# 論文 純ピロティ建築物の弾塑性性状に関する解析的研究

内田 和弘\*1·花井 伸明\*2·白川 敏夫\*2

要旨:10 階建鉄筋コンクリート造純ピロティ建築物について、ピロティを特に考慮しない設計と技術基準解説書の純ピロティ設計法を満足する設計の2種類の試設計を行い、その試設計建物の1構面を対象として非線形有限要素法解析を行い、架構全体の弾塑性性状の把握、部材の応力・ひずみ性状、破壊の進行状況等を分析した。試設計結果は1層の変形がほとんどで2層以上の層間変形は非常に小さいが、FEM解析結果では、試設計結果に比べて2階以上の変形も大きく、2階以上の柱や耐力壁の鉄筋の降伏やコンクリートの破壊現象も見られた。FEM解析の枠梁主筋のひずみ分布より、枠梁設計に関する知見が得られた。

キーワード:構造解析,有限要素法,試設計,ピロティ構造

#### 1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震では、ピロティ形式の建築物 が甚大な被害を受けた。この地震を教訓に、技術基準解 説書<sup>1)</sup>ではピロティ階にも耐力壁を残すことを基本とす る「ピロティ階での層崩壊形式を許容しない設計方針」 が推奨されているが、2007年にはピロティ階に全く耐震 壁のない純ピロティ建築物を含む「ピロティ階の層崩壊 形式及び全体崩壊形式を許容する設計法」も整備された。 図-1 に推奨する崩壊形の例を示す。その後もピロティ 建築物の地震時の挙動を把握し、耐震設計に資する目的 で多くの実験的研究が行われている。しかし、実際にこ の技術基準を満たして設計した建築物の架構全体の性能 評価はあまりされてない。そこで、本研究では、10階建 鉄筋コンクリート造純ピロティ建築物の試設計をし,非 線形有限要素法解析 (FEM 解析) を行い,架構全体の弾 塑性性状の把握、部材の応力・ひずみ性状、破壊の進行 状況等を分析する。

# 2. 試設計

# 2.1 設計方針

本研究ではピロティを特に考慮しない設計(以下,未考慮設計)とピロティ設計の2種類を定義する。未考慮設計は建築基準法の耐震設計ルート3に従ってピロティとしての特別な検討をせず通常通り設計をする。ピロティ設計は技術基準の層崩壊を許容する設計法で純ピロティとして設計する。図-2に設計フローを示す。

図-2 の技術基準の検討項目に示すように、ピロティ柱は、設計用せん断余裕率、引張柱の軸力制限、拘束筋の構造規定、部材性能 FA ランクを満足し、必要保有水平耐力の算定には強度割増係数  $\alpha_p$ を考慮する。

ピロティ階の耐力壁下の梁(以下, 枠梁)に関しては, 技術基準では, 曲げ降伏やせん断破壊を生じないものと

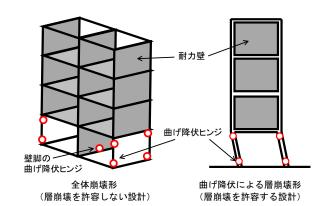
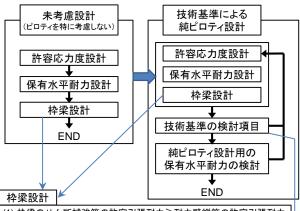


図-1 推奨する崩壊形の例 1)



- (1) 枠梁のせん断補強筋の許容引張耐力≦耐力壁縦筋の許容引張耐力 (2) 枠梁の軸方向筋の許容引張耐力
- 許容応力度設計時 : 2階耐力壁の水平せん断力の0.75倍以上 保有水平耐力設計時: 2階耐力壁の水平せん断力の0.5倍以上
- (3) 枠梁の許容曲げ耐力 許容応力度設計時 : 引張柱及び圧縮柱の柱頭曲げモーメント以上 保有水平耐力設計時: 引張柱の柱頭曲げモーメント以上

#### 技術基準の検討項目

- (1) せん断設計
  - 純ピロティ柱の設計用せん断力の余裕率は1.4以上
- (2) 軸方向力に対する設計
- 保有水平耐力設計時の引張柱軸力≦3/4引張耐力
- (3) 構造規定
- すべての主筋を中子筋などで拘束または横補強筋間隔200mm以内 (4) 必要保有水平耐力の計算
- ア。 ド。(にピロティ階の強度割増係数αρを考慮(10階建の場合αρ=1.83) ピロティ柱の部材性能はFA同等

図-2 設計フロー

- \*1 九州産業大学 工学部建築学科 教授 博士(工学) (正会員)
- \*2 九州産業大学 工学部住居・インテリア設計学科 准教授 博士(工学) (正会員)

表-1 使用材料と断面諸元

階	コンクリート強度		柱				耐力壁			
Pé	柱 梁 寸法(mm)		寸法(mm)	主筋	せん断補強筋	せん断補強筋 寸法(mm)		せん断補強筋	間カユ	
R		30				400×700	上 2-D29 下 2-D29 〈p <sub>t</sub> =0.502〉			
10	30	30			2-D16@100 <p<sub>w=0.398&gt;</p<sub>			2-D16@100 <p<sub>w=0.995&gt;</p<sub>		
9	30	30								
8	30	30			(ρ <sub>w</sub> 0.000)				nt =	
7	30	33							壁厚t=200(mm) D10@200	
6	33	33			2-S16@100 <p<sub>w=0.397&gt; (2-U12.6@100 <p<sub>w=0.25&gt;</p<sub></p<sub>				<	
5	33	33	1000 × 1000						TPW	
4	33	33		18-D35						
3	33	36		$\langle p_g = 1.72, p_{ty} = 0.383 \rangle$						
2	36	48 (54)		20-D35 <p<sub>g=1.91, p<sub>ty</sub>=0.383&gt;</p<sub>		600 × 900	上 6/6-D29 下 6/6-D29 〈p <sub>t</sub> =1.60〉	3-D16@100 <p<sub>w=0.995&gt;</p<sub>	2階のみ D13@200 <p<sub>w=0.635&gt;</p<sub>	
1	48 (54)	48 (54)	1000 × 1000 (1250 × 1100)	$ \begin{array}{c} 28\text{-D35} \\  \\ 30\text{-D35} \\  \end{array} $	4-S16@100 <p<sub>w=0.794&gt; (8-U12.6@100 <p<sub>w=0.8&gt;</p<sub></p<sub>	800 × 2500	上 7/7-D35 下 7/7-D35 〈p <sub>t</sub> =0.700〉	2-D16@100 <pw=0.498></pw=0.498>		

注) ()内は、ピロティ設計で変更となったもの

主筋の種別は、柱・梁ともSD390、ただし、1・2階梁のみSD490 補強筋の種別は、D: SD295、S: KSS785、U: ウルボン1275 p<sub>g</sub>: 全鉄筋比(%)、p<sub>t</sub>: 引張鉄筋比(%) [p<sub>ty</sub>: Y方向]、p<sub>w</sub>: せん断補強筋比(%) コンクリート強度(N/mm²)

表-2 必要保有水平耐力と保有水平耐力(張間方向)

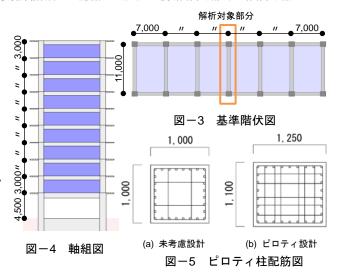
階	崩壊形	Ds	Fe	純比	<b>゚ロティの</b>	)Fs	Qud	Qun	Qu	Qu/Qun  判定	柱せん圏	f余裕率	枠梁曲(	<b>ず余裕率</b>	階	耐力壁せん断	
咱		DS	ге	Fs	$\alpha_{p}$	max	(kN)	(kN)	(kN)		刊化	引張柱	圧縮柱	vs引張柱	vs圧縮柱	咱	余裕率
未考慮設計																	
1	層崩壊	0.3	1	1.405	-	1.405	75036	31628	33441	1.06	ок	4.26	1.19	1.11	0.31	2	1.89
ピロティ設計																	
1	層崩壊	0.3	1	1.178	1.830	1.830	75340	41362	41998	1.02	ОК	7.14	1.44	1.16	0.24	2	1.63

注)Ds:構造特性係数Fe:偏心率による割増係数Fs:剛性率による割増係数αρ:強度割増係数Qud:地震層せん断力Qun:必要保有水平耐力Qu:保有水平耐力

すると規定している。本設計では、壁式ラーメン指針<sup>2)</sup> の設計例を参考にして、**図**-2 の枠梁設計に示す検討を行う。壁式ラーメン指針の設計例では、ピロティ柱のすべての応力は枠梁を介して伝達されるという考え<sup>3)</sup>により、枠梁の許容曲げ耐力は保有水平耐力時も、引張柱及び圧縮柱の柱頭曲げモーメント以上と規定されている。しかし、圧縮柱の伝達では、枠梁に加えて2階耐力壁による曲げ抵抗が期待できることから、RC 規準<sup>4)</sup>を参考に、保有水平耐力時には引張柱の柱頭曲げモーメント以上を満足させるのみとした。なお、検討対象は張間方向のみであるが、桁行方向についても設計を行う。試設計には、一貫構造計算ソフト Super Build/SS3<sup>5)</sup>を用いた。

# 2.2 設計結果

試設計建物は、小島ら<sup>6</sup>の10階建の鉄筋コンクリート造マンションの試設計例(ケース1)を基準モデルとした。試設計建物の基準階伏図を図-3に、張間方向軸組図を図-4に示す。張間方向は1階には耐力壁のない純ピロティ形式であり、桁行方向は純ラーメン形式である。基準モデルの各部材断面と材料種別をもとに、構造計算を行い、配筋詳細、断面や材料種別の変更などを行った。図-2の設計フローのように、未考慮設計として設計を



完了させてから, 純ピロティ建物の技術基準項目を満た すようにピロティ設計を行った。

2 つの試設計建物の使用材料と断面諸元を表-1 にまとめて示す。() 内の内容がピロティ設計において技術基準を満たすために変更になった部分である。主な変更点は、1 階の柱断面寸法、1~2 階のコンクリート強度、1 階の柱主筋、1~6 階の柱せん断補強筋、2 階の耐力壁せん断補強筋である。1 階柱の断面形状を図-5 に示す。圧

縮側のピロティ柱のせん断余裕度 1.4 を確保し, すべて の主筋を拘束または補強筋間隔 200mm 以下とするため に、高密度な配筋となった。

ピロティ階の必要保有水平耐力と保有水平耐力の比較 及び代表的な部材の余裕率を表-2 に示す。

両建物とも、崩壊形はピロティ柱の曲げ降伏による層崩壊形であり、構造特性係数 Ds は 0.3 である。ピロティ設計ではピロティ柱を強くしているので剛性率の割増係数 Fs は未考慮設計より小さいが、強度割増係数  $\alpha_p$  として 1.83 を採用するために、未考慮設計と比較して必要保有水平耐力が 1.3 倍となった。圧縮柱のせん断余裕率は、ピロティ設計で 1.44、未考慮設計で 1.19 であった。設計で考慮しなかった圧縮柱の柱頭曲げモーメントに対する枠梁の曲げ耐力余裕率は、ピロティ設計で 0.24、未考慮設計で 0.31 であった。

## 3 解析方法

#### 3.1 試設計建物のモデル化

解析には汎用解析コード DIANA9.4.4<sup>7)</sup>を用い、2 次元 非線形 FEM 解析を行った。解析対象は、図-3 の基準階 伏図に示すように、張間方向の中央1 構面である。図-6 に有限要素分割を示す。2 次元解析なので、スラブの影響は考慮されない。コンクリートには4節点の平面応力 要素を用いた。鉄筋に関しては、主筋に埋め込み鉄筋 Bar タイプ(線材)を、せん断補強筋に埋め込み鉄筋 Grid タイプ(方向性のある積層材)を用いた。柱主筋の曲げ筋 以外の鉄筋は、中央1本に軸筋として集約してモデル化した。梁の2段配筋も1段に集中配筋した。

# 3.2 加力方法及び境界条件

加力は各階の柱頂部に各階重量の中央1構面負担分に 相当する軸力を載荷した後,各階柱梁接合部の端部に水 平力を載荷した。各階の水平力は,設計で用いた Ai 分布 に基づく地震力の比率によって,荷重制御で載荷した。

境界条件は,基礎梁下面の全節点を X, Y 方向とも固定した。なお,試設計では1階柱下をピン支持とした。

#### 3.3 材料のモデル化

表-3 に解析に用いた材料特性を示す。コンクリートの構成則には修正圧縮場理論に基づく全ひずみひび割れモデルを用いた。ひび割れは分布ひび割れ(回転)モデルである。破壊曲面には Hsieh ら $^{10}$ の 4 パラメータ破壊基準を用いた。図-7 に引張側構成則を示す。ひび割れ発生後の下降域は Hordijk ら $^{11}$ のモデルを用い,破壊エネルギー $G_f$  は土木学会の式 $^{9}$ を用いた。図-8 に圧縮側構成則を示す。応力- ひずみ関係曲線は Parabolic で表し,破壊エネルギー $G_c$  は中村ら $^{9}$ の式を用いた。また,図-9 に示すようにひび割れによる圧縮強度の低減も Vecchio,Collins $^{12}$ の式により考慮した。鉄筋の材料モデルには完

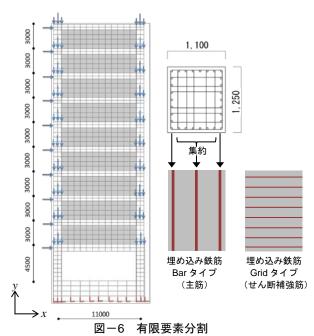


表-3 FEM解析に用いた材料特性

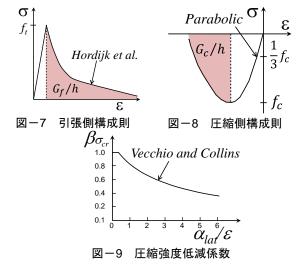
	-							
コンクリート								
適用	ヤング	<b>正给34</b>	引張	破壊エネルギー				
適用	係数*1	圧縮強度	強度*2	圧縮*3	引張*4			
	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	(N/mm)	(N/mm)			
Fc30	$2.44 \times 10^4$	30.0	1.8	48.0	9.1 × 10 <sup>-2</sup>			
Fc33	$2.52 \times 10^4$	33.0	1.9	50.3	$9.4 \times 10^{-2}$			
Fc36	$2.59 \times 10^{4}$	36.0	2.0	52.6	$9.7 \times 10^{-2}$			
Fc48	$2.90 \times 10^{4}$	48.0	2.3	60.8	$10.6 \times 10^{-2}$			
Fc54	$3.23 \times 10^{4}$	54.0	2.4	64.4	$11.1 \times 10^{-2}$			

鉄	Á	ΰ

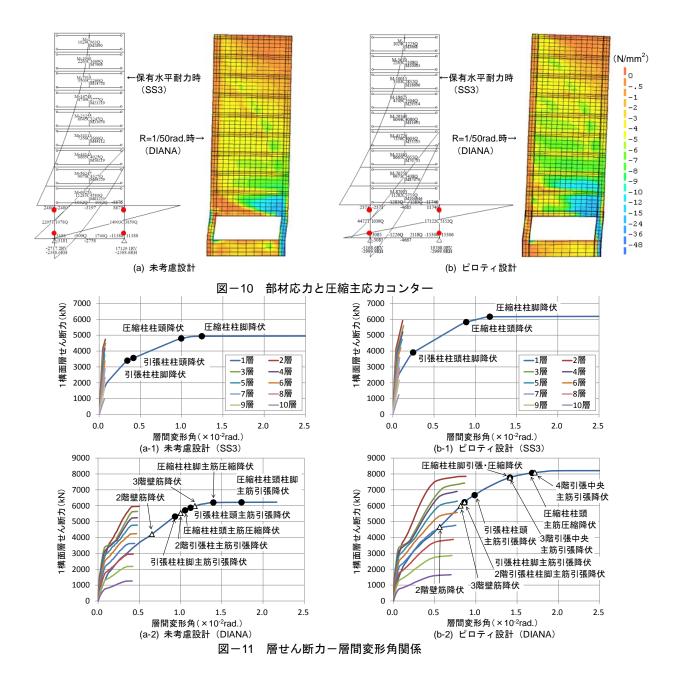
	適用	断面積	ヤング係数	降伏強度	
	旭州	(mm <sup>2</sup> )	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	
	D10	71	$2.05 \times 10^{5}$	295	
	D13	127	$2.05 \times 10^{5}$	295	
	D16	199	$2.05 \times 10^{5}$	295	
	D29	642	$2.05 \times 10^{5}$	429	
	D29	642	$2.05 \times 10^{5}$	490	ピロティ設計2階梁(張間)
	D35	957	$2.05 \times 10^{5}$	429	
	D35	957	$2.05 \times 10^{5}$	490	ピロティ設計基礎梁(張間)
	S16	198.6	$2.05 \times 10^{5}$	785	
	U12.6	125	$2.05 \times 10^{5}$	1275	

\*1:RC規準<sup>4)</sup>の式による計算値、\*2:靱性指針<sup>8)</sup>の式による計算値

\*3:中村らの式9)による計算値、\*4:土木学会の式9)による計算値



全弾塑性モデルを用いた。コンクリートと鉄筋の付着特性は考慮せず, 節点を共有する完全付着とした。



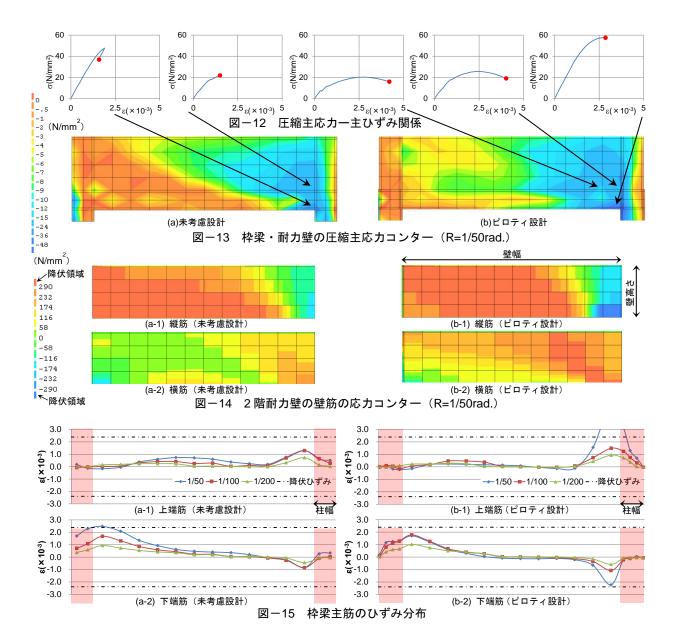
## 4. 解析結果

# 4.1 荷重-変形関係

図-10 に SS3 による保有水平耐力時の部材応力図と DIANA による1層の層間変形角 R=1/50rad.時の圧縮主 応力コンター+変形図を示す。部材応力図の赤丸は曲げ降伏による塑性ヒンジを示す。SS3 の塑性ヒンジ発生状況より、両建物ともピロティ階柱の曲げ降伏による層崩壊形であることがわかる。DIANA の変形図より、両建物とも1層に変形が集中し、層崩壊していることが観察される。各階の加力位置から壁板全体の圧縮応力が圧縮側のピロティ柱の柱頭部に集中してくる様子がわかる。

図—11 に層せん断力-層間変形角関係を示す。SS3 の層せん断力は、中央 1 構面の負担分である。1 層の最大層せん断力は、ピロティ設計建物では SS3 が 6191kN、DIANA が 8228kN、未考慮設計建物では SS3 が 4949kN、

DIANA が 6280kN であり、DIANA の方が 1.33 倍、1.27 倍大きくなった。SS3 の塑性ヒンジの発生状況は、両建物とも同様である。DIANA の 1 層の柱主筋の降伏の発生に関しては、SS3 と比較すると順序に違いはみられるものの、塑性ヒンジ発生個所に対応して降伏が発生している。しかし、DIANA では、両建物ともに、早期に 2 階、3 階の壁筋の降伏が始まり、続いて 2 階の引張柱主筋の降伏も発生する。ピロティ設計建物では、3 階、4 階の主筋の降伏も生じた。層間変形角は、SS3 では両建物ともに 1 層の変形が大きく、他層の変形は非常に小さい。DIANA の層間変形角は SS3 に比べると他層の変形も大きい。これは DIANA の特にピロティ設計建物では、2 階以上の鉄筋の降伏状況からも変形が大きくなったことと、1 層の変形による剛体的な回転による変形を含んでいることとによると考えられる。



#### 4.2 枠梁及び耐力壁の応力, ひずみ性状

枠梁及び2階耐力壁周辺のコンクリートの応力,鉄筋の応力及びひずみについて検討する。コンクリートの応力状態を把握するためにいくつかの積分点におけるコンクリートの圧縮主応力一主ひずみ関係を図-12 に示す。R=1/50rad.時の圧縮主応力コンターを図-13 に,2 階耐力壁の壁筋の応力コンターを図-14に示す。枠梁の上端及び下端主筋のひずみ分布を図-15に示す。なお,図中の応力とひずみは、引張を正とすることを基本とし、圧縮主応力一主ひずみ関係のみ、圧縮を正とする。

両建物とも、2 階柱梁接合部付近に大きな圧縮応力が集中している。その付近の圧縮主応力一主ひずみ関係(赤丸は R=1/50rad.時を示す)を見ると、未考慮設計建物では、枠梁、耐力壁ともに最大強度には達していない。ピロティ設計建物では、枠梁ではほぼ最大強度に達し、耐力壁ではピークを越えている。2 階耐力壁は $\sigma_B=36$ N/mm²であるが、ひび割れによる圧縮強度低減により強度低下

していることがわかる。2 階壁筋の応力を見ると、両建物ともに縦筋は広い範囲にわたり降伏しており、ピロティ設計建物では圧縮域で横筋の降伏も観察される。したがって、R=1/50rad.時点でのピロティ設計建物の2 階耐力壁の損傷はかなり大きいと考えられる。ピロティ設計建物では1 層の保有水平耐力を大きく設定するので、2 階以上の耐力壁に生じる層せん断力も大きくなり、損傷に注意が必要である。

枠梁の主筋のひずみ分布を見ると、未考慮設計建物では、R=1/50rad.時に下端筋左端に引張降伏が発生し、ピロティ設計建物では、R=1/50rad.時に上端筋右端に引張降伏(R=1/50rad.時のステップで降伏ひずみを超過)が、下端筋右端に圧縮降伏直前が観察される。引張柱の柱頭曲げに対しては枠梁のみで曲げ抵抗できるように設計していたので想定通りであった。圧縮柱の曲げに対しては、表-2 に示すように枠梁の曲げ余裕率は非常に低かったので、枠梁のみで抵抗するのであればもっと早期に上端

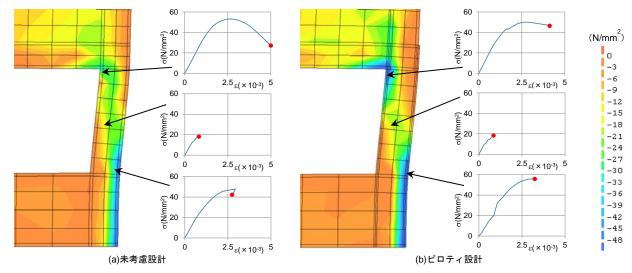


図-16 圧縮柱の圧縮主応カコンター(R=1/50rad.)と圧縮主応カー主ひずみ関係

筋右端に降伏がみられるところであるが、枠梁に加えて2階耐力壁による曲げ抵抗があったため、R=1/50rad.時点で初めて降伏に達する状況であった。

# 4.3 ピロティ圧縮柱の応力、ひずみ性状

ピロティ圧縮柱の R=1/50rad.時の圧縮主応力コンターを図-16 に示す。圧縮主応力-主ひずみ関係も同図に併せて示す。両建物とも柱頭から柱脚にかけて圧縮ストラットの形成がみられる。R=1/50rad.時には、両建物とも曲げ圧縮域のコンクリートはピークを越え、主筋の降伏も見られており、曲げ降伏ヒンジが形成されていることがわかる。中央領域はひび割れによる圧縮強度低減が懸念されたが、両建物ともにひび割れに伴う引張ひずみも小さく、低い応力レベルに収まっている。

# 5. まとめ

10 階建鉄筋コンクリート造純ピロティ建築物の試設計をし、非線形有限要素法解析を行い、試設計結果との比較及び解析結果の分析を行った。以下に、得られた知見を示す。

- 1) ピロティを特に考慮しない設計と技術基準の純ピロティ設計法を満足する設計の2種類の試設計を行った。純ピロティ設計を満足する場合は保有水平耐力が1.3倍程度大きくなり安全余裕度は大きくなる。
- 2) 試設計結果は1層の変形がほとんどで2層以上の層間変形は非常に小さいが,FEM解析結果では,試設計結果に比べて2階以上の変形も大きく,2階以上の柱や耐力壁の鉄筋の降伏やコンクリートの破壊現象も見られた。
- 3) FEM 解析の枠梁のひずみ分布より, 引張柱の柱頭曲 げに対しては枠梁で抵抗し, 圧縮柱の曲げに対して は, 枠梁と耐力壁が一体となって抵抗していると考 えられる。

#### 謝辞

研究実施にあたり,九州産業大学・平成26年度卒業生 儀間真悟氏の協力を得た。記して謝意を表する。

## 参考文献

- 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会:2007 年度版建築物の構造関係技術基準解説書,2007.8.
- 2) 壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針編集 委員会:壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工 指針,2003.3.
- 3) 住宅・都市整備公団:中高層壁式ラーメン鉄筋コン クリート構造設計指針, 1998.9.
- 4) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同 解説,2010.2.
- 5) ユニオンシステム株式会社: Super Build/SS3 解説書, 2008.11.
- 6) 小島達男,河本弘,馬瀬芳知,鈴木計夫:ピロティ 建物の耐震設計:ケーススタディー その1 研究 の概要,日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), C-2, pp.903-904, 2003.9.
- 7) TNO DIANA BV: DIANA User's manual -Release 9.4.4-, 2011.8.
- 8) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靱性保証 型耐震設計指針・同解説,1999.8.
- 9) 田辺忠顕:初期応力を考慮した RC 構造物の非線形解析法とプログラム,技法堂出版,2004.3.
- 10) Hsieh, S.S., Chen, W.F. and Ting, E.C.: An Elastic-Fracture Model for Concrete, Third Engineering Mechanics Division Specialty Conference, Austin, Texas, United States, pp.437-440, 1979.9.
- 11) Cornelissen, H.A.W., Hordijk, D.A., and Reinhardt, H.W.: Experimental determination of crack softening characteristics of normalweight and lightweight concrete., Heron 31, no.2, pp.45-56, 1986.
- 12) Vecchio, F.J. and Collins, M.P.: Compression response of cracked reinforced concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE 119, pp.3590-3610, 1993.12.