

# 論文 機械式定着を用いた RC ピロティ柱梁接合部の破壊性状

高橋 之<sup>\*1</sup>・清原 俊彦<sup>\*2</sup>・勅使川原 正臣<sup>\*3</sup>・市之瀬 敏勝<sup>\*4</sup>

**要旨**：RC ピロティ構造物の柱梁接合部について機械式定着を用いた場合の構造性能を確認する実験を行い、折り曲げ定着を使用した既往の実験結果と比較した。ピロティ構造では1階の柱断面が上層階よりも大幅に大きい場合が多く、本研究では1階の柱型を屋内側に拡張した場合と屋外側に拡張した場合について実験を行った。屋内側に拡張した場合は、折り曲げ定着と同程度の性能が確保されることが確認できたが、屋外側に拡張した場合には柱が閉じる载荷方向で耐力が大幅に低下した。この原因を定着破壊耐力を評価する既往の研究を参考に考察し、設計時の注意点をまとめた。

**キーワード**：機械式定着，柱梁接合部，ピロティ，付着，支柱

## 1. はじめに

機械式定着を用いた鉄筋コンクリート造建物の柱梁接合部の構造性能は未解明な部分が多く、現在も精力的に研究が行われている<sup>1)3)</sup>。柱梁接合部の構造性能は接合部の形状によって大きく異なることが知られており、ト型接合部やT形接合部およびL型接合部に関しては実験的な研究が行われているが、本研究で対象としているピロティ架構の柱梁接合部に関する研究は見当たらない。機械式鉄筋定着工法設計指針<sup>4)</sup>(以下、定着指針と呼ぶ)は、ピロティ架構の柱梁接合部に関する記述はあるが、十分に安全側に設計することで対処している。

著者らはピロティ架構の柱梁接合部に関して折り曲げ定着を用いた構造実験を行ってきた<sup>5)6)</sup>。これらの結果を比較対象として、本研究では機械式定着を使用したピロティ柱梁接合部の実験を行った。

## 2. 試験体

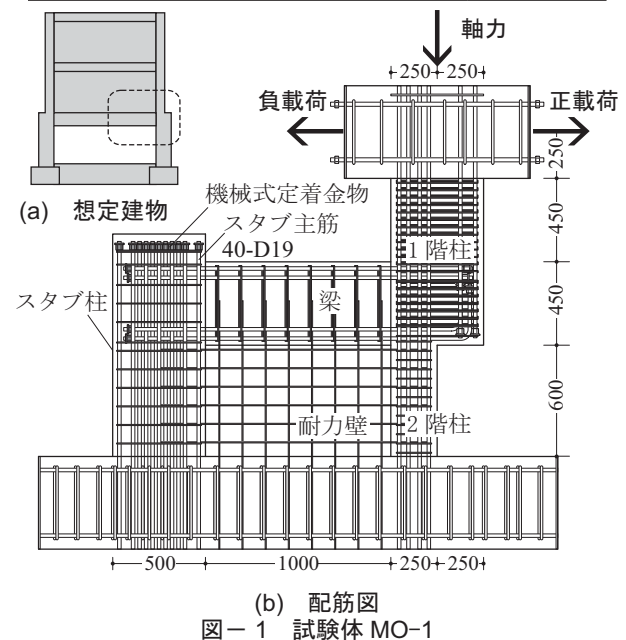
本研究では、柱梁接合部内の鉄筋を機械式定着金物により定着したMシリーズ試験体を用いた。定着金物には定着板とナットが一体で形成されたものを使用した。試験体は2体であり、実存するピロティ構造物でも見られるように1階の柱断面が上層階の柱断面より大幅に大きい場合を想定している。試験体MO-1は1階の柱型を屋外側に拡張しており、試験体MI-1は屋内側に拡張している。表-1に試験体のパラメータを示す。試験体は、図-1(a)の破線で示したピロティ構造物の接合部周辺を取り出したものであり、加力の都合上、図-1(b)のように想定する建物と上下を逆にして製作した。試験体のスケールは1/2であり、試験体全体の剛性を確保するため、スタブ柱を設けた。

試験体の部分詳細を図-2に示す。図-2(a)~(d)にMO-1、図-2(e)~(h)にMI-1の1階柱断面図、2階柱断

面図、梁断面図、柱梁接合部の詳細図をそれぞれ示している。図-2(a), (b), (e), (f)のように両試験体で柱主筋の本数はそれぞれ同じであるが、図-2(c), (g)のように梁主筋はMO-1の上端主筋は12-D19であるのに対し、MI-1の上端主筋は8-D19である。また、図-2(d), (h)のように梁あばら筋もMO-1は6-D6@125であるのに対し、MI-1は梁端部から450mmの範囲内では6-D6@62.5で配筋されている。また、図中に示した柱主筋の定着長さ $l_{ac}$ 、梁主筋の定着長さ $l_{ag}$ 、梁主筋の折り曲げ後の余長 $l_{av}$ 、梁主筋余長部と柱主筋の重ね長さ $l_{pv}$ 、鉄筋の背面かぶり厚さ $C_b$ 、側面かぶり厚さ $C_s$ 、柱梁接合部内のせん断補強筋比は機械式鉄筋定着工法設計指針<sup>4)</sup>の規定を満足している。しかし、

表-1 試験体パラメータ

試験体	拡張方向	梁上端筋 / 梁下端筋	梁あばら筋
MO-1	屋外側	12-D19/12-D19	6-D6@125
MI-1	屋内側	8-D19/12-D19	6-D6@62.5



(b) 配筋図  
図-1 試験体 MO-1

\*1 名古屋工業大学 工学部建築・デザイン工学科助教 博士(工学) (正会員)  
 \*2 (株)堀江建築工学研究所 (正会員)  
 \*3 名古屋大学 工学部社会環境工学科教授 工学博士 (正会員)  
 \*4 名古屋工業大学 工学部建築・デザイン工学科教授 工学博士 (正会員)

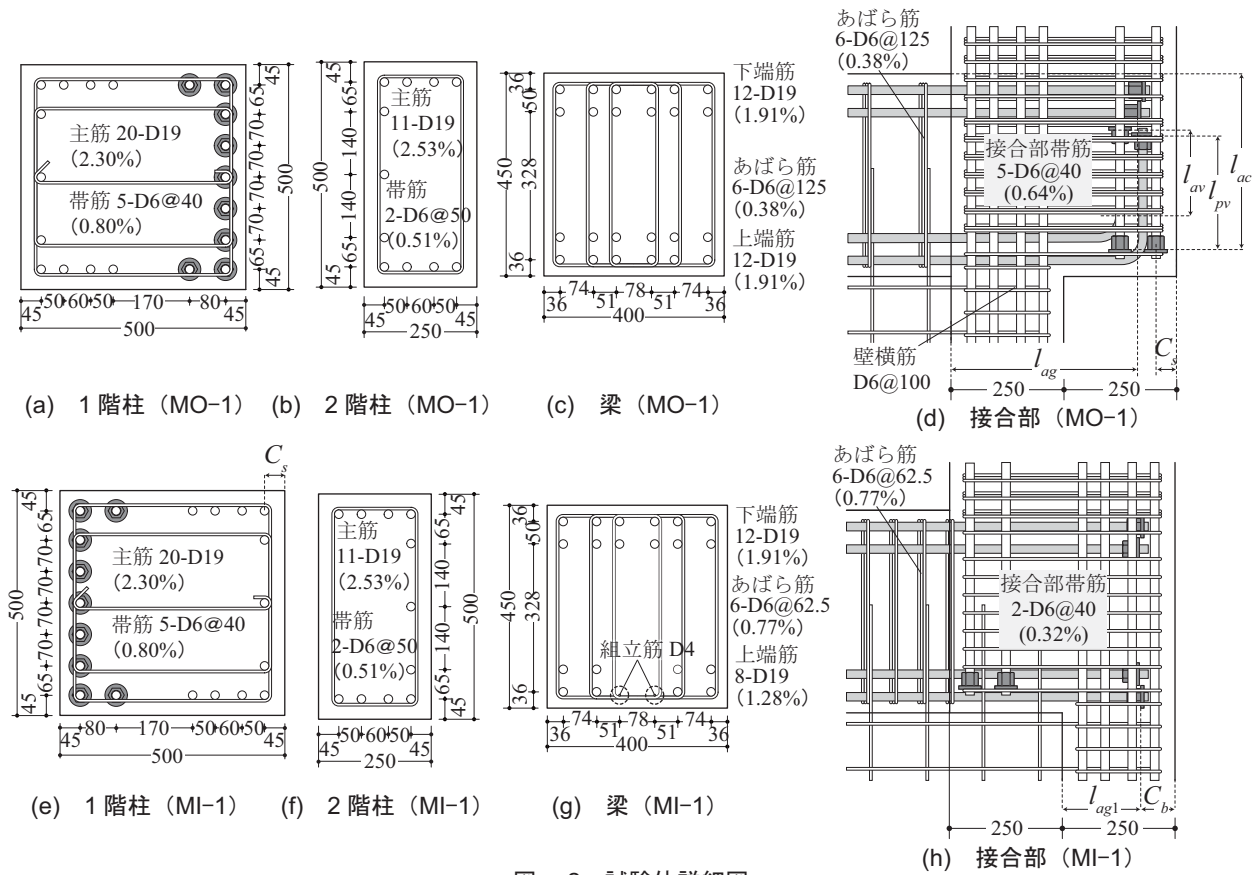


図-2 試験体詳細図

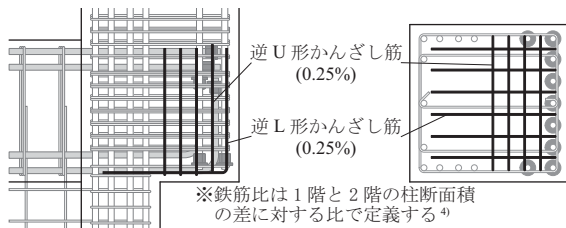


図-3 かんざし筋配筋図

表-2 コンクリート材料試験結果

圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (× 10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup> )
25.5	2.31	24.8

表-3 鉄筋材料試験結果

種類 (鉄筋径)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (× 10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> )
柱・梁主筋 (D19)	389	561	1.90
せん断補強筋 (D6)	373	553	1.85

MI-1の上端主筋の梁主筋の定着長さ $l_{ag1}$ (2階柱仕口面から定着板までの距離)については、定着指針による必要最低長さが334mmであるのに対し、MI-1では164mmである。また、付着割裂破壊やせん断ひび割れ防止のために必要とされている逆U形および逆L形かんざし筋(図-3)を本研究で使用した試験体には配筋しなかった。これは、定着方法の違い(機械式定着・折り曲げ定着)による影響を比較しやすくするためである。

使用したコンクリートと鉄筋の材料試験結果をそれぞれ

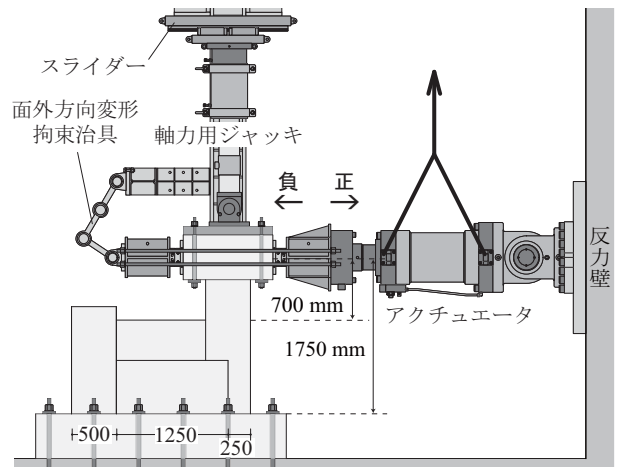


図-4 加力装置

表-2および表-3に示す。

### 3. 加力方法

加力は図-4に示す装置を用いて正負交番荷重を行った。制御に用いた層間変形角は、水平力作用位置で計測した水平変位を計測位置から1階の柱頭までの距離700mmで除して定義した。

層間変形角1/200までは正負ともに1000kN(1階柱軸力比0.13)の軸力を1階柱中心位置に負荷し、それ以降の変形では正方向は軸力なし、負方向は2000kN(1階柱軸力比0.27)とした。これは、大変形時に転倒モーメントによって発生する軸力の変動を想定している。

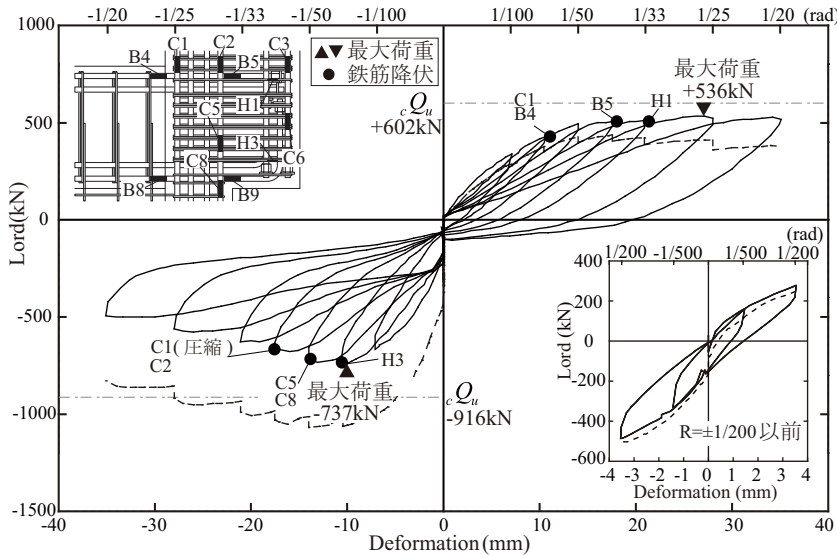


図-5 荷重-変形関係 (MO-1)

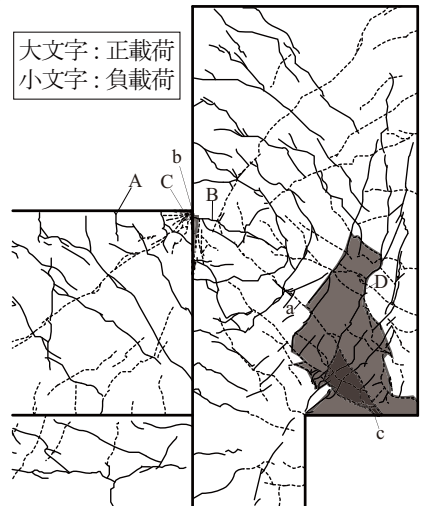


図-6 ひび割れ図 (MO-1)

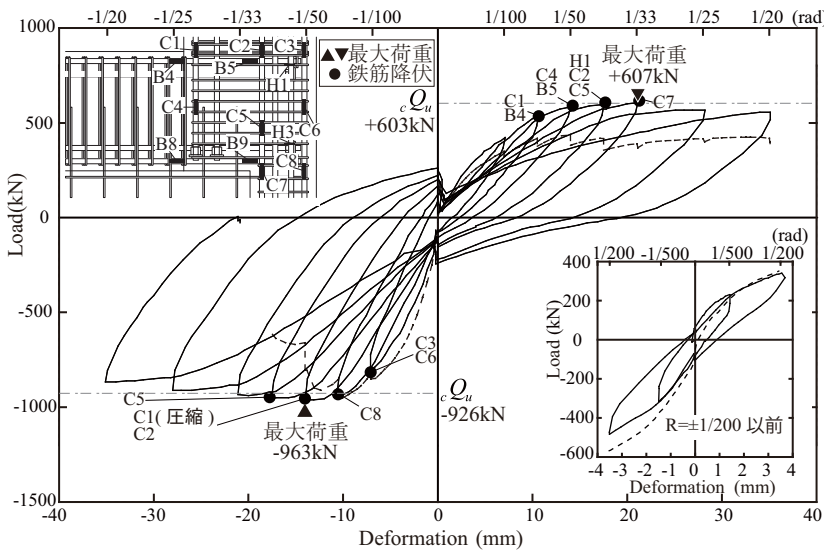


図-7 荷重-変形関係 (MI-1)

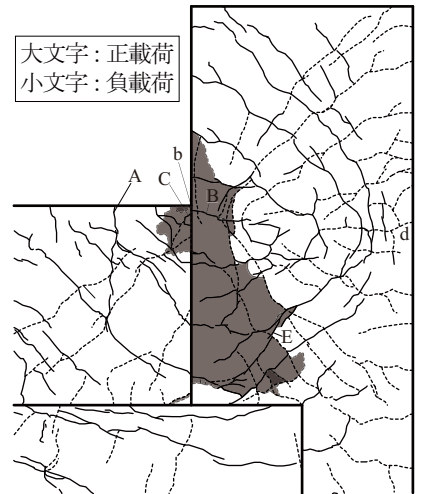


図-8 ひび割れ図 (MI-1)

#### 4. 実験結果

##### 4.1. 試験体 MO-1 の実験結果

MO-1 試験体の荷重-変形関係を図-5 に示す。同図中に層間変形角  $\pm 1/200$  以前の結果を拡大して示す。図中の実線は MO-1 の実験結果、破線は文献 5) で得られた折り曲げ定着試験体 O-1 の包絡線を示している。初期剛性は定着方法の違いによる差はないが、負荷した軸力が異なるので軸力による変形に違いが生じている。また、図中には最大荷重と鉄筋に貼り付けたひずみゲージの位置とその降伏時を示してある。なお、ひずみゲージは鉄筋を挟んで 2 枚貼ってあり、図中では平均値を用いている。図中の一点鎖線は文献 7) に従って計算した柱頭曲げ強度  $cQ_u$  を示す。文献 7) では、柱頭曲げ破壊時の危険断面が図-9 に示すような位置であると考へて曲げ降伏強度を計算しており、観測されたひび割れ状況とも合致している。実験耐力は正載荷では  $cQ_u$  を少し下回り、負載荷では  $cQ_u$  を大きく下回った。

図-6 に MO-1 の柱梁接合部付近の最終ひび割れ状況

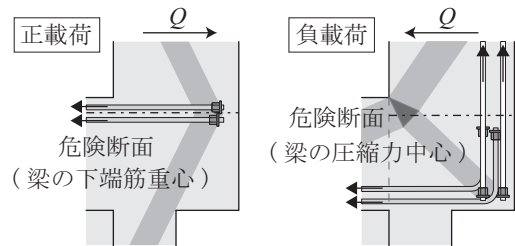


図-9 想定した危険断面の位置

を示す。図中の実線は正載荷時、破線は負載荷時のひび割れを示している。また、灰色はコンクリートの剥落を示している。正載荷では梁下端の曲げひび割れ A、1 階柱の曲げひび割れ B および接合部と梁の境界の開き C が顕著であった。層間変形角  $1/50$  の時、ひび割れ C が 2.2mm まで大きくなり、層間変形角  $1/40$  の時、1 階柱の曲げひび割れ B が 2.0mm まで大きくなった。層間変形角  $1/25$  の時、最大耐力を記録した。その後も層間変形角  $1/20$  まで、水平力を維持したまま変形した。破壊形式はひずみゲージの値、および破壊状況から 1 階柱頭曲げ破壊と判断されるが、図-9 の正載荷時におけるストラットに沿うひび割れ D が大

きく(層間変形角 1/40 で 1.4mm), 柱頭曲げ強度  $cQ_u$  には達しなかったと考えられる。しかし, 試験体 O-1 に比べて接合部内せん断補強筋を多く配筋したことにより, ひび割れ D の幅は小さく, 最大耐力は大きくなった。

負荷荷では接合部内斜めひび割れ a が顕著であった。層間変形角 -1/67 の時に, 1 階柱の屋内側柱頭に圧縮ひび割れ b が発生し, 最大耐力を記録した。このとき, 柱梁接合部内の柱主筋を機械式定着した部分に定着破壊が見られた。その後, 変形が進むにつれ定着破壊により柱型の拡張部分のコンクリートは剥落した(図-6中c)。負荷荷では正載荷に比べると急な耐力低下を起こしながら変形した。

#### 4.2. 試験体 MI-1 の実験結果

MI-1 試験体の荷重-変形関係を図-7 に示す。図には文献6) で得られた折り曲げ定着試験体 I-1 の包絡線も併せて示してある。正載荷, 負載荷ともに実験耐力と計算耐力  $cQ_u$  は概ね一致した。

図-8 に MI-1 のひび割れ図を示す。正載荷では MO-1 と同様のひび割れ過程を辿ったが, 層間変形角 1/40 の時に柱梁接合部に斜めに入ったひび割れ E が顕著になった。この原因は機械式定着であると考えられ, 検討は後述する。その後変形が進むにつれて, コンクリートの剥落も見られたが, 層間変形角 1/20 まで水平力を維持したまま変形した。なお, 破壊形式は1階柱頭曲げ破壊であると判断される。

負載荷では, 層間変形角 -1/50 の時に最大耐力を記録し, 1 階柱頭のひび割れ d が 1.9mm まで大きくなった。その後, 層間変形角 1/20 まで, 水平力を維持したまま変形した。なお, 破壊形式は1階柱頭曲げ破壊であると判断される。

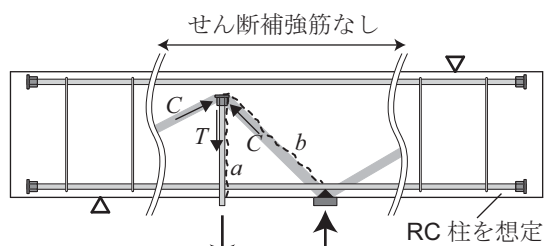


図-10 既往の研究における試験体

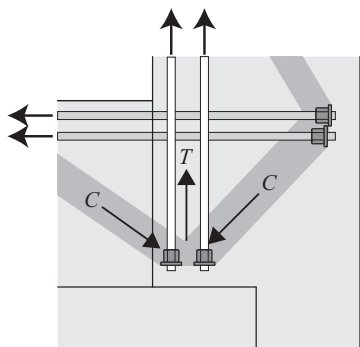


図-11 試験体 MI-1 の応力状態

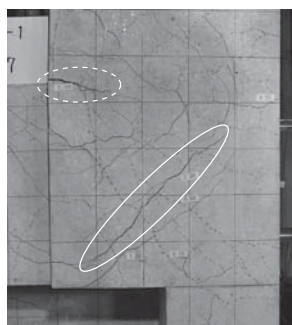


図-12 層間変形角 1/40 のひび割れ状況

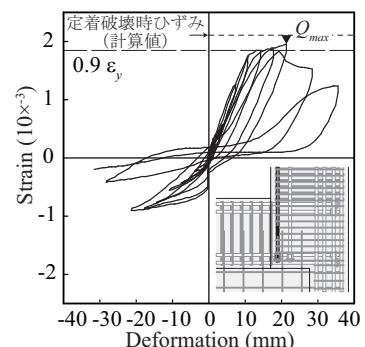


図-13 柱主筋のひずみ

#### 5. 機械式定着の定着破壊時耐力

試験体 MI-1 は正載荷時において1階柱頭での破壊によって耐力が決定したが, 最大耐力を記録した後, 機械式定着を使用した柱主筋が定着破壊した可能性がある。ここでは, 文献8) を参考に機械式定着における定着破壊耐力の検討を行った。

文献8) では図-10 に示すような実験を行い, 機械式定着の定着破壊について耐力評価方法を検討している。図中の矢印の方向に加力しており, これは試験体である鉄筋コンクリート造柱に圧縮力と引張力を加えることによって梁の曲げモーメントを模擬している。文献8) の実験では図-10 に示す破線 a のひび割れ(機械式定着を用いた梁筋に沿う付着ひび割れ)が最初に発生し, その後, 破線 b のひび割れ(定着板を起点とする圧縮ストラットに沿うひび割れ)が発生した。この実験をもとに, 文献8) では節点 CCT を対象とした定着破壊耐力を評価する方法を提案している。

一方, 試験体 MI-1 の正載荷時には図-11 のような応力状態となっている。また, 層間変形角 1/40 の時のひび割れ状況を図-12 に示す。機械式定着を使用した柱主筋に沿う付着ひび割れは顕著なもの確認されなかったが, 圧縮ストラットに沿うひび割れが確認された。層間変形角が 1/50 の時, 図-12 に破線で囲んだ柱頭での曲げひび割れは 4.0 mm であり, 実線で囲んだひび割れは 0.85 mm であった。層間変形角 1/33 の時にはこれらのひび割れはそれぞれ 5.0 mm, 2.0 mm であり圧縮ストラットに沿うひび割れが大きくなっていることが分かる。このことから, 柱頭での曲げ降伏が生じた後に定着破壊が生じたと考えられる。機械式定着を用いた柱主筋で計測されたひずみとその計測位置を図-13 に示す。変形が 21mm(層間変形角 1/33)より大きくなるとひずみが減少しており, この原因が定着破壊であったと考えられる。

文献8) では上記のような破壊状況から, 定着破壊が生じるときの耐力を付着耐力と定着板の支圧耐力との和で評価している。付着耐力  $P_{bond}$  については次式で評価している。

$$P_{bond} = 0.504 \sqrt{f'_c} \phi_b (l_e - d_b) \quad (1)$$

ここに,  $f'_c$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\phi_b$  : 鉄筋の周長 (mm)

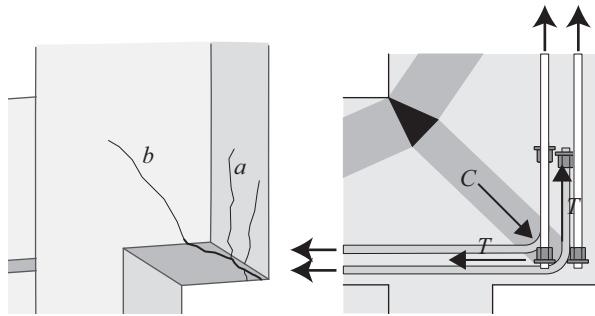


図-14 MO-1のひび割れ 図-15 MO-1の応力状態

$l_e$  : 定着長さ (mm), 本研究では  $l_e=l_{ac}$

$d_b$  : 鉄筋径 (mm)

試験体 MI-1 の接合部内に定着した柱主筋に関して式 (1) で計算した付着耐力  $P_{bond}$  は 56.7kN であった。

定着板の支圧耐力  $P_{head}$  は次式で評価している。

$$P_{head} = \{1 + 2.27(l_e - 0.7D_b)/D_b\} \times 0.85f'_c A_{nh} \quad (2)$$

ここに、 $D_b$  : 梁せい (mm)

$A_{nh}$  : 定着板の面積 (mm<sup>2</sup>)

上式は文献 8) で行われた実験結果から導かれた式であり、定着長さが梁せいの 0.7 倍あれば定着板の断面積に対してコンクリート強度の 0.85 倍が発揮されることを示している。式 (2) を用いて計算した支圧耐力  $P_{head}$  は 58.6kN であった。

文献 8) に従い式 (1), (2) で算出した付着耐力と支圧耐力の和として算出した定着破壊耐力はおよそ 115kN である。一方、図-13 に示したひずみから計算した層間変形角 1/40 の時の柱主筋の引張力は 112kN であり、計算結果と概ね一致している。なお、鉄筋の引張力を算出するに当たっては、図-13 に示したひずみが降伏ひずみ前であることから、材料試験で得られたヤング係数を使用した。試験体 MI-1 では図-11 に示したように、機械式定着の位置で節点 CCT となっており、文献 8) の評価方法で定着破壊耐力を算定できた。

続いて試験体 MO-1 について検討を行う。試験体 MO-1 は負方向の荷重に対して柱頭曲げ強度を大きく下回り、また、図-6 に示した破壊状況から定着破壊によって耐力低下したと結論付けた。試験体 MO-1 では図-14 に示すようなひび割れが発生していた。また、試験体 MO-1 の負荷荷時の応力状態は図-15 のように考えられる。図-14 に a で示したひび割れは、接合部内に機械式定着によって定着した柱主筋に沿うひび割れである。このひび割れが層間変形角 -1/100 で発生した後、同図中に b で示したひび割れが発生し、これが開いていくと同時に耐力が低下していった。ひび割れ b は図-15 に示した接合部の対角線方向に発生する圧縮ストラットに沿うひび割れであり、試験体 MO-1 のひび割れの進展状況は文献 8) のひび割れと酷似している。しかし、図-15 に示すように、機械式定着部分で節点 CTT となっている

点で文献 8) とは異なっている。

式 (1), (2) による試験体 MO-1 の定着破壊時の柱主筋引張力は試験体 MI-1 と同様に 115kN である。これに対し、実験で計測したひずみから算出した柱主筋の引張力は 76.3kN であった。ひずみから引張力を求めるに当たっては、ここでも材料試験結果のヤング係数を使用した。試験体 MI-1 のように節点 CCT に関しては、ピロティ構造の接合部に対しても文献 8) の方法で評価することが出来るが、試験体 MO-1 のような節点 CTT の場合には実験結果を評価できなかった。また、その場合の定着破壊耐力は節点 CCT より大幅に小さくなることが分かった。

なお、上記の検討では柱主筋が負担した引張力は定着破壊時に負担できる引張力よりも 1 本あたり 39kN 小さい。これに柱主筋本数を乗じた値 (351kN) は、図-3 に示したかんざし筋の必要最低量が負担できる引張力の 3 倍近い。よって、かんざし筋を配筋していたとしても計算耐力に達することが出来ないと予想される。

## 6. 折り曲げ定着との比較

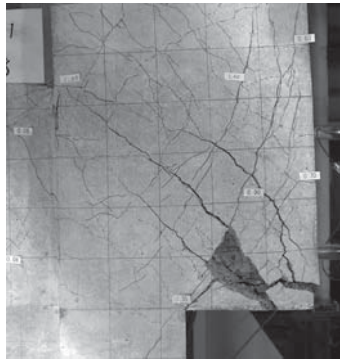
折り曲げ定着を使用した試験体 I-1<sup>6)</sup>、および O-1<sup>5)</sup> との比較を行う。

試験体 MI-1 では正・負荷荷ともに耐力の向上が見られた。ただし、これは接合部内のせん断補強筋や梁上端主筋を多くした効果である。負荷荷では試験体 I-1 で観測された壁の圧縮破壊を防ぐことが出来たため、変形性能も向上した。

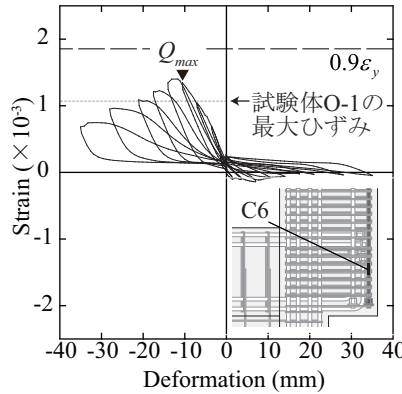
試験体 MO-1 は、正荷荷では耐力が向上したが、負荷荷では耐力が低下した。これは前述の定着破壊が生じたためであり、この破壊性状について試験体 O-1 との比較を行った。

図-16 および図-17 はそれぞれ試験体 MO-1、および O-1 の破壊状況、柱主筋のひずみ (C6)、梁主筋のひずみ (B9) を示しており、ひずみゲージ C6, B9 はそれぞれ各試験体の接合部内の同位置に貼り付けてある。図-16(b), (c) より、試験体 MO-1 では最大耐力を記録した直後に柱主筋および梁主筋のひずみが減少している。これは前述の定着破壊によって耐力が決定したことを意味している。一方、図-17(b), (c) より、試験体 O-1 では梁主筋が降伏しており、それとほとんど同時に柱主筋はひずみが一定となっている。これは、図-17(a) に破線で示したひび割れを通る破壊面でメカニズムが形成されたことを意味している。試験体 MO-1 は柱頭での曲げ破壊を計画したため、試験体 O-1 よりも梁上端主筋を多くした。このため、柱主筋でのひずみが大きくなり、定着破壊につながったと考えられる。しかし、試験体 MO-1 の柱主筋のひずみは図-16(b) に示したように、試験体 O-1 で計測された最大ひずみを上回っていた。このことから、試験体 O-1 と同じ破壊を計画するのであれば、機械式定着でも十分であると考えられる。

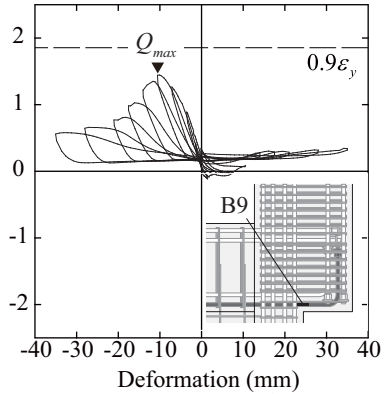
一般的には梁降伏型で設計することが望ましく、L 型の



(a) ひび割れ状況 (層間変形角 1/40)

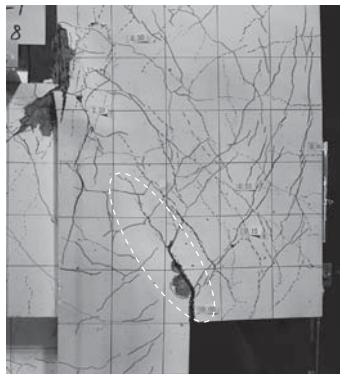


(b) 柱主筋のひずみ (C6)

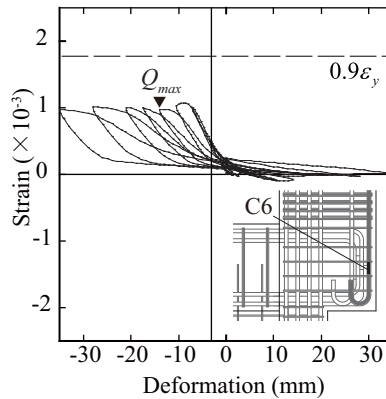


(c) 梁主筋のひずみ (B9)

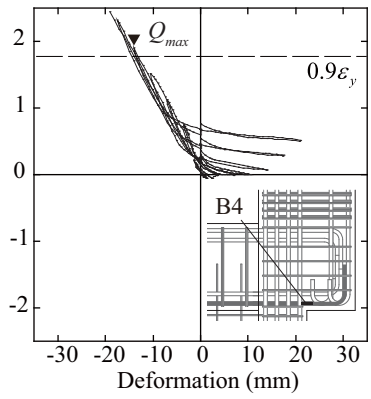
図-16 試験体 MO-1 の接合部の損傷とひずみ



(a) ひび割れ状況 (層間変形角 1/40)



(b) 柱主筋のひずみ (C6)



(c) 梁主筋のひずみ (B4)

図-17 試験体 O-1 の接合部の損傷とひずみ

柱梁接合部に機械式定着を使用する場合には柱主筋を直線定着とし、梁主筋を折り曲げ定着にしている。しかし、本研究の試験体のように柱降伏を目指す計画であれば、柱主筋を折り曲げ定着とし、梁主筋を直線定着とすることで機械式定着を使用することが可能になるかもしれない。

## 7. まとめ

- (1) 柱を屋内側に拡張した試験体では、機械式定着を用いても折り曲げ定着と同程度以上の強度と変形性能が得られた。
- (2) 柱を屋内側に拡張した試験体は、柱が開く方向の載荷(正載荷)で柱頭での曲げ降伏後に定着破壊した。その強度は文献8)による計算値と概ね一致した。
- (3) 柱を屋外側に拡張した試験体は柱が閉じる載荷(負載荷)で定着破壊した。また、この時の強度は前項(2)の強度を大きく下回った。

## 謝辞

本研究では、東京鉄鋼(株)より鉄筋、機械式定着金物を提供していただいた。また、実験は矢作建設工業(株)地震工学技術研究所で行った。厚く御礼申し上げる。

## 参考文献

- 1) 益尾潔, 足立将人: 機械式定着による RC 造ト形柱梁

接合部の構造性能, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 73, No. 627, pp. 819-826, 2008. 5

- 2) 加藤史明, 川添由喜子, 田才晃ほか: 機械式定着を用いた RC 造建築物の最上階 L 形柱梁接合部の構造性能に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp.403-404, 2010. 9
- 3) 鈴木淳史, 後藤佑生, 田才晃ほか: 機械式定着を用いた RC 造建築物の最上階 T 形柱梁接合部の構造性能に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp.371-372, 2009. 8
- 4) 日本建築総合試験所: 機械式鉄筋定着工法設計指針, 2010. 5
- 5) 小谷剛, 高橋之, 福山洋ほか: 柱を屋外側に拡張した RC ピロティ柱梁接合部の強度と破壊形式, コンクリート工学年次論文集, Vol. 33, No. 2, pp.313-318, 2011. 7
- 6) 小川司, 勅使川原正臣, 市之瀬敏勝ほか: RC ピロティ柱を屋内側に拡張した柱梁接合部の強度と破壊形式, コンクリート工学年次論文集, Vol. 33, No. 2, pp.319-324, 2011. 7
- 7) 加藤裕子, 小谷剛, Halim, S. ほか: RC ピロティ柱梁接合部の破壊形式に関する実験, 日本建築学会東海支部研究報告集, 第 50 号, pp.189-192, 2012. 2
- 8) Chun, S.-C., Oh, B., Lee S.-H., et al. "Anchorage Strength and Behavior of Headed Bars in Exterior Beam-Column Joints," *ACI Structural Journal*, Vol. 106, No. 5, Sept.-Oct. 2009, pp. 579-590.