

# 論文 柱断面が急変する RC ピロティ柱梁接合部の第 2 剛性

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

**要旨**：1 階と上階で柱断面が急変するようなピロティ建物の柱梁接合部を想定した試験体について、モデルを提案し解析することで、実験の第 2 剛性（ひび割れ以降の剛性）を評価することを試みた。耐震壁直下の梁の曲げ変形を考慮するモデルと梁を剛とするモデルと実験結果の比較を行った。梁の曲げ変形を考慮するモデルは、ほとんどの場合において、実験の第 2 剛性と近い値を示した。また、各部材の変形状態も実験とよく一致した。ただし、1 階柱を屋内側に拡張した柱梁接合部で、柱が閉じる方向の荷重に対する剛性は、実験より小さな値となった。これは、耐震壁の軸方向剛性を一次元のばねで表現したためであると考えられる。  
**キーワード**：ピロティ構造、柱梁接合部、第 2 剛性、モデル化、耐震壁、梁

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート造連層耐震壁に関する研究は盛んに行われており、耐震壁のモデル化方法は RC 規準<sup>1)</sup>や構造関連技術基準解説書<sup>2)</sup>においていくつか提案されている。ここで提案されているモデルの多くが耐震壁に取り付く梁を剛としている。ところで、近年著者らが行った連層耐震壁の最下階が壁抜けになっている架構（ピロティ構造）を想定した実験<sup>3,4)</sup>では、耐震壁直下の梁の変形が見られた。よって、剛梁を用いる耐震壁のモデル化ではピロティ階の降伏変形を過小評価すると予想される。

そこで本論では、著者らが行った実験<sup>3,4)</sup>で用いた試験体をモデル化し解析することで、実験で得られた第 2 剛性（ひび割れ以降の剛性）を評価することを目的とした。

## 2. 解析対象

解析対象は著者らが行った実験<sup>3,4)</sup>で用いた試験体である。試験体は図-1(a), (c)のようにピロティ建物を想定し、図中に破線で囲んだ柱梁接合部周辺を抜き出した形状をしている(図-1(b), (d))。ピロティ構造においては、1 階柱の十分な強度および靱性の確保が必要となるため、1 階柱が上階柱に比べて大きくなり、柱断面差が生じやすい。そこで、1 階柱型を屋内側に拡張した場合の試験体 I-1t (図-1(b)) と、1 階柱型を屋外側に拡張した場合の試験体 O-1t (図-1(d)) を用意した。両試験体ともにスケールは 1/2、加力の都合上、想定する建物と上下逆さにしている。また、試験体全体の剛性を確保するためにスタブ柱を設けている。

加力は変位制御により行った。図-1(b), (d)のように層間変形角は加力点高さにおける水平変形を、加力点位置から 1 階柱頭までの距離 AB (=700mm) で除したものと定

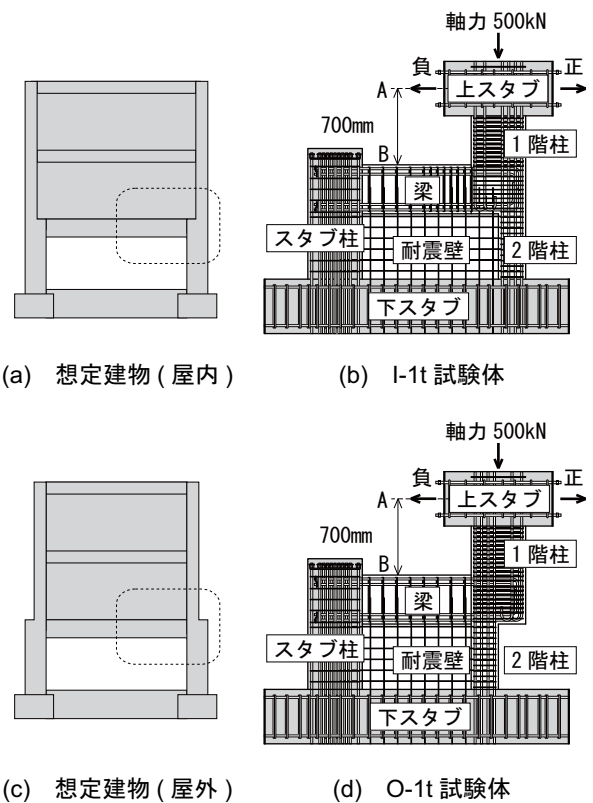


図-1 解析対象試験体

義し、初期変形として層間変形角 1/500, 1/200 を正負交番で載荷した。また、軸力は両試験体ともに 500kN (1 階柱に対して軸力比 0.07) を負荷した。

## 3. 解析方法

### 3.1 解析モデル

解析には、弾塑性解析ソフト SPACE<sup>5)</sup>を用いた。図-2(a)に I-1t 試験体、図-2(b)に O-1t 試験体の解析モデル

\*1 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)

\*2 名古屋工業大学大学院 工学研究科 社会工学専攻 (会員外)

\*3 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)

\*4 名古屋大学大学院 環境学研究科 教授・工学博士 (正会員)

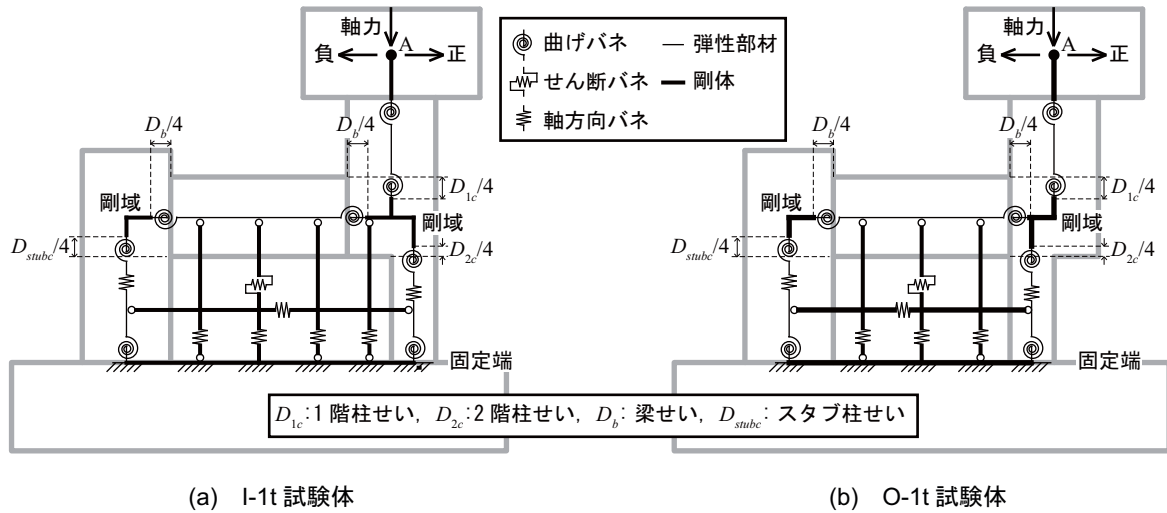


図-2 解析モデル

をそれぞれ示す。両モデルともに、梁、1階柱、2階柱、およびスタブ柱はそれぞれ断面中心で弾性部材として線材化し、両端には曲げバネを取り付けている。これにより、従来の剛梁を用いる耐震壁のモデルとは異なり、本モデルでは梁の曲げ剛性を評価している。また、本モデルでは2階柱、およびスタブ柱の両端をピンではなく曲げバネとしたが、これは、これは両柱が耐震壁に対して比較的大きく、柱の曲げ剛性を無視できないと考えたからである。加えて、2階柱、およびスタブ柱には部材中央に軸方向バネを取り付けている。なお、接合部はRC規準<sup>1)</sup>に従い、縁よりも部材せいの1/4入った位置までを剛域としている。

耐震壁のせん断剛性は耐震壁中央付近に取り付けたせん断バネで評価する。せん断バネは下スタブには固定端で接合したが、梁にはピン接合している。これは、梁に伝わるモーメントに影響を及ぼさないようにするためである。

また、耐震壁の鉛直方向および水平方向それぞれに軸方向バネを取り付けている。鉛直方向については図-3に示すように壁板を分割して取り付けた。まず、I-1t試験体の梁下部分の壁板、およびO-1t試験体の壁板を図-3中Aの範囲のように、壁板を3分割しそれぞれの壁板の中心位置(図-3中赤丸)で線材化し、軸方向バネを取り付けている。さらに、I-1t試験体については柱型を屋内側に拡張した部分をその下の壁板(図-3中B)が支えると考え、加えて軸方向バネを取り付けている。これらの鉛直方向の軸方向バネで耐震壁全体の曲げ剛性を評価している。また、水平方向については両試験体ともに壁高さの中心位置でそれぞれ線材化し、軸方向バネを取り付けている。水平方向の軸方向バネは、両側柱の曲げ変形による耐震壁の水平変形を拘束する意図がある。

両モデルともに上スタブは剛体とし、下スタブは固定端としている。また、荷重は実験での加力点と同位置(図-2(a), (b)中A)に軸力(=500kN)と正負の水平力を負荷

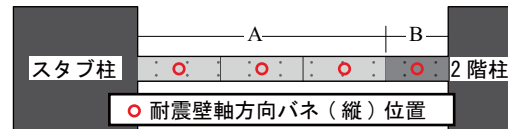


図-3 壁板分割方法

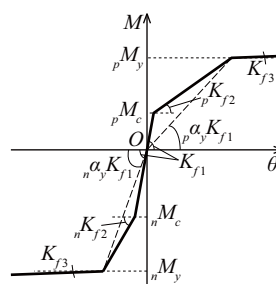


図-4 曲げバネ特性

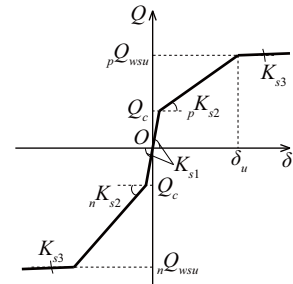
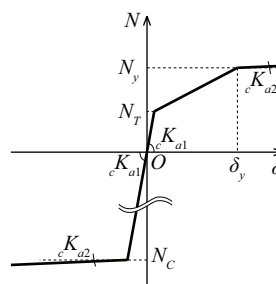
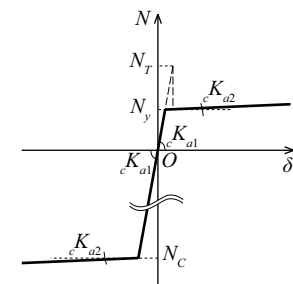


図-5 せん断バネ特性



(a) 2階柱・スタブ柱



(b) 耐震壁

図-6 軸方向バネ特性

している。

### 3.2 バネ特性

図-4に曲げバネの特性を示す。バネは非対称のTri-Linear型とした。これは、部材断面において鉄筋が非対称に配筋されているためである。縦軸の $pM_c$  および  $nM_c$  は曲げひび割れモーメント、 $pM_y$  および  $nM_y$  は降伏モーメントである。また、 $K_{f1}$  は第1次剛性、 $p\alpha_y$  および  $n\alpha_y$  は剛性低

下率である。これらは RC 規準<sup>1)</sup>に従って設定している。ただ、 ${}_pM_c$  および  ${}_nM_c$  までの弾性剛性はそれぞれ弾性部材によって評価されるため、曲げバネの特性は  $K_{r1}$  の値を 100 倍することで剛塑性バネとしている。また、第 2 次剛性  ${}_pK_{r2}$  および  ${}_nK_{r2}$  は第 2 折れ点の位置から得られ、第 3 次剛性  $K_{r3}$  は  $K_{r1}$  の 0.001 倍としている。

図-5 にせん断バネの特性を示す。バネは非対称の Tri-Linear 型とした。耐震壁のせん断特性は両側柱 (2 階柱, スタブ柱) も考慮する。縦軸の  $Q_c$  はせん断ひび割れ強度、 ${}_pQ_{wsu}$  および  ${}_nQ_{wsu}$  はせん断終局強度である。これらは構造関連技術基準解説書<sup>2)</sup>に従って設定している。横軸のせん断終局時の変位  $\delta_u$  は、本解析では耐震壁における変形角が 1/250 時の変位としている。また、第 1 次剛性  $K_{s1}$  は、両側柱の軸心間における壁断面積を用いたせん断剛性としている。第 2 次剛性  ${}_pK_{s2}$  および  ${}_nK_{s2}$  は、第 2 折れ点の位置から得られ、第 3 次剛性  $K_{s3}$  は  $K_{s1}$  の 0.001 倍としている。

図-6(a), (b) に軸方向バネの特性を示す。図-6(a) は 2 階柱およびスタブ柱、図-6(b) は耐震壁のバネ特性である。バネは非対称とした。縦軸の  $N_y$  は軸方向の全鉄筋の降伏強度、 $N_T$  は軸方向のコンクリートの引張強度、 $N_C$  は軸方向の鉄筋とコンクリートの圧縮強度である。また、横軸の  $\delta_y$  は鉄筋降伏時の伸び量、 ${}_cK_{a1}$  は鉄筋とコンクリートの弾性剛性であり、 ${}_cK_{a2}$  は  ${}_cK_{a1}$  の 0.001 倍としている。なお、図-6(b) のように耐震壁においては、鉄筋の降伏強度  $N_y$  よりもコンクリートの引張強度  $N_T$  のほうが大きくなるため、鉄筋の降伏強度  $N_y$  までを鉄筋とコンクリートの弾性剛性  ${}_cK_{a1}$  として扱っている。

#### 4. 解析結果

##### 4.1 I-1t 試験体

図-7 に I-1t 試験体の荷重変形関係を示す。図中には実験結果を黒線、梁の変形を考慮した解析モデル (図-2(a)) を赤線で描き、図-2(a) のモデルの梁を剛とし、耐震壁における水平方向の軸方向バネを取り除いた解析モデル (以下、梁を剛としたモデル) を緑線で併せて示した。なお、解析の横軸は図-2(a) 中の A 点の水平変位とした。また、グラフ右下には微小変形時 (正: 0 ~ 1mm, 負: -1 ~ 0mm) を拡大して示した。また、図-8(a), (b) に層間変形角  $\pm 1/200$  時のひび割れ状況をそれぞれ示し、ひび割れ幅を記載した。

正載荷の第 2 剛性は、梁の変形を考慮した解析結果が実験結果と概ね一致した (図-7)。また、梁の変形を考慮した解析では、早い段階で梁端に曲げひび割れ (図-7 中  $\Delta$ ) が生じ、実験 (図-8(a)) においても梁に 0.15mm の曲げひび割れが見られ、解析結果と一致した。

負載荷の第 2 剛性は、梁の変形を考慮した解析結果が

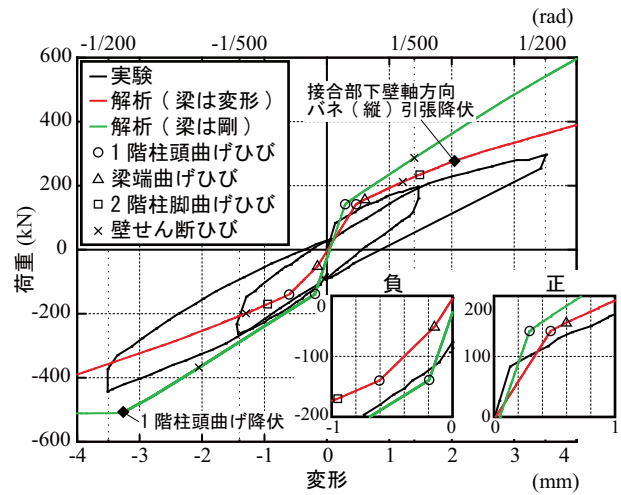


図-7 I-1t 試験体荷重変形関係

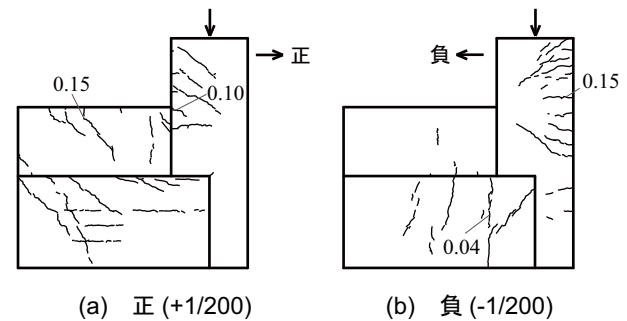


図-8 I-1t 試験体ひび割れ状況

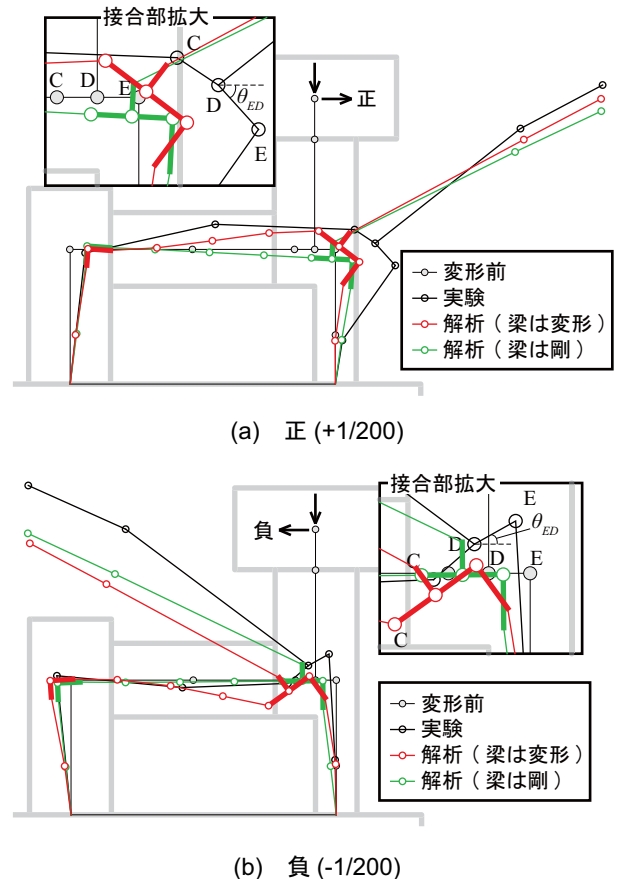


図-9 I-1t 試験体変形図

実験結果より低めの傾向を示し、むしろ梁を剛とした解析のほうが実験結果に近い結果となった(図-7)。また、梁の変形を考慮した解析では、早い段階で梁端に曲げひび割れ(図-7中△)が生じたが、実験(図-8(b))では梁の曲げひび割れはほとんど見られなかった。

実験では、後述の付録で述べるように、数多くの変位計とひずみゲージの測定があり、それらのデータから解析上の節点の変位を推定することができる。このようにして得られた層間変形角±1/200時の実験上の変位を500倍して図-9(a),(b)に黒線でそれぞれ示す。また、解析結果を赤線と緑線で併せて示す。

図-9(a)より正載荷では、梁の変形を考慮した解析と実験結果が概ね一致していると言える。なお、実験では柱梁接合部の節点C, D, Eが右方向に移動している。これは、図-10(a)にひび割れから推察した変形模式図を示すと、梁の曲げひび割れ(図-10(a)中の赤い破線で囲まれた部分)に伴う軸方向変形による影響であると考えられる。

図-11(a)に縦軸を節点C(梁端)の鉛直変位 $v_C$ 、横軸を加力点の水平変位としたグラフを示す。また、図-11(b)に縦軸を1階柱頭の回転角 $\theta_{ED}$ としたグラフを示す。いずれも、正載荷に関しては、梁の変形を考慮した解析(赤線)と実験結果(黒線)が一致した。

一方、負載荷(図-9(b))では、梁の変形を考慮した解析(赤線)で節点Cが大きく下方方向に変位するのに対し、実験での変位(黒線)は小さかった。これは、図-2(a)で耐震壁の鉛直変形を4本の独立な一次元ばねで置き換えたためと考えられる。すなわち、解析では図-3の領域Bが独立に圧縮力を受けて変形するものとしたが、実際には2階柱や領域Aが連続しており、二次元的な局所圧縮変形となるためと考えられる。なお、図-11(b)では1階柱頭の回転角 $\theta_{ED}$ に関して赤線と黒線が一致しているように見えるが、これは、図-10(b)に示した変形模式図のように、節点Eより下方の曲げひび割れ(図-10(b)中の赤い破線で囲まれた部分)が斜めに進展してEDを回転させたためであり、梁の変形とは異なる現象であると考えられる。

#### 4.2 O-1t 試験体

図-12にO-1t試験体の荷重変形関係を示す。また同様に、図-13(a),(b)に層間変形角±1/200時のひび割れ状況を示す。第2剛性は正負ともに実験結果と梁の変形を考慮した解析結果が概ね一致した(図-12)。

また、ひび割れも正負ともに梁の変形を考慮した解析において、早い段階で梁端に曲げひび割れ(図-12中△)が生じ、実験(図-13(a),(b))においても梁に正載荷で0.08mm、負載荷で0.10mmの曲げひび割れが見られ、解析結果と一致した。

また、図-14(a),(b)に層間変形角±1/200時の変形図をそれぞれ示す。図-14(a)により正載荷では、梁の変形

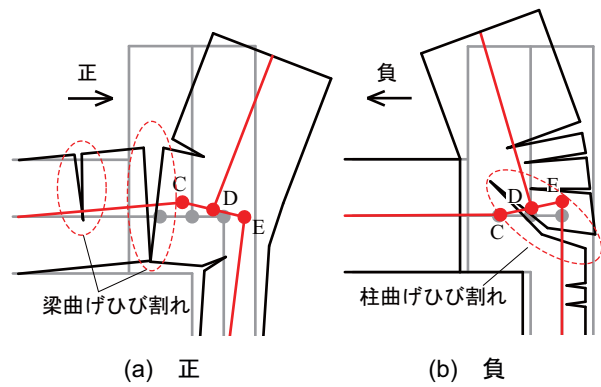


図-10 I-1t試験体変形模式図

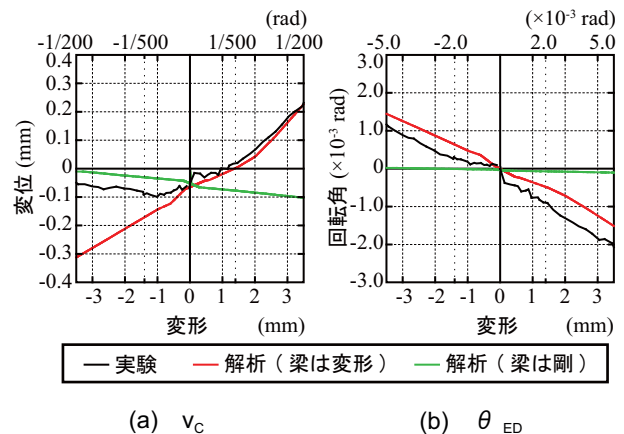


図-11 C点の鉛直変位 $v_C$ と回転角 $\theta_{ED}$ (I-1t)

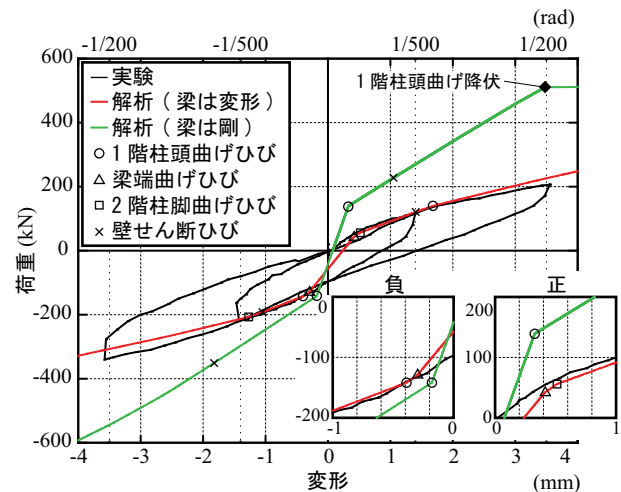


図-12 O-1t試験体荷重変形関係

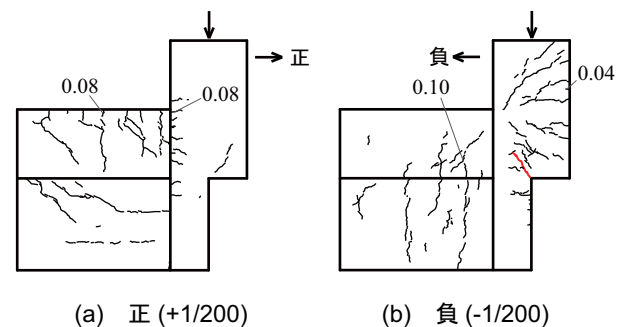


図-13 O-1t試験体ひび割れ状況

を考慮した解析と実験結果が概ね一致していると言える。

一方、図-14(b)より負荷荷では、実験(黒線)において節点Dが大きく鉛直方向に変位するのに対し、梁の変形を考慮した解析(赤線)では変位が小さかった。これは、図-13(b)中に赤線で示した柱梁接合部内の斜めひび割れの影響であると考えられる。しかしこの時、図-15に示した変形模式図より、実験で見られた柱梁接合部における斜めひび割れ(図-5中の赤い破線で囲まれた部分)による変形を、梁の変形を考慮した解析では梁端の変形として表現したと考えられるため、節点Dの鉛直変位が一致しなかったことは許容できると言える。

## 5. 結論

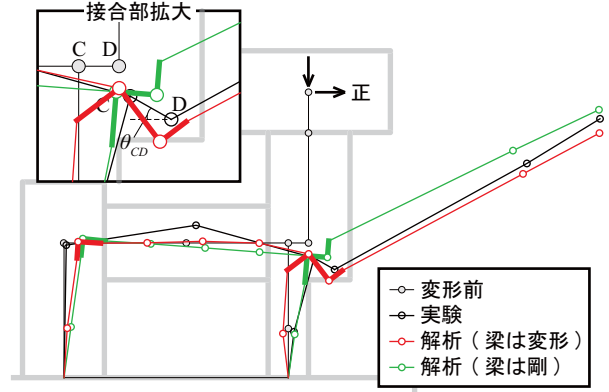
1階と上階で柱断面が急変するようなピロティ建物の第2剛性を評価するため、図-2(a), (b)に示すような梁の曲げ変形を考慮するモデルについて検討を行った。

- 1) 1階柱型を屋内側に拡張した柱梁接合部で、梁の曲げ変形を考慮するモデルを適用すると、柱が閉じる方向の荷重に対して第2剛性を過小評価する可能性が高い。これは、耐震壁の二次元的な局部圧縮変形を図-2のような一次元のばねで置換したためである。むしろ、梁を剛と仮定する通常モデルの方が実験結果との適合性がよい。一方、柱が開く方向の荷重に対しては梁の曲げ変形を考慮するモデルが有効である。
- 2) 1階柱型を屋外側に拡張した柱梁接合部に関しては、いずれの方向の荷重に対しても、梁の曲げ変形を考慮するモデルが有効である。

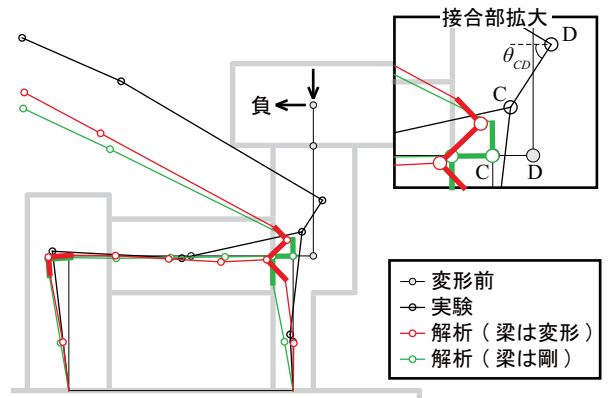
## 付録

図-16(a)～(d)に試験体全体、上スタブ、2階柱、および柱梁接合部における節点位置を算定する時に用いた変位およびひずみの測定位置、並びに概念図をそれぞれ示す。図-16(a)のように変位は赤丸で示したa～qの測定点間を変位計を用いて測定している。また、変位計D1, D2, D3, D14, D15, D20, D21は下スタブに固定した計測フレームに接続している。図-16(b)のように節点Aの水平変位 $u_A$ は変位計D2とD3の平均値とD1の値とをさらに平均した値から算出している。一方、鉛直変位 $v_A$ はスタブの鉛直変形は微小で無視できるものとし、変位計D5, D7, D10の値の和としている。節点Bの位置は測定点eの位置から線形補間して算出する。測定点eの水平変位 $u_e$ は変位計D2とD3の変位差から上スタブの回転角 $\theta_{top}$ を算出し、点A, e間の距離を $l_{Ae}$ とすると次式より算出できる。ただし、上スタブの回転角 $\theta_{top}$ は微小であるため $\sin\theta_{top} \approx \theta_{top}$ ,  $\cos\theta_{top} \approx 1$ としている。

$$u_e = u_A - l_{Ae} \theta_{top} \quad (1)$$



(a) 正 (+1/200)



(b) 負 (-1/200)

図-14 O-1t 試験体変形図

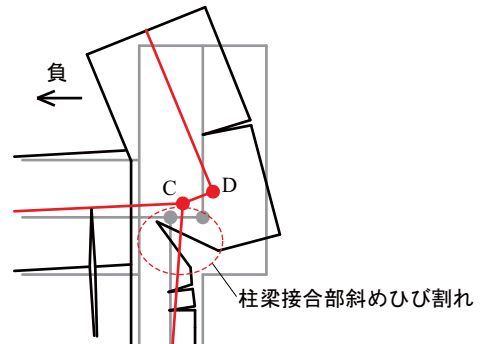


図-15 O-1t 試験体 (負) 変形模式図

一方、鉛直変位 $v_e$ は節点Aと同様に、変位計D5, D7, D10の値の和としている。

また、図-16(a)のように節点Dの水平変位 $u_D$ 、および鉛直変位 $v_D$ はそれぞれ次式より算出する。

$$u_D = (\Delta_{D14} + \Delta_{D15}) / 2 \quad (2)$$

$$v_D = \Delta_{D7} / 2 + \Delta_{D10} \quad (3)$$

ここで、 $\Delta_{D14}$ ,  $\Delta_{D15}$ ,  $\Delta_{D7}$ ,  $\Delta_{D10}$ はそれぞれ変位計D14, D15, D7, D10の変位量である。同様にして、節点Fの水平変位 $u_F$ 、および鉛直変位 $v_F$ は変位計D18～D21、およびD8, D11を用いて算出する。また、測定点o, p間の中心位置をo'とすると、節点Gの位置は点o'の位置から

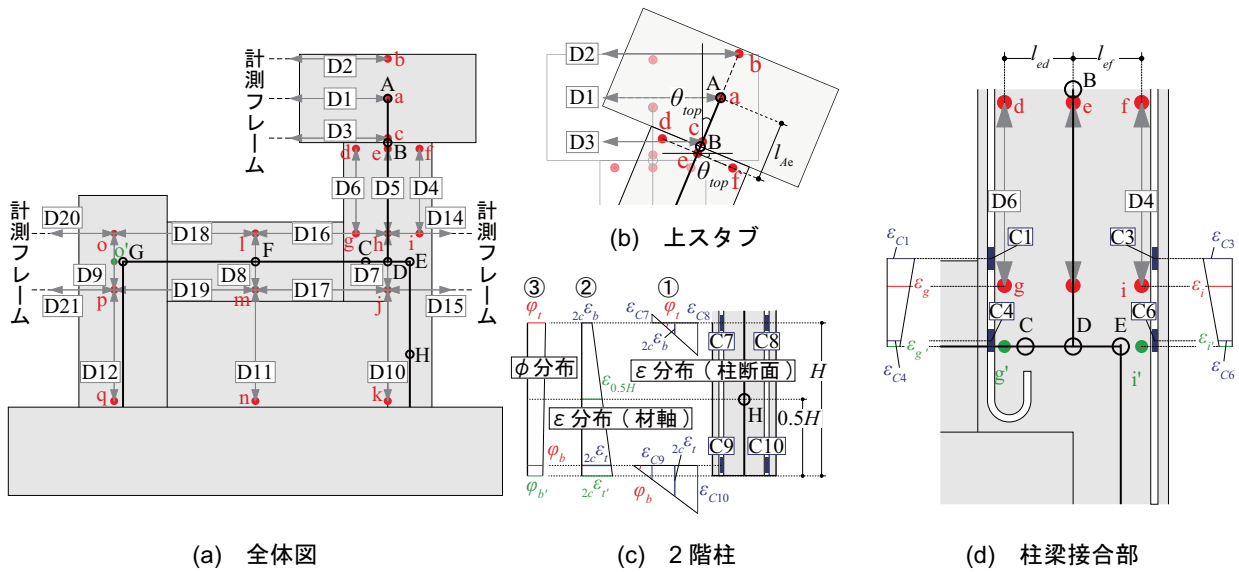


図-16 実験における節点位置算定方法

線形補間して算出する。点  $o'$  の水平変位  $u_{o'}$ 、および鉛直変位  $v_{o'}$  は変位計 D20, D21, および D9, D12 を用いて同様に算出する。

さらに、図-16(c) のように 2 階柱の柱頭、および柱脚にはひずみゲージ C7 ~ C10 が貼り付けてある。柱脚の C7 と C8, 柱頭の C9 と C10 から 2 階柱断面における柱頭、および柱脚のひずみ分布がそれぞれ得られる (図-16(c) 中①)。そこから柱頭、および柱脚における材軸上のひずみ  $2c\epsilon_b$ 、および  $2c\epsilon_t$  を算出し、2 階柱における鉛直方向のひずみ分布が得られる (図-16(c) 中②)。また同様に、2 階柱断面におけるひずみ分布から柱頭、および柱脚における曲率  $\phi_b$ 、および  $\phi_t$  を算出し、2 階柱における鉛直方向の曲率分布が得られる (図-16(c) 中③)。ここで、下スタブとの境界部分におけるひずみ  $2c\epsilon_{t'}$ 、および曲率  $\phi_{t'}$  は直線分布を仮定して算出する。以上から、節点 H の水平変位  $u_H$  は下スタブから節点 H までの区間 ( $0.5H$ ) において曲率を 2 階積分して算出する。一方、鉛直変位  $v_H$  は区間  $0.5H$  においてひずみを積分して算出する。

加えて、図-16(d) のように測定点  $g, i$  を梁の材軸上に鉛直投影した点をそれぞれ  $g', i'$  とし、節点 C, E の位置は点  $g', i'$  の位置から線形補間してそれぞれ算出する。点  $g', i'$  の水平変位  $u_{g'}, u_{i'}$  は図-8(a), (b) より、柱梁接合部内を鉛直方向に進展するひび割れが見られないことから節点 D の水平変位  $u_D$  と同じとする。一方、点  $g', i'$  の鉛直変位  $v_{g'}, v_{i'}$  は以下のように考える。まず、図-16(b), (d) のように e-d 間、e-f 間の距離  $l_{ed}, l_{ef}$  は一定と仮定すると、測定点 e の鉛直変位  $v_e$  と上スタブ回転角  $\theta_{top}$  から測定点 d, f の鉛直変位  $v_d, v_f$  が次式より求められる。

$$v_d = v_e + l_{ed}\theta_{top} \quad (4)$$

$$v_f = v_e - l_{ef}\theta_{top} \quad (5)$$

次に、d-g 間、f-i 間の変位は変位計 D6, D4 によって

測定しており、変位量をそれぞれ  $\Delta_{D6}, \Delta_{D4}$  とする。また、g-g' 間、i-i' 間の変位量  $\Delta_{gg'}, \Delta_{ii'}$  は節点 H の鉛直変位  $v_H$  と同様に算出する。図-16(d) のようにひずみゲージ C1 と C4, C3 と C6 からひずみ分布を算出し、ひずみの直線分布を仮定することにより、g-g' 間、i-i' 間におけるひずみを積分して変位量  $\Delta_{gg'}, \Delta_{ii'}$  を得る。以上より、次式から点  $g', i'$  の鉛直変位  $v_{g'}, v_{i'}$  を算出する。

$$v_{g'} = v_d - (\Delta_{D6} + \Delta_{gg'}) \quad (6)$$

$$v_{i'} = v_f - (\Delta_{D4} + \Delta_{ii'}) \quad (7)$$

また、1 階柱型を屋外側に拡張した O-1t 試験体に関しても、同様に変位計およびひずみゲージのデータを用いて各節点を導いた。

### 謝辞

本研究は「平成 23 年度建築基準整備促進事業」の一環として行ったものである。関係者には厚く御礼申し上げます。

### 参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010.2
- 2) 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，2007.8
- 3) 河合智訓，高橋之，福山洋ほか：柱を屋外側に拡張しハンチを有する 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.34, No.2, pp.253-258, 2012.7
- 4) 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ハンチ，引張軸力，定着方法による影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.34, No.2, pp.259-264, 2012.7
- 5) 名城大学理工学部建築学科村田研究室，同・武藤研究室，榎飯島建築事務所，岐阜工業専門学校：SPACE(ver.3.55)，2010