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柱の変動軸 カの影響

Arzpeima Samaneh^{*1}・倉本 洋^{*2}・松本和行^{*3}

要旨:鉄筋コンクリート造ピロティ建築物を対象として,層剛性分布および建築物高さの異 なる6種類の解析モデルを設定し,静的弾塑性解析と地震応答解析の両面からピロティ層の 柱に生じる変動軸力が地震応答性状に及ぼす影響を検討した。さらに,ピロティ層における 最大地震応答性状に影響を及ぼす諸要因も併せて検討した。

キーワード:ピロティ建築物,変動軸力,等価剛性比,地震応答解析

1.はじめに

筆者らは鉄筋コンクリート造ピロティ建築物 (以下,ピロティ建築物と呼称)の地震応答性 状の把握を目的とした解析的研究を実施してき た^{1,2)}。既往の研究では,上部耐震壁の弾性剛性 (各階の平均値)に対する引張軸力を受けるピ ロティ柱の降伏時におけるピロティ層の割線剛 性(等価剛性)の比率(以下,等価剛性比と呼 称)が減少するにしたがってピロティ層の最大 地震応答変形が大きくなる傾向にあることを示 した¹⁾。また,実務上の簡便性を考慮した等価 剛性比の略算方法を提案するとともに,6層, 10層および14層ピロティ建築物を対象とした パラメトリック解析より,等価剛性比が15%以 上では最大地震応答変形が上部耐震壁層で決定 される傾向にあること等を明らかにした²)。

本研究では,等価剛性比が15%未満の6層お よび14層ピロティ建築物を対象とし,等価剛性 比をパラメータとした静的および動的解析の結 果に基づいて,1階の独立柱(以下,ピロティ 柱と呼称)における変動軸力がピロティ建築物 の地震応答性状に及ぼす影響を検討する。

2.解析概要

研究対象とした建築物は,図-1に示すように, 桁行方向が7.2mの6スパン,梁間方向が10.8 m

*1 明豊ファシリティワークス㈱ 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 藤木工務店 本社技術研究所 工博 (正会員)

の1スパンの鉄筋コンクリート造集合住宅を想 定したものである。建築物の高さは,6層建築 物が18.6m(1層:4.25m,2~3層:2.90mお よび4~6層:2.85m),14層建築物が43.25m (1層:4.4m,2~4層:3.05m,5~7層: 3.00mおよび8~14層:2.95m)である。なお, 当該建築物は1995年において,構造規定補足以 前の設計基準に基づいて試設計を行い,原則と してピロティ階の層崩壊を許容するが,柱のせ ん断降伏は許容しない方針とした。表-1に試設 計建築物の断面詳細を示す。

解析では,粘性減衰は初期剛性比例型とし, 弾性1次固有周期に対して3%と仮定した。数 値積分にはNewmark-法(=0.25)を用い た。解析変数には,等価剛性比を選択し,表-2に示すように,1階における柱断面および配 筋を変化させることにより6層および14 層建 築物それぞれに対して,Case1~3の計6種類の



计免孕物	階	柱		壁		コンクリート強度	鉄筋造度	
刈 家建物		断面(mm)	配筋	tw(mm)	補強筋	(N/mm2)	<u></u> 	
6F	2F-6F	800 × 700	X4-D25/Y2-D25+2-D16	150	D10@150S			
	1F	950×950	X8-D25/Y6-D25		24		≦D16:SD30	
			Hoop:8-D13@100					
14F	9F-14F	1050×900	X5-D29/Y2-D29+3-D19	150	D10@150S	27	≧D19:SD40 ≦D16:SD35	
	6F-8F	1050×1000	X7-D29/Y2-D29+3-D19	180	D10@200S	27		
	5F	1030 × 1000				20		
	3F-4F	1050 × 1500	V10-D20/V2-D20+2-D10	200	D10@150D	30		
	2F	1030 × 1300	X10-D29/12-D29+3-D19			33		
	1F	1E 1200 x 1200	X10-D29/Y9-D29				D13:SD70	
		1F 1200 × 1200	Hoop:10-D13@100					

表-1 試設計建物の断面および配筋

解析モデルを設定した。各解析モデルの等価剛 性比,1次固有周期およびベースシア係数を表-3に示す。なお,ベースシア係数は後述の静的 荷重増分解析において,1 階の水平変位が 0.02radian の時の荷重とした。解析には,柱お よび耐震壁にマルチスプリングモデルを適用し た解析プログラム³⁾を用い,各解析モデルに対 して,静的弾塑性荷重増分解析と時刻歴地震応 答解析を実施した。解析は図-1に示すように, 梁間方向の中間の1構面を取り出して行った。 また,解析に用いた入力地震波は,El Centro NS (1940)およびJMA Kobe NS (1995)の2種類 であり,それぞれ25,50 および75cm/sec に基 準化したものを用いた。

3.静的荷重增分解析

図-2に静的荷重増分解析より得られた6層 および14層建築物の各解析ケースにおけるピ ロティ層の層せん断力-層間変形角関係とピロ ティ柱の負担せん断力-層間変形角関係を示す。 なお,層せん断力-層間変形角関係上のおよび の印は,それぞれ引張側柱および圧縮側柱が 降伏した時点を示している。なお,静的荷重増 分解析における外力分布は弾塑性1次モード比 例分布⁴⁾とした。

6層および14層モデルともに,引張側柱が圧 縮側柱に比べて早期に降伏することが認められ る。等価剛性比が大きくなるほど,圧縮側柱の 降伏時での負担せん断力が大きくなる傾向があ る。また表-4に示すように,建築物高さおよび

表-2 ピロティ柱の断面および配筋

	柱		pa	σ	Fc
	断面 (mm)	配筋	(%)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
Case 1	1200 × 1200	X10-D29 Y9-D29	1.52	390	24 (65)
Case 2	1100 × 1100	X9-D29 Y8-D29	1.70	345	24 (0F)
Case 3	950 × 950	X8-D25 Y6-D25	1.35	345	33 (14F)

表-3 等価剛性比,固有周期およびベースシア係数

		Case 1	Case 2	Case 3
6F	等価剛性比	11.1	8.9	4.9
	1 次固有周期 (s)	0.19	0.21	0.25
	ベースシア係数	1.12	0.85	0.55
14F	等価剛性比	14.5	11.5	6.5
	1次固有周期 (s)	0.58	0.60	0.65
	ベースシア係数	0.40	0.32	0.23

表-4 降伏時層間变形角(10⁻² radian)

\square	6	F	14F		
	引張側柱	圧縮側柱	引張側柱	圧縮側柱	
Case 1	0.24	0.41	0.18	0.31	
Case 2	0.27	0.39	0.21	0.37	
Case 3	0.26	0.42	0.25	0.39	

等価剛性比に拘わらず,柱の降伏時の層間変形 角はほぼ同じくらいである。さらに,6層モデ ルでは引張側柱が降伏後,負担せん断力はほぼ 一定であるが,14層モデルでは引張側柱の負担 せん断力が急激に低下する。その割合は等価剛 性比が高いほど大きい。

4. 地震応答解析

図-3に等価剛性比とピロティ層の最大応答 変形角の関係を建築物高さ別に示している。図 中の , および 印はそれぞれ25,50 および



図-2 層せん断力 - 層間変形角関係

75cm/sec 入力を示し,白印は JMA 波を,黒印 は El Centro 波をそれぞれ表している。また,図 -4 には El Centro 波 75cm/sec 入力に対する各モ デルにおける層間変形角分布を一例として示す。 なお,同図はピロティ層の変形が最大となった 時の変形分布を表している。

6層モデルおよび 14 層モデルともに等価剛 性比が大きいほどピロティ層の最大応答変形は 減少する傾向が認められる。6層モデルでは等 価剛性比の値に拘わらず上部耐震壁層の変形が ほぼ一定である。一方,14層モデルでは等価剛 性比が大きくなるにしたがって上部耐震壁の変 形が大きくなり,特に2層~6層にかけての増 加率が顕著となっている。これは,14層モデル では,等価剛性比が大きくなるほど,引張側柱 の引張降伏に伴うピロティ層の回転変形(曲げ 変形)が卓越するためである。なお,最大変形 時におけるベースシア係数は6層モデルで0.55 ~1.16 と極めて高いが,14 層モデルでは 0.23 ~0.42 となっており,高層ピロティ建築物の場 合は,ピロティ層が回転することがピロティ層 の変形制御に貢献しているものと考えられる。

5.解析結果の検討

図-5および6に6層モデルおよび14層モデ ルのそれぞれについて地震応答解析から得られ た El Centro NS 波 75cm/sec 入力に対するピロテ ィ層の応答変形時刻歴,ピロティ柱のせん断力



- 層間変形角関係および軸力 - せん断力相関関 係を示す。時刻歴図では,当該時刻までの最大 応答変形(以下,処女最大応答変形と呼称)を 経験したループを黒い実線で示しており,他の 図ではそれらの範囲を対象として描いている。 柱せん断力 - 層間変形角関係における薄い実線 は3章で示した静的解析結果を表している。ま た,柱せん断力 - 層間変形角関係および軸力 -せん断力相関関係における履歴曲線上の 印は, 時刻歴図における最大変形点と対応している。

柱せん断力 - 層間変形角関係において,6層 モデルでは,圧縮側および引張側ともに包絡線 がほぼ静的増分解析結果と一致しているが,14 層モデルでは圧縮側のみ一致しており,引張軸 力を受ける場合には,せん断力が静的増分解析 結果を上回る傾向がある。しかしながら,処女 最大応答変形点(印)については,6層およ び14 層モデルともに概ね静的増分解析結果と 一致している。したがって,最大応答変形のみ に着目すれば,柱せん断力 - 層間変形角関係は 静的増分解析により評価できると言える。

一方,軸力-せん断力相関関係においては, El Centro 75cm/sec 入力に対して,6層および14 層モデルの全ケースにおいて,引張側および圧 縮側ともに柱は降伏耐力に達している。6層モ デルでは,等価剛性比の大きさにかかわらず, 軸力がせん断力にほぼ線形比例して変動してい ることが認められる。一方,14 層モデルでは, 軸力とせん断力の間に上記のような線形関係は 認められず,特に引張側柱においてせん断力に 拘われず,軸力が大きく変動する傾向にある。 これは,高層の14層モデルでは,高次モードの 影響による軸力変動が圧縮側柱よりも剛性の小 さな引張側柱に大きく影響するためと推察され る。さらに、このことが前述の14層モデルの柱 せん断力 - 層間変形関係において,引張側の包 絡線が静的増分解析結果と一致しなかった原因 と考えられる。

一方,降伏曲線上に着目すると6層モデルでは,引張側および圧縮側ともに,降伏曲線上での履歴の移動はほとんど認められないが,14層 モデルでは,引張側においてその傾向が顕著に



図-5 6層モデルにおけるピロティ柱の応答



図-6 14 層モデルにおけるピロティ柱の応答

表れている。このような引張側柱の挙動が,4 章で述べたピロティ層の変形制御効果に大きく 影響しているものと考えられる。

図-7に El Centro 波 75cm/sec 入力に対して 得られたピロティ柱の軸力と層間変形角の関係 を示す。図中には静的解析から得られた結果(薄 い線)も併せて示している。

せん断力 - 層間変形角関係(図-5および6) と同様に,各ケースともに最大変形時において は,動的解析結果と静的解析結果は概ね一致し ている。また,図-2に示したように,圧縮側柱 が降伏した後ではピロティ層が概ねメカニズム に達するため,静的解析では圧縮側および引張 側ともに軸力が一定となることがわかる。

一方,動的解析結果においては,長期軸力レ ベルを原点(以下,長期軸力点と呼称)として 振動しており,圧縮側柱が降伏する以前では, 静的解析結果に沿って,また,降伏後は最大応 答点と長期軸力点をむすんだ剛性で履歴を描い ている。したがって,ピロティ層の水平応答変 形を小さく抑えるためには,ピロティ柱の変動 軸力範囲を大きくし,引張側柱の降伏は許容し てもよいが,圧縮側柱を降伏させないように設 計することが肝要であると考えられる。すなわ ち,これはピロティ柱の耐力(せん断耐力およ び圧縮軸耐力)を大きくする,あるいは等価剛 性比を大きくすることと同義である。なお,6 層と14層モデルを比較すると、同一ケースで6 層モデルのほうが変動軸力レベルは小さいにも 拘わらず,応答値が小さくなっているが,これ は表-3に示されるように,6層モデルでは14 層モデルに比してベースシア係数が2.5倍程度 になっているためである。

図-8には、静的解析から得られたピロティ層 (1層)頂部の回転角と層間変形角の関係を示 している。

解析ケースに拘わらず,回転角は変形の増大 に伴いほぼ直線的に増加している。また,等価 剛性比が大きいほど,および建築物高さが高い ほど回転角の増加率は大きくなることが示され



図-7 軸力 - 層間変形角関係



図-8 回転角 - 層間変形角関係

る。このように, ピロティ層頂部の回転もピロ ティ層の応答変形制御に対する寄与は高いと考 えられる。

6.まとめ

建築物高さと層剛性分布の異なる6種類のピ ロティ建築物を対象として,ピロティ柱に生じ る変動軸力が地震応答性状に及ぼす影響を解析 的に検討した結果,以下の知見を得た。

- 建築物高さおよび等価剛性比に拘わらず,引 張側柱および圧縮側柱の降伏変形角はそれ ぞれ 0.0025 および 0.004radian 程度である。
- 高層建築物ほど、および等価剛性比が大きい ものほどピロティ層の降伏以後における圧 縮側柱せん断力負担割合は大きい。

- 3) 最大応答時のみに着目すれば、ピロティ柱の 負担せん断力および負担軸力とピロティ層 の層間変形の関係は静的非線形荷重増分解 析により評価することができる。
- 4) ピロティ層頂部の回転角は層間変形の増大 に伴いほぼ直線的に増加し、その増加率は高 層建築物ほど、および等価剛性比が大きいも のほど大きくなる。
- 5) ピロティ層の水平応答変形を小さく抑える ためには、ピロティ柱の変動軸力範囲を大き くし、引張側柱の降伏は許容してもよいが、 圧縮側柱を降伏させないように設計するこ とが肝要である。

参考文献

- ・創
 ・倉本 洋,松本和行,福田 俊文: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,Vol22,N0.3,2000, pp.25-35
- 2) 松本和行,倉本 洋,顧 建華:鉄筋コンクリート 造ピロティ建築物の地震応答評価,コンクリート工 学年次集論文,第23巻,第3号2001年7月,pp.43-48
- 3) Jianhua Gu, Norio Inoue, Akenori Shibata: Inelastic Analysis of RC Member Subjected to Seismic Loads by Using MS Model, Journal of Structural Engineering, Architectural Institute of Japan, Vol.44B, Mar.1998, pp.157-166
- 4) 松本和行,倉本 洋:多層 RC 造建築物のモード適応型非線形荷重増分解析結果,コンクリート工学年次論文集,第24巻,第2号,2002年6月,pp.1111-1116