も緩やかであり層間変形角 6%時の耐力は最大耐力の 92%であ

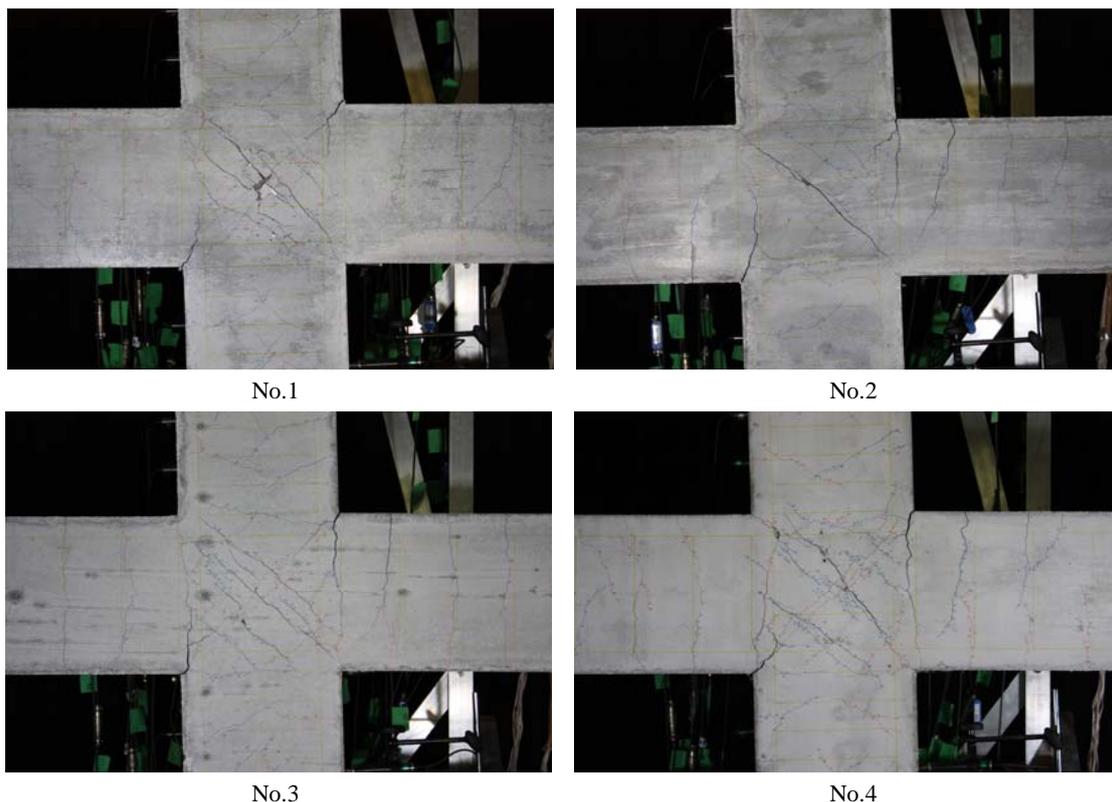


写真-1 損傷状況（層間変形角+3%時）

った。全体のループ形状は逆 S 字型のスリップ形状となった。

試験体 No.4 の鉄筋の降伏状況は No.1 と類似している。層間変形角 2.92% で最大耐力に達したが、No.2, 3 と同様に梁曲げ強度計算値より高く、接合部強度計算値より低かった。層間変形角+3% 時の損傷状況は No.2, 3 と同様に梁端のひび割れに変形が集中しており、接合部中央では No.2 と No.3 の中間程度のひび割れの分布状況であった。最大耐力後の繰り返しで耐力劣化し、層間変形角 6% 時の耐力は最大耐力の 84% であった。全体のループ形状は逆 S 字型のスリップ形状となった。

3.2 各部変形

本実験では、梁・柱端の回転角を含まない梁・柱変形、梁・柱端の局部回転に伴う梁・柱端変形、柱梁接合部の局部回転に伴う接合部変形を計測した。

梁変形は、当該梁の柱フェースから 20mm 外側の位置に対する梁端支点の部材軸直交方向の相対変位 d_b として求めた。また、梁変形による層間変形角の増分 R_b は式 (1) で算出した。

$$R_b = \frac{\sum d_b}{L} \quad (1)$$

ここで、 $\sum d_b$ ：両側の梁の梁変形の和、 L ：梁スパン (2,400mm)

同様に柱変形 d_c による層間変形角の増分 R_c を式 (2) で算出した。

$$R_c = \frac{\sum d_c}{H} \quad (2)$$

ここで、 $\sum d_c$ ：両側の柱の柱変形の和、 H ：柱スパン (1,400mm)

柱梁接合部の局部変形を求めるために、図-4 に示す $d1 \sim d8$ の相対変位を計測した。柱梁接合部を 2 本の対角線により 4 つの領域に分割して考えると、例えば下側の領域と右側の領域の間の相対回転角 θ_{12} は式 (3) で表される。

$$\theta_{12} = \frac{-d1 + d2}{a} \quad (3)$$

ここで、 a ： $d1$ と $d2$ の距離 ($50\sqrt{2}$ mm)

同様に、右側と上側、上側と左側、左側と下側の領域の間の相対回転角は式 (4)～式 (6) で表される。

$$\theta_{34} = \frac{d3 - d4}{a} \quad (4)$$

$$\theta_{56} = \frac{-d5 + d6}{a} \quad (5)$$

$$\theta_{78} = \frac{d7 - d8}{a} \quad (6)$$

これらの各領域間の相対回転角による層間変形角の増分 R_j は式 (7) で表される。

$$R_j = \frac{\theta_{12} + \theta_{34} + \theta_{56} + \theta_{78}}{4} \quad (7)$$

梁・柱端の局部回転角を求めるために、図-4 に示す

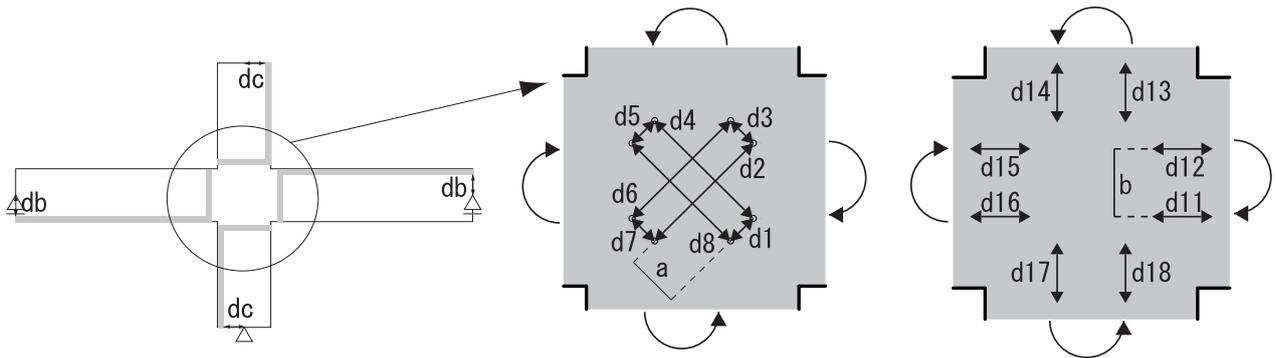


図-4 変形計測計画

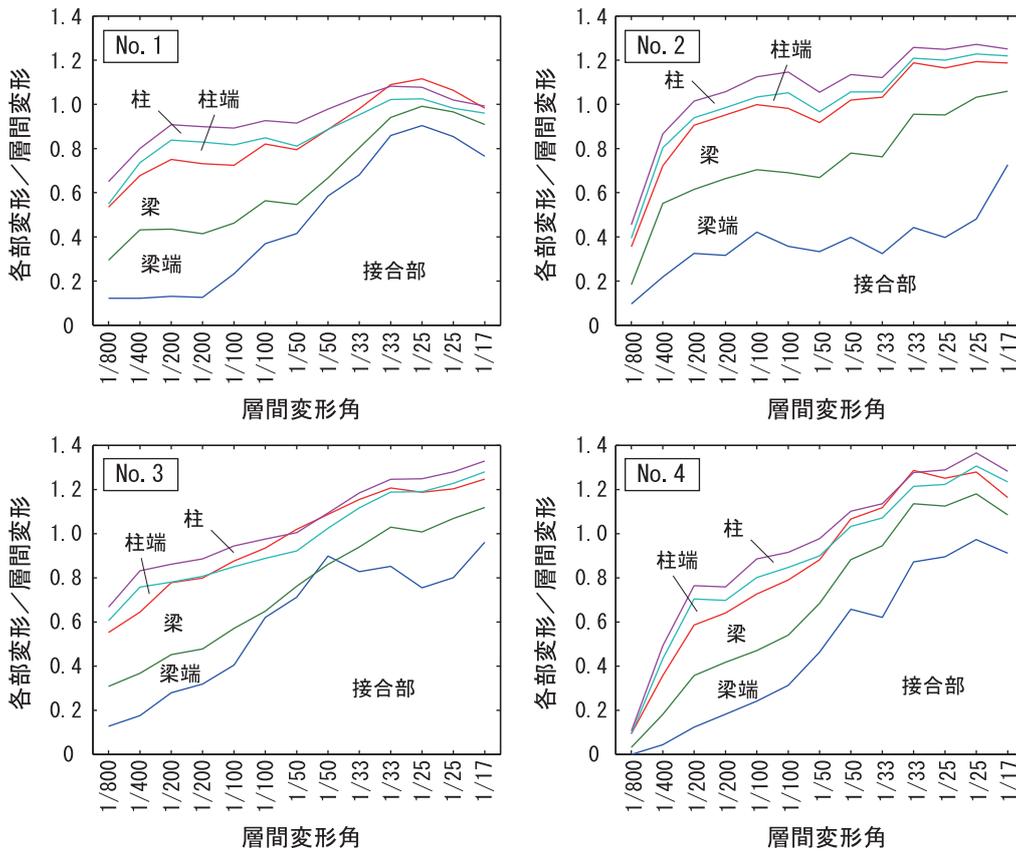


図-5 各部変形割合

$d_{11} \sim d_{18}$ の相対変位を計測した。例えば、右梁端における局所回転角 ϕ_{12} は式 (8) で表される。

$$\phi_{12} = \frac{-d_{11} + d_{12}}{b} \quad (8)$$

ここで、 b : d_{11} , d_{12} 間の距離 (90mm)

同様に各柱・梁端の局所回転角は式 (9) ~ 式 (11) により算出した。

$$\phi_{34} = \frac{d_{13} - d_{14}}{b} \quad (9)$$

$$\phi_{56} = \frac{-d_{15} + d_{16}}{b} \quad (10)$$

$$\phi_{78} = \frac{-d_{17} + d_{18}}{b} \quad (11)$$

梁端の局所回転角による層間変形角の増分 R_{be} , 柱端の局所回転角による層間変形角の増分 R_{ce} は式 (12), 式 (13) で表される。

$$R_{be} = \frac{(\phi_{12} + \phi_{56})l_0}{L} \quad (12)$$

$$R_{ce} = \frac{(\phi_{34} + \phi_{78})h_0}{H} \quad (13)$$

ここで、 l_0 : 梁支点から柱フェースまでの距離 (1060mm), h_0 : 柱支点から梁フェースまでの距離 (560mm)

以上で算出した各部変形による層間変形角の増分に対する各サイクルピークの層間変形角の比を各サイクルのピークにおいてプロットしたものを図-5 に示す。

理想的には各部変形の総和が層間変形角に一致するため縦軸は 1.0 となる。しかし、層間変形角が小さいときは 1.0 に満たず、層間変形角が大きくなるにつれて縦軸の値も大きくなり最終的には 1.0 を超える傾向が見られる。

各試験体とも接合部、梁端、梁の変形が占める割合が大きくなっている。その中でも梁の変形は試験体によらず同程度の比率となっており、試験体の違いによる変形割合の違いは梁端変形と接合部変形に見られる。試験体 No.1,3,4 は梁端変形より接合部変形の方が支配的であり、またいずれの試験体も同様な傾向を示している。一方、No.2 は梁端変形と接合部変形の割合が同程度となっており、No.1,3,4 と比較して梁端変形がより支配的であることがわかる。

No.3,4 の試験体は No.2 と同程度のせん断余裕度を有しており、特に No.4 の付着余裕度は No.2 に比べて大きくなっている。また、試験体 No.1 はせん断余裕度が 1 より小さく、No.3,4 は 1 より大きいにも関わらず、変形割合に大きな差が見られない。本実験の結果からは接合部変形の大小は接合部せん断余裕度や付着余裕度による影響は小さく、コンクリート強度の影響が大きいためと考えられる。これはコンクリート強度が小さいと柱梁接合部の斜め圧縮ストラットの圧縮軟化により変形が増大するためと考えられる。なお、梁の変形が試験体によらず同程度の比率となっているのは、柱梁接合部や梁端部に比べて塑性化の程度が小さかったためと考えられる。

3.3 歪分布

図-6 に試験体 No.1 の梁主筋の歪分布を示す。本図より、主筋の歪分布は柱梁接合部内ではほぼ一定の勾配で分布しているが、引張歪が最も大きくなるのは柱フェース位置ではなく、柱主筋位置となっていることが分かる。また、主筋降伏も柱主筋位置から降伏することが多く、一度降伏すると逆側の荷重においても引張歪が蓄積していることが分かる。梁主筋は柱主筋位置で降伏し、その位置において接合部内から抜け出そうとするほか、梁側からも抜け出そうとする挙動となっている。

また、主筋降伏後も接合部内では付着応力が存在しており、付着破壊が生じていないと判断される。

4. まとめ

梁主筋量、コンクリート強度を変数として、接合部せん断余裕度、付着余裕度を変化させた十字型部分架構試験体 4 体の構造実験を行い、以下の知見を得た。

- (1) 全体変形に占める接合部変形の割合は、接合部せん断余裕度や付着余裕度による影響が小さく、コンクリート強度による影響が大きかった。
- (2) 柱梁接合部内の通し梁主筋の歪分布は柱フェース位

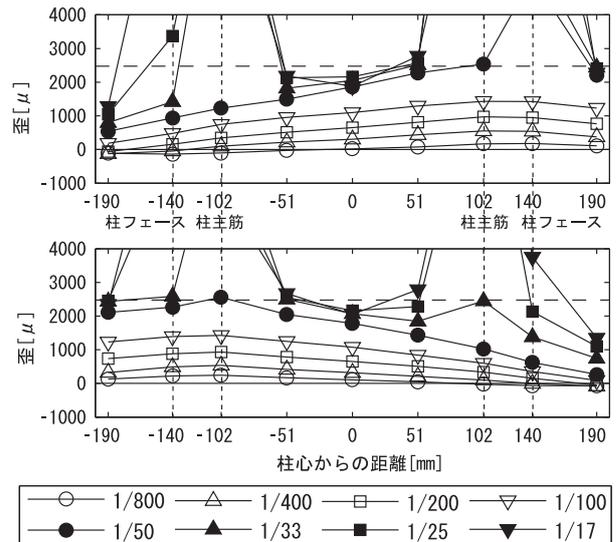


図-6 梁主筋歪分布 (No. 1)

置ではなく、柱主筋位置で最も大きくなり、その位置から接合部内に入るほど、また、梁側にいくほど歪が小さくなる分布となり、柱主筋位置で降伏が先行することが多かった。

- (3) 柱梁耐力比が 1.4 以上で、接合部せん断余裕度が約 1.2 程度の試験体でも、柱主筋は梁主筋位置で降伏し、接合部横補強筋も降伏し、接合部に大きな損傷が見られ、履歴ループは逆 S 字のスリップ形となった。また、付着余裕度を増大させてもループ形状の明確な改善はみられなかった。

謝辞

本研究は科研費（課題番号 20760385）の助成を受けて実施されたものである。

参考文献

- 1) 田尻清太郎, 塩原等, 楠原文雄: RC 柱梁接合部マクロエレメントによる十字型柱梁接合部の履歴特性の解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.331-336, 2006
- 2) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990), 1990
- 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, 1997.9