

論文 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

小谷 剛^{*1}・高橋 之^{*1}・福山 洋^{*2}・市之瀬 敏勝^{*3}

要旨：2階柱断面を1階柱の1/2に絞ったRCピロティ構造物について、柱梁接合部の強度と靱性の検証を目的として水平加力実験を行った。試験体の初期剛性は、梁と接合部の変形を無視した解析値の約0.4倍となった。1階柱が屋外側に変形する方向における耐力は平面保持解析値を下回り、逆方向では解析値を概ね上回った。柱梁接合部の強度向上を期待して斜め筋を導入したが、期待した耐力向上は見られなかった。2階柱脚部にコンクリートを打ち増した試験体では耐力向上が見られた。全試験体で大きな靱性が得られた。

キーワード：ピロティ構造, 柱梁接合部, 破壊モード, 斜め筋, 定着

1. はじめに

国土交通省の構造関係技術基準解説書¹⁾では最下階にも部分的に耐震壁を配置して、ピロティ階での層崩壊を許容しない設計方針を推奨している。しかし、上部がバルコニーと廊下を持つ共同住宅、下部が駐車場といった純ピロティ構造物においては層崩壊を許容しない設計は困難であり、また、層崩壊と思われるピロティ構造物が散見される。

上記のような理由から、ピロティ階のみで地震エネルギーを吸収する設計法の実現が求められている。これに対して花井ら²⁾は、柱断面が急変する架構を想定し、1階柱を屋内側に大きくした場合について実験を行い、柱梁接合部での定着および応力伝達機構に関して検討を行った。

本研究では、2階柱断面を1階柱の1/2とし、1階柱型を屋外側に拡張したRCピロティ構造物を対象としている。この形状の建物が実際に使用されている例もある。このような形状のピロティ柱梁接合部の強度、靱性を調べるために柱梁接合部周辺部分を取り出した試験体を作製し、実験を行った。

2. 試験体概要

試験体は、ピロティ構造物の接合部周辺を取り出したものである。試験体は加力の都合から想定する建物と上下を逆にしている。各試験体は図-1に示すように、ピロティ構造物の1階柱を屋外側に拡張した場合を想定した試験体である。表-1に試験体のパラメータを示す。試験体のスケールは1/2で計画している。なお、試験体全体の剛性を確保するため、スタブ柱を設けた。

各試験体の部分詳細を図-3に示す。試験体は3体あり、無補強試験体のO-1、斜め筋を施したO-2、斜め筋に加えて1階柱上部にコンクリートを打ち増したO-2'である。図-2は試験体O-2'の配筋を示している。2階柱および

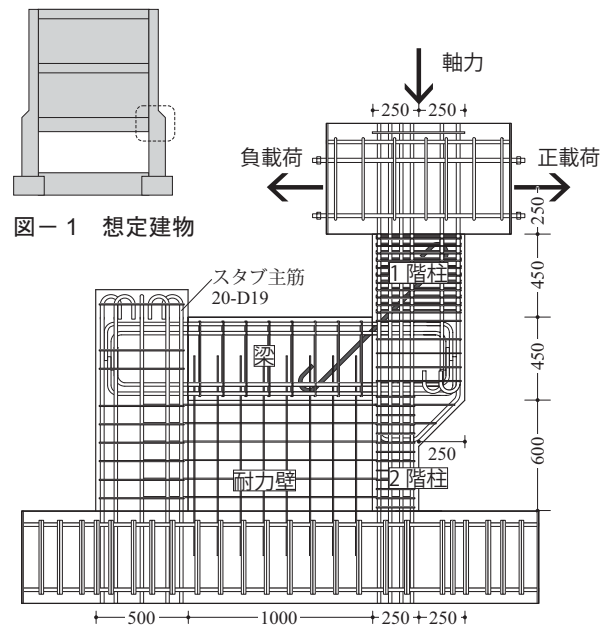


図-2 試験体O-2'

梁は3体とも共通であり、それぞれ図-3(a), (b)に示す。各試験体の1階柱断面と柱梁接合部の詳細をそれぞれ図-3(c) ~ (h)に示す。O-1では屋内側の柱主筋が5-D19であるのに対し、O-2, O-2'では2-D19としている。ここで、O-2, O-2'の斜め筋(5-D19)を考慮した後述の平面保持解析では、3つの試験体が同等の曲げ強度となることを確認している。なお、図-3(c)に灰色で示した柱主筋は2階柱に500mm入ったところで途中定着してある。O-2とO-2'に配筋した斜め筋(図-3(f), (h)参照)は、両端を180度フックとしている。O-2の柱梁接合部は打ち増したコンクリート部分以外はO-2'と全く同じである。梁主筋は90度フックで定着し、接合部内に定着する柱主筋は180度フックとしている。また、O-2'は図-3(h)に示すように、灰色で示した5本の1階柱主筋を、打ち増したコンクリートの

*1 名古屋工業大学大学院生 (正会員)

*2 独立行政法人 建築研究所・工学博士 (正会員)

*3 名古屋工業大学 教授・工学博士 (正会員)

中を通し、90度フックにしている。

使用したコンクリートと鉄筋の材料試験結果を表-2および表-3に示す。柱・梁主筋および斜め筋にはD19(SD345)を使用し、その他の柱帯筋および梁あばら筋にはD6(SD295A)を使用している。また、図-3(e), (g)に示すように、鉄筋の組み立てのためにD4の鉄筋を使用しているが、これが試験体の強度に及ぼす影響は極めて小さいため、表-3には掲載しない。

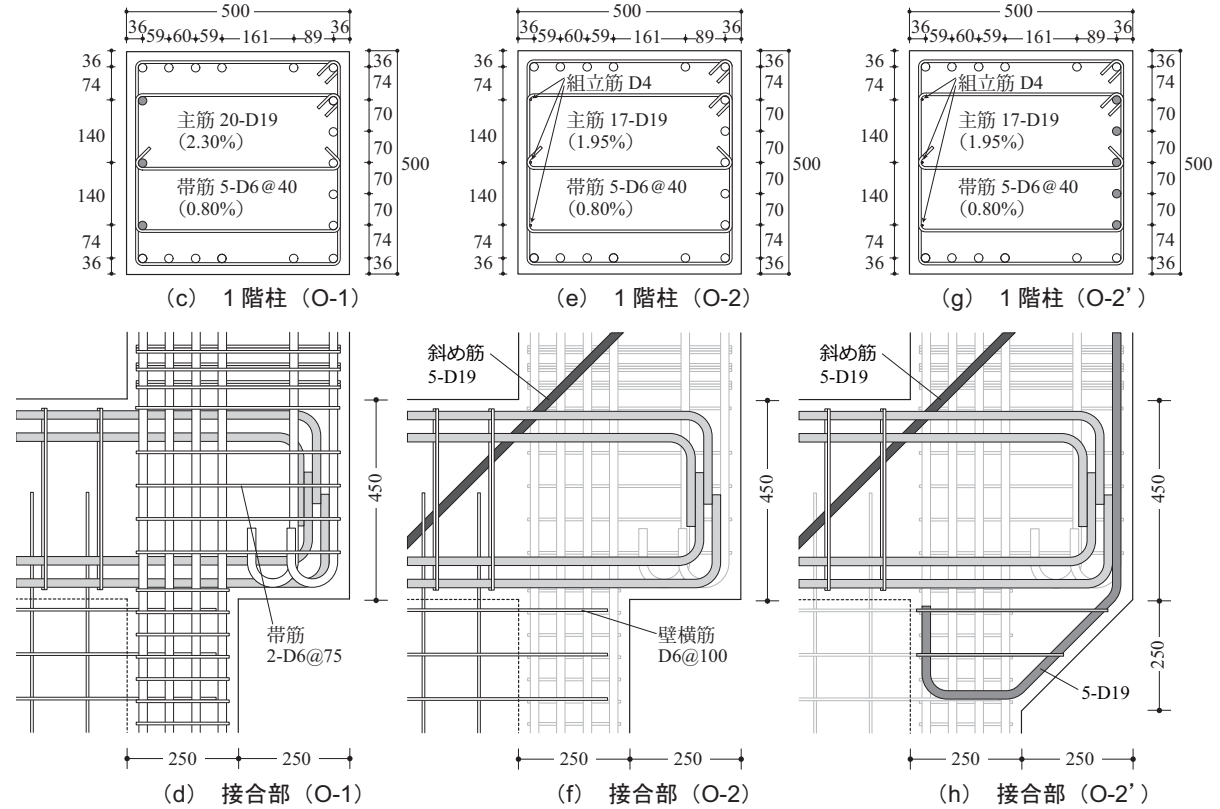
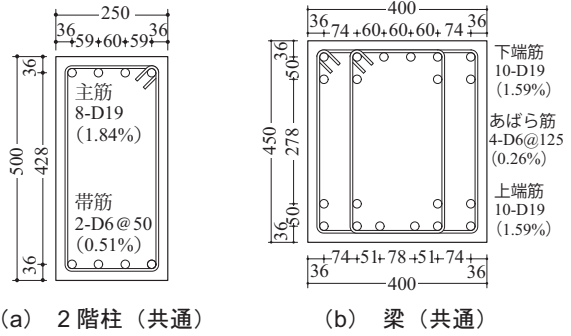


図-3 試験体部分詳細

3. 加力方法

載荷は図-4に示す加力装置を用いて、変位制御によって行った。層間変形角は加力点高さの水平方向変形を、加力点位置から1階柱頭までの距離700mmで除したものと定義した。

層間変形角1/200までは正負ともに1125kN(1階柱軸力比0.15)の軸力を1階柱中心位置に負荷する。それ以降の変形では、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、正方向は軸力なし、負方向は2250kN(1階柱軸力比0.30)とした。軸力の切り替えは層間変形角ゼロのとき行う。

4. 線材モデル解析

本研究では図-5に示すように、線材化したモデルでの解析を行った。梁と接合部を剛とみなし、1階柱および壁(2階柱とスタブ柱を含む)をそれぞれの図芯位置で線材化

表-1 試験体パラメータ

試験体	補強
O-1	無補強
O-2	斜め筋
O-2'	斜め筋+1階柱 Δ ふかし

表-2 コンクリート材料試験結果

圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ($\times 10^4$ N/mm ²)
28.7	2.70	2.63

表-3 鉄筋材料試験結果

部位	種類	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ($\times 10^5$ N/mm ²)
柱・梁主筋	D19	377	585	1.93
せん断補強筋	D6	369	509	1.99

※) D6の降伏強度は0.2%残留ひずみ点から算定した。

(図-5の太線)する。なお、初期剛性の検討では、1階柱を接合部に柱せいの1/4まで線材とみなし、壁は梁内に梁せいの1/2まで線材とみなす。柱梁接合部は100mmの剛域を有している。線材の曲げ変形は曲率を直線分布と仮定し、危険断面曲率はHognestad³⁾モデルを用いた平面保持解析より算出する。せん断変形は弾性を仮定して算出した。その際、せん断剛性に関して有効な断面積は壁厚と部材せい(2階柱とスタブ柱を含む)の積としている⁴⁾。

試験体O-1の解析結果を図-6に示す。変形成分は横軸方向に壁曲げ、壁せん断、柱曲げ、柱せん断の順に各折れ線の間隔で示している。解析結果より、軸力1125kNを導入した時点で壁曲げ変形が生じている。ただし、実験では水平変形を拘束した状態で軸力を加える。正載荷では、壁曲げ変形が卓越し、壁ひび割れ発生直後に壁曲げ変形が急激に大きくなる。負載荷では、各変形が一定の割合で増加していくが、柱ひび割れ発生直後に柱曲げ変形の割合が増加していることが分かる。柱・壁せん断変形の割合は、曲げ変形と比較して小さい。

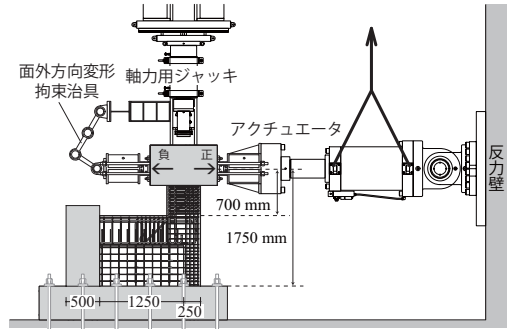


図-4 加力装置

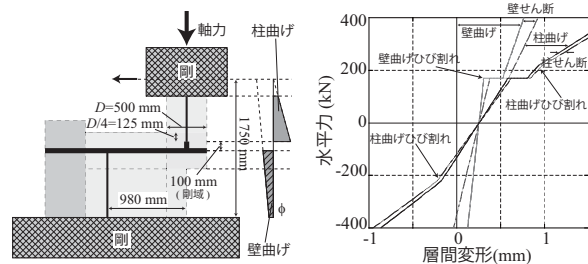


図-5 線材化したモデル 図-6 線材解析結果

5. 破壊面を想定した強度計算

試験体O-1およびO-2の正載荷では図-7(a)のような破壊面を想定した。この場合の圧縮力の流れを図-7(a)に示す灰色の帯のように考えた。なお、図中の帯の幅 x_n は平面保持解析の最大強度時の値とする。厳密にはストラットの角度や応力分布を考慮すべきであるが、この角度が計算値に及ぼす影響は極めて小さい。引張鉄筋は全て降伏すると仮定する。破壊面での圧縮応力は均一であると仮定して、モーメントは圧縮力中心(図中の●)周りで定義する。モーメントの釣り合い条件より、

$$jQ_u \cdot l = \sum T_i \cdot d_i + N \cdot d_n \quad (1)$$

の関係が成り立つ。よって、式(1)から終局時水平荷重 jQ_u を計算した。同様にO-1およびO-2の負載荷、O-2'の正載荷および負載荷に対してもそれぞれ図-7(b), (c), (d)のように破壊面を想定し計算を行った。得られた計算結果を表-4に示す。1階柱降伏時の水平荷重 cQ_u も併せて同表中に示した。

同表より、正載荷ではO-1の jQ_u が cQ_u を下回り、図-7(a)に示したように柱梁接合部で破壊する結果となった。接合部破壊を危惧して、強度を確保するために回転中心から離れた位置に斜め筋を配筋した試験体O-2はO-1よりも jQ_u/cQ_u の向上が見られた。O-2'は斜め筋に加えて2階柱脚部にコンクリートを打ち増しし、その内部に鉄筋を配筋することで jQ_u が上昇し1階柱曲げ破壊が先行する結果となった。負載荷ではO-1、およびO-2において cQ_u が jQ_u を上回り、接合部破壊する結果となった。O-2'では jQ_u が cQ_u を上回り、1階柱の曲げ降伏が先行する結果になった。

表-4 予備計算結果

試験体	正載荷			負載荷		
	jQ_u (kN)	cQ_u (kN)	jQ_u/cQ_u	jQ_u (kN)	cQ_u (kN)	jQ_u/cQ_u
O-1	474	661	0.7	-967	-1050	0.9
O-2	610	674	0.9			
O-2'	676		1.0	-1244	-1044	1.2

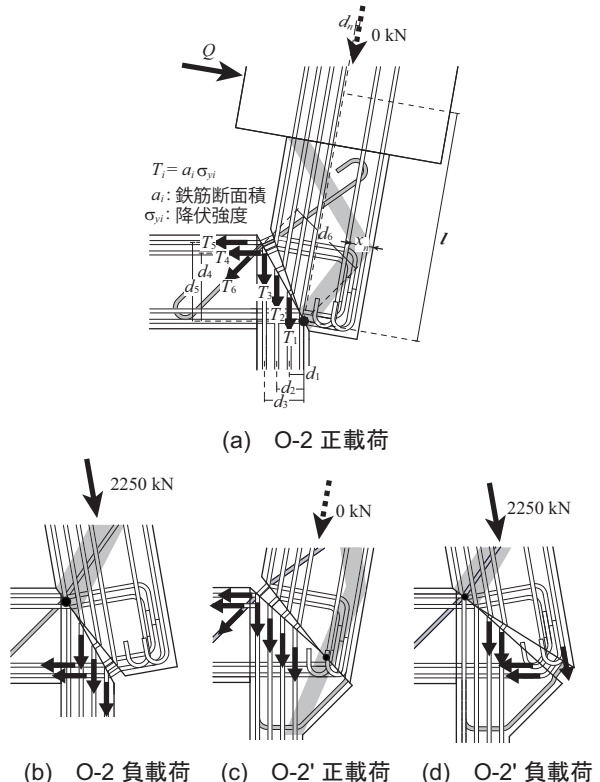


図-7 想定した破壊形式

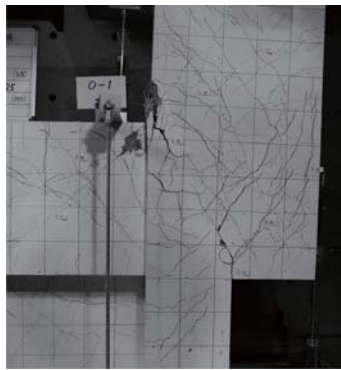


写真-1 O-1 破壊状況
(R= + 1/25)

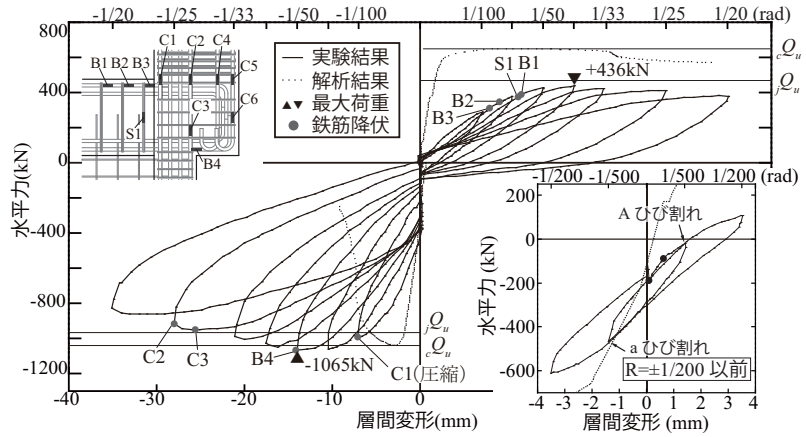


図-8 O-1 荷重 - 変形関係

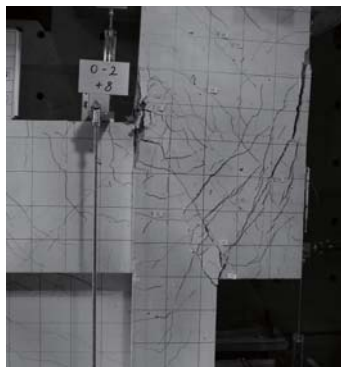


写真-2 O-2 破壊状況
(R= + 1/25)

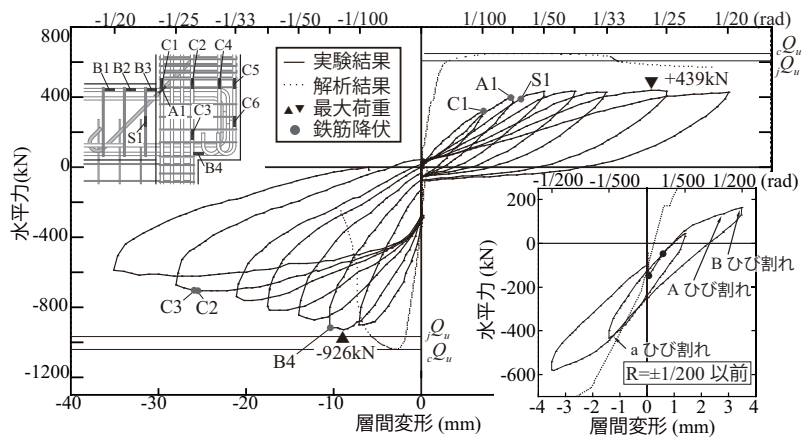


図-9 O-2 荷重 - 変形関係

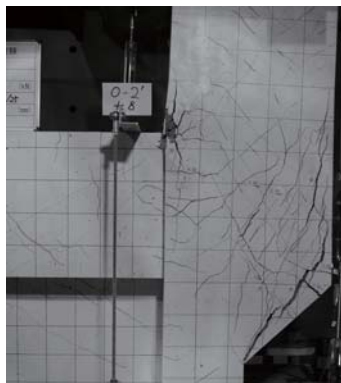


写真-3 O-2' 破壊状況
(R= + 1/25)

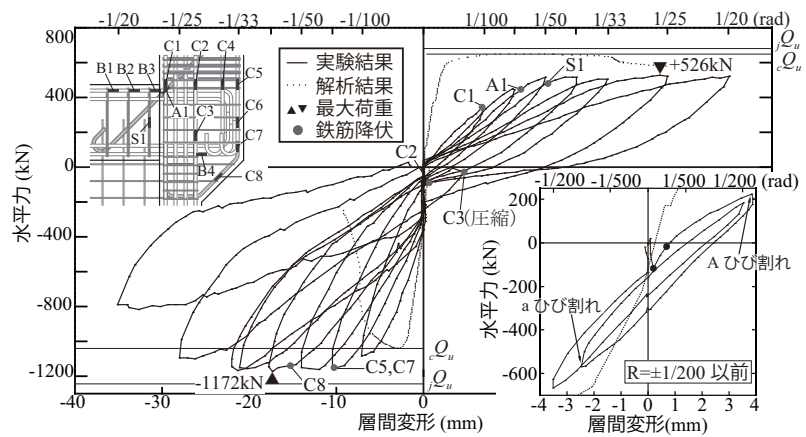


図-10 O-2' 荷重 - 変形関係

6. 実験結果

6.1 O-1 試験体実験結果

O-1 試験体の荷重 - 変形関係を図-8 に示す。同図中の実線は実験結果、破線は平面保持解析結果を示している。また、最大荷重と鉄筋に貼付けたひずみゲージの位置とその降伏時を同図中に示してある。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。

初期剛性の解析値と実験値を比較する。図-8より、実験結果の初期剛性は同図中に示す●2点間(+1 サイクル加力開始点から100kN 耐力増加点まで) で定義したが、解

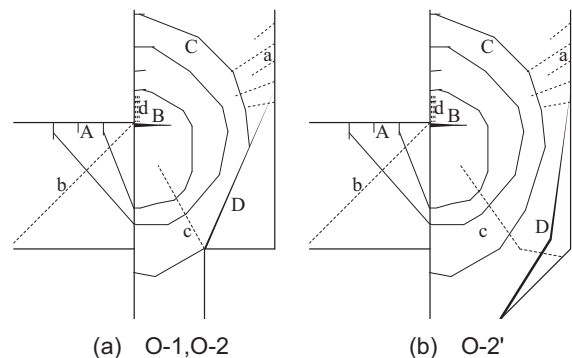


図-11 ひび割れ模式図

析剛性の約 0.4 倍となった。

写真-1 は層間変形角 +1/25 ピーク時の柱梁接合部付近の破壊状況を示している。また、図-11 (a) にひび割れ状況の模式図を示す。なお、図-8 中にもひび割れの発生時点を示してある。正載荷では梁下端の曲げひび割れ (図-11 (a) 中 A)、1 階柱の曲げひび割れ (同図中 B) の順にひび割れが発生した。これは全試験体で共通の傾向であった。層間変形角が 1/100 を超えると、ひび割れ C が進展して壁抜け部分入隅を中心に半円状になった。層間変形角 1/40 の時、B のひび割れ幅が 2mm まで大きくなり、最大耐力を記録した。また、D のひび割れが顕著になった。その後も層間変形角 1/20 まで変形性能を維持した。負載荷では 1 階柱の曲げひび割れ (同図中 a)、梁のせん断ひび割れ (同図中 b) および図-7 (b) で仮定した破壊面でのひび割れ (図-11 (a) 中 c) の順にひび割れが発生した。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 (同図中 d) が発生した。層間変形角 -1/50 で最大耐力を記録し、梁のせん断ひび割れ (同図中 b) が顕著になった。想定したひび割れ (同図中 c) が最も顕著であったが、柱の圧縮破壊 (同図中 d) も顕著であった。

6.2 O-2 試験体実験結果

O-2 試験体の荷重 - 変形関係を図-9 に示す。初期剛性は解析剛性の約 0.4 倍となった。

写真-2 は柱梁接合部付近の破壊状況を示している。破壊過程の概略は O-1 と類似している。O-1 との相異は、正載荷では屋内側 1 階柱柱頭のひび割れ幅 (図-11 (a) 中 B) が層間変形角 1/40 のとき 0.75mm と O-1 ほど大きくなり、接合部屋外側でのコンクリートの損傷が大きくなった。最大荷重は O-1 と同程度であり、斜め筋は期待した効果を発揮しなかった。負載荷では O-1 より梁のせん断ひび割れ幅 (同図中 b) が小さく、想定破壊面でのひび割れ (同図中 c) は O-1 より長く、ひび割れ幅も大きくなった。最大荷重は O-1 の 90% 程度であり、斜め筋を施すことで荷重が低くなった。

6.3 O-2' 試験体実験結果

O-2' 試験体の荷重 - 変形関係を図-10 に示す。初期剛性は解析剛性の約 0.4 倍となった。

また、写真-3 は柱梁接合部付近の破壊状況を示している。正載荷、負載荷ともに O-2 よりも最大耐力が大きくなり、打ち増したコンクリートとその内部を通した鉄筋による補強効果が確認された。O-2 の正載荷で柱梁接合部外側に見られたコンクリートの損傷は、O-2' では打ち増したコンクリート部分に見られた。負載荷では想定したひび割れ (図-11 (b) 中 c) は、ひずみゲージ C7 の直下付近から接合部内定着した柱主筋を避けるように進展していき、打ち増したコンクリート内の鉄筋が降伏 (C8) した後、最大耐力を記録した。

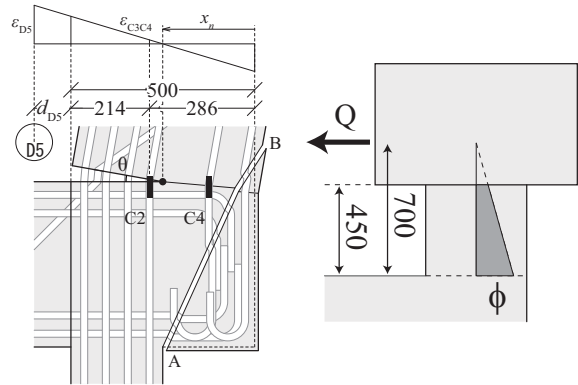
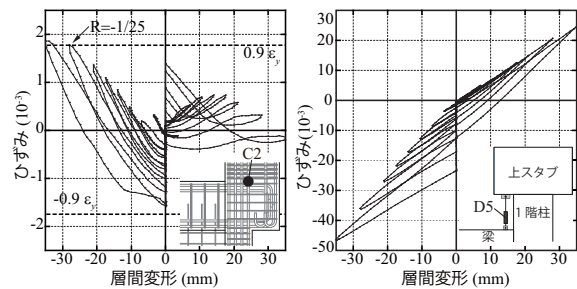


図-12 破壊模式図

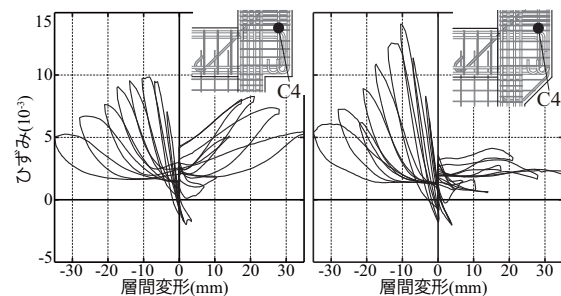
図-13 1階柱曲率分布



(a) ひずみゲージ C2

(b) 変位計 D5

図-14 O-1 ひずみ-変形関係



(a) O-2

(b) O-2'

図-15 C4 ひずみ-変形関係

7. 破壊形式の検討

図-8、図-9 より O-1 と O-2 の正載荷時の実験耐力に大きな違いが見られなかった理由を考察するため、1 階柱の破壊形式の検討を行う。図-11 (a) 中の B および D のひび割れが顕著に見られたことから、図-12 に示すように、正載荷においては、AB の斜めひび割れを伴う柱頭曲げ破壊が主であると推定した。それぞれの試験体で中立軸位置、柱頭の回転角 (同図中 θ) ならびに柱頭曲げ破壊の水平変形寄与分について検証する。

1 階柱の危険断面に添付したひずみゲージのうち、図-12 に示す C2 と C4 だけが弾性範囲にとどまった。このうち C4 は、後述のように、斜めひび割れ AB に伴う引張りひずみが観測された。一方、C2 についてはコンクリートとほぼ同程度のひずみであったと予想される。そこで、中立軸位置は、ひずみゲージ C2、および変位計 D5 (試験体上スタブと梁下端間に設置) の測定値より求める。図-14 (a), (b)

に C2, D5 の位置をそれぞれ示す。図-14(a)に、ひずみゲージ C2 の測定値と層間変形の関係を示す。次に、図-13 のような曲率分布を仮定する。このとき、スタブの回転角は $\theta = 305 \phi$ (ϕ は柱頭での曲率) となる。そこで、変位計 D5 の測定値を 305mm で除して得られる柱頭 D5 位置でのひずみと層間変形を図-14(b) に示す。以上の測定機器の値と位置関係(図-12, 14(a) 参照)に基づいて次式(2)より中立軸位置 x_n を求める。(2) 式中、図-12 中の d_{D5} は、変位計 D5 と 1 階柱間の距離である。

$$x_n = \frac{(d_{D5} + 500)\varepsilon_{C2} - 286\varepsilon_{D5}}{\varepsilon_{C2} - \varepsilon_{D5}} \quad (2)$$

図-16 に 3 試験体の x_n -変形関係を示す。また、同図中には平面保持解析結果も示してある。なお、実験結果については層間変形角 +1/100 以降の結果を掲載している。平面保持解析では最大荷重時の x_n が 63mm であったが、実験ではいずれの試験体でも 250mm 前後、すなわち中立軸深さが平面保持解析の約 4 倍になるという結果になった。この理由の解明には、梁主筋の定着位置を考慮した strut-and-tie モデルなど、二次元的な詳細解析が必要であるが、ともあれ、正載荷時の耐力が平面保持解析の耐力に達しなかったことと関連が深いと考えられる。

図-15 に O-2, O-2' のひずみゲージ C4 のひずみ-変形関係を示す。O-2 の正載荷では、C4 は C2 より右側に位置しながら引張りひずみが観測され、図-12 中の斜めひび割れ AB の拡大と対応している。一方、O-2' ではその傾向が小さい。これは、打ち増したコンクリートにより同図中 AB のようなひび割れが抑制されたためであるといえる。この違いが両試験体の耐力に影響していると考えられる。

柱頭の回転角(図-12 の θ) は x_n と変位計 D5 の値(各サイクル荷重開始時からの変位増分量: 以下 e_{D5}) ならびに測定機器の位置関係から次式(3)より算出する。

$$\theta = \frac{e_{D5}}{500 + d_{D5} - x_n} \quad (3)$$

柱頭曲げ破壊の水平変形寄与分については、(3) 式で算出した θ と 700mm (加力点高さ) との積で算出することができる。図-17 に、各加力サイクルピーク時における柱頭曲げ破壊の水平変形寄与分を示す。同図より、3 試験体ともに層間変形の半分以上を図-12 の変形が占めている。また、図-7(a) で想定したひび割れが見られなかったこともあり、正載荷では図-12 の変形が卓越しているといえる。同図の変形は、圧縮力中心位置から斜め筋までの距離が、図-7(a) で想定した破壊よりも小さくなるため、斜め筋による有効な補強効果が得られなかったと考えられる。

負載荷時の破壊形式は、図-7(b), (d) で仮定したものと一致した。実験で得られた強度も、表-4 の予備計算結果とほぼ一致した。つまり、打ち増したコンクリートの内部を通した鉄筋による補強効果があった。

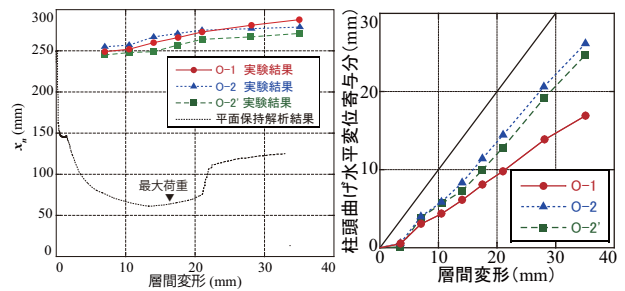


図-16 X_n -変形関係 (正載荷)

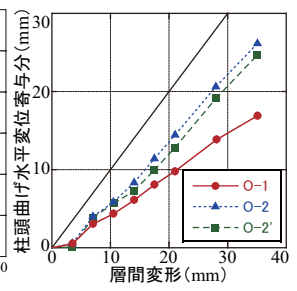


図-17 柱頭曲げ破壊の水平変形寄与分

8. 結論

- 1) 初期剛性の実験値は、梁と接合部の変形を無視した解析値の 0.4 倍となった。
- 2) 通常配筋の試験体(O-1)では、正載荷(1階柱が屋外側に開く方向)時に、梁主筋の折り曲げ位置を通る斜めひび割れ(図-12のAB)が卓越した。その結果、中立軸の位置が材軸方向へ移動するとともに、圧縮側の鉄筋に引張力が発生し、危険断面での曲げ強度が低下した。斜め筋で補強した試験体(O-2)でも同様の現象が生じ、斜め筋の効果が得られなかった。打ち増しのある試験体(O-2')では、斜めひび割れが抑制され、強度が上昇した。
- 3) 負載荷時の破壊形式は、図-7(b), (d) で仮定したものと一致した。実験で得られた強度も、表-4 の予備計算結果とほぼ一致した。つまり、打ち増したコンクリートの内部を通した鉄筋による補強効果があった。

謝辞

本研究は、「平成 22 年度建築基準整備促進事業」の一環で行われた。共同研究機関の名古屋大学、矢作建設地震工学技術研究所の御協力を賜った。九州産業大学の花井伸明博士、名古屋工業大学の河合智訓氏には多くの貴重なご教示をいただいた。ここに謝意を示す。

参考文献

- 1) 国土交通省住宅局建築指導課ほか: 2007 年度版建築物の構造関係技術基準解説書, 全国官報販売協同組合 2007 年 8 月
- 2) 花井ほか: 断面が急変するピロティ柱梁接合部における柱主筋の定着性状, 日本建築学会技術報告集, Vol. 15, No. 29, pp. 143-146, 2009 年 2 月
- 3) Eivind Hognestad, *A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members*, Bulletin 399, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, Ill., November 1951, 128pp.
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010 年 2 月