

# 論文 鉄筋コンクリート造骨組の弾塑性地震応答に及ぼす部材モデルの影響

川久保 樹<sup>\*1</sup>・塩原 等<sup>\*2</sup>

要旨：部材を最小構成単位とした骨組の弾塑性地震応答解析で部材モデルとして最も用いられる a)材端弾塑性ばねモデルと，既往の研究で提案されているそれ以外の b)分割はりモデル，c)柔性分布モデル，および d)離散ばねモデルについて，弾塑性骨組地震応答解析を行い比較検討した。離散ばねモデル以外は，逆対称変形を仮定しているのので，骨組解析の逆対称変形とは大きく異なるようなモデル化のもと，それぞれのモデルがどのような応答をするのかを調べる。反曲点の位置が部材内にない場合，すなわちモーメント分布が台形に近い場合や，高層建物で高次モードの影響が無視できない場合について比較する。

キーワード：地震応答，部材モデル，離散ばねモデル，高次モード

## 1. はじめに

建築構造物の弾塑性地震応答解析において，部材を最小単位とした解析は，建物の損傷量をより精確に推定できる利点がある。地震動を受け，時々刻々と変化する部材剛性マトリクスの評価には，1自由度系である「復元力特性モデル」とそれを2自由度系に拡張するための「部材モデル」を使用する。部材モデルとしては，その式の単純さから材端弾塑性ばねモデルが用いられることが多い。ところが，地震動を受ける建物においては部材両端の復元力-変位関係は独立な履歴を示し，反曲点はめまぐるしく変化する。鉄筋コンクリートのように，ひび割れが生じて塑性変形が部材内に分布する場合，必ずしも適切とはいえない。これまでに材端弾塑性ばねモデル以外の部材モデルとの関係や応答の精度について比較検討が行われている<sup>1),2)</sup>。

材端弾塑性ばねモデル<sup>3)</sup>，分割梁モデル<sup>4)5)</sup>，柔性分布モデル<sup>6)</sup>の各部材モデルでは，材端の変形角は各々逆対称変形を仮定し，弾塑性挙動を示す復元力特性における剛性を定めているが，離散ばねモデル<sup>7)</sup>は，降伏後の割線剛性低下率を定めるとき以外はその制約を受けないため，曲

げ成分に関してはより精解に近づくと考えられる。そこで本研究では，動的弾塑性地震応答解析を行い，各種部材モデル間での精細な比較を行う。

## 2. 部材モデル

### 2.1 各種部材モデル

本研究で用いた部材モデルは，材端弾塑性ばねモデル<sup>3)</sup>，分割梁モデル<sup>4)5)</sup>，柔性分布モデル<sup>6)</sup>，離散ばねモデル<sup>7)</sup>の4つである。部材の変形角 $\theta$ と復元力 $M$ を図-1のように定義する。荷重-変形関係を柔性マトリクスを用いて，増分形式で表すと式(1)のようになる。部材モデルの与える柔性マトリクスを表-1にまとめる。

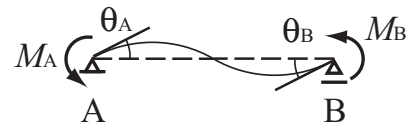


図-1 変形角の定義

$$\begin{bmatrix} d\theta_A \\ d\theta_B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_{11} & F_{12} \\ F_{21} & F_{22} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} dM_A \\ dM_B \end{bmatrix} \quad (1)$$

$d\theta$  : 回転角増分  $dM$  : モーメント増分

$F_{11} \sim F_{22}$  : 柔性マトリクスの要素

\*1 (株) 鴻池組 修士(工学) (正会員)

\*2 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻助教授 工博 (正会員)

表 - 1 各部材モデルの柔性マトリクス要素

部材モデル		$F_{11}$	$F_{12}(=F_{21})$	$F_{22}$
材端弾塑性ばねモデル		$f_A + f_o$	$-f_o$	$f_B + f_o$
分割梁モデル	$f_A \geq f_B$	$3f_A/2 + f_B/2$	$-f_B$	$2f_B$
	$f_A \leq f_B$	$2f_A$	$-f_A$	$f_A + 3f_B/2$
柔性分布モデル		$2f_A + (f_B - f_o)/3$	$f_{AB}$	$(f_A + f_B)/2 + 2f_{AB}/3$
離散ばねモデル		$\sum (1 - \lambda_j)^2 \cdot f_j$	$-\sum \lambda_j (1 - \lambda_j) \cdot f_j$	$\sum \lambda_j^2 \cdot f_j$

$f_A$ :A 端の柔性  $f_B$ :B 端の柔性  $f_o$ :弾性柔性  $f_j$ :j 番目のばねの柔性  $f_{AB}:\pm\sqrt{(f_A - f_o)(f_B - f_o)}$   
 $f_{AB}$  の符号は  $M_A \cdot M_B$  に一致させる  $\lambda_j$ :A 端からの j 番目のばねの位置の部材長に対する比

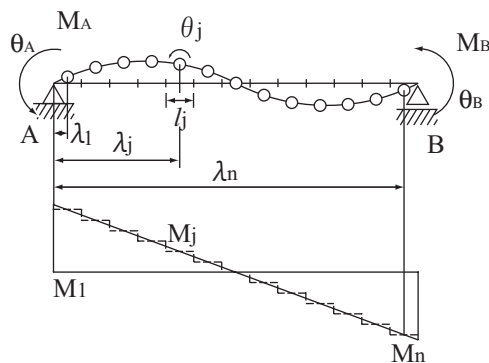


図 - 2 離散ばねモデル

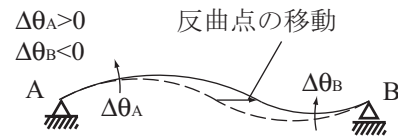


図 - 3 反曲点の移動

たとえば,図 - 3 のような反曲点が移動するような変形状態において,変形の増加量は  $d\theta_A > 0$ ,  $d\theta_B < 0$  であるが,復元力の増加量は式(3)を満たす場合には  $dM_A < 0$  となり符号が一致しない。

## 2.2 柔性相互依存度の検討

部材モデルの柔性マトリクスは,仮定する部材の損傷を反映して異なっている。式(1)の荷重・変形関係をたとえば式(2a), (2b)のように  $dM_A, dM_B$  について解いて表すとき,  $F_{12}/F_{22}$ ,  $F_{21}/F_{11}$  の値を A 端と B 端の相互依存性の度合いを示すものとして,ここでは柔性相互依存度と呼ぶことにする。A 端と B 端がある変形状態のとき,柔性相互依存度の値によっては変形の符号と復元力の符号が一致しなくなる。

$$dM_A = \frac{F_{22}d\theta_A}{|\mathbf{F}|} \left( 1 - \frac{F_{12}}{F_{22}} \cdot \frac{d\theta_A}{d\theta_B} \right) \quad (2a)$$

$$dM_B = \frac{F_{22}d\theta_B}{|\mathbf{F}|} \left( 1 - \frac{F_{21}}{F_{11}} \cdot \frac{d\theta_A}{d\theta_B} \right) \quad (2b)$$

ただし,  $|\mathbf{F}|$ :柔性マトリクスの逆行列

$$1 - \frac{F_{12}}{F_{22}} \cdot \frac{d\theta_B}{d\theta_A} < 0 \quad (3)$$

特に,  $dM_A - d\theta_A$  関係の柔性相互依存度  $F_{12}/F_{22}$  を調べてみる。降伏後の弾性剛性に対する剛性比を 0.01 として A 端がひび割れてから降伏するまでの間 ( $f_A = 3.5f_o$ ) のときと,降伏しているとき ( $f_A = 100f_o$ ) の 2 種類の損傷状態における, B 端の柔性を変化させたグラフを図 - 4 に示す。分割梁モデルでは B 端の柔性にかかわらず,柔性相互依存度は -0.5 となっており図 - 3 のような変形をしているとき, B 端の回転角の変化量が A 端の回転角の変化量の 2 倍を超えると,復元力と変形の符号が一致しなくなる。このことを塩原<sup>1)</sup>は,剛性の分岐と呼んだ。材端ばねモデルでは剛性の分岐が起こるのは A 端と B 端の変形量の比率が,さらに大きくなった場合なので,よりその現象は起こりえない。さらにここでは A 端が降伏していると仮定しているため, B 端の増加量の倍率が高くなりにくいのでこの傾向は明らかである。一方,柔性分布モデルでは  $f_B$  の値が  $f_o$  から  $10f_o$  の範囲では 1.6 前

後の値となっており逆のことがいえる。A 端が降伏している状態では、B 端の柔性が小さいときは剛性の分岐は起こりやすいが、B 端も柔性が上昇してくると、A 端における剛性の分岐は起こりにくくなることが分かる。

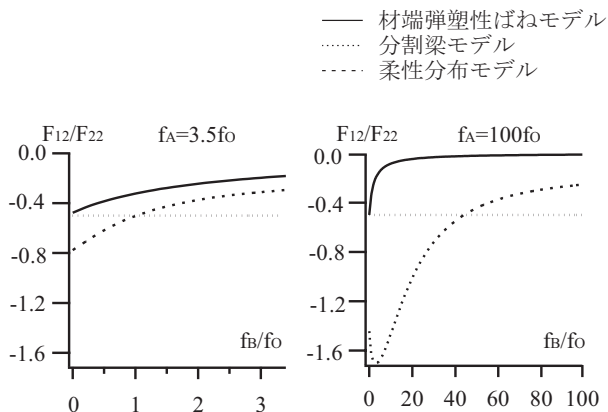


図 - 4 柔性依存度の変化

### 3. 解析概要

#### 3.1 解析対象建物

3 スパンで整形な 5 層、10 層建物を設定し、弾塑性地震応答解析を行った。解析のパラメータは層数と柱の剛性、及び部材モデルの種類とした(図 - 5)。type5-B は標準とした type5-A の内柱の剛性と耐力をともに外柱の 5 倍としたものである。これは、部材のモーメント分布が台形に近くなることを狙うためである。図 - 6 に逆三角形分布を持つ横荷重を加えたときの、1 層内柱における材端モーメントの比を示す。type20 は 20 層のものである。これら以外の変数については、部材寸法を除いて各建物で共通とする。階高は各層 3.5m、スパン長さは 6.0m×6.0m で、各階の重量・断面寸法は同一とし、単位面積あたりの慣性質量は 1.2 ton/m<sup>2</sup> とし、解析では柱梁接合部分に集中させて与えた。断面寸法は表 - 2 にあるとおりとする。なお、type5-B の外柱は type5-A のものと同じとする。1 層柱脚と各階梁端に曲げ降伏ヒンジを想定する全体降伏機構となるように、部材の耐力は、設計層せん断力係数分布は逆三角形分布で、設計ベースシア係数は 0.25 とし、降伏を計画する部材の降伏強度は設計用応力の 1.0 倍とし、降伏を計画しない部材の降伏強度は設計用応力の

1.5 倍とした。変動軸力は考慮してない。固有周期は type5-A で 0.62[s] ,type5-B で 0.53[s] ,type20 で 1.7[s]であった。

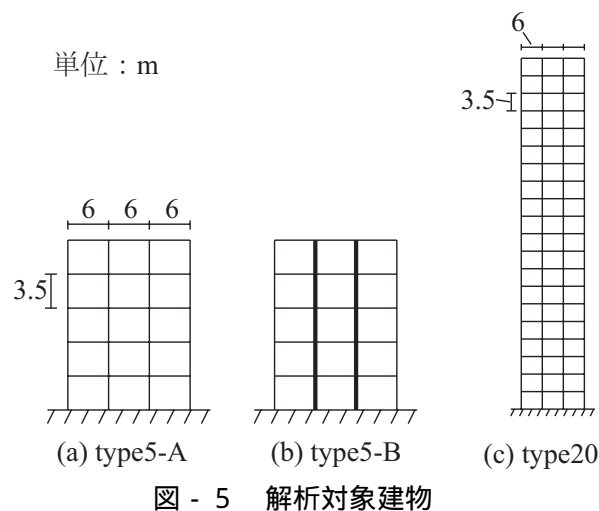


図 - 5 解析対象建物

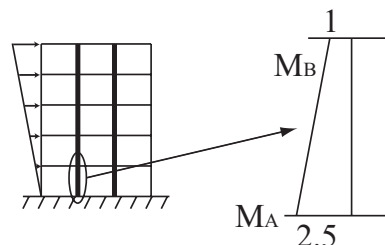


図 - 6 type5-B のモーメント分布

表 - 2 部材寸法(単位:cm)

部材	type5-A	type5-B (内柱)	type20
柱	70 × 70	105 × 105	110 × 110
梁	60 × 40	60 × 40	85 × 60

#### 3.2 解析方法

数値計算には Newmark の 法(  $\gamma=0.25$  )を用い、減衰定数は 2% とし瞬間剛性比例型とする。入力地震波は El Centro(341gal)を最大速度が 50kine になるように倍率を掛けたものを用い、継続時間を 20 秒、積分時間刻みを 0.01 秒とする。

##### (1) 部材モデルの設定

材端弾塑性ばねモデル、分割梁モデル、柔性分布モデルについては建物の柱、梁全てに同じ部材モデルを適用し、離散ばねモデルについては柱のみ、等間隔に 20 個の弾塑性ばねを設け、梁については両端に弾塑性ばねを 1 つずつ設けた建物を考える(図 - 7)。

(2) 離散ばねモデルの降伏曲率の決め方  
 離散ばねモデルでは各々のばねの曲率を積分したものが、両端の回転角となる。そこでモーメ

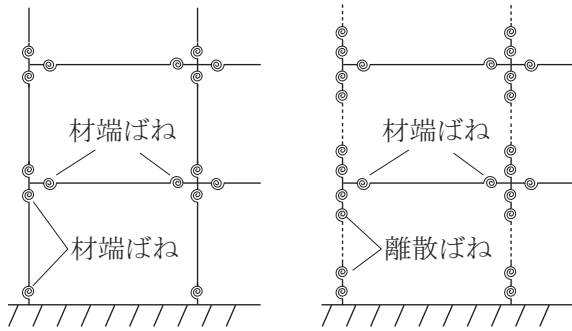


図 - 7 弾塑性ばねの配置

表 - 3 適用部材モデル

建物名	層数	柱	梁
type5-A-es	5	es	es
type5-A-dm	5	dm	dm
type5-A-df	5	df	df
type5-A-ds	5	ds	es
type5-B-es	5	es	es
type5-B-dm	5	dm	dm
type5-B-df	5	df	df
type5-B-ds	5	ds	es
type10-es	20	es	es
type10-dm	20	dm	dm
type10-df	20	df	df
type10-ds	20	ds	es

es:材端ばねモデル dm:分割梁モデル  
 df:柔性分布モデル ds:離散ばねモデル

ント・曲率関係はモーメント・回転角関係から次のように算出する。すなわち、材端のばねがひび割れ曲率に達した時の、各ばねの曲率を積分した材端の回転角がひび割れ回転角と等しくなるように、ひび割れ曲率を定める。降伏曲率には、逆対称変形時に両端の回転角が降伏回転角となるように、材端のばねの降伏曲率を定める。

(3) 降伏後の剛性について

復元力特性はトリリニア型(降伏点剛性低下率  $\alpha_y = 0.3$ 、降伏後剛性は弾性剛性の柱で  $\alpha_u = 0.015$ 、

梁で  $\alpha_u = 0.03$ )(図 - 8)とし、履歴特性には柱に takeda モデル<sup>8)</sup>、梁に takeda-slip モデル<sup>9)</sup>を用いる。離散ばねモデルのモーメント - 曲率関係における降伏後の剛性低下率を一定値にしても、材端モーメント - 材端回転角関係に直すと、塑性率によって変動する。たとえば、復元力モデルがバイリニア型るとき逆対称変形を仮定し、モーメント - 曲率関係における降伏後の剛性低下率を 0.02 にした場合の、材端のばねにおける塑性率とモーメント - 回転角関係における剛性低下率の関係を図示すると、図 - 9 のようになる。

本論では、離散ばねモデルを適用している柱の剛性低下率を 0.01、それ以外の部材モデルを適用している柱の剛性低下率を 0.015 としして解析をしている。

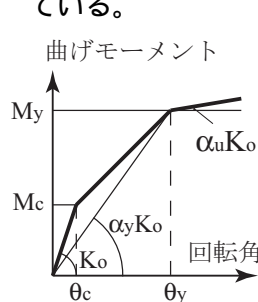


図 - 8 復元力特性

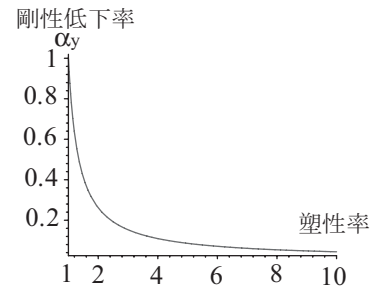


図 - 9 剛性低下率 - 塑性率関係

## 4 解析結果

### 4.1 変位応答とエネルギー吸収量

図 - 10 に各建物の最上階水平変位の時刻歴を示す。type5-A, type5-B とともに材端弾塑性ばねモデル、分割梁モデル、離散ばねモデルでほぼ同じ応答を示しているが、柔性分布モデルのみ途中から周期がずれ始め、他の部材モデルとは異なった応答を示している。type20 では、4 つの部材モデルでほぼ同じ応答を示し、最上階の水平変位応答については、部材モデル間の違いは見られなかった。1 層柱では柱脚が降伏し、柱頭では降伏しないと、図 - 4 で示した部材両端の柔性の増加と柔性依存度の関係において  $f_A/f_0$  を柱脚の弾性柔性に対する割合とし  $f_B/f_0$  を柱頭の弾性柔性に対する割合すると  $f_B/f_0$  の値が 1 以下の領域にあることになる。そのとき、柔性分布モデ

ルでは柔性依存度の値が $-1.5 \sim -1.7$ の範囲になり、剛性の分岐が起きやすい。また、4.2で示すがtype20の建物では1層柱脚の最大塑性率が柔性分布モデルではほぼ1になっているため、時刻歴のほとんどは降伏後の剛性の値にはなっていないことが分かる。このことから、柔性依存度は $-0.8$ から $-0.3$ までの値をとり、剛性の分岐は柱脚が降伏しているときに比べて起きにくくなっている。このため、他のモデルと同様な挙動を示したと考えられる。

骨組の全非線形要素について、履歴吸収エネルギーの比較を図-11に示す。ここでいう履歴吸収エネルギーとは、弾塑性ばねのモーメント-回転角関係図において、履歴ループが囲む面積を時間によって積分したものである。type5-Aでは分割梁モデルのみ他の部材モデルを下回っており、type5-Bにおいても、時刻歴全体にわたって最もエネルギー吸収量が少なく、柔性分モデルがそれに続いている。材端弾塑性ばねモデルと、離散ばねモデルは概ね同じ挙動を示した。type20では、最上階水平変位応答と同様に4つの部材モデルで大きな差は見られなかった。エネルギー吸収量の観点から見ると、柔性分布モデルはモーメント分布が逆対称になる場合と、台形に近くなる場合との違いの影響を受けやすいということがいえる。

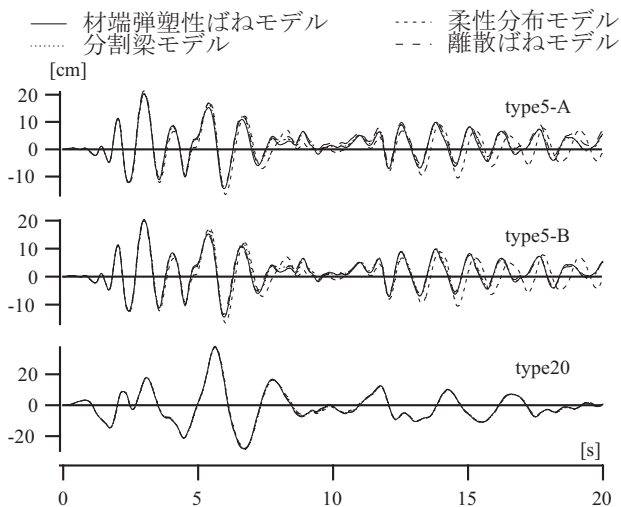


図 - 10 最上階変位応答

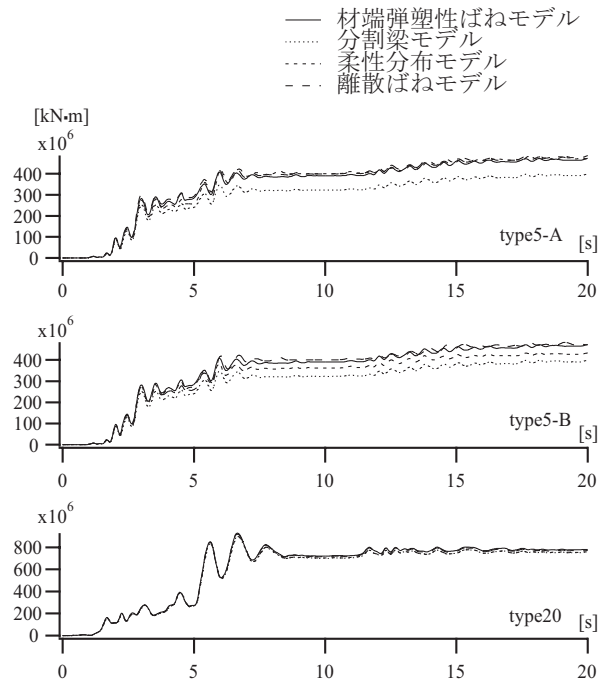


図 - 11 エネルギー吸収量

#### 4.2 最大塑性率と最大層間変形角

部材が時刻歴中に経験した最大の塑性率について図-12にまとめる。縦軸に塑性率、横軸に部材モデルの種類をとり、解析建物モデルごとに線で結んでいる。図中、(b)最大値とは建物内全体の中での最大塑性率のことである。柱脚の塑性率については、type5-A, type5-B, type20で部材モデル間の違いが同じ傾向になっており、さらに材端弾塑性ばねモデルと離散ばねモデル、分割梁モデルと柔性分布モデルでそれぞれ近い値をとっている。type5-Aとtype5-Bの最大塑性率は材端弾塑性ばねモデルと離散ばねモデルで近い値を示し、分割梁モデルと柔性分布モデルではtype5-Aで近い値を、type5-Bでは4つの部材モデルの中で最小値と最大値を与えた。

層間変形角について、時刻歴中に経験した最大の値を図-13に示す。type5-A, type5-Bについてみてみると、材端弾塑性ばねモデルは層ごとの値の変化量が、他の部材モデルに比べて少ない。type20では、2層から6層にかけて部材モデル間の違いが出ており、高次モードの影響を受けていると考えられる。材端弾塑性ばねモデルと離散ばねモデルで近い値をとっていることから、部材の曲げ挙動について離散ばねモデル

を精解と仮定するならば、材端弾塑性ばねモデルは、高次モードの影響は受けにくいといえる。

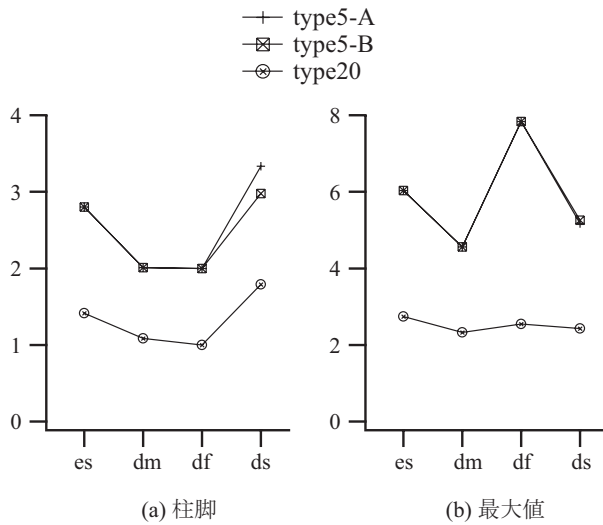


図 - 12 最大塑性率

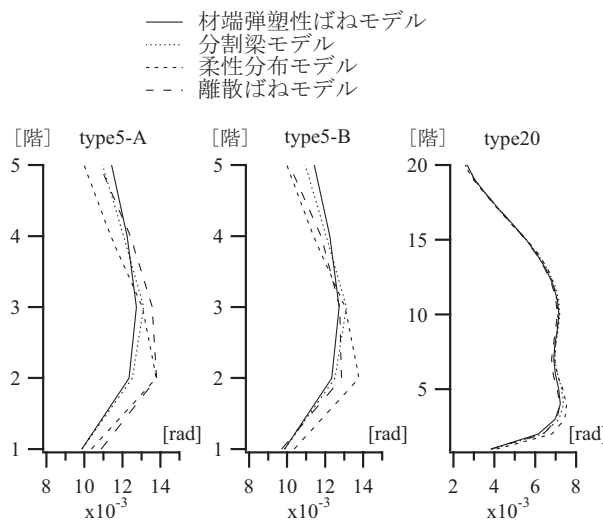


図 - 13 層間変形角

## 5. まとめ

層数や部材剛性をパラメータとした骨組の弾塑性地震応答解析を行い、部材モデルによる違いを検討した。柔性分布モデルは、地震応答において周期の伸びが見られ、他のモデルとは異なった性状を示した。これは、柔性分布モデルでは、一端のみが降伏すると、柔性依存度の絶対値が大きくなり、剛性の分岐が起こりやすくなるためである。高次モードの影響は、柔性分布モデル、分割梁モデル、材端ばねモデルの順

に小さくなった。層間変形角に部材モデルによって大きな違いが現れたことは、部材モデルの選択に注意が必要といえる。曲げ変形挙動に關していえば、離散ばねモデルと材端弾塑性ばねモデルの応答は近いといえる。本論ではわずか1種類の地震波について3つの建物モデルで地震応答解析をしたのみである。今後、様々な条件での検討を追加していく必要がある。

## 参考文献

- 1) 塩原 等, 小谷俊介, 青山博之: 弾塑性地震応答におよぼす部材モデルの効果, 第5回コンクリート工学年次講演会講演論文集, pp. 217-220, 1983.
- 2) 市之瀬敏勝, 滝口克己: 鉄筋コンクリート柱の部材モデルに関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第401号, pp.67-75, 1989.7.
- 3) Giberson, M.F.: Two Nonlinear Beams with Definition of Ductility, Proc. ASCE, Vol. 95, No. ST2, pp. 137-157, Feb, 1969.
- 4) Colugh, R. W., Bunuska, K. L. and Wilson, E. L.: Inelastic Earthquake Response of Tall Buildings, Proc. of 3rd WCEE, Vol.2, New-Zealand, pp. 68-89, Jan, 1965.
- 5) 青山博之: 鉄筋コンクリート骨組の弾塑性解析(第1報), 学会号外, pp. 357-358, 1967
- 6) 滝沢春男: 鉄筋コンクリート造建物の強震応答解析, コンクリートジャーナル, vol.11 No.2, pp.10-21, 1973. 2.
- 7) 表祐太郎, 武田寿一: 鉄筋コンクリート造煙突の弾塑性応答に関する研究(その1 模型実験), 日本建築学会論文報告集, No. 215, pp. 21-32, 1974.2.
- 8) J.Takeda, M. A. Sozen, and N. M. Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal, Structural Division, ASCE, Vol. 96, No. ST12, pp.2557-2573, 1970.
- 9) 江戸宏彰, 武田寿一: 鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答フレーム解析, 日本建築学会学術講演梗概集, pp. 1877-1878, 1977. 10.