

## 論文 1 2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

春田 孝浩 \*1・倉本 洋 \*2・松本 和行 \*3・楠 浩一 \*4

**要旨**：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を行い、その層崩壊メカニズムを検討した。特に、大きな変動軸力およびせん断力が作用し、地震エネルギーが集中する1層柱の構造性能が建築物の応答変形ならびに崩壊メカニズムに及ぼす影響等を明らかにした。

**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, 崩壊メカニズム, 地震応答

### 1. はじめに

ピロティ建築物は、1階を駐車場や店舗等の多目的スペースに活用できる利点を有しており、特に大都市圏における人口密度の高い地域に適した構造形式である。しかし、1層部分が独立柱で構成されているため耐震壁で構成されている上部層と比べて耐力・剛性が極端に低い場合が多い。そのため、1995年1月の兵庫県南部地震の際にはこの種の建築物の数多くが1層の層崩壊によって大きな被害を受けた。それらの中には当時の耐震基準（いわゆる新耐震設計法）によって設計されたものも少なからず含まれていたため、建設省（現国土交通省）は関連告示（第1997号）を改正するとともに、構造計算における技術慣行「ピロティ形式の建築物に対する耐震設計上の留意点」を示した<sup>1)</sup>。また、この地震を契機として、ピロティ建築物の耐震性能に関する研究も数多く発表されるに至っている<sup>2,5)</sup>。

筆者らもピロティ建築物の地震時崩壊メカニズムの解明を目的として梁間方向1スパンで構成される6層鉄筋コンクリート（RC）造ピロティ建築物のサブストラクチャー仮動的実験を実施し、ピロティ柱の軸力変動に伴う負担せん断力と破壊性状の関係等を明らかにした<sup>4)</sup>。

本論では、地震時に柱がさらに大きな変動軸力を受ける高層ピロティ建築物の崩壊メカニ

ズムの把握を目的として実施した12層RC造ピロティ建築物に対するサブストラクチャー仮動的実験の概要を示すと共に、柱の変動軸力がその崩壊メカニズムや変形モード等に与える影響を検討する。

### 2. サブストラクチャー仮動的実験

#### 2.1 試験体

試験体は、1995年12月の告示改正以前の耐震基準に基づいて設計された12層RC造ピロティ建築物における梁間方向1構面の下層2層部分を想定したものであり、実大の約1/2.5に縮小したものである。図-1にプロタイプ建築物の平面および立面を示す。試験体は1体であり、1層部分が独立柱のみで、2層が耐震壁で構成され、上部と下部に定着スタブを有する。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、1層柱の中央部には軸力およびせん断力を測定するためのロードセルが設置されている。なお、ロードセルの測定容量は軸力およびせん断力に対してそれぞれ2940kNおよび1960kNである。また、ロードセルは図-2に示すように厚さ30mmの鉄板を介してRC柱部分に接合しており、RC柱はせん断破壊を防止するためにロードセルの上下230mmの範囲で帯筋を囲型

\*1 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建設工学専攻（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）

\*4 独立行政法人建築研究所 構造研究グループ 工博（正会員）

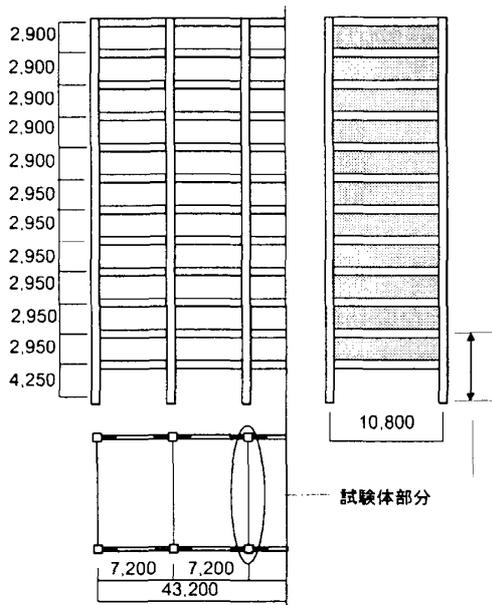


図-1 プロタイプ建築物概要 (単位 : mm)

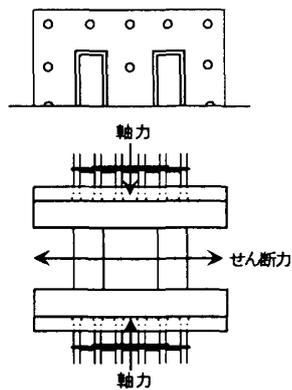


図-2 ロードセル

に配筋している。2層梁断面は250mm×400mm および2層壁厚は100mmである。図-3に試験体の形状および配筋状況を、表-1に配筋状況、表-2にコンクリートおよび鉄筋の力学特性をそれぞれ示す。

2.2 載荷方法および載荷装置

実験は、前回の6層RC造ピロティ建築物のサブストラクチャー仮動的実験と同様にサブストラクチャー仮動的実験法<sup>6)</sup>によって行った。すなわち、各載荷ステップにおいて上部10層の地震時挙動を計算し、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(本実験では12層建築物)の地震応答を仮動的に再現するものである。

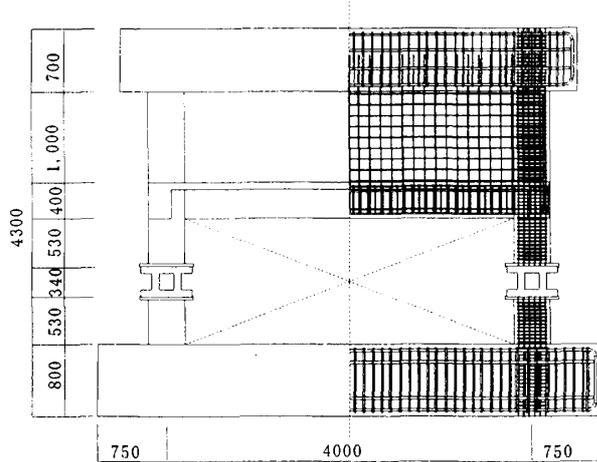


図-3 試験体の形状及び配筋 (単位 : mm)

表-1 配筋の詳細

	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)	100		D10@80

表-2 使用材料特性

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> )	
29.84	0.198	2.503×10 <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	277.42	409.68	せん断補強筋
D10	343.66	368.08	壁筋
D13	373.03	460.31	主筋

実験における上部10層の計算部分を適切にモデル化するために、実験に先立って、12層骨組全体をMulti-spring Model<sup>7)</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、上部10層の耐震壁部分が曲げ・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、仮動的実験時の上部10層の応答計算では、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。モデル化に際して、上部10層は質量を各階床位置に、試験体部分に関しては質量を試験体頂部に集中させた。解析部分の自由度に関しては、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。なお、解析建築物の1次固有周期およびベースシア係数はそれぞれ0.31秒および0.33であった。

実験に用いた地震波は、El Centro NS波を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。Elc波およびJMA波ともに図-4に示すように7秒間の入力時間を用意したが、各入力波に対して試験体が最大応答変形を経験したと判断した時点で実験を終了した（表-3参照）。

表-3 入力プログラム

入力順番	入力波	入力時間(sec)
1	Elc-10	6.28
2	Elc-25	6.56
3	Elc-50	6.72
4	JMA	6.04

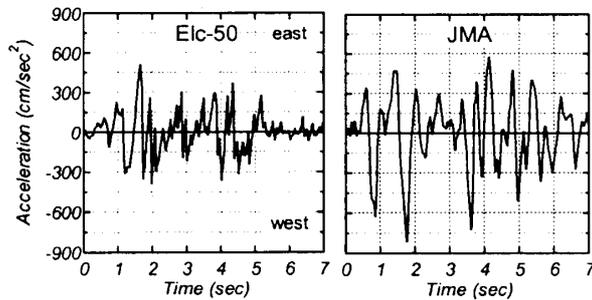


図-4 入力地震波

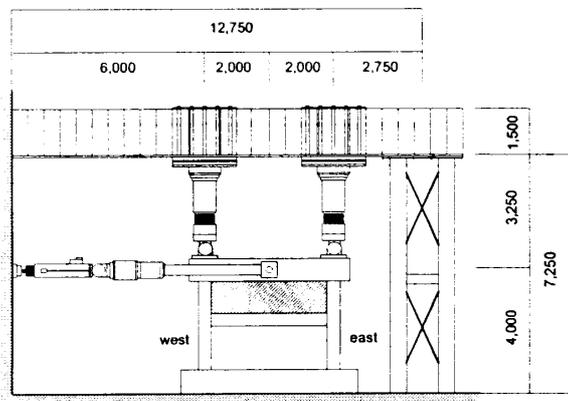


図-5 加力装置 (単位: mm)

加力装置を図-5に示す。加力は2台の980kNアクチュエータにより水平力（地震力）を試験体頂部の中心位置（1層柱脚からの高さ：3,200 mm）に与え、2台の2940kNアクチュエータにより試験体頂部から各柱に軸力（初期軸力：各892kN）を作用させた。各载荷ステップにおいて、地震応答解析によって計算された3階床（試験体頂部）位置での各柱の軸力変動値と目標水平変位値を満たすように加力を行った。

### 3. 実験結果

#### 3.1 破壊経過

JMA入力時の最終ひび割れ発生状況を写真-1に示す。

Elc-10入力において、1層の層間変位角 ( $R_1$ ) が1/487 (1.74秒) のときに西側の柱とスタブの際に、 $R_1=1/617$  (4.7秒) のときに、東側1層柱脚にひび割れが発生した。

Elc-25入力において、 $R_1=1/470$  (1.2秒) の時、東側柱脚部に圧縮ひび割れおよび西側柱頭部と柱脚部に曲げひび割れが発生した。 $R_1=1/387\sim 1/183$  (1.4~1.5秒) で東側柱頭部に曲げひび割れが発生し、梁の東側に曲げひび割れおよび耐震壁にせん断ひび割れが発生した。さらに、 $R_1=1/248\sim 1/118$  (1.7~1.8秒) で梁の西側に曲げひび割れおよび耐震壁に若干、曲げひび割れが発生し、西側柱脚部にせん断ひび割れおよび東側柱脚部に圧縮ひび割れが発生した。その後、 $R_1=1/213$  (4.8秒) で東側柱部に曲げひび割れが発生し、 $R_1=1/196$  (5.2秒) で西側柱頭部に曲げひび割れが発生した。

Elc-50入力では、 $R_1=1/125$  (1.4秒) で、西側柱脚部において圧縮ひび割れが顕著となり、東側柱頭部にも曲げひび割れが発生した。また、Elc-25入力時に生じた耐震壁のせん断ひび割れも伸展した。 $R_1=1/75$  (1.5秒) で梁の東側に曲げひび割れが発生し、西側の梁下および柱頭部が圧壊した。 $R_1=1/113\sim 1/74$  (1.8~1.9秒) で耐震壁に多数のせん断ひび割れが発生し、梁の東側では曲げひび割れが発生し、西側の梁下および

柱頭部の圧壊がさらに伸展したほか、東側でも柱頭部および柱脚部で圧壊が生じた。 $R_1=1/64$  (2.4 秒) で、西側スラブに曲げひび割れ、東側柱頭部に曲げひび割れが発生し、 $R_1=1/100$  (5.4 秒) で、東側柱頭部と耐震壁にそれぞれひび割れが発生した。

JMA 入力において、 $R_1=1/38$  (1.1 秒) で、耐

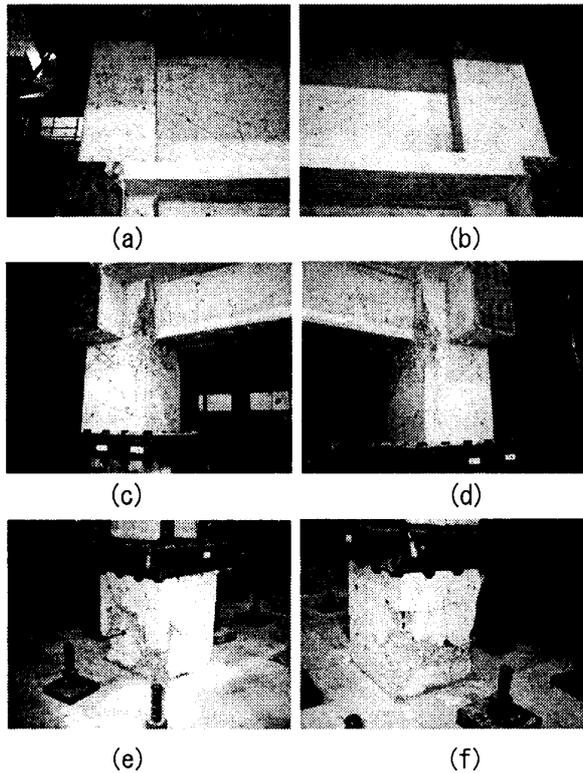


写真-1 最終破壊状況

震壁にせん断ひび割れが発生したほか、梁の東側に曲げひび割れ、西側柱頭部と柱脚部に圧縮ひび割れが発生した。 $R_1=1/58$  (1.5 秒) で耐震壁の西側でせん断ひび割れ、東側柱頭部に圧縮ひび割れが発生したほか、西側の 2 階柱に引張軸力に起因するひび割れが数本発生した。またこの時、特に西側の梁下および柱頭部では、カバーコンクリートの剥落が認められた。そして、 $R_1=1/32$  (1.7 秒) で、耐震壁にせん断ひび割れが発生した。 $R_1=1/35$  (2.1 秒) で東側の 2 階柱に引張ひび割れが発生したほか、西側柱頭部および壁東側のひび割れの伸展が見られた。

試験体の最終崩壊形は、1 層の柱の上下端が曲げ降伏に至る層崩壊型であった。

### 3.2 荷重変形関係

試験体における 1 層部分の荷重-変形関係を各地震波ごとに図-6 に示す。それぞれの荷重-変形関係は、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 階床レベルでの相対水平変位を表す。

Elc-10 入力では、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いたことが分かる。この入力での 1 層の最大変形は 2.88mm ( $R_1=1/486$ ) であり、最大せん断力は 345.6kN であった。また、東および西方向載荷時の最大変形に対応する残留変形は、それぞれ-0.31mm および+0.42mm であった。

Elc-25 入力では、Elc-10 入力時と比べて履歴面積が大きくなり、西方向載荷時において  $R_1=1/156$  (532.1kN) で東側 1 層柱が引張軸力に起因する曲げ降伏に至った。また、1 層の最大変

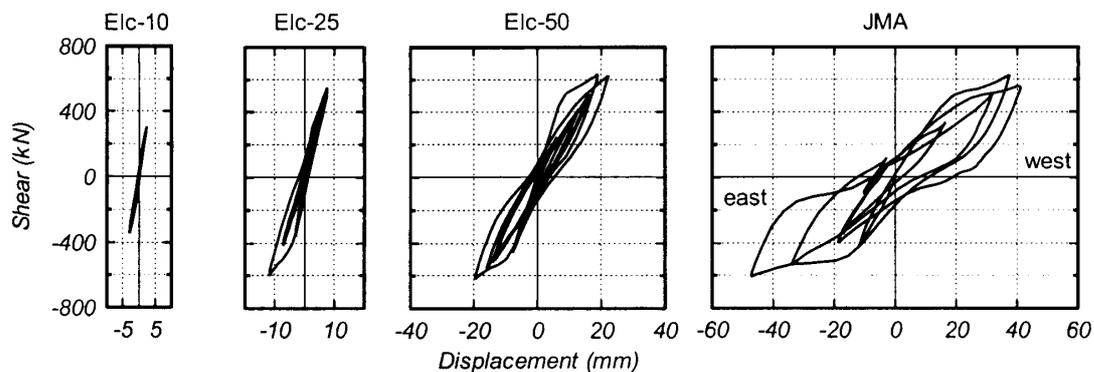


図-6 荷重変形関係(1 層部分)

形は 11.79mm ( $R_1=1/119$ ) および最大せん断力は 602.6kN であり、最大残留変形は -2.2mm および +1.72mm であった。

Elc-50 入力では、東方向载荷でも  $R_1=1/155$  (514.6kN) で西側 1 層柱の柱脚が引張軸力に起因する曲げ降伏に至り、層崩壊メカニズムが形成された。また、1 層の最大変形は 22.26mm ( $R_1=1/63$ ) で、最大せん断力は 633.9kN となった。また、最大残留変形は -2.90mm および +5.82mm であった。

最後に、JMA における履歴曲線を見てみると、層崩壊メカニズム形成後の耐力低下はほとんど認められない。これは、圧縮側柱の靱性が比較的大きかったことに起因するものと考えられる。なお、1 層の最大変形および最大せん断力は 48.15mm ( $R_1=1/29$ ) および 627.8kN であり、最大残留変形は -13.91mm および +20.9mm であった。

### 3.3 各層の外力および変形

図-7はElc-50入力時に 1 層ピロティ柱に作用した軸力およびせん断力と層間変形の相互関係を示したものである。同図(a)および(d)は軸力とせん断力の相関曲線を、(b)および(c)は軸力-層間変形関係を、および(c)および(f)はせん断力-

層間変形関係をそれぞれ示している。なお、同図(a)~(c)および(d)~(f)はそれぞれ東側柱および西側柱に対するものであり、軸力およびせん断力は柱中央部に取り付けたロードセルから測定されたものである。

軸力-層間変形関係より、層間変形の増加に伴い東側柱および西側柱共に作用軸力が -700~2500kN (圧縮軸力を正とし、軸力比  $N/(b \cdot D \cdot F_c)$  で -0.15~0.52。なお、引張側は  $N/(\rho_g \cdot \sigma_y)$  で -0.92に相当) 程度の範囲で変動していることが認められる。また、軸力変動の増加率は、大変形を経験した後において初期の小振幅領域 ( $\pm 10$ mm程度) に比べてかなり低下していることがわかる。さらに、大変形を経験した際には、その最大変形の直前で圧縮側の柱では軸力増加から減少に、引張側の柱では軸力減少から増加にそれぞれ転じていることが特徴として挙げられる (図中(b)および(c)における○印間: Step73~77およびStep90~94)。なお、1 層の引張側柱における軸方向変形はStep77および94でそれぞれ4.70mmおよび4.97mmであった。

一方、せん断力-層間変形関係あるいは軸力-せん断力相関関係に着目すると、軸力増加率

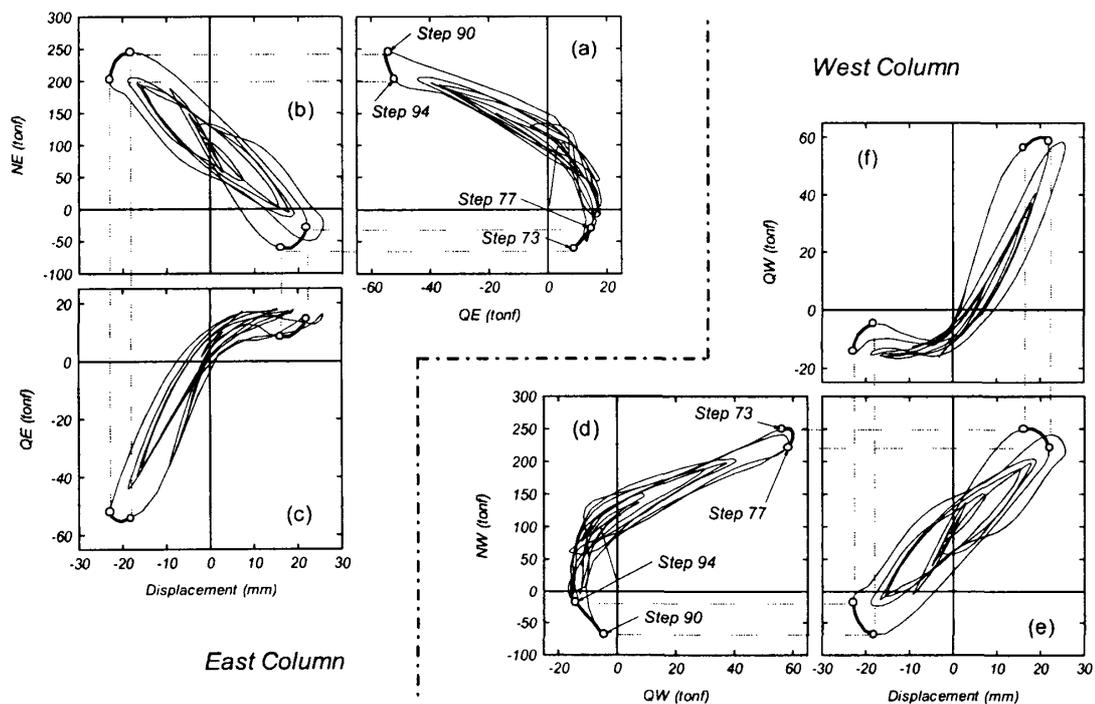


図-7 ピロティ柱の軸力-せん断力-層間変形の相関関係

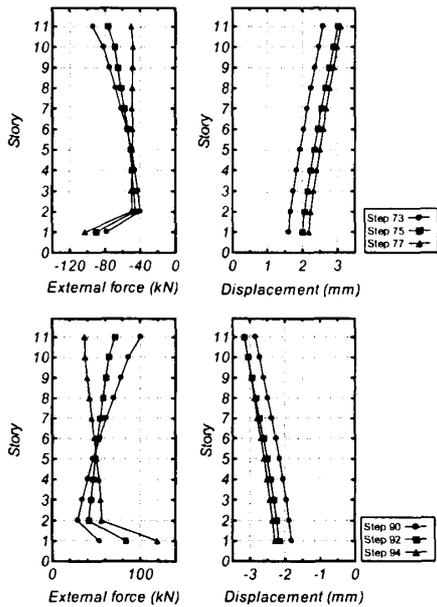


図-8 外力分布および変形分布

が反転する点 (Step73および90) を境に、作用せん断力が圧縮側柱では増加から減少に、引張側柱では減少から増加にそれぞれ転じていることが認められる。また、軸力-せん断力相関関係より、引張側柱は軸力反転点 (Step73あるいは90) の直前もしくはその点で降伏耐力に達し、降伏した状態で最大応答変形点 (Step77あるいは94) に移動しているものと推察される。

図-8は、サブストラクチャー仮動的実験における上部10層部分の計算結果から得られた Step73~77およびStep90~94における各層の外力分布と変形分布を示したものである。変形モードに関しては、荷重ステップの増加に伴う上部10層の変形分布の変化はほとんど認められず、変形が下部2層 (実際は最下層) に集中していることが示される。また、外力分布に関しては著しい変化が認められ、軸力反転点から最大応答変形点に至るまで、分布形はトップヘビー型から等分布型に変化している。

以上の結果を総合すると、高層ピロティ建築物の場合、最大応答時付近における引張側柱の降伏が応答性状、特に、変動軸力の反転に伴う外力分布の変化やそれに伴うピロティ層への変形集中に大きく影響を与えるものと考えられる。

#### 4. まとめ

地震時に柱が大きな変動軸力を受ける高層ピロティ建築物の崩壊メカニズムの把握を目的として、12層RC造ピロティ建築物に対するサブストラクチャー仮動的実験を実施した。

12層ピロティ建築物では、6層の場合と同様に入力地震波レベルが大きくなるに従って、最下層における変形集中が顕著となったが、変動軸力レベルが  $N/(b \cdot D \cdot F_c)$  で-0.15~0.52 (引張側は  $N/(p_g \cdot \sigma_y)$  で-0.92) 程度と極めて大きいにも関わらず、圧縮側柱の靱性が大きかったため、JMA原波入力に対しても最大応答時における耐力低下は認められなかった。

また、ピロティ柱における軸力、せん断力および層間変形の相関関係より、最大応答時付近における引張側柱の降伏が高層ピロティ建築物の応答性状、特に、外力分布の変化やそれに伴うピロティ層への変形集中に大きく影響を与えることが明らかとなった。

今後、引張側柱の降伏がピロティ層の崩壊メカニズムに及ぼす影響について詳細に検討していく予定である。

#### 参考文献

- 1) 日本建築センター: 建築物の構造規定-建築基準法施行令第3章の解説と運用-, 1997年度版, 1997.12
- 2) 芳村学, 木原祥智: ピロティを有する鉄筋コンクリート建物の地震時変形制御法, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.81-86, 1997
- 3) R.D.Abimanyu, 市之瀬敏勝, 山田陽一郎, 山添寿基: ピロティを有する RC 構造物の崩壊機構に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.501-506, 1997
- 4) 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
- 5) 真田靖士, 壁谷澤寿海, 倉本洋: 耐震壁を有するRC造ピロティ構造の動的実験に関する解析的検討, コンクリート工学年次論文集, 第23巻, 第3号, pp.37-42, 2001
- 6) 堤英明, 石田雅利, 加藤博人ほか: サブストラクチャー法を用いた仮動的実験の開発 (その1~3), 第8回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.1935-1952, 1990
- 7) 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