

# 論文 柱を屋内側に拡張した RC ピロティ建物の枠梁の曲げ剛性の算定法

市之瀬 敏勝<sup>\*1</sup>・森長 和也<sup>\*2</sup>・楠原 文雄<sup>\*3</sup>・星 龍典<sup>\*4</sup>

**要旨：**現在、RC ピロティ構造のフレーム解析では枠梁が剛ではないと考えて剛性を調節しているが、明確な指針がない。そこで梁せいなどのパラメータを変動させた5階建て建物に関して弾性有限要素解析を行った。その結果、柱断面の切替位置が層剛性に及ぼす影響が小さいことなどを確認した。さらに、有限要素解析とフレーム解析を比較した。枠梁の曲げ剛性を実断面の1倍・1000倍としたフレーム解析で得られた層剛性の平均値は、有限要素解析の結果とほぼ一致した。さらに、フレーム解析に用いる2階梁の断面二次モーメントを概算する方法を提案した。

**キーワード：**RC ピロティ構造, FEM, 枠梁, フレーム解析, 層剛性

## 1. はじめに

建物の構造解析では、耐震壁などのモデル化手法や、特性値の設定によって、結果にばらつきが生じる<sup>(例えば<sup>1)</sup>)</sup>。

現在、耐震壁には3本柱置換ばねモデル<sup>2)</sup>がしばしば用いられ、このときの耐震壁の上下の枠梁を剛とすることがある。しかし、ピロティ構造では、2階の枠梁を剛と仮定すると初期剛性を過大評価することが分かっている<sup>3)</sup>。

一方、枠梁の剛性に倍率を乗じて解析を行うこともある。しかし、この梁が上部の壁板と連続していることを考慮すれば、そのような倍率を一義的に決めることは困難である。

本研究では、梁・柱・壁板の寸法を種々に変動させた建物について弾性FEM解析を行い、フレーム解析との比較を通じて枠梁の剛性の適切な倍率を検討する。

## 2. 想定建物

本研究で対象としている建物は図-1(a)に示すよう

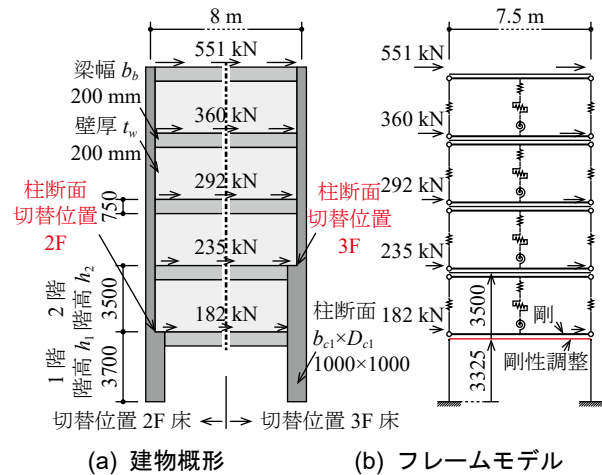


図-1 想定建物概形 (8-M, 8-M')

な5階建ての建物で、スパンは8mおよび18mの2ケースとした。解析ケースの各パラメータを表-1に示す。2階梁断面および柱断面の切替位置を主な変動因子とした。2階梁断面のうち、最も小さいSシリーズはRC規準<sup>4)</sup>の枠梁の規定より、Mシリーズは拡張部の1階柱主筋の定着長さがJASS 5<sup>5)</sup>の定着規定を満足できるように断面寸法を定めた。大きいLシリーズは文献<sup>3)</sup>の試験体設計時の想定建物である。ケース名にダッシュのついたものは、3階床位置で柱断面が切り替わるものである。さらにa~hの追加ケースでは括弧内に示すように梁幅、壁厚、階高、柱せい、柱幅を変更した。なお、表-1中の記号は図-1に同じである。

## 3. モデル

### 3.1 FEM モデル

解析に用いたFEMモデルは、一辺を125mm程度の面内変形のみを考慮する要素を使用し、コンクリートヤング係数には文献<sup>3)</sup>の試験体に合わせ24.5 kN/mm<sup>2</sup>を用い

表-1 モデル断面図一覧

スパン	柱断面切替位置	2階梁断面		
		250×350	300×750	800×900
8 m	2F		8-M	8-L
	3F	8-S' 8-S'-a ( $b_b = 500$ ) 8-S'-b ( $b_b = 800$ )	8-M'-c ( $t_w = 120$ ) 8-M'-d ( $t_w = 300$ ) 8-M'-e ( $h_1 = 5000$ ) 8-M'-f ( $h_2 = 4800$ )	8-L'
18 m	2F		18-M	18-L
	3F	18-S' 18-S'-g ( $D_{c1} = 1500$ )	18-M' 18-M'-g ( $D_{c1} = 1500$ ) 18-M'-h ( $b_{c1} = 1500$ )	18-L'

\*1 名古屋工業大学大学院 工学研究科社会工学専攻教授 工博 (正会員)

\*2 名古屋工業大学大学院 工学研究科社会工学専攻

\*3 名古屋工業大学大学院 工学研究科社会工学専攻准教授 博士(工学) (正会員)

\*4 (株)飯島建築事務所 副所長(構造設計担当) 修士(工学)

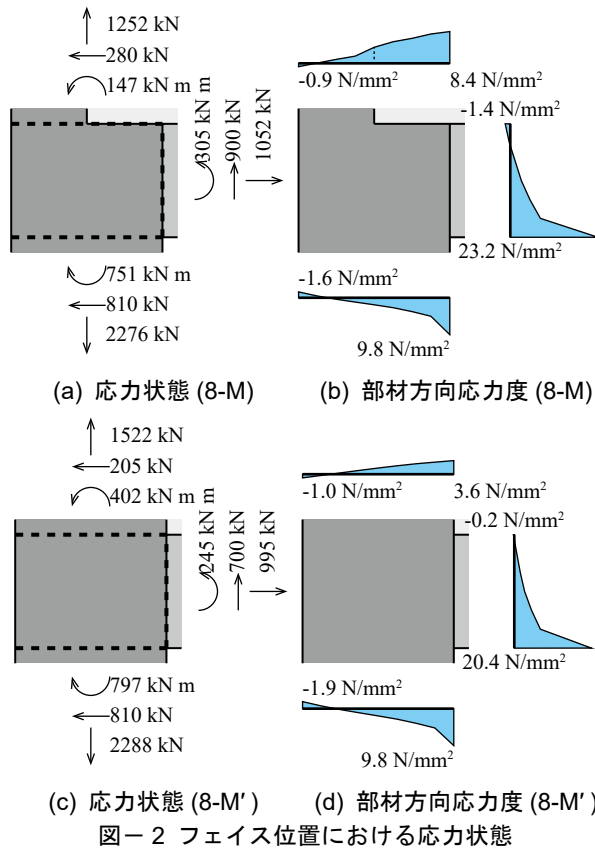


図-2 フェイス位置における応力状態

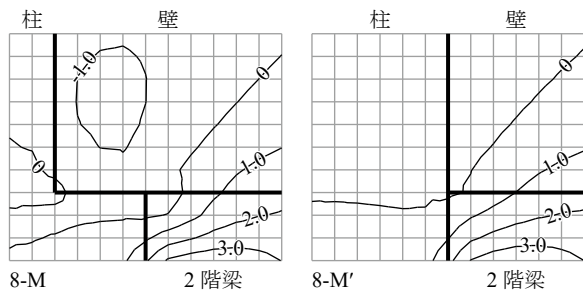


図-3 接合部近傍の2階壁板の水平応力度(N/mm²)

た。文献<sup>3)</sup>で行った部分架構のFEM解析では実験結果の初期剛性を解析結果が精確に評価していたことから、本研究ではFEM解析結果を基準として検討を進める。

### 3.2 フレームモデル

フレーム解析では図-1(b)のように壁を3本柱置換ばねモデルでモデル化した。2階以上の柱は上下ともピン接合、1階柱は2階梁と剛接合とし、1階柱頭部には剛域<sup>4)</sup>を設けた。ただし、梁せいが小さいSシリーズや1階柱せいが大きい18-M'-gでは、剛域がないものとして解析を行っている。後述する梁剛性を変化させた検討では図中の赤色で示した最下層の柱梁に設定する弾性剛性を変化させている。

## 4. 解析結果

### 4.1 FEMモデルの特徴とフレームモデルとの相違点

図-2(b), (d)に接合部に生じている、フェイスに垂直

表-2 主要5ケースの節点モーメントと配分率

ケース名	1階柱頭 kN m	梁端部 kN m	2階柱脚 kN m	梁配分 %	柱脚配分 %
8-M	1055	755	252	75	25
8-L	1165	1043	91	92	8
8-S'	1037	286	718	28	72
8-M'	1100	595	479	55	45
8-L'	1187	871	292	75	25

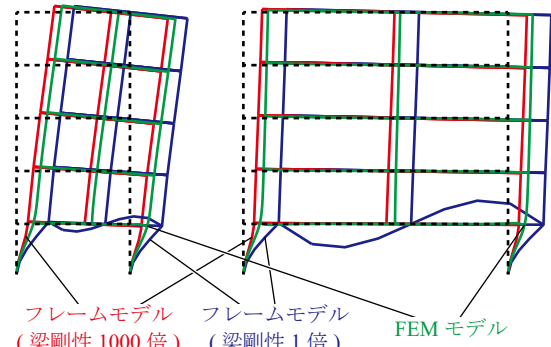


図-4 変形図(変形倍率:500倍)

な応力度の分布を示す。応力度の分布からは1階柱頭や梁端部では平面保持仮定が成り立っていないといえる。

図-2(a), (c)にFEM解析において接合部フェイス位置に生じている鉛直・水平力と接合部中心周りの曲げモーメントを示す。このとき、柱断面を2階床位置で切り替えている8-Mや8-Lでは2階柱脚のモーメントに壁板の応力を含めている。梁に生じている軸力が1階柱のせん断力よりも大きく、フレーム解析では考慮されていない2階柱のせん断力の影響が存在している。ここで、1階柱頭のモーメント $M_{c1}$ 、せん断力 $Q_{c1}$ 、梁せい $D_b$ から、1階柱頭の節点モーメント寄与分 $M_{c1}'$ を次式で定義する。

$$M_{c1}' = M_{c1} + \frac{D_b}{2} Q_{c1} \quad (1)$$

2階柱脚や梁の寄与分も同様に計算し、その結果を主要5ケースについて表-2に示す。表-2には、梁と2階柱脚の配分率も記載した。梁への配分率は梁寸法の影響が大きく、8-S'が最も小さい傾向を示した。

図-3に接合部近傍の2階壁板の水平応力度の等値線図を示す。8-M'のようにピロティ階上階で柱断面が急変する場合には柱の拡張領域の上部に局所的な圧縮応力が生じていた。

### 4.2 フレームモデルとの解析結果の比較

図-4に一般階の柱芯距離を変えた2つの解析ケースの変形を示す。柱芯距離が8mの短いものでは全体曲げの傾向となるのに対して、18mの長いものでは全体曲げの影響が少ない。また、FEMモデルの変形(緑色)は梁剛性1000倍(赤色)と1倍(青色)のフレームモデルの変形の間にある。なお、1倍は壁の存在を無視したケー

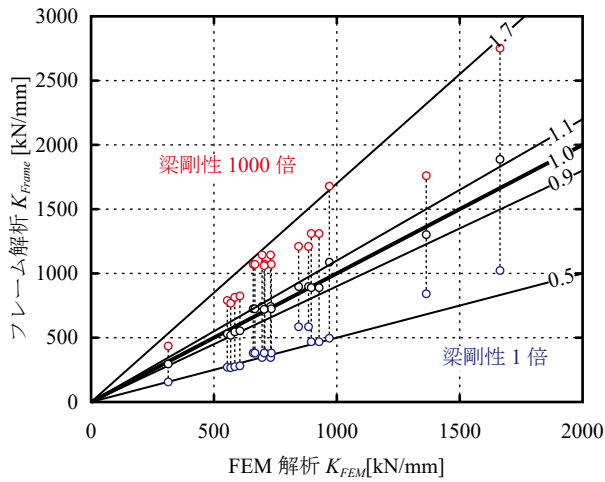
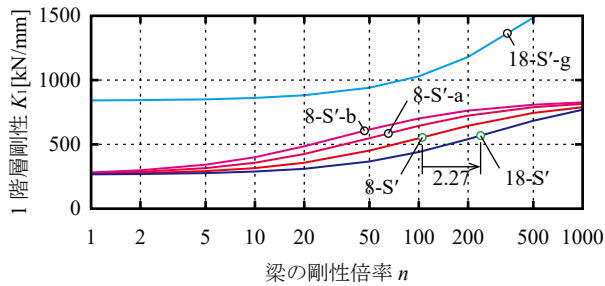
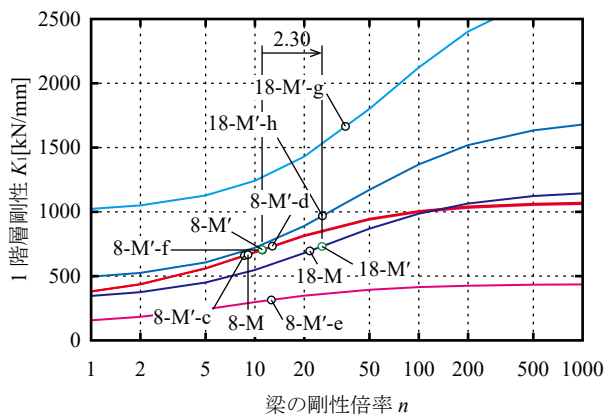


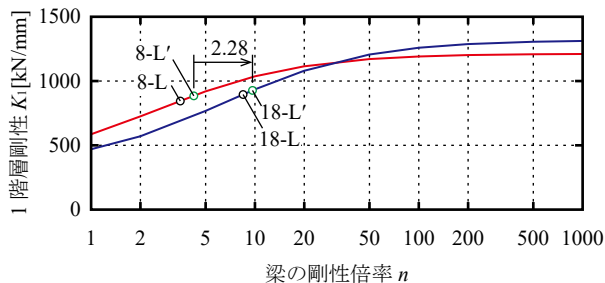
図-5 1階層剛性



(a) Sシリーズ



(b) Mシリーズ

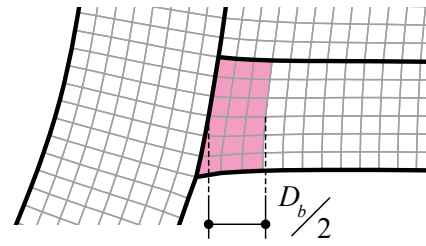


(c) Lシリーズ

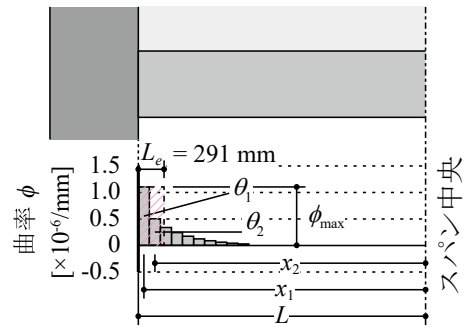
図-6 1階層剛性

ス、1000倍は慣用的に行われている枠梁を剛としたケースに相当する。

図-5に表-1の各解析ケースについて、FEM解析と



(a) 接合部近傍の変形



(b) 枠梁(左半分)の曲率分布

図-7 FEM解析で得られた8-M'モデルの変形と曲率

フレーム解析で得られた1階層剛性の関係を示す。層剛性を求めるための水平変位は、FEM解析では梁上の壁下端高さ、フレーム解析では梁の材軸高さの節点を使用した。図中の赤丸は梁剛性を1000倍としたときの層剛性を、青丸は梁剛性を1倍としたときの層剛性を、黒丸は赤丸と青丸の平均を示し、点線で結ばれた点が同一ケースとなっている。層剛性は梁剛性を1000倍としたフレーム解析では、最大でFEM解析の1.7倍程度となり、梁剛性を1倍としたときでは、0.5倍程度となった。また1倍と1000倍の層剛性の平均はFEM解析の層剛性に近い結果となった。このことから、ピロティ階の層剛性は枠梁の剛性を1倍としたときと1000倍としたときの解析結果を平均することで概算が可能といえる。

フレーム解析において梁の剛性倍率を1~1000倍に変化させたときの1階層剛性の変化を図-6に示す。図-6中の白抜き○はFEM解析から求めた1階層剛性を表す。図-6(a)において、8-S'の○の剛性倍率は105倍であり、18-S'は240倍である。つまり、剛性倍率は240/105=2.27倍であり、スパンの影響が大きいといえる。しかし、1階層剛性(○の縦軸の値)はいずれも580 kN/mm程度であり、差は小さい。この傾向は、図-6(b)(c)のM、Lシリーズでも同様である。さらに、図-6(b)において、8-M、8-M'、8-M'-c、8-M'-d、8-M'-fの1階層剛性(○の縦軸の値)がほぼ同じであることから、柱の急変位置、壁厚、2階階高が1階層剛性に及ぼす影響も小さいことがわかる。その一方、18-L'などLシリーズの1階層剛性は、8-S'などSシリーズの約1.5倍であり、梁断面寸法の影響は大きい。

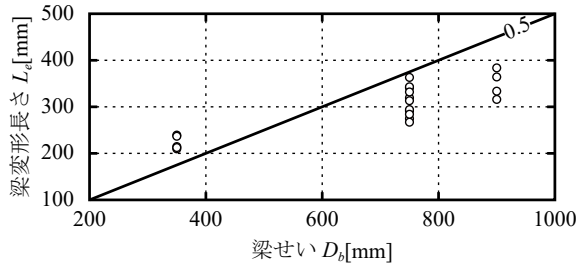
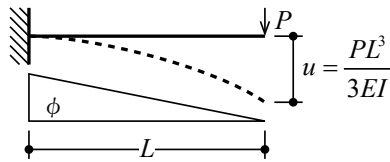
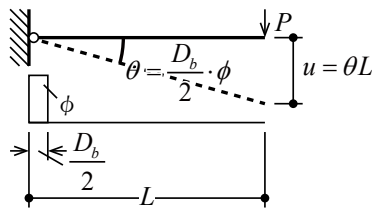


図-8 梁変形長さ  $L_e$



(a) 通常曲げ



(b) 局部曲げ

図-9 曲率分布の仮定

## 5. FEM 解析に基づく梁の剛性倍率の設定

### 5.1 梁端部の変形集中の考慮

8-M'のFEM解析での接合部近傍の変形を図-7(a)に示す。梁端部  $D_b/2$  の領域に変形が集中することがわかる。また、梁の上下端のひずみ度から求めた曲率の分布を図-7(b)に棒グラフで示す。図中の  $L$  は梁端からスパン中央までの距離、 $\theta_1, \theta_2$  は棒グラフの面積を表す。この曲率分布を、ピンクの斜線部のように、幅  $L_e$ 、高さ  $\phi_{\max}$  の等価な長方形分布へ置換する。長さ  $L$  の片持ち梁で両者の曲率分布が同じたわみを生じると考えれば、次式が得られる。

$$\phi_{\max} \cdot L_e \cdot \left( L - \frac{L_e}{2} \right) = \sum_{i=1}^n \theta_i \cdot x_i \quad (2)$$

この式を解いて得られた  $L_e$  と梁せいの関係を図-8に示す。 $L_e$  は梁せいの約 1/2 となった。

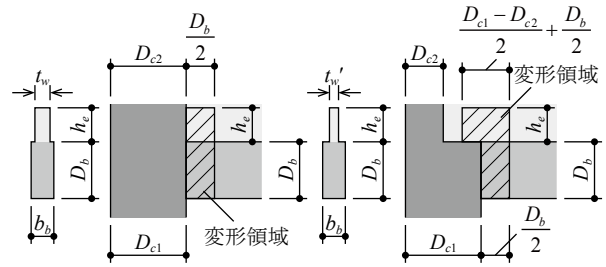
フレームモデルでは図-9(a)のように三角形の曲率分布であり、その剛性は、

$$K_a = \frac{P}{u} = \frac{3EI}{L^3} \quad (3)$$

である。一方、図-9(b)のように曲率を仮定し、 $L \gg D_b/2$  であることを考慮すれば、剛性は

$$K_b = \frac{P}{u} = \frac{P}{\theta L} = \frac{P}{L_e \cdot \phi \cdot L} = \frac{P}{\frac{D_b}{2} \cdot \frac{PL}{EI} \cdot L} = \frac{2EI}{D_b L^2} \quad (4)$$

となる。両者の剛性比は次式で表される。



(a) 梁断面 (b) 立面 (a) 梁断面 (b) 立面

図-10 柱断面切替 3F 図-11 柱断面切替 2F

$$\frac{K_b}{K_a} = \frac{2L}{3D_b} \quad (5)$$

### 5.2 梁と壁の一体性の考慮

表-2の「梁配分(%)」は、2階柱脚への配分もあるためすべて 100% 未満の値であった。一方、図-1(b)のフレームモデルでは、2階の柱脚をピンに置換するため、梁の剛性に関わらず梁配分は 100% となる。この乖離は、2階柱脚の曲げ抵抗によるものであるが、それをフレームモデルで表現することは困難である。そこで、図-10のように、梁断面を上部に拡張し、壁板の一部が一体的に曲げに抵抗すると考える。そして、剛性倍率の算定式を式(6)のように仮定する。

$$n = \frac{2L}{3D_b} \times \frac{I_1}{I_0} \quad (6)$$

ここで、 $I_1$  は図-10(a)のように壁を含めた断面二次モーメント、 $I_0$  は梁のみの断面二次モーメントである。

フレーム解析による剛性が FEM 解析による剛性に一致するときの断面二次モーメント  $I_1$  と梁矩形断面の断面二次モーメント  $I_0$  の比を式(6)から算出する。ここで  $n$  は図-6から求めた FEM 解析と層剛性が一致するときのフレームモデルの梁の剛性倍率である。

$$\frac{I_1}{I_0} = n \times \frac{3D_b}{2L} \quad (6')$$

次に図-11(a)のような断面を想定したときに上述の式(6)'で算定した  $I_1/I_0$  と一致するために必要な壁有効高さ  $h_e$  を求める。 $h_e$  は図-12のように、壁を含めた仮定断面の  $I_1/I_0$  が、FEM 解析から求めた  $n$  と式(6)'から逆算した  $I_1/I_0$  と一致するときを探して求めた。計算に使用した剛性倍率  $n$ 、式(6)'から求めた断面二次モーメント比  $I_1/I_0$  を表-3に、図-12の方法で求めた全ケースの  $h_e$  を表-4に記す。

表-4からは壁有効高さ  $h_e$  は壁厚を変えたケース(8-M', 8-M'-c, 8-M'-d)から壁厚  $t_w$  の影響が小さいことが分かる。また、梁幅  $b_b$ 、1階柱幅  $b_{c1}$  も同様に壁有効高さ  $h_e$  への影響が小さい。一方、梁せいを変えたケース(8-S', 8-M', 8-L'など)からは梁せい  $D_b$  の影響が大きいことが分かる。1階柱せい  $D_{c1}$ 、1階階高  $h_1$  も同様に壁有効高さ  $h_e$  へ

表－3 FEM 解析結果から逆算した剛性比率・断面二次モーメント比

想定建物	8-S'	8-S'-a	8-S'-b	8-M	8-M'	8-M'-c	8-M'-d	8-M'-e	8-M'-f	8-L	8-L'	18-S'	18-S'-g	18-M	18-M'	18-M'-g	18-M'-h	18-L	18-L'
$n$	105	65.7	46.7	8.54	11.1	8.98	12.9	12.7	11.2	3.49	4.27	238	345	21.6	25.5	35.7	25.8	8.41	9.73
$I_1/I_0$	14.7	9.20	6.54	2.56	3.33	2.69	3.87	3.81	3.36	1.26	1.54	14.3	21.0	2.78	3.28	4.66	3.32	1.30	1.50

表－4 FEM 解析結果から逆算した壁有効高さ (mm)

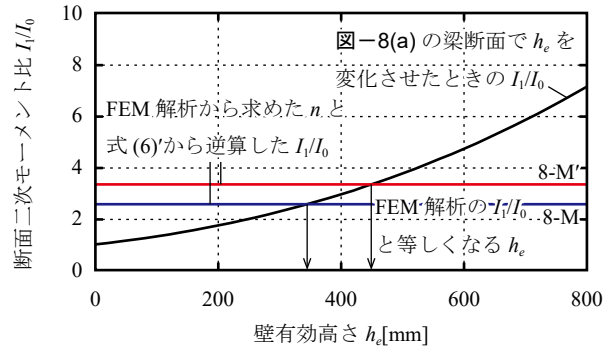
		8-M	8-L
		344	211
8-S'		8-M'	8-L'
		541	449
	8-S'-a	8-M'-c	8-M'-d
	519	471	428
	8-S'-b	8-M'-e	8-M'-f
	507	505	453
		18-M	18-L
		376	235
18-S'		18-M'	18-L'
		532	443
	18-S'-g	18-M'-g	18-M'-h
	653	594	447

の影響が大きい。図－13 に影響の大きい要素を変えたときの  $h_e$  の変化を示す。壁の影響高さ  $h_e$  は 1 階柱せい  $D_{c1}$  が増加すると 1/4 程度増加, 1 階階高  $h_1$  が増加すると 1/20 程度増加し, 梁せい  $D_b$  が増加すると 1/4 程度減少することから, 式 (7) を提案する。

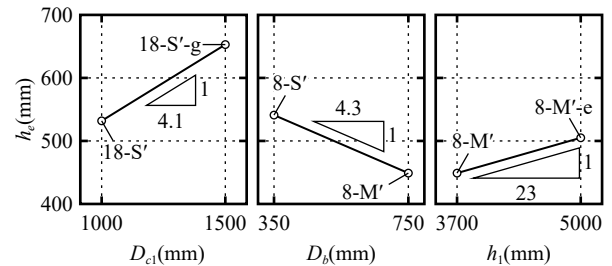
$$h_e = \frac{D_{c1}}{4} - \frac{D_b}{4} + \frac{h_1}{20} + 200(\text{mm}) \quad (7)$$

このとき, 第 4 項の定数 200 は解析結果から逆算した  $h_e$  に合わせるために加えた定数項である。

また, 柱断面の切替位置が 2 階の場合, FEM 解析から逆算した断面二次モーメント比は小さくなるため (図－12 青線) 式 (7) では  $h_e$  が過大となる。切替位置が 2 階の場合, 図－3(a) の水平応力度の分布から分かるように図－9(b) のように 1 階柱上の壁の 1/2 が変形する。このこ



図－12 柱断面切替位置 2F



図－13 種々の要因が  $h_e$  に与える影響

とから, 断面二次モーメントを計算する時の壁厚を式 (8) により補正することで式 (7) を使用することにした。

$$t_w' = \frac{D_b}{D_{c1} - D_{c2} + D_b} \times t_w \quad (8)$$

図－14 に FEM 解析から逆算した断面二次モーメント  $I_{1,ana}$  と, 壁の影響高さ  $h_e$  と補正壁厚  $t_w'$  を用いて計算した断面二次モーメント  $I_{1,eq}$  の関係を示す。精度よく一致していることが確認できた。

表－5, 6 に式 (6), (7) による  $h_e$ ,  $I_1/I_0$ ,  $n$  の計算結果を記す。それぞれ表－3, 4 の数値とよく一致している。なお, この手法をフレーム解析に適用すると, FEM 解析の  $\pm 4\%$  の精度で層剛性を推定できる。

## 6. まとめ

本研究ではピロティを有する 5 階建て建物について梁断面, 梁スパンなどのパラメータを変更したときのピロティ階の弾性剛性を FEM で解析し, 以下の知見を得た。

- (1) 図－1(a) の右半分のように, 柱断面の切替位置を 3 階床とした場合の層剛性は, 2 階床で切り替えた場合の 1.1 倍程度であり, 切替位置の影響は小さい (図－6(b), (c))。
- (2) 表－1 の S から L の範囲では, 梁断面寸法を大きく



表－5 提案手法による剛性倍率・断面二次モーメント比

想定建物	8-S'	8-S'-a	8-S'-b	8-M	8-M'	8-M'-c	8-M'-d	8-M'-e	8-M'-f	8-L	8-L'	18-S'	18-S'-g	18-M	18-M'	18-M'-g	18-M'-h	18-L	18-L'
<i>n</i>	107	72.3	53.6	8.52	11.1	8.53	13.6	12.9	11.1	4.02	4.65	250	370	19.9	25.8	34.6	25.8	9.39	10.8
$I_1/I_0$	15.0	10.1	7.50	2.56	3.32	2.56	4.07	3.87	3.32	1.45	1.67	15.0	22.2	1.45	3.32	4.44	3.32	1.45	1.67

表－6 提案手法による壁有効高さと補正壁厚 (mm)

		8-M 120 448		8-L 129 410	
8-S'		8-M'		8-L'	
8-S'-a	8-M'-c	8-M'-d			
8-S'-b	8-M'-e	8-M'-f			
		18-M 120 448		18-L 129 410	
18-S'		18-M'		18-L'	
18-S'-g	18-M'-g	18-M'-h			

※補正壁厚  $t_w'$  は壁厚  $t_w$  と異なる場合のみ記載

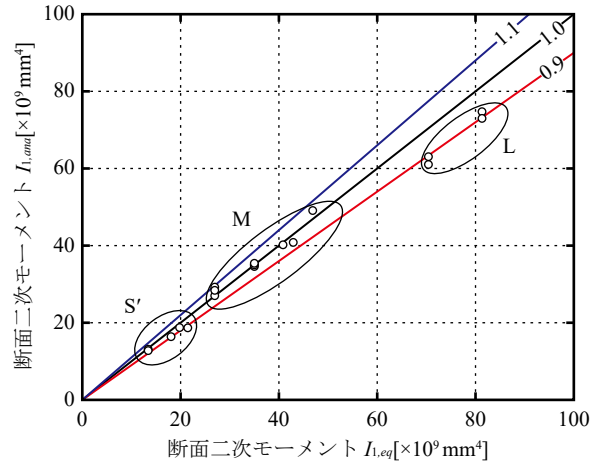
することにより層剛性は 1.5 倍程度増大した ( 図－6(a), (c) )。

(3) 枠梁の変形は、材端から梁せいの 1/2 程度の領域に集中する ( 図－7 )。

さらに、図－1(b) のフレーム解析との比較から以下の知見を得た。

(4) 枠梁の剛性を実断面の 1 倍と仮定したフレーム解析のピロティ階の層剛性は FEM 解析の 0.5 ~ 0.7 倍程度となった。1000 倍と仮定した場合は 1.3 ~ 1.7 倍程度となった。1 倍・1000 倍とした層剛性の平均値は、FEM 解析の 0.9 ~ 1.1 倍でほぼ一致した ( 図－5 )。

(5) 次式で計算した 2 階梁の断面二次モーメントを用い



図－14 断面二次モーメントの比較

たフレーム解析により得られる層剛性は、FEM 解析に対して ± 4% の誤差で一致する。

$$nI_0 = \frac{2L}{3D_b} \times I_1$$

ここで、 $L$  は 1 階柱の中心間距離の 1/2、 $D_b$  は 2 階梁せい、 $I_1$  は 図－8(a) または 図－9(a) の断面二次モーメントである。

#### 参考文献

- 1) 今西 達也ほか：RC 造建物の耐震性能評価に用いる各種静的漸増解析プログラムの解析結果のばらつき比較、日本建築学会構造系論文集, No. 545, pp. 127-134, 2001. 7
- 2) 国土交通省住宅局建築指導課ほか：2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書、全国官報販売協同組合, pp. 730-748, 2015. 6
- 3) 宇野 芳奈美ほか：1 階柱を屋内側に拡張した RC ピロティ柱梁接合部の解析モデル、接合部が開く方向に関する検討、日本建築学会構造系論文集, Vol. 81, No. 721, pp. 607-617, 2016. 3
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、日本建築学会, pp. 9-11, 28-39, 2010. 2
- 5) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 5 鉄筋コンクリート工事、日本建築学会, pp. 33-46, 2015. 7