

## 論文 2階以上に連層耐力壁を有するピロティ建物の地震応答性状

小室 努\*1・川端一三\*2・小谷俊介\*3

要旨：1階が独立柱で2階以上が連層耐力壁のピロティ建物について、1階の降伏層せん断力を変数とした応答解析を行い、降伏層せん断力と応答変形の関係を検討した。ピロティ建物は応答変形の大部分が1階に集中するので、1質点系モデルの応答性状に近いと考えられる。そこで、1質点系モデルとピロティ建物の応答変形を比較し、ピロティ建物の1階の応答変形を、降伏強度と降伏変形が同程度の1質点系モデルで近似できることを示した。また、ピロティ建物の1階の応答変形を、所定の範囲に留めるために必要な降伏層せん断力と降伏変形を、1質点系モデルの応答変形から定めた。

キーワード：応答解析、降伏耐力、降伏変形、1質点系モデル

## 1. はじめに

兵庫県南部地震による鉄筋コンクリート造建物の被害の特徴の一つに、2階以上が連層耐力壁で1階が独立柱となるいわゆるピロティ建物の1階の崩壊が挙げられる。このピロティ建物の被害は、1981年以降に建設された新耐震設計法による建物にも多く見られた<sup>[1]</sup>。ピロティ建物は短周期の建物であること、建物への入力エネルギーの大部分を1階の塑性変形で消費する構造であること、1階の降伏層せん断力が新耐震の必要保有水平耐力を上回る場合でも1階に大きな応答変形が生じると予想できる。そこで、建物高さとして1階の降伏層せん断力を変数とした建物モデルで応答解析を行い、応答変形と降伏層せん断力の関係を検討する。さらに、降伏強度と降伏変形を変数とした1質点系モデルの応答変形との比較を行い、1質点系の応答変形から、ピロティ建物の1階の応答変形を所定の範囲に留めるために必要な降伏層せん断力と降伏変形を定める方法を検討する。

## 2. 解析モデル

解析建物は、図1に示すように梁間方向1スパン（スパン長：11m）、桁行方向5スパン（スパン長：6m）の共同住宅である。1階（階高3.5m）は独立柱のみで鉛直荷重を支持し、2層以上（階高3m）は梁間方向の各戸境に耐力壁を配したいわゆるピロティ形式である。解析モデルは、梁間方向1スパンの平面フレームを取り出したモデルで、

図2に示す建物階数3ケース（5階建：15.5m、7階建：21.5m、10階建：30.5m）および目標保有水平耐力4ケースの合計3×4=12ケースである。目標保有水平耐力は、

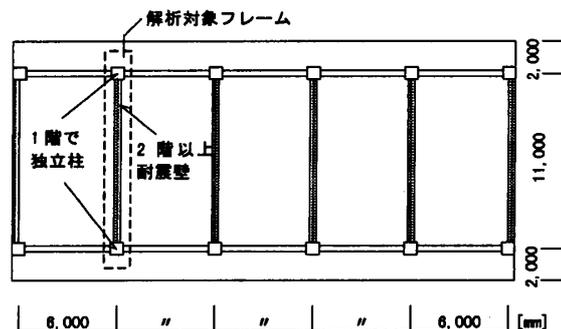


図1 解析建物平面図

\*1 大成建設（株）構造設計第1部設計室主任、工修（正会員）

\*2 大成建設（株）構造設計第1部設計室室長（正会員）

\*3 東京大学教授 大学院工学系研究科 建築学専攻、工博（正会員）

1階の必要保有水平耐力に相当するベースシア係数  $C_B$  を 0.45, 0.60, 0.80, 1.00 と変え、4 ケースを定めた。各ケース名 ( $nF-C_B \times 100$ ;  $n$  は建物階数) 及び1階の柱部材断面を図3に示す。1階以外の部材断面を図2に示す。また、せん断力係数が  $A_i$  分布である水平力により1階の柱頭及び柱脚の曲げ降伏する層降伏時に2階壁脚部で曲げ降伏が生じないように壁曲げ耐力を設定した。

### 3. フレームモデル解析方法

柱・梁部材は線材に置換し、曲げ変形、せん断変形および軸方向変形(柱のみ)を考慮する。

部材の剛性低下は端部に設ける材端剛塑性バネモデルで表し、曲げひび割れおよび曲げ降伏によって剛性が変化するトリリニアとする。柱の曲げ終局強度は断面の最外縁圧縮歪度が0.3%時の等価長方形応力度ブロックを用いて計算し、曲げ降伏強度とした。曲げ降伏強度算定時の柱軸力には、各階せん断力を  $A_i$  分布とし、1階で層降伏する時の軸力(長期軸力を含む)を用いた。また、部材降伏時の剛性低下率は菅野の式<sup>[2]</sup>を用いた。トリリニアカーブの第3枝の勾配は初期剛性の1/1000とした。これは、水平変形の増加に対しても、柱剛性が正勾配となることを仮定している。図4に示すように、付帯柱を含む耐力壁は壁中央に設けた1本の線材に置換し、曲げ変形およびせん断変形を考慮する。これは、耐力壁がほぼ弾性に挙動し、壁面内の中立軸が大きく移動

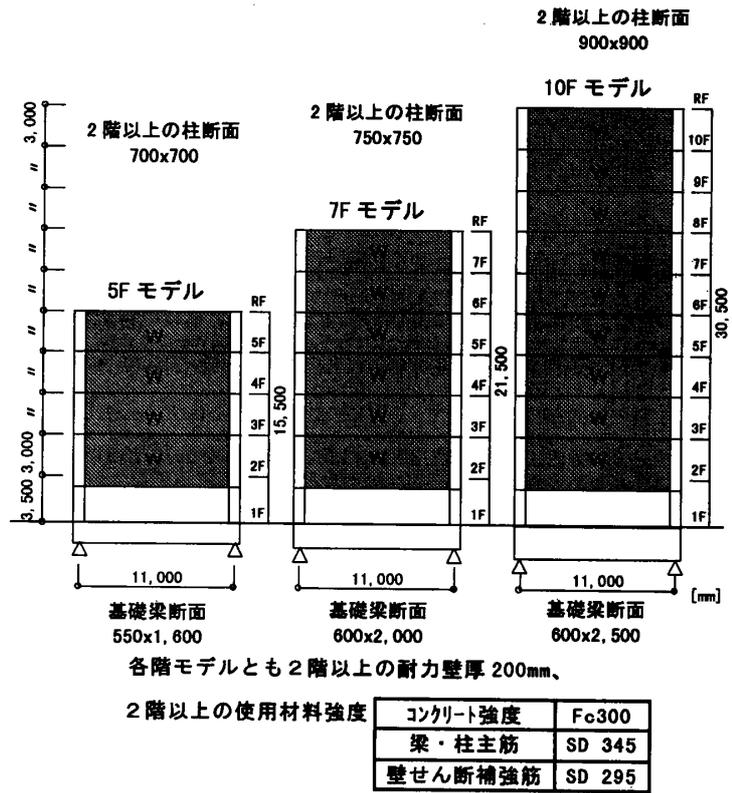


図2 解析モデル

|        | $C_B=0.45$                     | $C_B=0.60$                     | $C_B=0.80$                       | $C_B=1.00$                       |
|--------|--------------------------------|--------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| 5Fモデル  | 5F-045<br><br>Fc300 700 x 700  | 5F-060<br><br>Fc300 750 x 750  | 5F-080<br><br>Fc400 800 x 800    | 5F-100<br><br>Fc400 850 x 850    |
|        | 主筋<br>12-D35                   | 16-D35                         | 16-D38                           | 20-D38                           |
| 帯筋     | U13-■-@100                     | U13-■-@100                     | U13-■-@75                        | U13-■-@75                        |
| 7Fモデル  | 7F-045<br><br>Fc360 750 x 750  | 7F-060<br><br>Fc400 850 x 850  | 7F-080<br><br>Fc500 925 x 925    | 7F-100<br><br>Fc600 1000 x 1000  |
|        | 主筋<br>16-D38                   | 16-D38                         | 16-D41                           | 20-D41                           |
| 帯筋     | U13-■-@100                     | U13-■-@100                     | U13-■-@100                       | U13-■-@100                       |
| 10Fモデル | 10F-045<br><br>Fc400 900 x 900 | 10F-060<br><br>Fc500 975 x 975 | 10F-080<br><br>Fc600 1050 x 1050 | 10F-100<br><br>Fc600 1150 x 1150 |
|        | 主筋<br>16-D41                   | 20-D41                         | 26-D41                           | 34-D41                           |
| 帯筋     | U13-■-@100                     | U13-■-@100                     | U13-■-@100                       | U13-■-@100                       |

柱主筋:SD390 せん断補強筋:SBPD 1275/1420

図3 1階柱部材断面図

しないことを仮定している。  
 柱の軸方向変形は、引張側は、ひび割れ、引張降伏による剛性低下を表したトリリニア型に、圧縮側は圧縮降伏を表したバイリニア型にした。

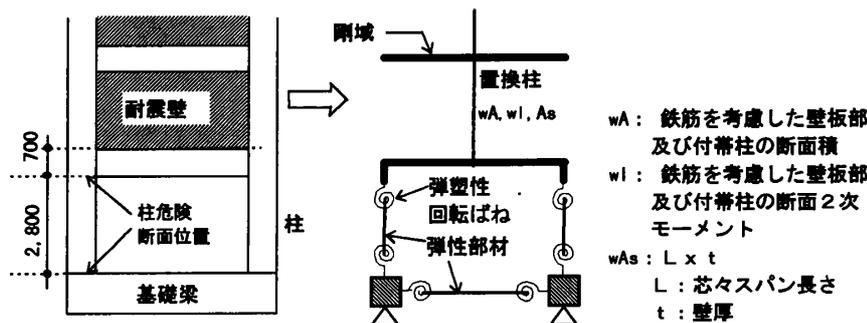


図4 フレームのモデル化

漸増荷重非線形解析で

は、層せん断力係数が $A_i$ 分布となる外力分布を定め、最大層間変形角が $1/50$ に至るまで漸増荷重した。また、応答解析は以下により行った。

- (1) 地震波は、EL CENTRO 1940NSの最大速度を50cm/secに規準化したもの（以下El Centro波）および神戸海洋気象台記録によるKOBE NS [最大加速度818cm/sec<sup>2</sup>]（以下Kobe波）を用いた。
- (2) 各部材の履歴モデルはTAKEDAモデル（減力時剛性低下係数 $\gamma=0.4$ ）とした。ただし、壁のせん断変形、柱の軸方向変形については原点指向型とした。
- (3) 減衰は瞬間剛性比例型で、減衰定数は弾性1次モードに対して5%とした。

#### 4. 漸増荷重非線形解析

すべてのケースにおいて、1階の引張側の柱頭、柱脚部の曲げ降伏、続いて圧縮側の柱頭、柱脚部の曲げ降伏が生じ、1階で層崩壊メカニズムに達した。各ケースの層せん断力-層間変形角関係を図5に示す。各図中に弾性解析から求めた1階の剛性率 ( $R_{s1}$ ) 及び最大層間変形角 ( $R_{max}$ ) が $1/50$ の時の等価剛性から求めた1階の剛性率 ( $R_{s2}$ ) をそれぞれ示す。いずれのケースも耐力壁を含む上部部の変形は小さく、1階層間変形角が $1/50$ に達した時点で、ひび割れにより

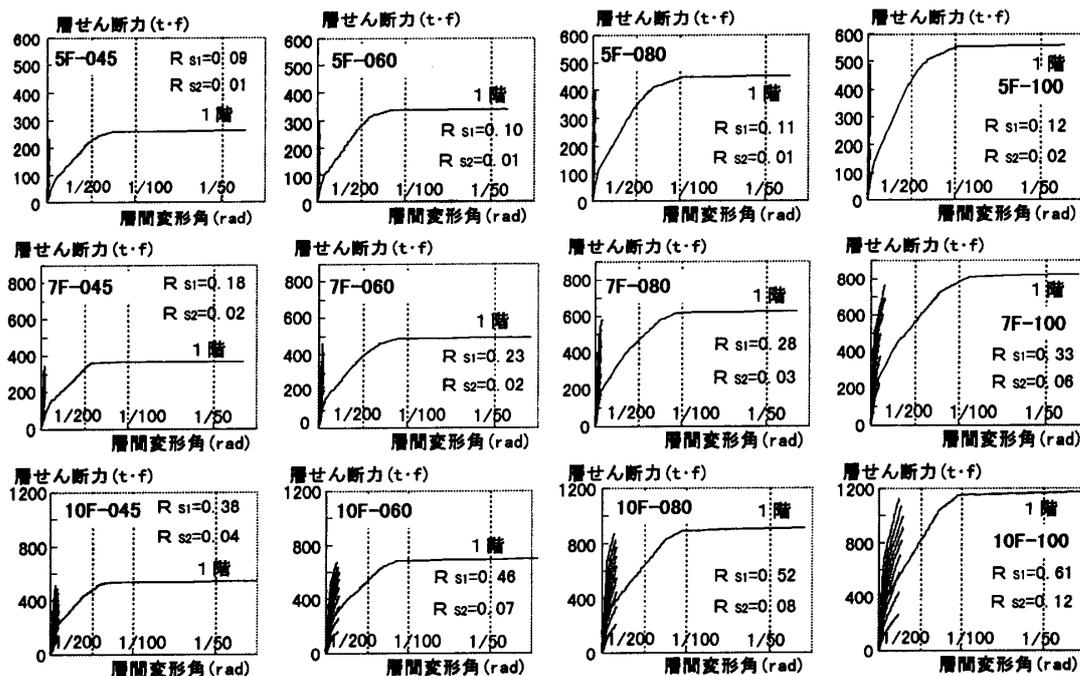


図5 せん断力-層間変形関係図

剛性低下しているケースはあるが、2階以上の層間変形角は1/400以下である。また、各ケースとも1階の降伏変形角は1/200から1/100の間にある。

### 5. 応答解析

最大応答層間変形角の分布と弾性1次固有周期(秒)を図6に示す。El Centro波、Kobe波の両応答とも1階の応答変形が上階の変形と比べ卓越しており、その最大応答変形角はEl Centro波で1/200から1/50の間にあり、Kobe波で1/100から1/14の間にあり、1階の水平耐力の上昇とともに最大応答変形角は減少しており、El Centro波に対しては $CB=0.45$ 以上で応答変形角が1/50以下になっているのに対し、Kobe波では、 $CB=1.00$ で応答変形がほぼ1/50になっている。

1階の静的解析時層せん断力-層間変形角関係を建物階数モデルごとに図7に示し、動的応答解析の最大応答値をプロットした。それぞれの地震に対し、最大応答変形角の値は、同じ設計ベースシア係数では建物高さ(5階~10階)によらず、ほぼ同程度となっている。

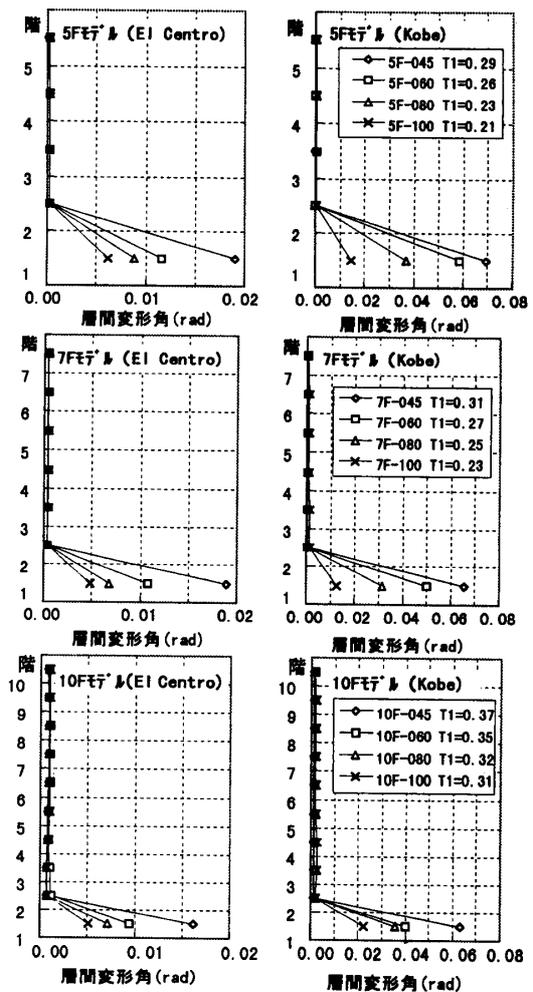


図6 最大応答層間変形角分布図

### 6. 1質点系モデルによる応答解析

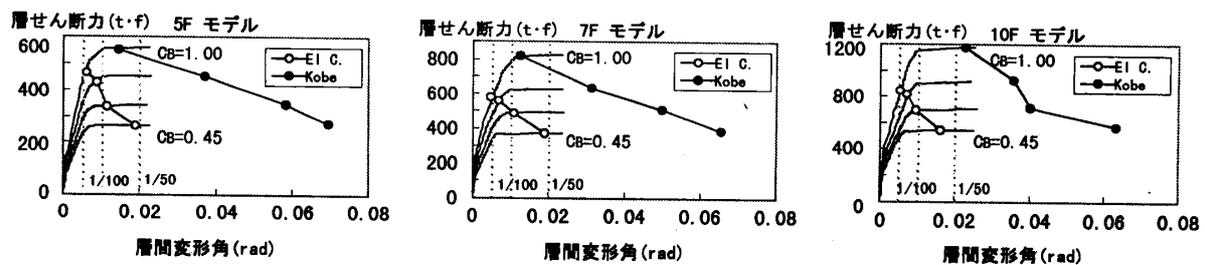


図7 1階層せん断力-層間変形角関係および最大応答値

ピロティ建物の応答性状は、1階に応答変形の大部分が集中し、2階以上は応答変形が小さく剛体に近い。従って、1質点系モデルの応答性状に近いと考えられる。そこで、2階以上を剛体と仮定し、1階が支える全質量をまとめた1質点系モデルの応答解析を行い、フレームモデルとの応答比較を行なった。1質点系モデルの層せん断力-変形関係でのスケルトンカーブはフレームモデルの漸増載荷解析でのひび割れ耐力点、降伏耐力点を剛性変化点とするトリリニアモデルとした。地震波は、フレームモデルと同様の2波を用い、履歴モデルはTAKEDAモデル(減力時剛性低下係数 $\gamma=0.4$ )、減衰は瞬間剛性比例型で、減衰定数は弾性モード $\delta$ に対し5%とした。質点系モデルのスケルトンカーブと最大応答値を図8に示す。また、図中にフレームモデル1階の最大応答値を加えた。フレームモデルと1質点系モデルの応答変形には、上階の変形割合の大きい10階建物を含め、大きな違いがない。

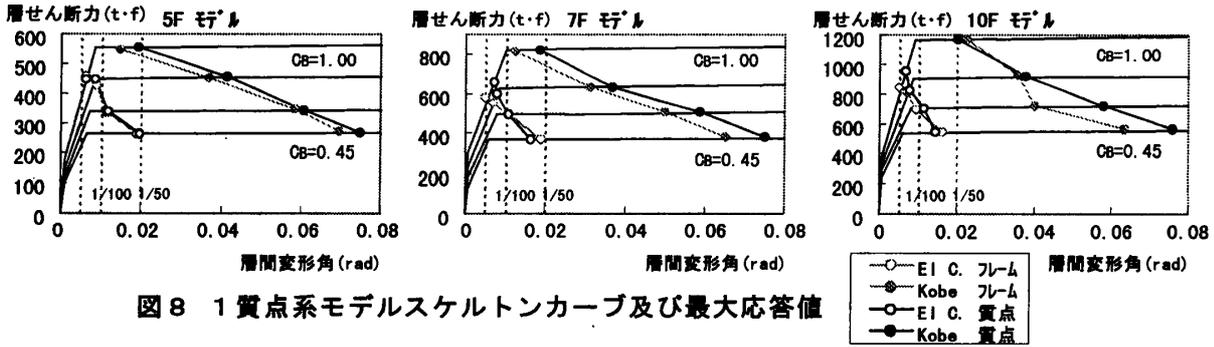


図8 1質点系モデルスケルトンカーブ及び最大応答値

降伏強度と応答変形の関係を詳しく調べるために、降伏耐力( $Q_y$ )と降伏変形角( $R_y$ )を変数とした1質点系モデルの応答解析を行なった。モデルのスケルトンカーブは図9に示すようにトリリニア型とし、剛性低下率 $\alpha_y$ を0.3とし、ひび割れせん断耐力( $Q_c$ )は降伏耐力( $Q_y$ )の1/3とした。降伏耐力及び降伏変形角の変数値及び代表ケースの弾性周期を表1に示す。地震波、履歴モデル、減衰モデルは先のモデルと同じとした。El Centro波及びKobe波に対する降伏耐力-最大応答変形角関係をそれぞれ図10、11に示す。縦軸は降伏耐力を質点重量( $W$ )で無次元化したベースシア係数を、横軸は最大応答変形角を示す。実線は1質点系モデルの降伏耐力-最大応答変形角関係を示し、降伏変形角 $R_y=1/300, 1/200, 1/100$ のケースごとに表す。両波とも、降伏耐力の増加に伴い、応答変形角が小さく、同一の降伏耐力では、降伏変形が小さいほど応答変形が小さい傾向にある。各曲線はほぼ双曲線を示し、応答変形がある変形角内に収まるのに必要とされる降伏耐力がこれらの曲線からわかる。例えば、降伏変形角 $R_y=1/200$ で応答変形角を1/50以下にするには、El Centro波では、降伏強度がベースシア係数で約0.45以上、Kobe波では約0.90以上必要であることがわかる。

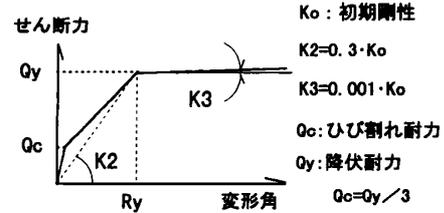


図9 1質点系モデルスケルトンカーブ

表1 検討ケース及び弾性固有周期

| $Q_y$ \ $R_y$ | 1/300 | 1/200 | 1/100 |
|---------------|-------|-------|-------|
| 1.00·W        | 0.09  | 0.12  | 0.15  |
| 1.60·W        | 0.10  | 0.12  | 0.17  |
| 1.40·W        | 0.11  | 0.13  | 0.16  |
| 1.20·W        | 0.12  | 0.14  | 0.20  |
| 1.00·W        | 0.13  | 0.16  | 0.22  |
| 0.80·W        | 0.14  | 0.17  | 0.25  |
| 0.60·W        | 0.16  | 0.20  | 0.28  |
| 0.40·W        | 0.20  | 0.25  | 0.35  |
| 0.20·W        | 0.28  | 0.35  | 0.49  |

- ・ El Centro 波による応答では降伏耐力を1.00·W から0.05·W まで0.05·W 間隔で変えた(白枠部)。
- ・ Kobe 波による応答では降伏耐力を1.80·W から0.05·W まで0.05·W 間隔で変えた(白枠部及び灰色枠部)。
- ・ 代表的なケースの弾性固有周期 [秒] を(降伏耐力を0.20·W 間隔で)上表に示す。

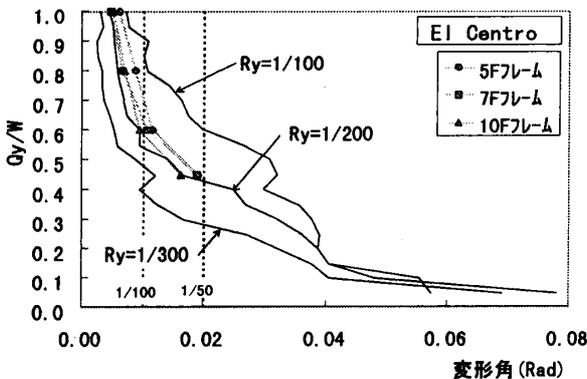


図10 降伏耐力-応答変形角関係(El Centro 波)

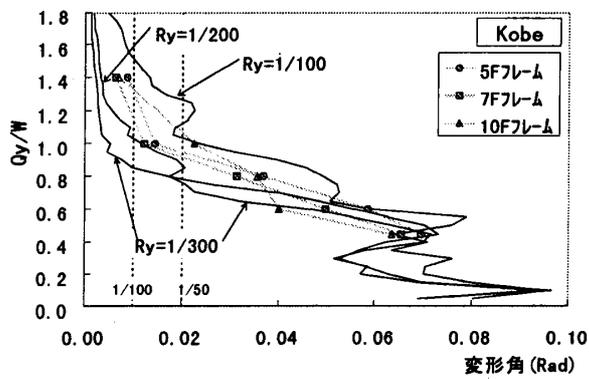


図11 降伏耐力-応答変形角関係(Kobe 波)

また、フレームモデルの1階層降伏耐力と1階の最大応答変形角を図10, 11にプロットした。Kobe波においては、水平耐力のさらに大きいフレームモデルの応答変形を検討するため、5F-100, 7F-100, 10F-100の建物質量を1/1.4倍にし、ベースシア係数が1.4のケースの応答解析を行い、図11に加えた。フレームモデルの1階の応答変形は、両波でほぼ $R_y=1/200$ の曲線と $1/100$ の曲線の間位置し、これは、各ピロティ建物モデルの1階の降伏変形角が $1/200$ から $1/100$ であることに対応する。

ピロティ建物の1階の応答変形は、1階が支える全質量をまとめて質点とし、1階の層せん断力-層間変形関係を有する1質点系モデルの応答変形とほぼ一致し、降伏耐力と降伏変形が同程度の1質点系モデルの応答変形とも同程度である。従って、設計用地震動を設定すれば、1質点系モデルの応答変形から、ピロティ建物の1階の応答変形を所定の範囲に留めるのに必要な降伏耐力と降伏変形を以下のように定めることができる。

- 1) ピロティ建物の1階が支える全質量を1質点にまとめ、降伏変形と降伏耐力を変数とする1質点系モデルを設定する。
- 2) 設計用地震動に対し応答解析を行い、応答変形と降伏変形及び降伏耐力との関係を求める。
- 3) 応答変形を所定の変形( $R_d$ )範囲内に留めるのに必要な降伏耐力と降伏変形を2)で得られた関係から定め、これをピロティ建物の1階に必要な降伏変形と降伏耐力とする。

この降伏変形と降伏耐力をもとに1階柱の断面を設定し、所定の変形( $R_d$ )まで変形能を確保する配筋設計を行なう。

## 7. まとめ

2階以上で連層耐力壁を有し1階で独立柱となるピロティ建物の地震応答性状について以下のことがいえる。

- (1) 応答変形の大部分は1階に集中し、2階以上の応答変形は小さい。
- (2) 1階が支える全質量をまとめて質点とし、1階の層せん断力-層間変形関係を有する1質点系モデルの最大応答変形は、ピロティ建物の1階の最大応答変形にほぼ一致する。
- (3) 降伏強度と降伏変形を変化させた1質点系モデルの応答結果から、各降伏変形に対し、応答変形と降伏強度の関係が得られた。この関係では降伏強度の増加に伴い応答変形は減少し、応答変形が所定の変形範囲内に留まるのに必要な降伏耐力が定まる。
- (4) 設計用地震動に対し、ピロティ建物の1階の応答変形を所定の範囲内に留めるために必要な降伏層せん断力と降伏変形を1質点系モデルの応答変形から定める方法を示した。
- (5) 2階以上に連層耐力壁を有する完全ピロティ建物の設計を行い、神戸海洋気象台観測のKOBE NS (最大加速度 $818\text{cm/sec}^2$ ) に対し、応答変形が $1/50$ 程度以下とするための1階柱の断面配筋を示した。

## 参考文献

- [1] 日本建築学会 近畿支部鉄筋コンクリート構造部会：兵庫県南部地震神戸市灘区および東灘区RC建物全数調査 中間報告、1996.1
- [2] 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究、コンクリートジャーナル、Vol.11, No2, pp.1-9, Feb.1973.