

# 論文 鉄筋コンクリート造ピロティ建築物の地震応答性状に及ぼす建築物高さの影響

春田 孝浩<sup>\*1</sup>・倉本 洋<sup>\*2</sup>・松本 和行<sup>\*3</sup>

要旨：鉄筋コンクリート造ピロティ建築物の地震応答性状に及ぼす建築物高さの影響を6層および12層建築物を対象としたサブストラクチャー仮動的実験の結果に基づいて比較検討した。また、限界耐力計算を用いて実験値に対する応答予測精度を検証すると共に、ピロティ層の変形と建築物全体の変形との相対関係を明らかにした。

キーワード：ピロティ建築物，サブストラクチャー仮動的実験，限界耐力計算

## 1. はじめに

筆者らは、これまで鉄筋コンクリート造（以下、RCと略記）ピロティ建築物の崩壊メカニズムの解明を目的として、6層および12層ピロティ構面の1スパンを対象としたサブストラクチャー仮動的実験を実施してきた<sup>1), 2)</sup>。

本論では、6層および12層建築物の実験結果を比較し、建築物高さがピロティ建築物の地震応答性状に及ぼす影響を検討する。また、限界耐力計算<sup>3)</sup>による応答推定値の実験値に対する予測精度を検証する。

## 2. サブストラクチャー仮動的実験

### 2.1 プロトタイプ建築物と試験体

研究対象とした建築物は、1層が独立柱および2層以上が連層耐震壁で構成される完全ピロティ建築物であり、桁行方向が7.2m×6スパン、梁間方向が10.8m×1スパンの集合住宅を想定したものである。図-1にプロトタイプ建築物の平面図を示す。建築物の高さは、6階が18.6mで12階が30.6mである。

6層および12層実験共に試験体は、図-2に示すようなプロトタイプ建築物の下部2層を模擬した実物大の約1/2.5に縮小したものを用いた。試験体は、6層および12層とも柱スパンは4,000mmであり、1層柱の内法高さは1,400mmである。柱断面は、1層および2層共に

400mm×400mmであり、2層梁断面は250mm×400mmである。表-1に試験体の配筋を表-2に使用した材料試験結果を示す。

また、試験体には軸力およびせん断力を測定するために1層柱の中心部にロードセルを厚さ30mmの鉄板を介して柱部分に接合し設置した。

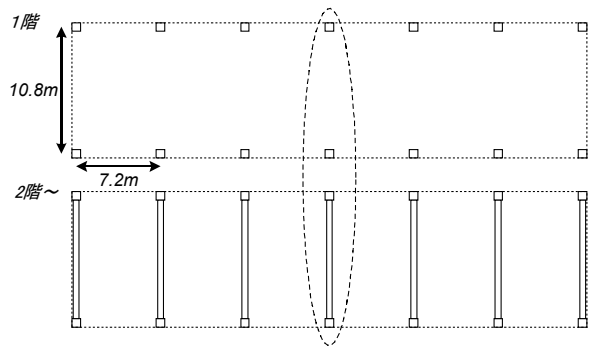


図-1 プロトタイプ

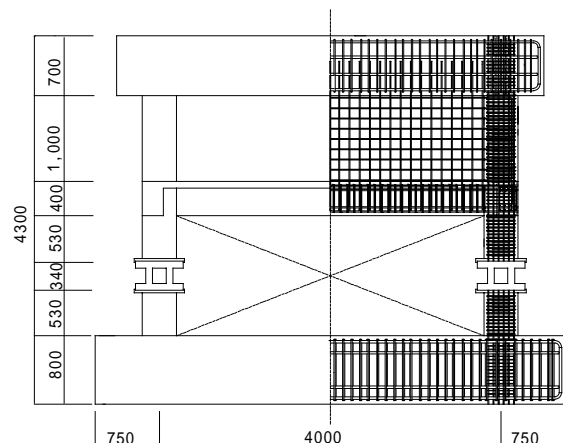


図-2 試験体の形状および配筋

\*1 (株)大林組 工修（正会員）

\*2 豊橋技術科学大学助教授 工学教育国際協力研究センター 工博（正会員）

\*3 (株)藤木工務店 本社技術研究所 工博（正会員）

表-1 配筋の詳細

6 story

|   | 階      | 高さ(mm) | B×D(mm) | 主筋     | 帯筋    |
|---|--------|--------|---------|--------|-------|
| 柱 | 2      | 1400   | 400×400 | 16-D13 | D6@50 |
|   | 1      | 1800   | "       | "      | "     |
| 梁 |        |        | 400×250 | 12-D13 | D6@80 |
| 壁 | 壁厚(mm) |        | 80      | D6@80  |       |

12 story

|   | 階      | 高さ(mm) | B×D(mm) | 主筋     | 帯筋    |
|---|--------|--------|---------|--------|-------|
| 柱 | 2      | 1400   | 400×400 | 20-D13 | D6@40 |
|   | 1      | 1800   | "       | "      | "     |
| 梁 |        |        | 400×250 | 16-D13 | D6@80 |
| 壁 | 壁厚(mm) |        | 100     | D10@80 |       |

表-2 使用材料特性

6 story

| コンクリート                      |           |                          |           |
|-----------------------------|-----------|--------------------------|-----------|
| 圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )    | 圧縮強度時歪(%) | 初期剛性(N/mm <sup>2</sup> ) |           |
| 29.8                        | 0.21      | 2.64 × 10 <sup>4</sup>   |           |
| 鉄筋 (単位: N/mm <sup>2</sup> ) |           |                          |           |
| 鉄筋種                         | 降伏強度      | 引張強度                     | 用途        |
| D6                          | 376.9     | 515.8                    | せん断補強筋, 壁 |
| D13                         | 396.4     | 542.0                    | 主筋        |

12 story

| コンクリート                      |           |                          |        |
|-----------------------------|-----------|--------------------------|--------|
| 圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )    | 圧縮強度時歪(%) | 初期剛性(N/mm <sup>2</sup> ) |        |
| 29.8                        | 0.20      | 2.50 × 10 <sup>4</sup>   |        |
| 鉄筋 (単位: N/mm <sup>2</sup> ) |           |                          |        |
| 鉄筋種                         | 降伏強度      | 引張強度                     | 用途     |
| D6                          | 277.4     | 409.7                    | せん断補強筋 |
| D10                         | 343.7     | 368.1                    | 壁筋     |
| D13                         | 373.0     | 460.3                    | 主筋     |

## 2.2 サブストラクチャー仮動的実験

本実験手法は、各载荷ステップにおいて建築物上層部分（6層建物では4層および12層建物では10層）の地震応答計算を行い、同時に下部2層の部分的な加力実験を行うことにより、建築物全体の地震応答を仮動的に再現するものである。

実験における上層の計算部分を適切にモデル化するために、実験に先立ち6層および12層骨組全体をMulti-spring Model<sup>4)</sup>によってモデル化した詳細な予備解析を行った。解析結果より、上層耐震壁部分が曲げ・せん断ひび割れ強度に達しなかったことが確認されたため、仮動的実験時の上層部分の応答計算では、耐震壁を等価弾性柱に置換したフレームとしてモデル化した。

表-3 入力プログラム

| 入力順番 | 入力波    | 6-story | 12-story |
|------|--------|---------|----------|
| 1    | Elc-10 | 7.00sec | 6.28sec  |
| 2    | Elc-25 | 7.00sec | 6.56sec  |
| 3    | Elc-50 | 7.00sec | 6.72sec  |
| 4    | JMA    | 4.50sec | 6.04sec  |

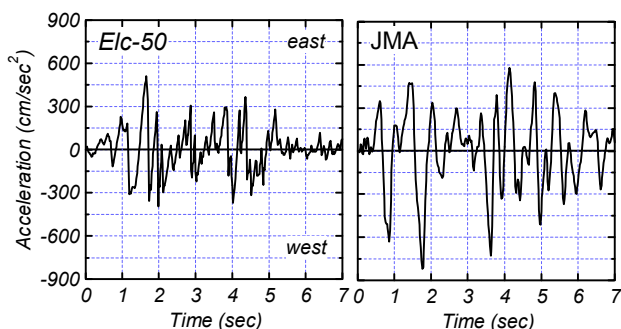


図-3 入力地震波

実験時の応答計算においては、上層部の質量を各階床位置に、試験体部の質量を試験体頂部(3階床位置)にそれぞれ集中させ、上層計算部分の部材には水平と鉛直の自由度を、柱梁接合部には回転自由度をそれぞれ与えた。また、予備解析に基づいて粘性減衰を1次固有周期に対し3%の初期剛性比例型とした。応答解析の積分法についてはOperator-Splitting(OS)法を用い、積分刻みを0.01秒とした。

実験に用いた入力地震波は、El Centro NS波を最大速度で10 cm/sec, 25 cm/secおよび50 cm/secに基準化した3波(以下, Elc-10, Elc-25およびElc-50と略記)およびJMA-Kobe NSの原波(以下, JMAと略記)の計4波であり、表-3に示すように最大加速度が小さいものから順に入力した。図-3にElc-50およびJMAの時刻歴を示す。

## 2.3 実験結果の概要

図-4にElc-25, Elc-50およびJMA入力に対する1層部分の荷重-変形関係を示す。縦軸は3階床レベルに取り付けた水平ジャッキによる作用せん断力を、横軸は2階床レベルでの層間変形をそれぞれ表す。また、破線と破線上の矢印でElc-25を表し、実線と実線上の矢印でElc-50を表す。なお、線および矢印で変位およびせん断力を表す。また、表-4に各地震波入力における

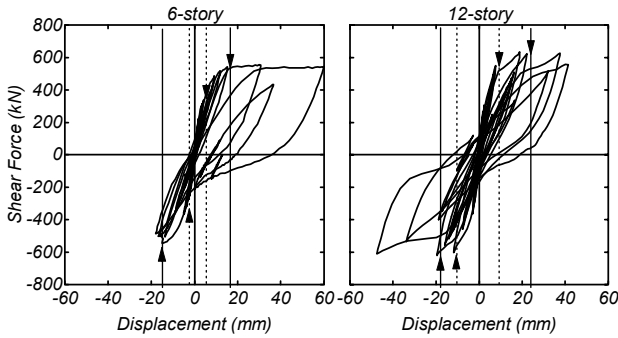


図-4 1層の荷重変形関係

表-4 最大応答変位と最大せん断力

|     | Elc-10 |        | Elc-25 |        | Elc-50 |        | JMA   |        |
|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|--------|
|     | (mm)   | Q(kN)  | (mm)   | Q(kN)  | (mm)   | Q(kN)  | (mm)  | Q(kN)  |
| 6F  | 1.23   | 163.8  | 4.31   | 341.3  | 15.3   | 543.3  | 59.9  | 555.1  |
|     | -1.19  | -154.9 | -3.66  | -317.7 | -16.4  | -545.2 | -17.9 | -503.1 |
| 12F | 2.32   | 305.0  | 7.65   | 553.1  | 22.3   | 634.5  | 41.3  | 628.6  |
|     | -2.88  | -346.2 | -11.8  | -603.1 | -19.6  | -620.8 | -47.3 | -610.0 |

最大応答変位と最大せん断力を示す。

Elc-10入力に対しては、6層および12層モデル共に剛性低下はほとんど認められず、ほぼ弾性範囲で挙動しており、ひび割れは確認されなかった。

Elc-25入力に対しては、6層モデルで1層柱の柱頭および柱脚に曲げひび割れが発生した影響で、若干の剛性低下が認められる。12層モデルでは、西方向載荷時において東側1層柱が引張軸力に起因する曲げ降伏に至った。

Elc-50入力に対しては、6層モデルでは東側および西側共に1層柱の曲げひび割れおよびせん断ひび割れの発生・進展が顕著となり、1層における層崩壊メカニズムが形成された。12層モデルでは、東方向載荷でも西側1層柱の柱脚が引張軸力に起因する曲げ降伏に至り崩壊メカニズムが形成された。

JMA入力では、6層および12層モデル共に崩壊メカニズム形成後の剛性低下はほとんど認められず、6層モデルにおいては、西方向載荷時に1層柱の塑性化が顕著となった。

実験から得られたベースシア係数は、6層モデルで0.56および12層モデルで0.33であった。

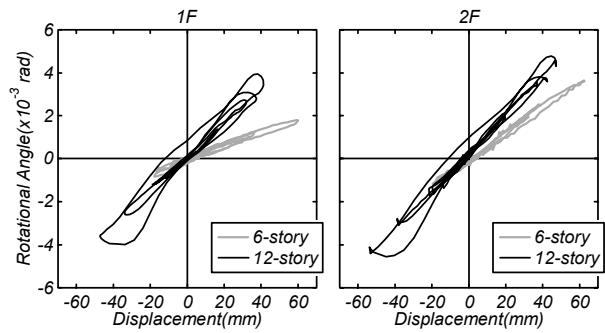


図-5 JMA入力時の各層頂部の回転変形

表-5 最大応答時の相対水平変形量と回転量

| 載荷方向     |    | 西方向載荷       |                                | 東方向載荷       |                                |
|----------|----|-------------|--------------------------------|-------------|--------------------------------|
|          |    | max<br>(mm) | max<br>( $\times 10^{-3}$ rad) | max<br>(mm) | max<br>( $\times 10^{-3}$ rad) |
| 6-story  | 1F | 59.9        | 0.17                           | 18.0        | 0.09                           |
|          | 2F | 62.7        | 0.37                           | 19.4        | 0.11                           |
| 12-story | 1F | 41.3        | 0.34                           | 47.3        | 0.36                           |
|          | 2F | 47.6        | 0.43                           | 53.9        | 0.41                           |

### 3. 6層建築物と12層建築物の挙動比較

#### 3.1 1層および2層頂部の回転変形

図-5にJMA入力時の1層および2層頂部の回転変形を示す。縦軸は2層梁下で変位計により測定した1層頂部の回転角と上部スタブ下で変位計により測定した2層頂部の回転角を、横軸は各層の基礎位置に対する相対水平変形をそれぞれ表している。また、表-5に最大応答時の相対水平変形量と回転量を示す。

図-5に示すように、12層モデルでは、6層モデルに比して1層および2層共に変位振幅の増加に伴う頂部回転量の増加割合が大きい。同一変形量における6層モデルに対する12層モデルの回転量の比率で見ると、1層で3倍程度および2層で2倍程度となっている。また、表-5に示すように、最大応答時における1層に対する2層の回転量の比率は、12層モデルでは1.2倍程度であるのに対して6層モデルでは2倍程度となっている。さらに、最大応答時における1層および2層の水平変形量の関係は、6層モデルではほぼ同程度であるが、12層モデルでは、1層の変形が2層に対して8割程度となっている。

すなわち、12層モデルでは6層モデルに比して下層部分の回転量が相対的に大きく、かつ、

1層ピロティ部分の回転が支配的であり、それにより、ピロティ層における変形集中が若干緩和されていることが示される。

### 3.2 外力分布

図-6(a)にElc-50入力に対する最大変形時までの数Step(0.08秒程度)の外力分布を、図-6(b)に各入力地震波に対する最大変形時の外力分布をそれぞれ示す。横軸の外力はサブストラクチャー仮動的実験における計算結果から得られたものである。なお、載荷時に加カスタブ等の存在がピロティ層の破壊状況に影響されないように2階床位置での水平力載荷を避け、試験体頂部(3階床位置)に水平力を集中させた。実験時に用いたモデルは、試験体部分を1層と

して6層モデルでは5層建築物および12層モデルでは11層建築物とし、1層部分が上層部分の質量の2倍になるようにモデル化している。そのため、2層部分に作用する外力が3層と比較して2倍の値になっている。

Elc-50入力に対して、6層モデルは3~6層の外力に大きな差異はなく等分布形を示している。また、6層部分の外力が87kN~94kNの範囲で変化している。しかしながら、12層モデルでは最大変形時付近で分布形がトップヘビー形から等分布形に変化し、12層部分の外力は36.5kN~99.8kNの範囲で変化している。

一方、最大応答変形時においては、両モデル共に各入力地震波に対する外力分布形がほぼ等分布形となっている(図-6(b))。

以上示したように、本実験の範囲では、建築物高さが高くなるほど、高次モードの影響によって振動中における外力分布の変動が大きくなるが、最大応答変形時の外力分布は、建築物高さに拘わらず概ね等分布形となると考えてよい。

### 3.3 ピロティ柱のN-Q相関関係

図-7にElc-25およびJMA入力におけるピロティ柱に作用する軸力とせん断力の相関関係を示す。縦軸にピロティ柱に作用する軸力を、横軸にピロティ柱に作用するせん断力をそれぞれ示す。なお、軸力およびせん断力は柱中央部に設置したロードセルから測定されたものである。また、図中の点線は累加強度による計算値を示している。

Elc-25入力に対して、6層モデルでは作用軸力が72.5kN~808.2kN(長期軸力:450kN)の範囲で変動しており、ピロティ柱は圧縮側および引張側共に降伏に至っていない。一方、12層モデルでは、軸力変動範囲が-196.1kN~2257.5kN(長期軸力:900kN)と6層モデルに比して大きく、圧縮側および引張側共に、ピロティ柱はほぼ曲げ降伏耐力に達している。また、せん断力の増分に対する軸力増分の比率( $\Delta N/\Delta Q$ )は、6層モデルにおいて圧縮側および引張側でそれぞれ1.8

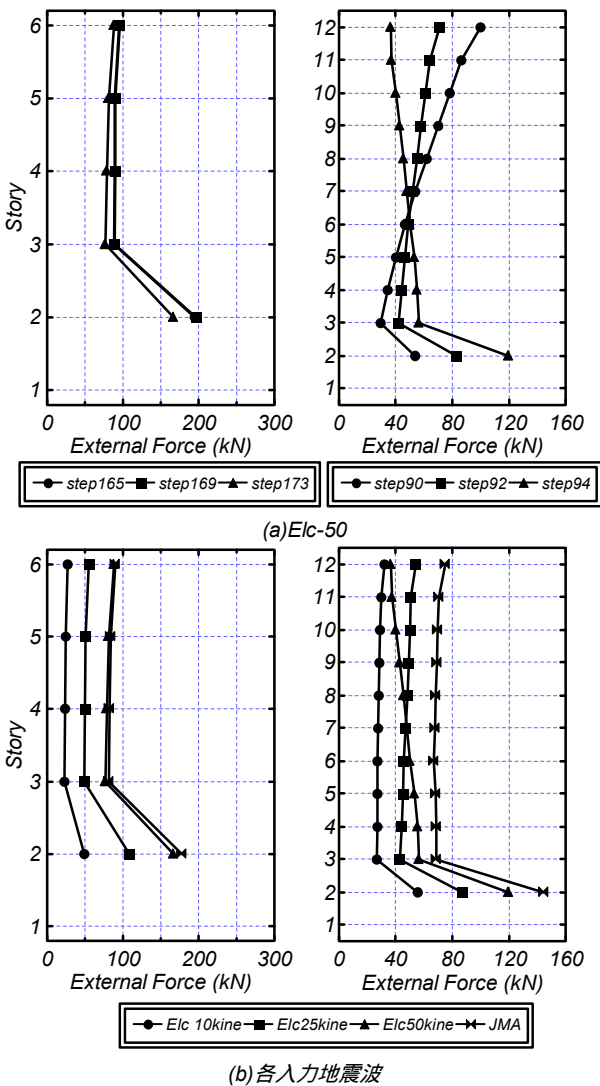


図-6 外力分布

および3.2であり、12層モデルでは、2.9および7.6となっている。すなわち、12層モデルにおける $\Delta N/\Delta Q$ は、6層モデルのものに比して圧縮側および引張側で1.6倍および2.4倍程度になっている。

JMA入力に対して、6層および12層モデル共にピロティ柱は圧縮側および引張側いずれにおいても降伏しているが、ピロティ柱の塑性化のレベルは、12層モデルが6層モデルに比してかなり大きい。特に、引張側柱に関しては、12層モデルでは曲げ降伏耐力に達した後も引張軸力が増加し、降伏曲線に沿って曲げ耐力が低下する傾向が顕著に認められる。これは、3.1節で示したピロティ層の回転量の増加と密接に関係しており、引張側柱の塑性化レベルが大きくなることから、ピロティ層の水平変形の抑制に大きく寄与するものと考えられる。

#### 4. 等価1自由度系の応答値

##### 4.1 限界耐力計算による応答値推定

6層および12層モデルにおける実験結果から得られた等価1自由度系の代表荷重-代表変形曲線(履歴曲線)と限界耐力計算<sup>3)</sup>による応答

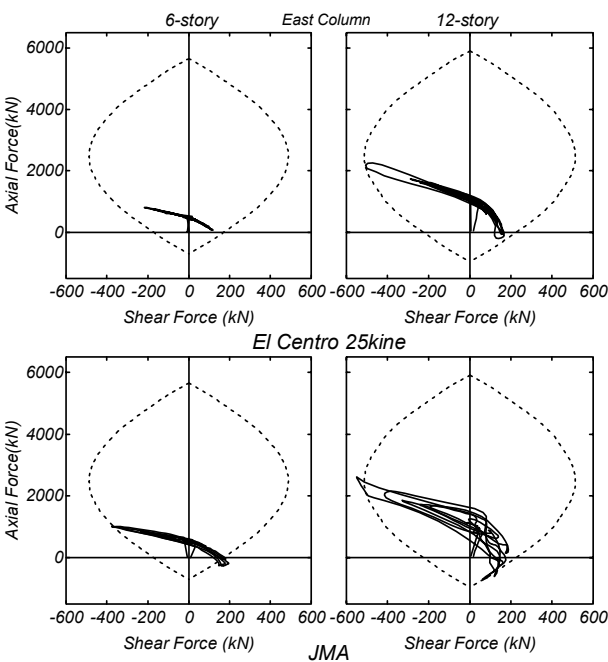


図-7 ピロティ柱の軸力とせん断力相関関係

推定値を入力レベル毎に比較したものを図-8に示す。また、表-6には最大応答変形の実験値と推定値の比較を示している。図中の

および印は、それぞれ最大応答時の実験値および推定値を表しており、灰色の線で表されるバイリニア曲線は静的荷重増分解析から得られた $S_a-S_d$ 曲線を近似したものである。また、破線および実線はそれぞれ応答スペクトルおよび建築物の塑性化に対応した応答値移行曲線を示す。なお、等価1自由度系の履歴曲線は、各载荷ステップの実験データを用いて次式により求めた。

$$S_a = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i^2}{\left(\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i\right)^2} \cdot Q_B \quad \text{および} \quad S_d = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i^2}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i} \cdots (1)$$

ここに、 $m_i$ および $\delta_i$ はそれぞれ*i*層の質量および相対水平変位であり、 $Q_B$ はベースシアを表わす。

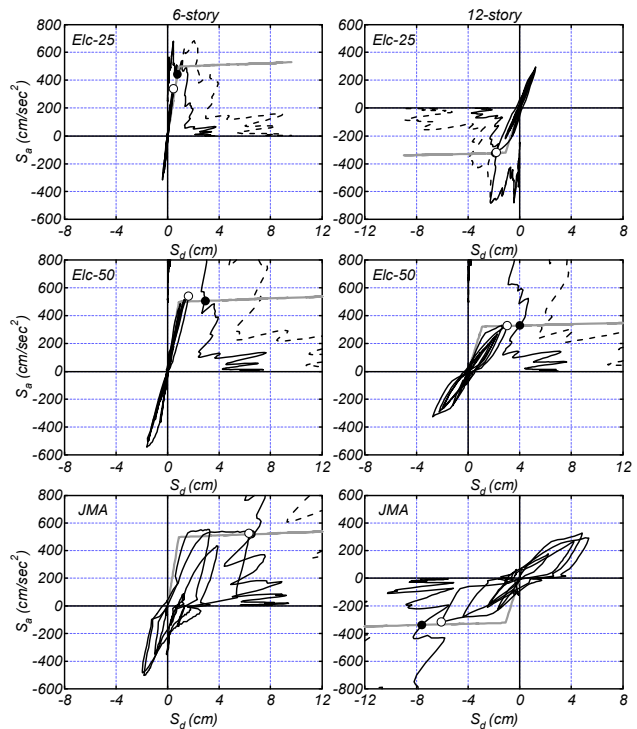


図-8 応答推定値による比較

表-6 実験値と推定値の比較

| 地震波 | Elc-25 |       |      | Elc-50 |      |      | JMA   |       |      |
|-----|--------|-------|------|--------|------|------|-------|-------|------|
|     | Exp    | Cal   | E/C  | Exp    | Cal  | E/C  | Exp   | Cal   | E/C  |
|     | cm     | cm    |      | cm     | cm   |      | cm    | cm    |      |
| 6F  | 0.47   | 0.77  | 0.61 | 1.65   | 2.92 | 0.57 | 6.33  | 6.49  | 0.97 |
| 12F | -1.79  | -1.88 | 0.95 | 3.05   | 4.00 | 0.76 | -6.08 | -7.59 | 0.80 |



6層モデルでは、入力レベルが小さくなるほど、12層モデルでは、入力レベルが大きくなるほど推定値が実験値に対して過大となる傾向が認められる。しかしながら、入力波3波に対して、6層および12層モデルにおける応答変形の推定値に対する実験値の比率の平均は、6層モデルで0.69および12層モデルで0.78となっており、6層モデルのほうが12層モデルより若干安全側に評価するが、建築物高さに関係なく限界耐力計算による推定値は実験値を安全側に評価することが示された。

#### 4.2 ピロティ層の変形割合

実験で得られた等価1自由度系の最大変形（以下、最大代表変形と呼称）に対する1層の最大変形の比率を入力地震波毎に比較したものを図-9に示す。

6層モデルでは、入力地震波レベルが大きくなるほど、最大代表変形に対する1層の最大変形の比率が若干増加する傾向があるが、入力レベルに拘わらず、1層の変形が最大代表変形の90%程度となっており、1層の変形が極めて大きいことが認められる。

一方、12層モデルでは、6層モデルと同様に入力レベルが大きくなるほど比率が増加する傾向にあるが、比率の範囲が約48%～77%であり、6層モデルに比して小さな値となっている。すなわち、3.1節で示したように12層モデルでは、1層頂部の回転量が大きいため、それにより上

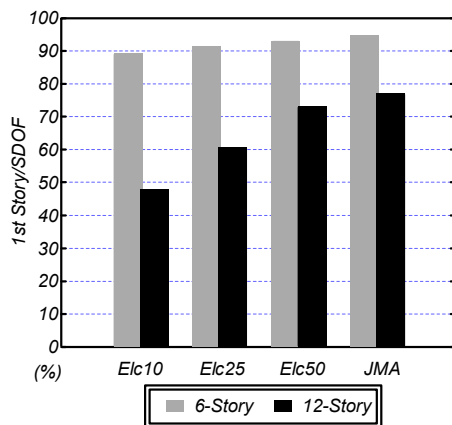


図-9 代表変形に対する1層の変形割合

層の水平変位が増加することにより、1層の変形集中が緩和されたものと考えられる。

#### 5. まとめ

6層および12層鉄筋コンクリート造ピロティ建築物を対象としたサブストラクチャー仮動的実験の結果を比較し、地震応答性状に及ぼす建築物高さの影響を検討した。本研究で得られた重要な知見は以下のとおりである。

- 1) 高層ピロティ建築物では、ピロティ層(1層)頂部の回転変形により、ピロティ層における水平変形の集中が緩和される傾向がある。
- 2) 最大変形時における外力分布は、建築物高さに拘わらず概ね等分布形となっている。しかしながら、建築物高さが高くなるほどトップヘビー形に移行する傾向がある。
- 3) 高層ピロティ建築物では、低層のものに比して最大応答時における塑性化のレベルが大きく、曲げ降伏後においても引張軸力の増加により降伏曲線に沿って曲げ耐力が低下する。
- 4) 限界耐力計算による応答変形推定値に対する実験結果から推定した等価1自由度系における最大応答値の比率の平均値は、6層モデルでは0.69および12層モデルで0.76となっており、計算値が実験値を安全側に評価する。

#### 参考文献

- 1) 中塚善博, 倉本洋, 松本和行, 壁谷澤寿海: 6層鉄筋コンクリート造ピロティ建築物のサブストラクチャー仮動的実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.31-36, 2000
- 2) 春田孝浩, 倉本洋, 松本和行, 楠浩一: 12層鉄筋コンクリート造ピロティ建築物のサブストラクチャー仮動的実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.1087-1092, 2002
- 3) 国土交通省住宅局建築指導課, 他3団体共編:2001年版, 限界耐力計算法の計算例とその解説, 276pp., 2001年3月
- 4) Gu, J., Inoue, N. and Shibata, A.: Inelastic Analysis of RC Member Subjected to Seismic Loads by Using MS Model, Journal of Structural Engineering Architectural Institute of Japan, Vol. 44B, pp.157-166, Mar. 1998