

# 論文 等価1質点系モデルを用いたRC造ピロティ建物の制振補強設計手法に関する研究

織裳 慎一郎\*<sup>1</sup>・向井 智久\*<sup>2</sup>・衣笠 秀行\*<sup>3</sup>・野村 設郎\*<sup>4</sup>

**要旨**：本論文では RC 造ピロティ建物の履歴型ダンパーによる制振補強フローを提案するために、ピロティ層の柱にマルチスプリングバネを用いたピロティ建物を対象に、ピロティ建物と等価な1質点系(以降、等価1質点系とする)への縮約方法の提案及びその精度検証を行った。さらに、制振補強した等価1質点系と、等価1質点系に用いた履歴型ダンパーと等価な制振補強をしたピロティ建物の応答を比較検討した。結果として、ピロティ建物を等価1質点系に置換することは有効であり、制振補強した等価1質点系と制振補強したピロティ層の応答には相関性が見られた。

**キーワード**：制振補強設計手法, 1質点系, 履歴型ダンパー, RC 造ピロティ建物

## 1. はじめに

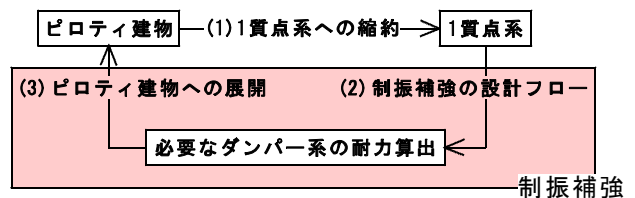
兵庫県南部地震におけるRC造建物の特徴的被害の一つに、ピロティ建物の1層崩壊がある。現行の耐震改修設計指針では、このようなピロティ建物に制振補強を行う場合、地震応答解析によりその補強効果を直接確認しなければならない<sup>1)</sup>。しかし、地震応答解析を行わずに図-1に示すフローにより制振補強を行うことができれば非常に簡便である。

そこで本論文は、履歴型ダンパーを用いた簡易的な制振補強設計手法を確立するための基礎的検討を行う。具体的には4章において図-1における(1)等価1質点系への縮約について検討し、5章において図-1(3)ピロティ建物への展開について検討を行う。なお、ピロティ層の柱には大きな変動軸力が生じる点を考慮し、フレームモデルにはM-Nインタラクションを考慮できるマルチスプリングバネ(以降、MSバネ)を用いて解析を行っている。

## 2. ピロティ建物の解析モデル

解析対象とした建物は、梁間方向が11mの1ス

パン、桁行方向が6mの6スパンの5、10層建物である。図-2に建物の軸組図を示す。建物の高さは5層15.5m, 10層30.5mである。解析モデルは、1層がピロティで2層以上が連層耐震壁となる梁間方向1スパンの平面フレームとする。1層の柱断面図は図-3に示すように5層、10層モデルにおいてそれぞれ配筋量が異なる3種類のモデルを設定している。2層以上の柱断面、使用鉄筋径、配筋本数は1層と同一とし、耐震壁



### (1) 1質点系への縮約

検討内容

- ・無補強時のピロティ建物の応答特性
- ・ピロティ建物から等価1質点系への縮約

### (2) 制振補強の設計フロー

検討内容

- ・制振補強された1質点系の応答特性
- ・必要なダンパー系の耐力算出式

### (3) ピロティ建物への展開

検討内容

- ・制振補強されたピロティ建物の応答特性
- ・制振補強された等価1質点系から制振補強されたピロティ建物への展開

図-1 RC造ピロティ建物の制振補強フロー

\*1 東京理科大学大学院 理工学研究科建築学専攻 (正会員)

\*2 東京理科大学 理工学部建築学科 助手 工修 (正会員)

\*3 東京理科大学 理工学部建築学科 助教授 工博 (正会員)

\*4 東京理科大学 理工学部建築学科 教授 工博 (正会員)

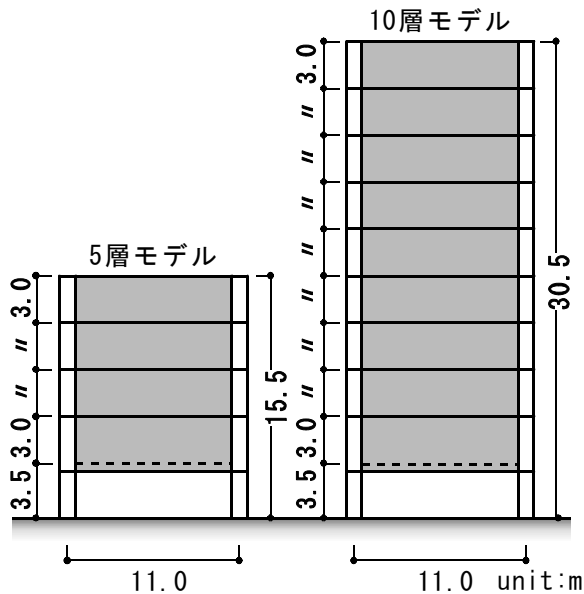


図-2 解析対象建物の軸組図

厚は200mm, 使用コンクリートは30N/mm<sup>2</sup>, 使用鉄筋は主筋がSD345とする。なお本論文で用いる建物モデルは文献2)を参考に設定した。

### 3. ピロティ建物の解析概要

1層の柱部材は線材に置換し, せん断は弾性とし, 部材端にはM-θ 関係に変動軸力の影響を考慮できるMSバネを使用している。MSバネに使用したコンクリート, 鉄筋の復元力特性は文献3)に示されていたものを一部変更して用いている(図-4, 図-5)。コンクリートバネは圧縮側において, 0.3f<sub>c</sub> (f<sub>c</sub>:圧縮強度)で剛性低下し, f<sub>c</sub>以降は耐力低下するモデルとし, コアコンクリートでは降伏後の応力度低下率λを0.9とし, かぶりコンクリートでは0.7としている。鉄筋バネはTri-Linearモデルとし, 降伏歪みを3.0d<sub>sy</sub> (d<sub>sy</sub>:鉄筋の降伏変位)としている。MSモデルの塑性ヒンジ領域について文献4)では, 平均的に0.5D (D:柱せい), 長くても1.5Dとしている。そこで本論文では塑性ヒンジ領域が0.5D~1.5Dとなるように設定する。具体的には材端剛塑性バネ法の曲げバネの初期剛性が6EI/L (E:コンクリートのヤング係数, I:鉄筋を考慮した柱の断面2次モーメント, L:柱のクリアスパン)で決定されるのを考慮し, MSバネの初期剛性が6EI/Lと一致するように設定した。

	pg=1.56%	pg=2.34%	pg=3.12%
5層			
	Fc30 700×700	Fc30 700×700	Fc30 700×700
主筋	8-D35	12-D35	16-D35
帯筋	U13-田@100	U13-田@100	U13-田@100
10層			
	Fc40 900×900	Fc40 900×900	Fc40 900×900
主筋	12-D41	16-D41	20-D41
帯筋	U13-田@100	U13-田@100	U13-田@100

1層の柱主筋: SD390

1層のせん断補強筋: SBPD 1275/1420

図-3 1層の柱部材断面図

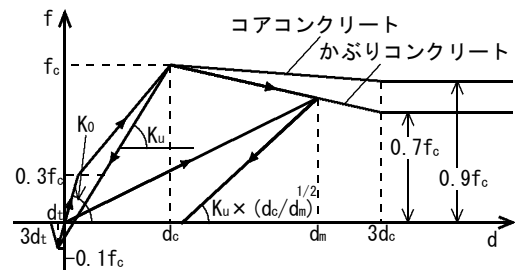


図-4 コンクリートバネの復元力特性

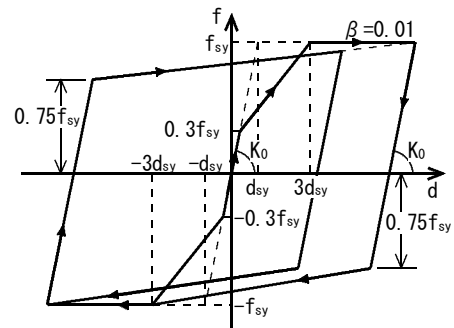


図-5 鉄筋バネの復元力特性

2層以上の壁は付帯柱も含めて曲げ剛性, せん断剛性を求め<sup>4)</sup>, 軸バネは壁と付帯柱を個別にし, 軸バネの引張側は引張降伏による剛性低下を表したBi-Linear型, 圧縮側は弾性とした。壁のせん断は弾性, 壁に付帯する梁は剛としている。解析プログラムには非線形応答解析プログラムCANNY99<sup>5)</sup>を用いる。

### 4. 1質点系への縮約

既往の研究により, ピロティ建物の応答性状は, 1層に応答変形が集中し, 2層以上は応答変

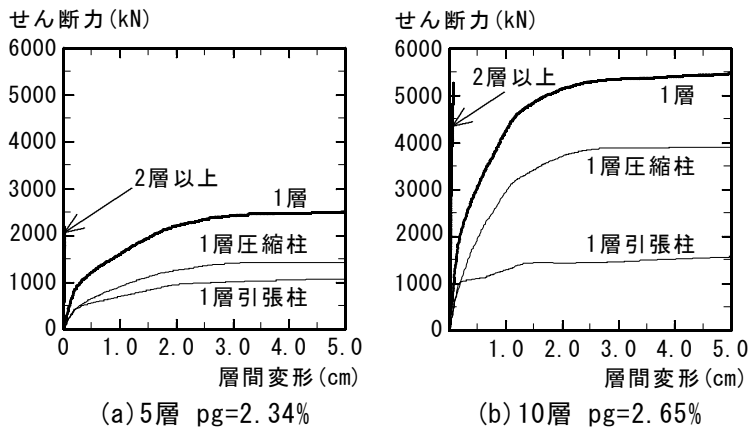


図-6 せん断力-層間変形関係

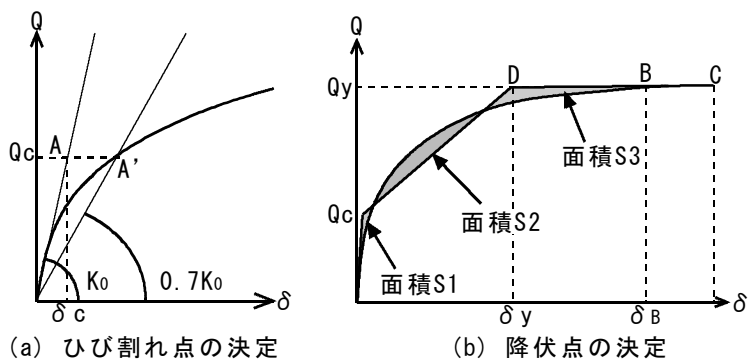


図-7 Tri-Linear化の手法

形が小さく弾性範囲内に収まっているため、1質点系モデルの応答と相関性があるものと思われる。そこで1質点系をピロティ建物の降伏時周期と1質点系モデルの降伏時周期が等値となるように作成し(以下、等価1質点系とする)、ピロティ層の応答と比較する。

#### 4.1 等価1質点系への縮約方法

##### 4.1.1 静的非線形解析

図-6に静的非線形解析により得られた各層のせん断力と層間変形の関係(以降、 $Q-\delta$ 関係とする)を示す。その際の外力分布は $A_i$ 分布を用いている。横軸は層間変形、縦軸は層せん断力である。なお、各層における層間変形は、図-8に示すように、各層の床面に対する垂線から層の変形を計測している。これは2層以上の層間変形を直接評価するためである。

図-6に示すように、5、10層モデルともに変形はピロティ層に集中し、2層以上の $Q-\delta$ 関係はほぼ初期剛性になっている。このことから各層の $Q-\delta$ 関係は静的非線形解析を行うことな

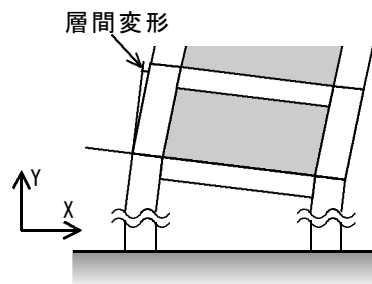


図-8 層間変形の定義

く算出することができると考えられる。さらに10層モデルでは、5層モデルに比べ圧縮柱のせん断力負担率が大きくなっている。本論文では図-6に示す $Q-\delta$ 関係を用いてピロティ建物を等価1質点系に縮約する。

##### 4.1.2 Tri-Linear化<sup>6)</sup>

等価1質点系の骨格曲線を得るためにピロティ層の $Q-\delta$ 関係をTri-Linear化する。その手法を以下に示す。

- (1) 初期剛性(原点の接線剛性)を $\alpha$ 倍した直線と $Q-\delta$ 曲線の交点を $A'$ 点とする(図-7(a))。本論文において $\alpha$ は0.7とする。
- (2)  $A'$ 点の縦軸を $Q_c$ とし、初期剛性の縦軸が $Q_c$ となる点 $A$ として、これを見かけ上のひび割れ点と考える(図-7(a))。
- (3)  $Q-\delta$ 上に降伏後の変形と特定できる $B$ 点を任意に定め、 $B$ 点と $B$ 点から $0.2\delta_B$ 進んだ $C$ 点を結ぶ直線を引く(図-7(b))。
- (4) この直線 $BC$ の延長線上に以下の式(1)を満たす $D$ 点を定める(図-7(b))。

$$\text{面積}S1 + \text{面積}S3 = \text{面積}S2 \quad (1)$$

- (5)  $B$ 点の変形が $D$ 点の変形の2~4倍の範囲であるか確認する。その範囲になれば(3)で定めた $B$ 点を再設定する。
- (6)  $D$ 点を見かけ上の降伏点と考え、 $A, D, B$ 点を通るTri-Linear曲線にモデル化する。

以上の手法により得られたピロティ層のTri-Linear曲線を等価1質点系の骨格曲線として用いる。すなわち等価1質点系の降伏耐力はピロティ層と同じ値になるように簡便に定めた。

表-1 等価1質点系の概要

建物モデル	降伏時周期 (s)	全質量 (kN・s <sup>2</sup> /m)	等価質量 (kN・s <sup>2</sup> /m)
5層	pg=1.56%	588.576	595.735
	pg=2.34%		595.955
	pg=3.12%		596.777
10層	pg=1.99%	1189.296	1325.169
	pg=2.65%		1323.629
	pg=3.31%		1330.013

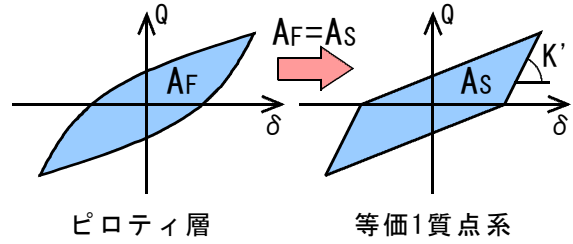


図-9 除荷時剛性の決定方法

#### 4.1.3 ピロティ建物の降伏時周期

本論文ではピロティ建物と等価1質点系の降伏時周期が一致するように、等価1質点系を作成するため、ピロティ層降伏時の周期Teyを算出する。具体的にはピロティ層が降伏する際の各層の割線剛性を図-6に示すQ-δ関係から求め、その剛性及び各層の質量を用いて固有値解析を行うことによりTeyを算出する。各建物モデルにおける降伏時周期を表-1に示す。

#### 4.1.4 等価1質点系の等価質量

4.1.3で算出したピロティ建物の降伏時周期Teyと、等価1質点系の降伏時剛性Keyを用いて、式(2)により等価1質点系の等価質量IMを算出する。

$$IM = (Key \cdot Tey^2) / 4\pi^2 \quad (2)$$

降伏時周期を用いて等価質量を算出することはピロティ層が塑性化することを想定して1質点化を行っていることを意味する。各建物モデルにおける等価1質点系の等価質量IMを表-1に示す。

#### 4.1.5 等価1質点系の除荷時剛性

図-9に示すように等価1質点系の除荷時剛性K'は、ピロティ層のQ-δ関係により囲まれる面積AFと、等価1質点系のQ-δ関係により囲まれる面積Asが等しくなるような塑性率の関数で表す。なお、5層pg=3.12%ではAFに合うようにK'を決定した際に、K'が負になるという現象が

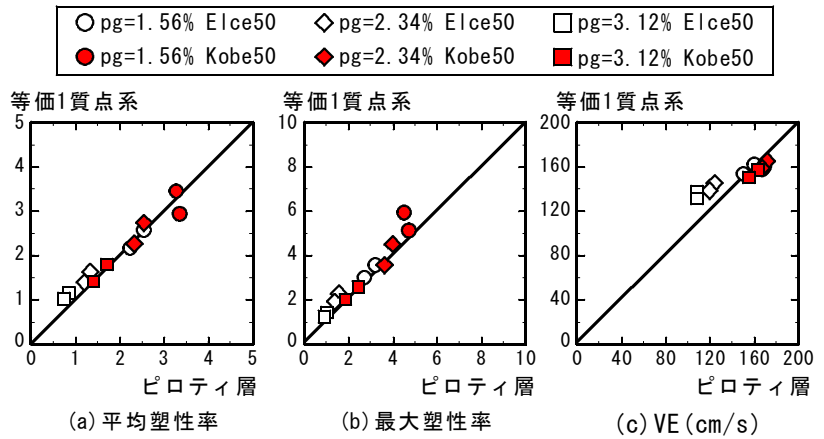


図-10 ピロティ層と等価1質点系の比較(5層モデル)

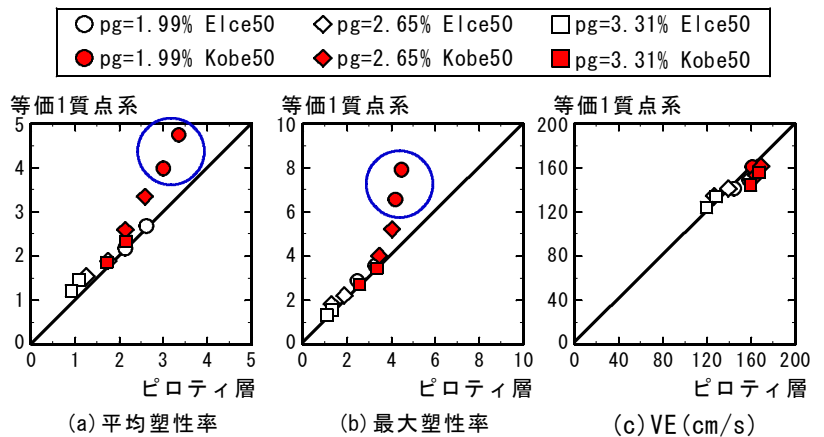


図-11 ピロティ層と等価1質点系の比較(10層モデル)

起こったため、K'の上限値は等価1質点系の初期剛性K0とした。

#### 4.2 ピロティ層と等価1質点系の比較

4.1に示す手法により縮約した等価1質点系とピロティ建物の応答を比較する。使用地震波はEl Centro NS(1940年 Imperial Valley地震), KOBE NS(1995年 兵庫県南部地震神戸海洋気象台記録)の2波で、それぞれ最大速度が50kineになるように基準化したものを使用し(以降、各地震波をそれぞれElce50, Kobe50と略称する)、粘性減衰は瞬間剛性比例型で、減衰定数は弾性

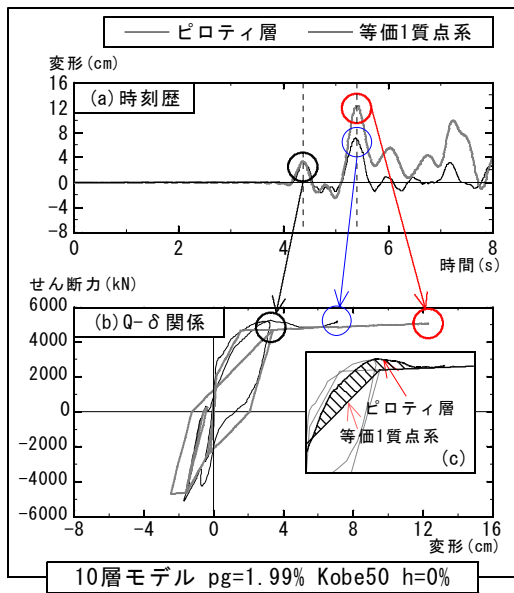


図-1.2 時刻歴とQ-δ関係の比較

1次固有周期に対して0, 5%の2通りとする。

図-1.0に5層モデルの, 図-1.1に10層モデルの等価1質点系とピロティ層の(a)平均塑性率(正負側最大塑性率の平均値), (b)最大塑性率(正負側最大塑性率の絶対値が大きい方の値), (c)VE(cm/s)(入力エネルギー量の速度換算値)の対応を示す。横軸にはピロティ層の応答を, 縦軸には等価1質点系の応答を表している。

図-1.0, 図-1.1から, 5層モデル, 10層モデルともにピロティ建物と等価1質点系の平均塑性率, 最大塑性率はほぼ等しい。さらに両者のVEもほぼ等しいことからピロティ建物の降伏時周期は, ピロティ層の柱の軸伸びを補正すること(4.1.1)による影響をほとんど受けないといえる。ピロティ層にM-Nインタラクションを考慮できるMSバネを用いたピロティ建物においても本論文で示した手法により等価1質点系に縮約することは有効である。しかし図-1.1から $pg=1.99\%$  KOB50における等価1質点系の平均塑性率, 最大塑性率はピロティ層に対して大きな値となっているため, より詳細な検討を行う。

図-1.2に10層モデル  $pg=1.99\%$  KOB50  $h=0\%$ の(a)時刻歴及び最大変形に達するまでの(b)Q-δ関係を示す。

図-1.2から, 最初に塑性化する4.4(s)付近まではピロティ層と等価1質点系の変形に高い

相関性があることがわかる。しかし, 5.4(s)付近での両者の応答は大きくずれている。図-1.2(b)において両者の復元力特性を検討すると, 最大変形が生じるまでの履歴吸収エネルギーはピロティ層の方が大きくなっている(図-1.2(c))。よって塑性化した後のピロティ層と等価1質点系の復元力特性の差異が最大変形に大きな影響を及ぼしていると考えられる。図-1.0において両者の平均, 最大塑性率がずれている5層モデル  $pg=1.56\%$  KOB50  $h=0\%$ においても同様の傾向が見られた。以上の検討から, 等価1質点系とピロティ建物の応答を合わせるには両者の復元力特性を一致させることが重要である。

## 5. ピロティ建物への展開

4章においてMSバネを用いたピロティ建物と等価1質点系に縮約できることが確認された。そこで制振補強したピロティ建物と等価1質点系の応答を比較することにより, 図-1に示す(3)ピロティ建物への展開が可能であるかを検討する。

### 5.1 制振補強したピロティ建物と等価1質点系の解析概要

ピロティ建物は, 2章で示したものをを用いる。制振補強を行うため, 本論文ではピロティ層にK型ダンパーを設置する。K型ダンパーの復元力特性は完全弾塑性型とし, ダンパーの両端はピン接合になっている。K型ダンパーのパラメータは制振補強後のピロティ層の初期剛性 $K_s$ と無補強時のピロティ層の初期剛性 $K_0$ を用いて式(3)により算出される剛性比 $\gamma$ と制振補強後のピロティ層の降伏耐力 $Q_{Sy}$ と無補強時のピロティ層の降伏耐力 $Q_y$ を用いて式(4)により算出される耐力比 $\beta$ とし,  $\gamma$ は3.33と0.83の2種類, 耐力比 $\beta$ は0.2から0.8まで0.2刻みで4種類を設定する。

$$\text{剛性比 } \gamma = (K_s - K_0) / K_0 \quad (3)$$

$$\text{耐力比 } \beta = (Q_{Sy} - Q_y) / Q_y \quad (4)$$

等価1質点系は, 4.1で示した縮約方法により作成し,  $\gamma, \beta$ はピロティ層と同様に設定する。使用地震波及び減衰定数は4.2と同様である。

凡例は図10

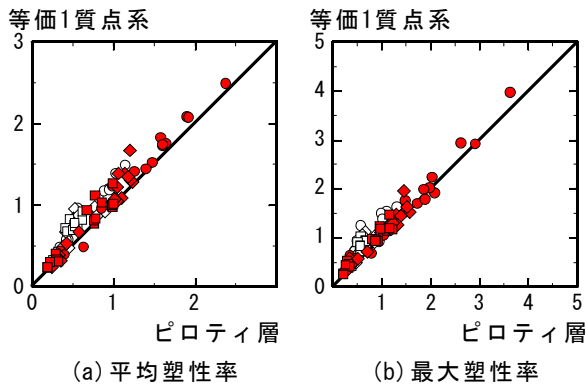


図-13 制振補強したピロティ層と等価1質点系の比較(5層モデル)

凡例は図11

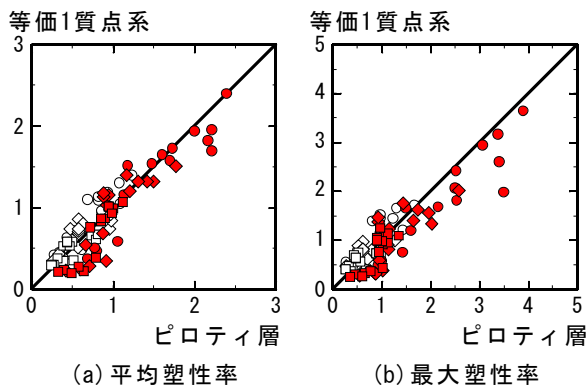


図-14 制振補強したピロティ層と等価1質点系の比較(10層モデル)

## 5.2 制振補強したピロティ層と等価1質点系の比較

図-13に5層モデル、図-14に10層モデルの制振補強したピロティ層と等価1質点系の(a)平均塑性率、(b)最大塑性率の対応を示す。横軸にはピロティ層の応答を、縦軸には等価1質点系の応答を表している。

図-13、図-14より5層、10層モデルともに、補強前と比較するとばらつきは大きくなっているが制振補強したピロティ建物と等価1質点系の平均塑性率、最大塑性率はほぼ等しい。よって等価1質点系に用いた剛性比 $\gamma$ 、耐力比 $\beta$ をそのままピロティ層に適用することにより両者の応答はほぼ等しくなる。なお、塑性率1.0以下において両者の応答がばらつくが、その原因は4.1.4で示したように本論文における等

価1質点系は塑性化することを前提に作成しているためである。

## 6. まとめ

本論文は図-1に示すRC造ピロティ建物の制振補強設計手法確立のための基礎的検討として、ピロティ層の柱にMSバネを用いたピロティ建物を対象に等価1質点系への縮約、ピロティ建物への展開について検討を行い以下の知見を得た。

(1) 無補強時のピロティ建物と等価1質点系の応答には高い相関性があり、ピロティ建物を本論文で提案する縮約方法により等価1質点系に置換することは有効である。

(2) 制振補強した等価1質点系に用いた剛性比 $\gamma$ 、耐力比 $\beta$ をそのままピロティ建物に適用した場合、両者の応答はほぼ等しくなり、制振補強した等価1質点系から制振補強したピロティ建物に展開することは有効である。

## <謝辞>

解析には李康寧博士の立体骨組解析プログラムCANNY99を使用させていただきました。ここに記して謝意を表します。

## <参考文献>

- 1) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説，2001.
- 2) 小室努，川端一三，小谷俊介：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，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 18，No. 2，pp. 755-760，1996.
- 3) 木村暁子，前田匡樹：梁の軸伸び変形が柱のせん断力及び降伏機構に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 22，No. 3，pp. 1393-1398，2000.
- 4) 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.
- 5) Li Kang-Ning：Canny99，Three Dimensional Nonlinear Dynamic Structural Analysis Computer Program Package，October，1996.
- 6) 日本建築学会関東支部：耐震構造の設計-構造計算のすすめ方-7-，pp. 189-194，1981