

論文 沖縄のピロティ建築物の耐震性能に関する解析的研究

張 愛暉*¹ 山川 哲雄*² 高江洲 昌則*³ 知花 洋一*⁴

要旨: 本研究では、ピロティ建築物の2階以上の上層階に連層耐震壁が存在しているという事実を前提に作成した振動解析モデルにより、弾塑性地震応答解析を行い、建物の高さ方向に関する剛性分布及び強度分布の影響について検討を行った。また、沖縄の既存ピロティ建築物16棟について弾塑性地震応答解析を行った結果、その大半は耐震性に欠けることがわかった。

キーワード: ピロティ建築物, 弾塑性地震応答解析, 剛性分布, 耐力分布, 剛性率

1. はじめに

ピロティ建築物の1階ピロティ部分への損傷集中の原因に関する研究は、近年のホットな話題の一つである。その中で、損傷集中の原因は剛性よりも、高さ方向の層耐力のアンバランスの影響が大きいという報告がなされている^{1,2)}。一方、剛性率のアンバランスの程度に応じて、建築物の必要保有水平耐力を引き上げるペナルティを課す現行の新耐震設計法が、1995年兵庫県南部地震後に一部改定されて、その年の12月に建設省告示1997号で一段と強化された。本論では、ピロティ構造(1階部分)の上部(2階以上)に連層耐震壁が存在しているという事実を前提に作成した振動解析モデルにより、弾塑性地震応答解析を用いて、建物の高さ方向に関する剛性分布及び強度分布がピロティ建築物の弾塑性挙動に与える影響について検討した。また、沖縄の既存ピロティ建築物の耐震性能についても、弾塑性地震応答解析により検討を行った。

2. ピロティ建築物とPaulayモデル

T.Paulay教授が1970年の後半に提唱した“Capacity Design”に基づく力学モデル³⁾をピロティ建築物に適用して、その説明を試みる(図-1参照)。ピロティ建築物の2階以上の上階はフレームに耐震壁が組み込まれているので、剛性と

強度が一般に大きい、靱性には欠ける。一方、1階ピロティ部は純ラーメン構造であるため、よく言われているように剛性や強度が小さい。ちなみに、図-1に示すPaulayモデルで下端のリングが1階ピロティ部に相当し、上側の複数以上のリングが2階以上の上階に相当する。したがって、ソフトストーリーに相当する1階のラーメンを図-1に示すPaulayモデルに基づいて、靱性に富んだダクタイルな骨組構造にすればよいかという問題に帰着する。

確かに、ピロティ建築物に入力される水平力は図-1に示すPaulayモデルに基づけば、層降伏した1層では地震力がどんなに大きくなっても増大しないが、水平層間変位は増える。一方、ピロティ1階部分には自重や積載荷重による鉛直荷重に加えて、転倒または層モーメントによる圧縮力が加わり、上記の大きな水平層間変位との積で大きな付加曲げモーメントが1階ピロティ部の柱に作用する。その結果、構造的に重要なこれらの柱に大きな損傷を与え、ひいてはこのことがピロティ建築物の倒壊や崩壊に直接つながる。図-1にそのような状況を示す。このようなピロティ建築物は地震力が1階ピロティ部の水平耐力で制限されるので、2階以上の上部構造にはそれ以上の地震力は作用しない。この意味では1種の免震構

*1 中国浙江大学構造工程研究所助教授(元琉球大学助教授) 学術博士(正会員)

*2 琉球大学教授 工学部環境建設工学科 工博(正会員)

*3 高江洲建築設計事務所・所長(元琉球大学大学院生) 工修(正会員)

*4 (株)大城組(元琉球大学学生)

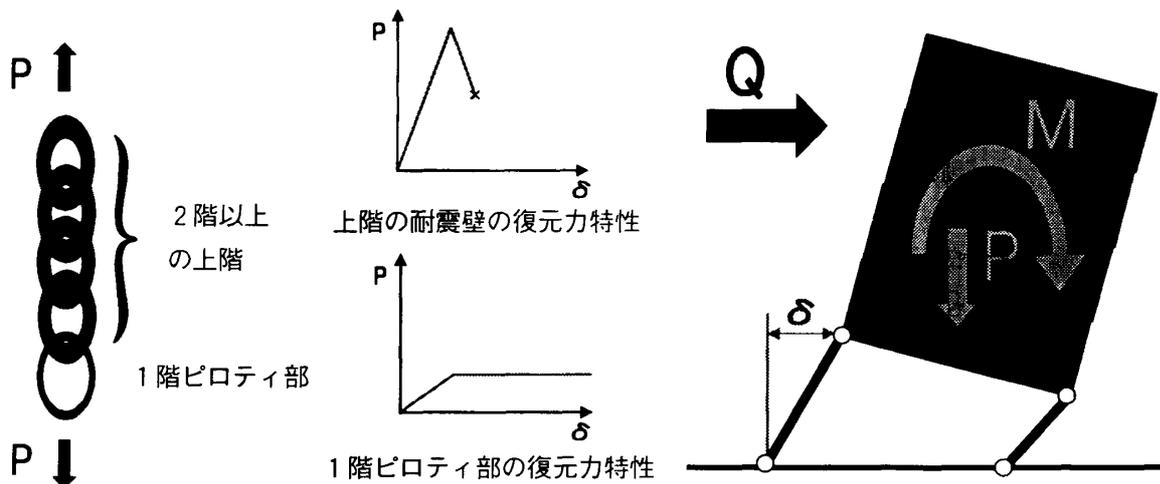


図-1 Paulayモデルとピロティ建築物崩壊概念図

造と言えなくもないが、それは恐怖の免震構造と言ってもよい。しかし、このような恐怖の免震構造が社会に受け入れられるはずがない。

以上のような観点から本論文では、沖縄のピロティ建築物の構造データを参考に、ピロティフレームの弾塑性地震応答解析を行い、これらの弾塑性挙動を検討しようとするものである。

3. 各種影響因子に関する動的検討

ピロティ建築物の弾塑性地震応答解析には、Canterbury大学のCarr博士によって開発されたプログラム「RUAUMOKO」を用いた⁴⁾。当プログラムでは、材端弾塑性モデルにより部材の曲げ挙動に関する弾塑性は考慮できるが、部材のせん断剛性は常に弾性と仮定している。また、部材の軸挙動には弾塑性を考慮することができる。

本論の解析に用いた地震波は表-1に示す3波を用いた。参考のために、これらの応答加速度スペクトルを図-2に示す。各種検討解析用フレームは沖縄のピロティ集合住宅の中から一般的と思われる完全ピロティ構造、すなわち1階部分にはまったく壁がない純ラーメンの中で、内構面フレームを選択した。その概要を図-3に示す。振動解析には、図-4に示すモデルを用いた。このモデルでは、ピロティ構造の上層階に耐震壁が存在すると言う前提を考慮し、すべての梁は十分な剛性と強度を有する剛強な梁とし、上層階壁を二本の柱によりモデル化した。したがっ

表-1 解析に用いた原地震波

地震動	年	成分	最大加速度 (gal)	最大速度 (kine)
El centro	1940	N S	341.7	38.1
神戸	1995	N S	818.0	92.1
台湾	1999	E W	983.6	69.4

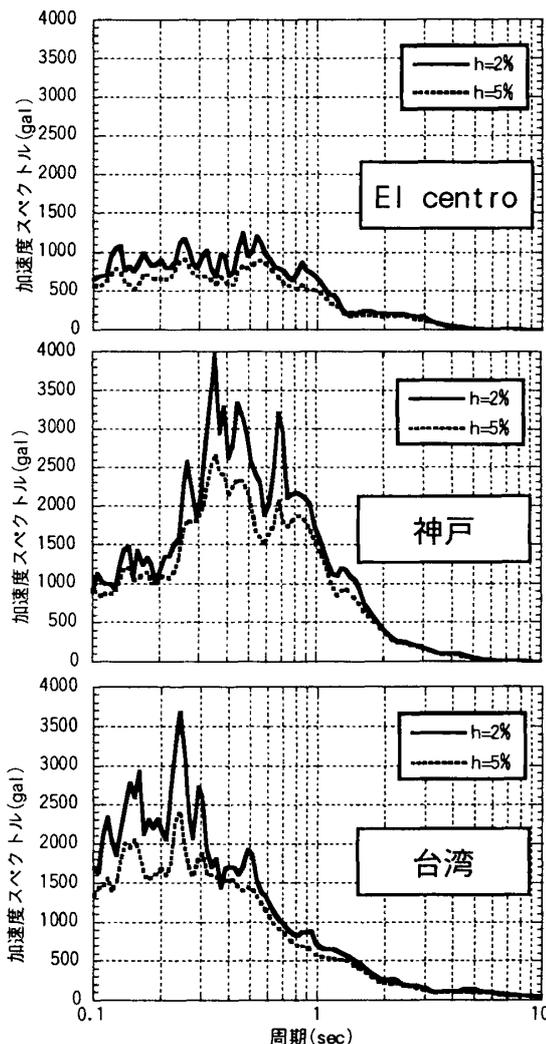


図-2 各地震波の応答加速度スペクトル

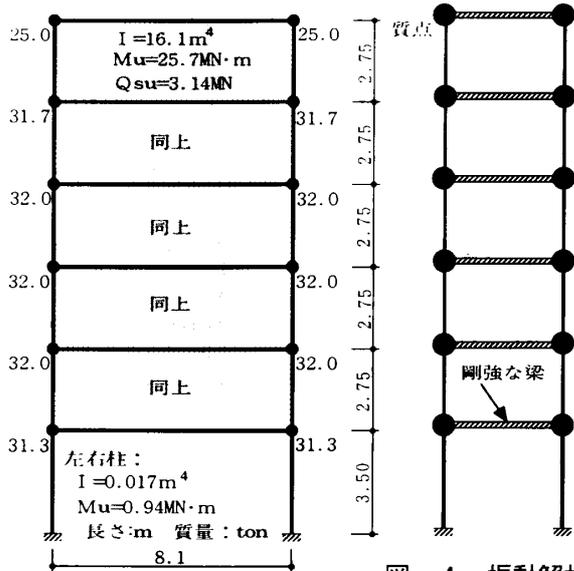


図-3 検討用ピロティフレームの概要

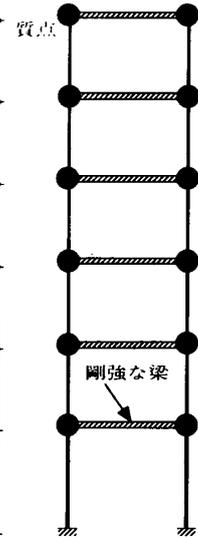


図-4 振動解析モデル

て、剛強な梁端部に塑性ヒンジは生じないモデルになっている。また、このモデルは質点系せん断型モデルと違い、柱の断面軸剛性を入力することにより、転倒モーメントによる柱の軸変形の影響を考慮できる。すなわち、図-3に示した耐震壁の曲げ変形と剛体回転を表現できる。ただし、1層ピロティ部に対するP-δ効果や、軸力変動にともなうピロティ柱の曲げ強度変化は考慮しない。なお、減衰は初期剛性比例型とし、減衰定数は5%を採用した。

3.1 剛性率の影響に関する検討

剛性率の影響に関する検討では、1階柱と上層階柱の復元力特性モデルを図-5に示す。1階柱の断面剛性は実柱の断面二次モーメントとし、柱の曲げ降伏耐力 M_y は1層のベースシャー係数が0.4となるように設定した。柱の曲げひび割れ耐力 M_c は $M_y/3$ とし、1層の降伏時部材角 $R=0.5\%$ となるようにひび割れ後の剛性低下率 α を設定した。上層階における柱の曲げ降伏耐力 M_y は実壁のせん断耐力により求め、ひび割れ曲げ耐力は $M_y/3$ 、曲げひび割れ後の剛性低下率は0.15とした。解析パラメータの剛性率と対応する上層階柱の断面二次モーメントを求め、それを解析の入力値とした。剛性率に対応する壁の断

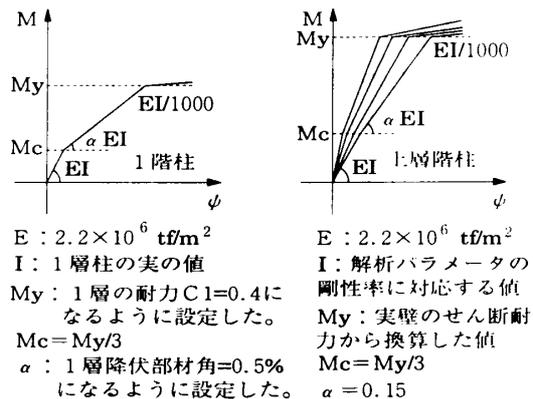


図-5 剛性率の影響に関する検討の復元力モデル

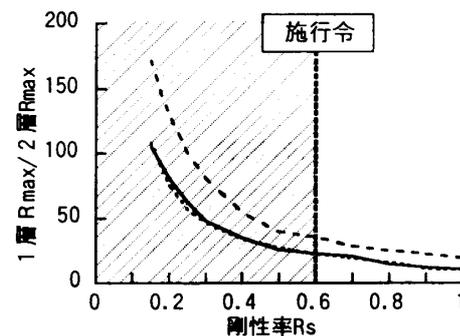
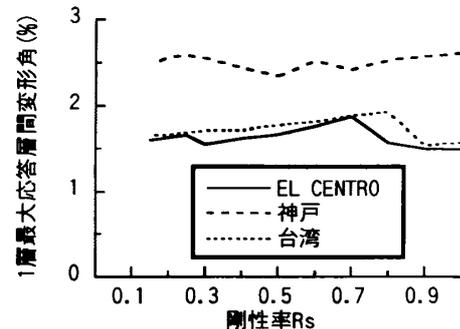
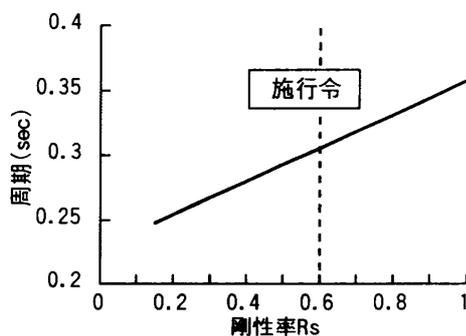


図-6 剛性率と応答層間変形角

面二次モーメントを求める時、当該層の柱の曲げ変形とせん断変形は考慮するが、軸変形は考慮しない。

剛性率の影響に関する解析結果を図-6に示

す。剛性率に対応するように1階ピロティ部の柱の剛性は一定にして、上層階柱の剛性が変化しているため、建物の固有周期が変化する。図-6に示すように、剛性がアンバランスになる(剛性率 R_s が小さくなる)につれ、建物の1次固有周期は小さくなる。剛性率 $R_s=1.0$ の場合、建物の周期は0.358秒であり、建物の高さから近似計算された周期0.345秒(0.02 H)と非常に近い。原形建物(図-3のフレーム)の剛性率 $R_s=0.18$ では、周期は0.240秒までに小さくなる。剛性率が大きく変化するにも関わらず、3地震波の入力最大速度50kineに対するピロティ部1層の最大応答層間変形角は図-6に示すように、剛性率や固有周期による影響が若干あるものの、顕著な差異は見られない。すなわち、剛性率が小さくなり、典型的なソフトストリートタイプのピロティ建築物になっても、一般に言われているような1階ピロティ部の応答層間変形角が特に大きくなることはないようである。ちなみに、その最大応答層間変形角を2階のそれと除した値は、図-6に示すように、剛性率が小さくなるにつれて急激に増大している。特に、剛性率が0.6を下回ったところからの増大が大きいようである。このことは、1階ピロティ部の剛性を一定にして、2階以上の上層階の剛性を増大させたので、2階の最大応答層間変形角が剛性率の減少にともない、急激に小さくなったことを意味する。

3.2 上層耐力比の影響

図-7に上層耐力比の影響に関する検討に用いた1階柱と上層階柱端部の復元力モデルを示す。1階柱の剛性は図-3のフレームの値、上層階柱の剛性は実壁の半分(2本の柱により1枚の壁を表現しているため)とした。1層の耐力は前項の解析と同様に $C1=0.4$ になるように柱の降伏モーメント M_y を設定した。ピロティ構造において上層階に耐力壁が存在することを前提にしているため、上層階柱の曲げ降伏モーメント M_y は1層柱の M_y より常に大きい。従って、本検討

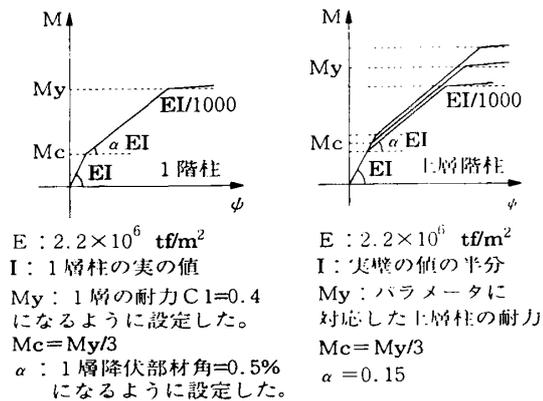


図-7 上層耐力比の影響に関する復元力モデル

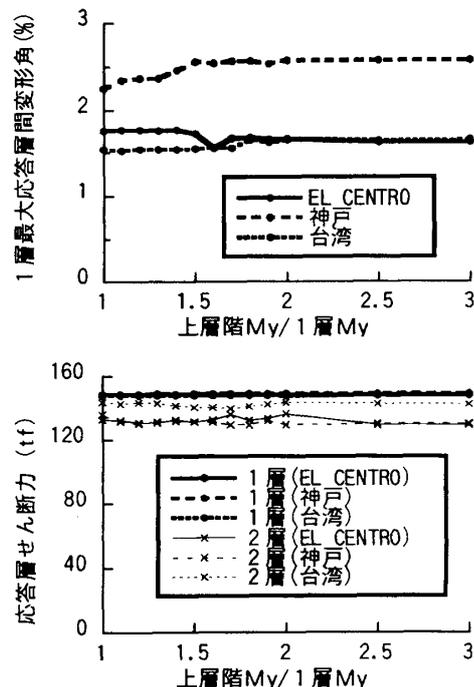


図-8 上層耐力比の影響に関する解析結果

においては、上層階柱の M_y は1層柱 M_y の1.0, 1.1, ..., 2.0, 2.5, 3.0倍のケースについて解析を行なった。なお、耐力の影響をより明確に検討するために、上層階柱の剛性及び曲げひび割れ後の剛性低下率を常に一定とした。また、入力地震波の取り扱いも前項の解析と同じとした。

上層耐力比の影響に関する検討結果を図-8に示す。上層階柱の M_y は1層柱の M_y との比が1.0の近くでは、この耐力比による影響は若干認められた。これは上層階柱の曲げひび割れ耐力は曲げ降伏モーメントに比例して変動しているため、その変動が応答に影響を与えたものと推測される。

この耐力比が大きい場合では、1層最大応答変形角は一定となり、上層階のせん断耐力が1層のそれより大きければ(ピロティ構造において自然成立)、上層耐力比が建物の最大応答に与える影響は殆どないと言える。このことは図-8に示した1層と2層の最大応答層せん断力からも明らかであり、2層の最大応答せん断力は常に1層のそれより小さい。一方、ピロティ構造において2層以上のせん断耐力は常に1層のそれより大きいと言うことを前提に考えれば、2層以上でせん断降伏或いは曲げ降伏することがなく、2層以上の層耐力はピロティ構造の1層最大応答層間変形角に影響しない。

3.3 1層耐力係数の影響

本モデルの剛性率は0.18で、固有周期は0.240秒である。本検討に関する解析では、1層の耐力係数C1をパラメータとした。パラメータC1と対応するように、図-5や図-7に示したピロティ階柱の曲げ降伏モーメントを設定し、その他の諸量は図-3に示す値とした。図-9に示すように、ピロティ階の耐力が大きくなるにつれ、ピロティ構造の1層の最大応答層間変形角が小さくなる。ピロティ階の保有水平耐力を引き上げることが、ピロティ階の最大応答層間変形角を抑えるのに有効であることが分かる。

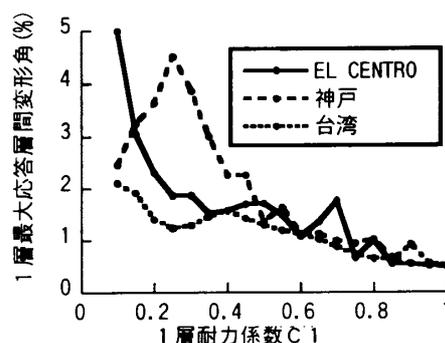


図-9 1層耐力と応答層間変形角

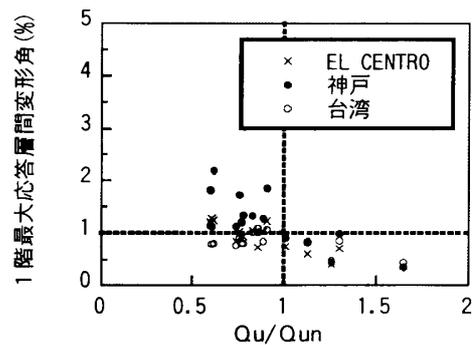
4. 沖縄のピロティ集合住宅の耐震性能

沖縄にある1階に壁が無い完全ピロティ集合住宅16棟に関する調査結果⁵⁾に基づいて、これらのピロティ建築物の耐震性能に関する弾塑性地震応答解析手法を用いた検討を行なった。これらの建物概要を表-2に示す。完全ピロティ集合住宅の静的安全性指標(保有水平耐力 Q_u /必要保有水平耐力 Q_{un})と1階の最大応答層間変形角を図-10に示す。ただし、沖縄の完全ピロティ集合住宅の振動モデルは図-3、4のモデルに基礎梁を取り付け、その剛節点をピン支持したモデルとした。それ以外は図-3、4と同じである。したがって、弾塑性地震応答解析では、基礎梁端部が曲げ降伏するケースが多く生じている。

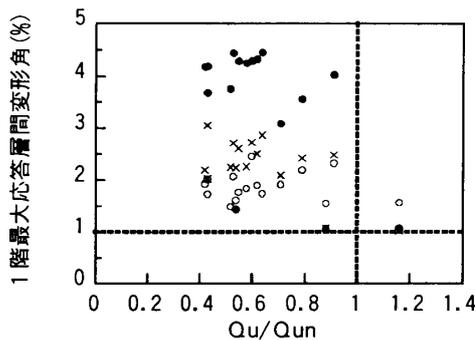
層間変形角の許容値を1.0% (塑性率2.0) とすれば、図-10 (A) に示すように、地域係数

表-2 調査検討したピロティ建築物の概要

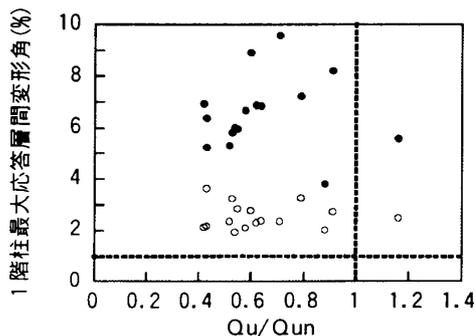
建物 No.	設計年度	建築規模										スパン方向耐震性能			
		階数	基準階床面積(m ²)	延床面積(m ²)	軒高(m)	1階階高(m)	基準階階高(m)	スパン長さ(m)		スパン数	桁数	剛性率	C _b	Q _u /Q _{un} (Z=1.0)	Q _u /Q _{un} (Z=0.7)
1	1968	7	292	2044	19.90	3.70	2.70	7.4	6.0	1	5	0.358	0.270	0.43	0.61
2	1970	4	356	1424	12.20	3.20	3.00	7.2	8.4	1	4	0.230	0.343	0.71	1.01
3	1984	3	189	567	9.60	3.60	3.00	9.0	4.5	1	3	0.125	0.312	0.58	0.83
4	1984	3	172	516	9.60	3.70	2.95	8.1	6.0	1	2	0.124	0.290	0.54	0.77
5	1988	3	139	417	9.50	3.00	3.25	7.7	6.2	1	2	0.130	0.472	0.88	1.26
6	1996	3	176	528	9.25	3.75	2.75	8.1	5.4	1	3	0.061	0.295	0.52	0.74
7	1996	3	174	513	9.10	3.05	2.95	6.4	8.1	1	2	0.304	0.286	0.64	0.91
8	1996	4	97	388	11.20	2.70	2.80	7.2	5.4	1	2	0.082	0.336	0.60	0.86
9	1997	4	151	604	11.00	2.75	2.75	8.1	6.3	1	2	0.251	0.548	1.16	1.65
10	1998	6	176	1056	16.40	2.80	2.70	8.1	5.4	1	3	0.184	0.462	0.91	1.30
11	1998	4	250	1000	12.90	3.40	3.15	8.1	5.4	1	4	0.109	0.229	0.42	0.60
12	1998	4	302	1208	11.40	3.30	2.70	9.3	6.2	1	4	0.178	0.279	0.55	0.78
13	1999	4	200	800	11.40	3.30	2.70	9.3	6.2	1	3	0.124	0.447	0.62	0.89
14	1999	4	291	1164	11.60	2.90	2.90	9.0	8.2	1	3	0.168	0.408	0.79	1.13
15	1999	6	137	826	17.25	3.50	2.75	5.4	8.1	1	2	0.199	0.217	0.43	0.62
16	1999	6	241	1451	17.25	3.50	2.75	8.1	5.4	1	4	0.168	0.275	0.53	0.76



(A) 地域係数Z=0.7と35kine地震波



(B) 地域係数Z=1.0と50kine地震波



(C) 地域係数Z=1.0と原波形

図-10 1階ピロティ部の最大応答層間変形角

Z=0.7とした静的耐震安全性指標 Q_u/Q_{un} が1.0以上では、35kine地震動に対する1階ピロティ部の最大応答層間変形角が許容値以下におさまる。必要保有水平耐力をも満たさない半数以上のピロティ集合住宅において、35kineの神戸地震波による1階ピロティ部の最大応答層間変形角が1%（塑性率2.0）を超えている。50kine地震動では、殆どの既存ピロティ集合住宅の1階ピロティ部に過大な損傷が生じることを示す。神戸波及び台湾波を原波形まま用いて弾塑性地震応答解析すると、調査したすべての建物の1階ピロティ部の最大応答層間変形角が1.0%を超える。神戸波にいたっては、1階ピロティ部の最大応答層間

変形角が10%近くまで生じている場合もある。

5. まとめ

- 1) ピロティ集合住宅の剛性率が、ピロティ階の最大応答層間変形角の大小に与える影響は小さいが、2階の最大応答層間変形角に対する比に与える影響は非常に大きい。すなわち、従来から言われているように1階ピロティ部に変形が相対的に集中する。
- 2) ピロティ集合住宅の上層階壁には、せん断降伏も曲げ降伏も生じる可能性が殆どない。従って、上層階の耐力は1階ピロティ部の最大応答層間変形角に影響を及ぼさない。
- 3) ピロティ階の水平耐力を大きくすることにより、ピロティ階の最大応答層間変形角が小さくなる。従って、剛性率によりピロティ建築物の必要保有水平耐力を引き上げる方法は、結果的にピロティ構造の耐震性を向上させている。
- 4) 沖縄の既存ピロティ建築物の大半は耐震性に欠けることが弾塑性地震応答解析からも裏付けられた。

謝辞：入力地震波とスペクトル解析で鹿児島大学の松村和雄教授と、清水建設（株）和泉研究室の渡辺孝英室長にお世話になった。本論文の作成に平成12年度卒業生玉寄幸直君の協力を得た。

参考文献

- 1) 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. 6
- 2) 伊藤茂朗, 多賀直恒: ピロティ形式構造物の地震応答性状と耐震向上の検討, 日本建築学会研究報告九州支部, 第38号, pp. 425-428, 1999. 3
- 3) T. Paulay, M. J. N. Priestley: Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons, Inc. 1992
- 4) Athol J. Carr: Computer Program Library "RUAUMOKO", University of Canterbury, Department of Civil Engineering, 1998. 10
- 5) 高江洲昌則, 山川哲雄, 張愛暉: 沖縄のRC造ピロティ建築物の耐震性能に関する調査検討, (その1, 2), 日本建築学会研究報告九州支部, 第40号, pp. 473-480, 2001. 3