

鉄筋コンクリートピロティ建物の震動実験

壁谷澤寿海¹, 真田靖士², 倉本洋³, 福田俊文³,
松本和行⁴, 奈良岡誠也⁵, 平田昌宏⁵

¹工博 東京大学教授 地震研究所 (〒113-0032 東京都文京区弥生 1-1-1)

²東京大学大学院 工学系研究科 (〒113-0032 東京都文京区弥生 1-1-1)

³工博 国土交通省 建築研究所 (〒305-0802 茨城県つくば市立原 1)

⁴博(工) 株式会社藤木工務店 技術研究所 (〒160-0008 東京都新宿区三栄町 23-4)

⁵芝浦工業大学 工学部 (〒113-0032 東京都文京区弥生 1-1-1)

A dynamic experiment of a reinforced concrete frame-wall system with soft first story was carried out to propose a seismic design method for this system. A specimen was a 6-story, 2×1-span, 1/3 scale model frame representing interior 3-span of a building designed for this study. The overall collapse mechanism formed in both frames with and without shear wall in the soft first story, while the story collapse mechanism formed due to shear failure in the wall in the soft first story during the severest input in this experiment.

Keywords: reinforced concrete, soft first story, frame-wall system, dynamic experiment, scaled model

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震, 1999年台湾集集地震など近年の都市部における被災経験から, ピロティ構造は避けるべき構造形式と判断されてきた。しかし, 下層部分に比較的大きな空間を確保でき, 駐車場や店舗を合理的に設けることができるなどの長所があり, 人口密度, 建築密度の高い都市部を中心に社会的な需要は大きい。こうした背景の下, ピロティ建物を対象とした研究が多方面で実施されるようになり, 被災建物の調査^{例えば1), 2)}, 被害の検証^{例えば3), 4)}, 応答解析による振動性状の評価^{例えば5), 6)}などの研究が報告されている。また, 1階が柱のみから成るピロティ建物については実験, 解析の両面から, その挙動が明らかとされ, 耐震設計上重要となるピロティ柱の設計用軸力が提案されるに至っている^{7), 8)}。しかし, より現実的にはピロティ階には柱と壁が混在する場合の方が多く, 柱のみによるピロティ構造とは地震時の応答性状が本質的に異なると考えられ, ピロティ建物一般を対象とする設計法を確立するためには, 未だ十分な資料が蓄積されるに至っていない。

本研究では1階が柱と壁により構成される鉄筋コンクリート造ピロティ建物を対象に, その応答性状を解明することを目的として震動台による動の実験を行った。本稿では実験に用いた試験体, 実験方法, 実験結果について, その概要を報告する。

2. 実験概要

(1) 試験体

本実験で用いる試験体は文献9)で設計した1階に柱と壁が混在する6層鉄筋コンクリート造ピロティ建物(原設計建物)から建物中央3スパンを切り出した1/3縮小立体フレームモデルである。図-1に1階, 2~6階の平面図, 図-2にピロティ構面(X1, X3通り), 連層耐震壁構面(X2通り)の立面図, 表-1に部材断面表を示す。本試験体は2~6階がX1~X3通りの各構面に, 1階がX2通り構面のみに耐震壁を有する6層2×1スパンのピロティ建物である。ただし, 試験体の桁行方向の外側半スパンは, 別途設置する錘により, その重量のみを考慮することとした。試験体の重量は上部構造が0.490MN, 錘が0.632MN, 基礎が0.267MNで, 試験部分の総重量が1.122MN, 基礎を含む総重量が1.389MNである。また, スラブは錘を設置することを考慮して厚さ, 配筋を表-1のように割り増した(原設計は厚さが150mm, 配筋がD10@150)。試験体の製作に用いた材料はコンクリートが $F_c=23.5\text{MPa}$ の普通コンクリート, 鉄筋が柱主筋にD10(SD345), 梁主筋にD13(SD345), 柱, 梁補強筋, 壁筋, スラブ筋にD6(SD345)である。表-2, 表-3にコンクリートと鉄筋の材料試験結果を示す。実験の様相を写真-1に示す。

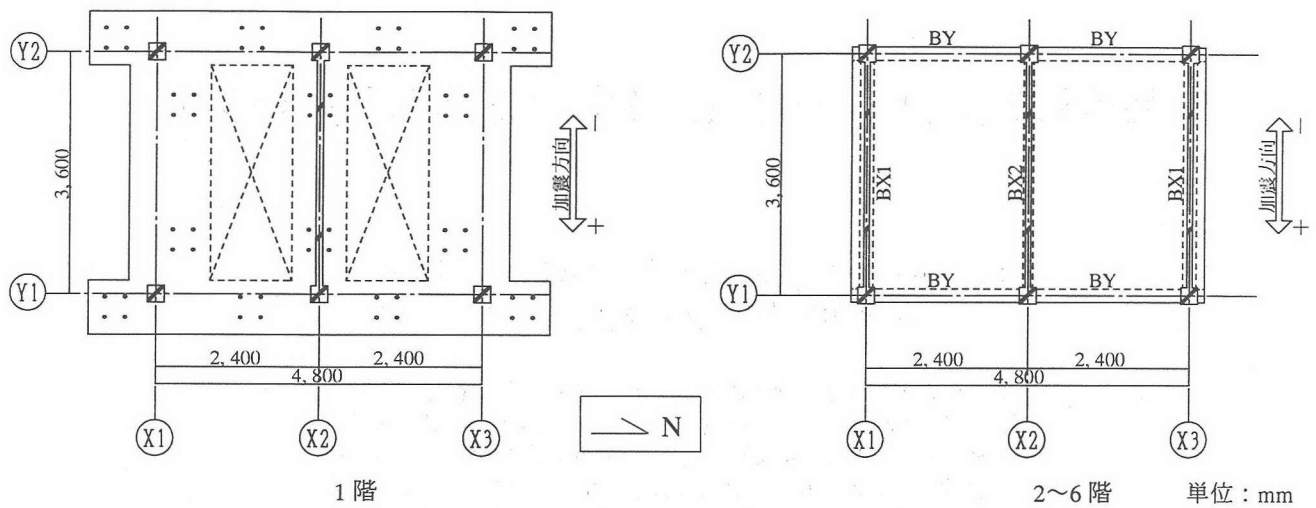
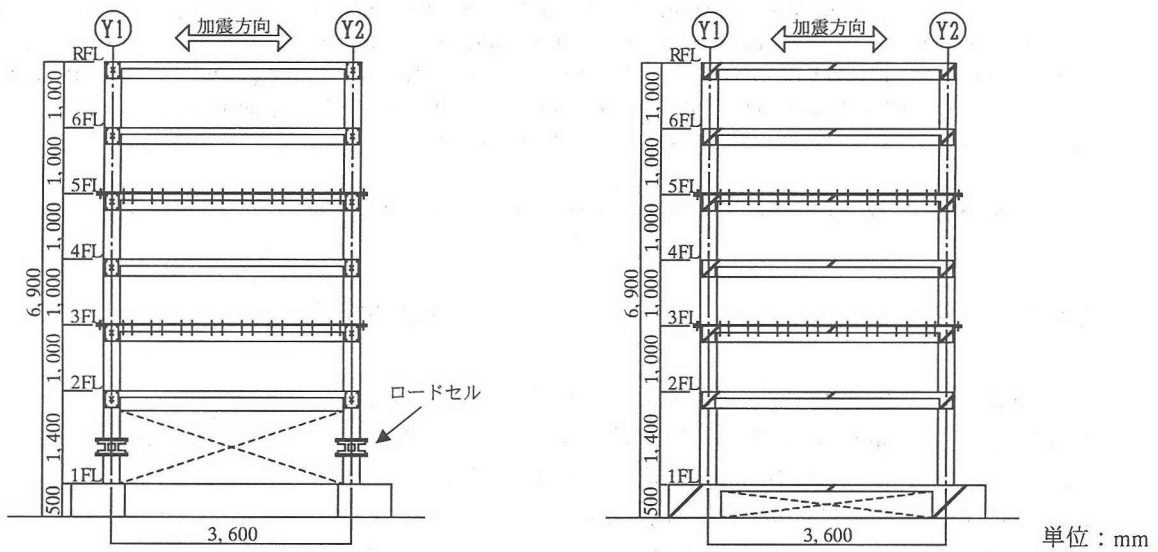


図-1 平面図



ピロティ構面 (X1, X3 通り)

連層耐震壁構面 (X2 通り)

図-2 立面図

表-1 部材断面表

階	柱		階	梁 (BX1)		階	梁 (BX2)		
2~6	B×D	250×250	4~R	B×D	150×250	2~R	B×D	150×250	
	主筋	12-D10		上端筋	3-D13		上端筋	3-D13	
	横補強筋	2-D6@75		下端筋	3-D13		下端筋	3-D13	
1	B×D	250×250	3	横補強筋	2-D6@75	階	横補強筋	2-D6@75	
	主筋	12-D10		B×D	200×250		2~R	B×D	200×250
	横補強筋	4-D6@75		上端筋	4-D13			上端筋	4-D13
階	壁		下端筋	4-D13	下端筋	4-D13			
	壁厚	80	横補強筋	2-D6@75	2~R	横補強筋	2-D6@75		
	縦横筋	D6@75	B×D	200×300		スラブ			
2~6	壁厚	100	上端筋	4-D13		階	スラブ厚	100	
	縦横筋	D6@150 ダブル	下端筋	4-D13	2~R		スラブ筋	D6@75	
	※ 端部のみ横補強筋 4-D6@75		横補強筋	2-D6@75					

単位 : mm

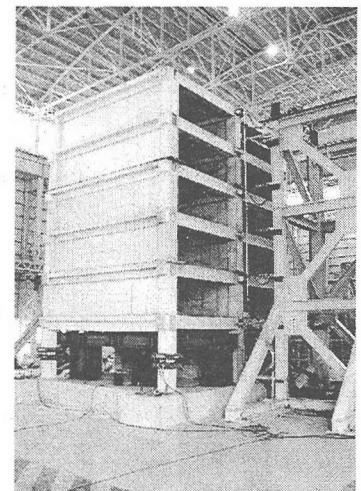


写真-1 実験の様相

表-2 コンクリートの材料特性

使用部位 ^{※1}	材齢	σ_B	ϵ_c	E_c	σ_t
3階	129	35.3	245	26.4	2.5
4階	120	31.0	225	24.8	2.3
5階	108	31.5	227	23.8	2.7
1階柱脚 ^{※2} , 6	100	35.2	224	24.5	2.7
1階	84	34.3	269	23.7	2.8
2階	75	35.7	263	26.8	3.1

σ_B : 圧縮強度 (MPa), ϵ_c : 圧縮強度時ひずみ (μ),
 E_c : $\sigma_B/3$ 割線剛性 (GPa), σ_t : 割線引張強度 (MPa)
 ※1 使用部位欄の階とは柱脚からスラブ上面までを指す
 ※2 1階柱脚とはロードセル下の柱を示す

表-3 鉄筋の材料特性

鉄筋径	E_s	σ_y	ϵ_y	σ_u	ϵ_u
D6	170.8	413.1	2417	462.6	6.6
D10	171.0	362.0	2120	443.9	13.2
D13	163.2	392.3	2404	499.6	16.7

E_s : 初期剛性 (GPa), σ_y : 降伏強度 (MPa),
 ϵ_y : 降伏ひずみ (μ), σ_u : 引張強度 (MPa),
 ϵ_u : 破断ひずみ (%)
 ※ 鉄筋種は SD345

(2) 計測方法

計測点は試験体の絶対加速度 22 成分, 計測フレームの絶対加速度 12 成分, 計測フレームからの相対変位 22 成分, 試験体内部での相対変位 54 成分, 鉄筋のひずみ 126 成分 (内 4 成分は実験前に計測用ゲージの破断を確認), 柱のロードセル 8 成分の計 244 成分である. 図-3 に計測フレームの配置図, 立面図を示す. 同図には計測フレームからの試験体相対変位 (水平成分) の計測位置をともに示す. また, 地震動入力終了毎に, ピロティ構面 1 構面 (X1 通り) および連層耐震壁構面 (X2 通り) の 1, 2 階のひび割れ状況を観測した.

(3) 相似率

1/3 縮小モデルを用いる本実験では, 相似率に適合する付加重量の取り付けが困難であるため (調達可能な錘量の制限による), 本来目標とすべき長期軸応力度を 0.61 倍して実験を実施した. 表-4 に目標相似率 (長期軸応力度の相似率が 1) と前述した条件下において成立させた相似率の一覧を示す.

(4) 入力計画

振動数 2~30Hz, 最大加速度 20gal の正弦波入力により, 試験体の弾性時の固有振動数, 減衰定数を同定した.

相似率, 試験体の耐力, 予備解析結果などを考慮して, いくつかの地震動レベルを想定した. 相似率と重量による固有周期, 保有水平耐力の変化を考慮して, 地震動の時間軸を $\sqrt{0.61}/\sqrt{3}$ 倍, 加速度を 1/0.61 倍して入力した (表-4).

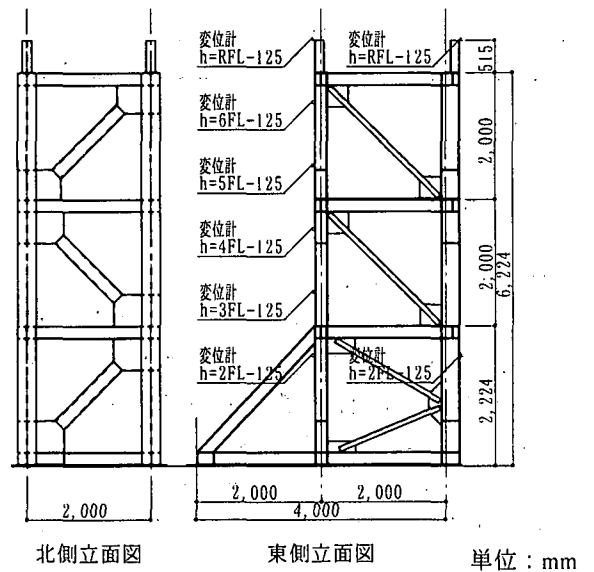
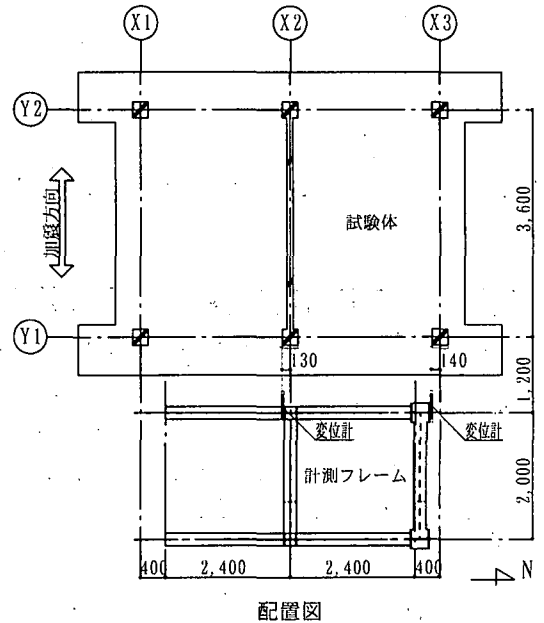


図-3 計測フレーム

表-5 に入力計画を示す. 入力地震動には TOH (1978 年宮城県沖地震, 東北大学の記録, NS 成分, 0~20 秒), ELC (1940 年 Imperial Valley 地震, EL Centro の記録, NS 成分, 0~20 秒), JMA (1995 年兵庫県南部地震, 神戸海洋気象台の記録, NS 成分, 10~30 秒), TAK (1995 年兵庫県南部地震, JR 鷹取駅の記録, NS 成分, 0~20 秒)¹⁰⁾ を用い, 原設計建物に換算して 12.5Kine, 25Kine, 37.5Kine, 50Kine, 75Kine, 135Kine 程度に相当する入力レベルとなるように倍率をそれぞれ設定した. 12.5Kine, 25Kine, 37.5Kine, 50Kine までは現行設計慣行との対応を考慮し, 予備解析から 75Kine で曲げ降伏 (修復限界), 135Kine で層降伏 (終局限界) に至ることを想定している. 尚, 135Kine 入力 は試験体重量を搭載した震動台の出力限界に相当している. また, 各地震動入力終了後にホワイトノイズを入力し, 試験体の固有振動数を同定した.

表-4 相似率

次元	長さ	面積	体積	応力度 (水平)	応力度 (鉛直)	力 (水平)	力 (鉛直)	加速度 (水平)	加速度 (鉛直)	時間	速度	重量	ベースシ ア係数	軸力比
目標相似率	1/3	1/3 ²	1/3 ³	1	1	1/3 ²	1/3 ²	1	1	1/√3	1/√3	1/3 ²	1	1
実験相似率	1/3	1/3 ²	1/3 ³	1	0.61	1/3 ²	1/3 ² ·0.61	1/0.61	1	√0.61/√3	1/√3√0.61	1/3 ² ·0.61	1/0.61	0.61

表-5 入力計画

目標最大入力 速度レベル (Kine)	地震波	原波形最 大加速度 A _{max} (gal)	原波形 最大速度 V _{max}	原設計建物に対す る原波形の倍率 Amp (設定値)	試験体入力 加速度倍率 α =Amp/0.61	試験体入力 最大加速度 A _{in} =A _{max} ·α	試験体入力 最大速度 V _{in} =V _{max} ·α· √0.61/√3	原設計建物での 最大加速度換算値 =A _{max} ·Amp =A _{in} ·0.61	原設計建物での 最大速度換算値 V _{max} ·Amp=V _{in} · √0.61·√3
12.5	TOH	258.2	40.9	0.3	0.3/0.61	127.0	9.1	77.5	12.3
25	TOH	258.2	40.9	0.6	0.6/0.61	254.0	18.1	154.9	24.5
37.5	ELC	341.7	34.8	1.1	1.1/0.61	616.2	28.3	375.9	38.3
50	ELC	341.7	34.8	1.4	1.4/0.61	784.2	36.0	478.4	48.7
75	ELC	341.7	34.8	2.2	2.2/0.61	1232.4	56.6	751.7	76.6
75	TOH	258.2	40.9	1.8	1.8/0.61	761.9	54.4	464.8	73.6
75	JMA	820.6	85.4	0.9	0.9/0.61	1210.7	56.8	738.5	76.9
135	TAK	605.5	124.2	1.1	1.1/0.61	1091.9	101.0	666.1	136.6

3. 実験結果

(1) 弾性応答性状

図-4に2~30Hzの正弦波入力から得られた弾性時の共振曲線を示す。同図の縦軸はR階応答加速度を入力(1階)加速度で除した加速度応答倍率である。本試験体の一次固有振動数はおよそ11.2Hzであった。また、ハーフパワー法を用いて本試験体の減衰定数を式(1)により同定した結果、減衰定数はおよそ0.7%であった。

$$h = \Delta f / (2 \cdot f_0) \quad (1)$$

ここに、 Δf : 最大応答倍率の $1/\sqrt{2}$ に相当する倍率を記録する区間の振動数幅、 f_0 : 最大応答倍率を記録する振動数である。

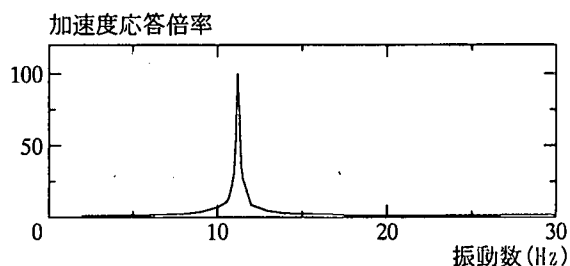


図-4 共振曲線

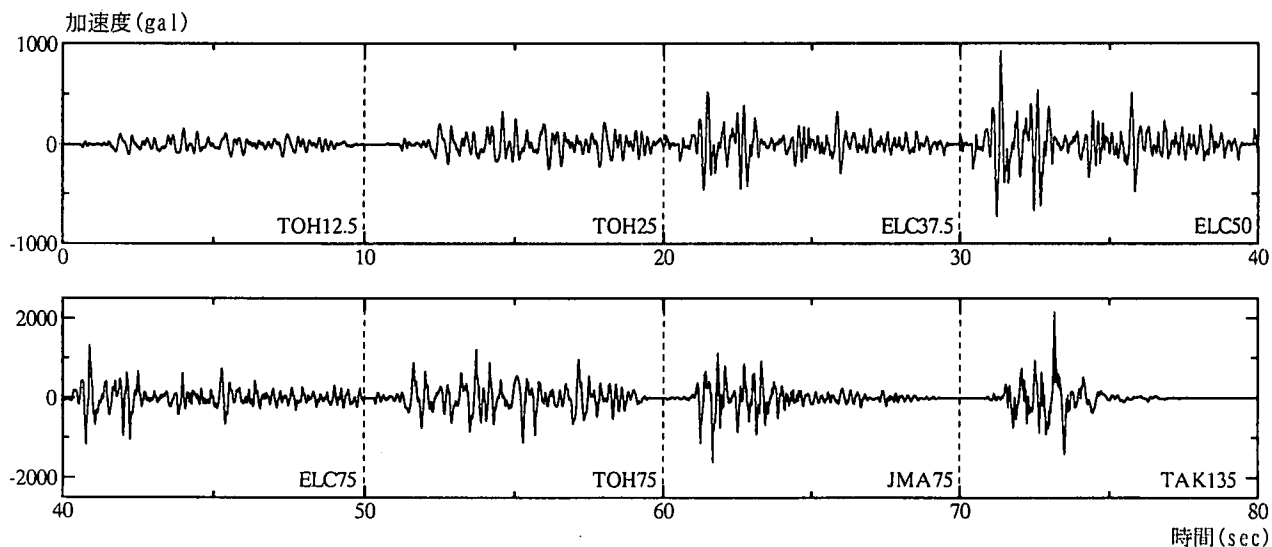


図-5 入力地震動

(2) 入力地震動

本実験では震動台の出力限界レベル付近の入力を行ったため、計画した入力地震動を一部精度良く再現できなかった。試験体1階壁脚脇の床面上で実際に計測された加速度（入力加速度と考えられる）を図-5に示す。同図中、地震波名後の数値は目標最大入力速度レベルを示す。以下、各入力地震動を10秒間のみとして通して整理し、図中の横軸で加震時刻歴を表現する。尚、TAK135は主要動終了付近で震動台の停止装置が作動したため、後半は完全な入力地震動にはなっていない。

(3) 破壊経過

a) TOH12.5

ひび割れは発生しなかった。加震終了後の試験体の一次固有振動数は弾性時と同様11.2Hzであった（以下、試験体の固有振動数に関する記述は加震後の数値である）。

b) TOH25

ピロティ構面1階X1-Y1通り柱上端に曲げひび割れが発生した。一次固有振動数は10.8Hzに低下した。

c) ELC37.5

ピロティ構面1階X1-Y2通り柱上端に曲げひび割れが発生した。一次固有振動数は10.7Hzであった。

d) ELC50

ピロティ構面2階X1通り梁下端に曲げひび割れが発生した。一次固有振動数は10.3Hzであった。

e) ELC75

40.8secにピロティ構面1階引張側柱（X3-Y2通り）の柱頭柱脚が曲げ降伏し（柱の曲げ降伏とは、ひずみゲージを貼付した危険断面四隅の主筋の内、引張側2本が降伏したときと定義する）、連層耐震壁構面1階壁脚部の引張側側柱（X2-Y2通り）の主筋、壁補強筋が降伏した。また、40.9secにピロティ構面1階引張側柱（X3-Y1通り）の柱頭柱脚が曲げ降伏し、連層耐震壁構面1階壁脚部の引張側側柱（X2-Y1通り）の主筋および補強筋が降伏した。ピロティ構面2階壁（X1通り）、連層耐震壁構面1、2階壁にせん断ひび割れが発生した。本入力終了時には、曲げ、せん断ひび割れともに幅0.1mm以下であった。一次固有振動数は9.7Hzであった。

f) TOH75

53.7secにピロティ構面引張側柱（X3-Y1通り）が引張降伏した（柱の引張降伏とは、ひずみゲージを貼付した両外側の主筋がすべて引張降伏したときと定義する）。ピロティ構面2階壁、連層耐震壁構面1、2階壁のせん断ひび割れが進行するとともに、新しいひび割れも発生した。耐震壁の最大せん断ひび割れ幅は0.5mm、その他大部分が0.2mmであった。一次固有振動数は9.5Hzであった。

g) JMA75

61.7secに連層耐震壁構面1階壁が曲げ降伏（耐震壁の曲

げ降伏とは、ひずみゲージを貼付した引張側側柱主筋、壁縦筋（壁パネル部分を長さ方向に4等分する位置の縦筋）がすべて引張降伏したときと定義する）、ピロティ構面引張側柱（X3-Y2通り）が引張降伏して（圧縮側柱（X3-Y1通り）の柱脚は圧縮側主筋の圧縮降伏により61.4secに曲げ降伏）、試験体が全体降伏機構を形成した。連層耐震壁構面1階壁に曲げ、せん断ひび割れが、ピロティ構面柱に柱の引張降伏に伴う側面を水平に横断するひび割れが多数発生した。一次固有振動数は7.4Hzであった。

h) TAK135

1階耐震壁の壁脚から30cm程度の高さでひび割れが耐震壁を横断した。最終破壊形式はピロティ構面1階柱の柱頭柱脚曲げ降伏、連層耐震壁構面1階壁のせん断すべり破壊による層崩壊であった。また、1階耐震壁でコンクリートの剥離が観測された。図-6にピロティ構面（X1通り）および連層耐震壁構面（X2通り）の1、2階の最終破壊状況を示す。最終的な一次固有振動数は2.6Hzであった。

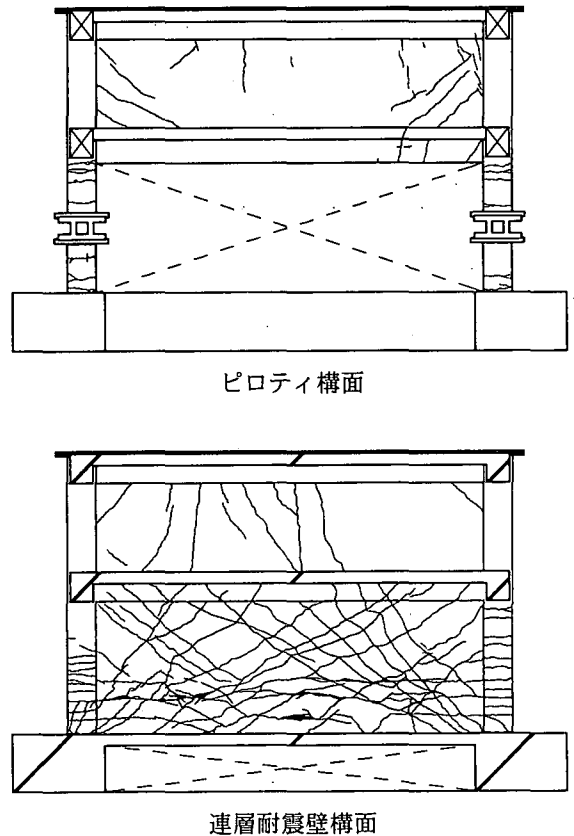


図-6 1、2階の最終破壊状況

(4) 変形と外力

図-7に各地震動入力時の連層耐震壁構面R階の変位とベースシア（外力）の関係をそれぞれ示す。試験体に作用する外力は連層耐震壁構面では各階の壁脚脇に設置した加速度計の測定値に、ピロティ構面では2、R階に設置した加速度計の測定値から各階の加速度を線形補間して求

めた値に支配床面積に応じた質量を乗じて算定した。外力の算定では厳密には減衰力を考慮する必要があるが、主に試験体のピーク時の応答については、減衰力を無視しても結果に大きく影響しないと判断した（減衰力が応答速度に比例するならば、ピーク時には0に近似することができる）。

前節の観測記録に基づく破壊経過と異なり、ELC37.5入力までがほぼ弾性挙動を示し、ELC50入力時に試験体の剛性が低下したことがわかった。試験体表面あるいは目視では観測されなかったが、ELC50入力時に1階耐震壁にせん断ひび割れが発生した可能性がある。ELC75~JMA75入力では試験体の剛性が大きく低下し、TAK135入力時73.2secのとき最大耐力2.109MNに達して1階耐震壁がせん断破壊した。その後、試験体の耐力が急激に低下するとともに大きく変形が進み、73.3secのときR階で最大応答変位53.7mm(0.0086rad)を記録した。図-8には各地震動入力時に連層耐震壁構面R階が最大応答変位を記録したときの応答変位分布の推移を示す。ELC37.5入力までは建物全体として曲げ変形が卓越するが、せん断ひび割れが発生したと考えられるELC50入力以降、1階の変形の割合が増大し始め、せん断破壊が観測されたTAK135入力時では、最大応答変位を記録した73.3sec以降、変形が1階に集中する分布となることがわかった。

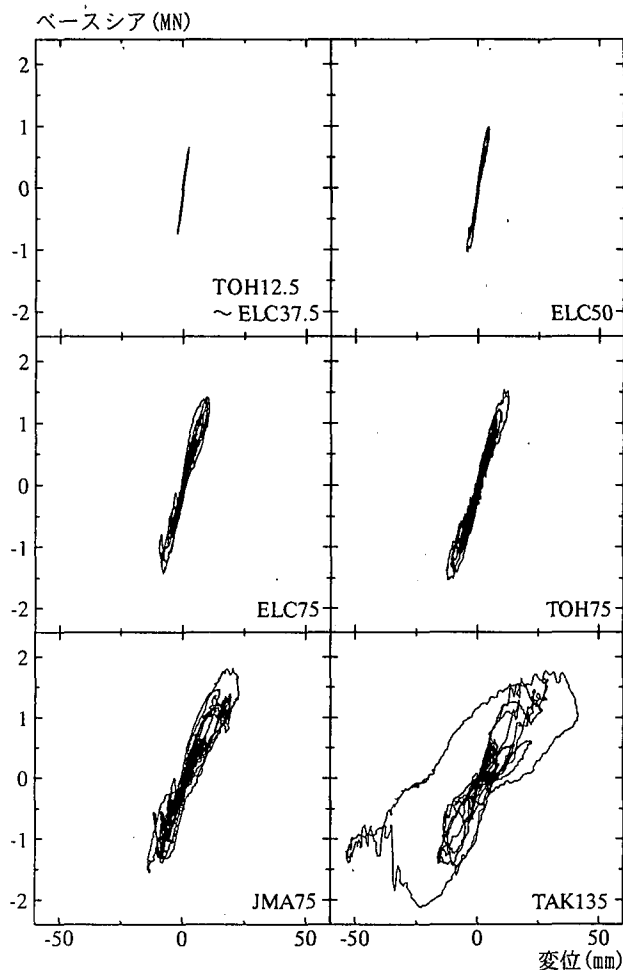


図-7 R階変位とベースシアの関係

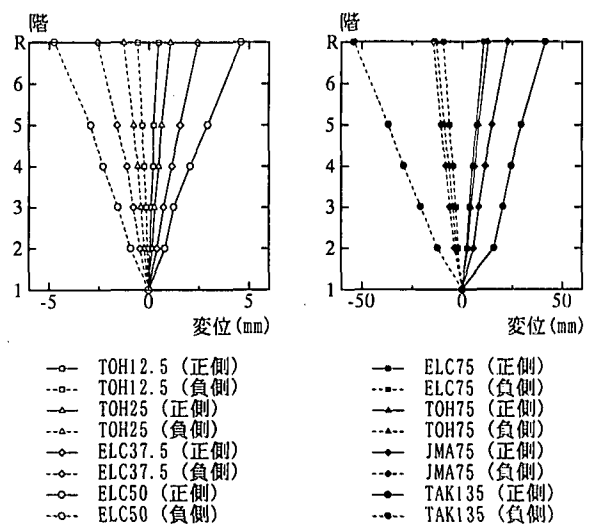


図-8 応答変位分布

4. まとめ

1階が柱と壁により構成される鉄筋コンクリート造ピロティ建物の1/3縮小立体フレームモデルの動的実験について、試験体、実験方法、実験結果を中心に概要を報告した。

本実験で用いた試験体はJMA75入力時、ピロティ構面1階圧縮側柱柱脚の曲げ降伏、引張側柱の引張降伏、連層耐震壁構面1階壁脚の曲げ降伏により全体降伏機構を形成するが、その後TAK135入力時、連層耐震壁構面1階壁がせん断すべり破壊し、ピロティ構面1階柱上下端が曲げ降伏して層降伏した。本構造では1階耐震壁のせん断剛性が低下するとともに、1階に変形が集中することがわかった。

参考文献

- 1) 永尾眞ほか：集合住宅における2次部材の被害状況について（その3建物構造形式と桁行き方向雑壁の被害）、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2構造Ⅱ、pp.67-68、1995.8
- 2) 田才晃ほか：近畿支部RC構造部会兵庫県南部地震に関するRC建物調査その4灘区・東灘区全数調査ピロティ形式建物に関する検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2構造Ⅳ、pp.361-362、1996.9
- 3) 芳村学、岩淵一徳：1995年兵庫県南部地震により崩壊したピロティを有する鉄筋コンクリート建物の非線形解析、日本建築学会構造系論文報告集、No.486、pp.75-84、1996.8
- 4) 長瀬貴宏ほか：鉄筋コンクリート造ピロティ構造の立体解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2構造Ⅱ、pp.521-522、1996.9
- 5) 小室努ほか：2階以上に連層耐震壁を有するピロティ建物の地震応答性状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.18、No.2、pp.755-760、1996.6
- 6) 馬華ほか：下層部にソフトストーリーを有するRC造建物の簡易地震応答予測について、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.20、No.3、pp.25-30、1998.6
- 7) 順建華ほか：鉄筋コンクリート造ピロティ建築物の地震応答性状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.22、No.3、pp.25-30、2000.6
- 8) 中塚善博ほか：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報告集、Vol.22、No.3、pp.31-36、2000.6
- 9) 真田靖士ほか：ピロティ構造における柱と壁のせん断力負担に関する解析的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.22、No.3、pp.19-24、2000.6
- 10) 中村豊ほか：1995年兵庫県南部地震の地震動記録波形と分析（Ⅱ）、JR地震情報No.23d、財団法人鉄道総合技術研究所コレダス開発推進部、1996.3