

論文 鉄筋コンクリート造骨組の弾塑性解析における部材モデルの適用性

朴 哲敏^{*1}・楠原 文雄^{*2}・塩原 等^{*3}

要旨：骨組の耐震設計で使われる動的増幅などの特性は，部材モデルを用いた弾塑性骨組地震解析に基づいているが，一般に反曲点の移動が損傷分布の変化に及ぼす影響は無視されている。そこで本研究では，高次モード振動が無視できない建物への適用性を検討するために，中高層骨組の静的弾塑性繰り返し載荷解析および動的振動解析を行い，その部材モデルの違いに対する部材応力や部材損傷量について検討する。

キーワード：鉄筋コンクリート，部材モデル，高次モード，適応性

1. はじめに

中高層の鉄筋コンクリート造骨組建築構造物の耐震設計では，設計地震力に対する構造物の終局耐力や部材中の応力や層間変形角，部材の最大応答変形を求め，部材が必要な強度や靱性を有するかを確認するのに，弾塑性骨組解析が用いられることが多い。この場合，梁や柱の部材に沿った損傷分布を表すために，簡略に材端弾塑性ばねモデルが用いられることがほとんどである。しかし柱においては高次モード振動が大きくなると反曲点の移動が大きく，それにつれて損傷分布の変化が大きく，解析結果に影響が生じる。したがって柱の部材モデルの違いが，「構造物内の生じる損傷分布」の予測に影響を及ぼすものと考えられる。既往の研究では，水平変位などの地震応答に及ぼす影響を検討したものが^[1]，部材の応力や損傷の大きさに及ぼす影響を検討した例は少ない。

そこで，本研究では柱に用いる部材モデルとして，既に提案されている代表的なものである材端ばねモデル^[2]，分割梁モデル^[3]，柔性分布モデル^[4]，離散ばねモデル^[5]を取り上げ，中高層構造物の一定水平力分布形での静的漸増繰り返し載荷解析と，弾塑性地震応答解析を行い，部材

モデルの違いが部材の損傷分布および柱モーメントの動的増幅に及ぼす効果について検討を行う。

2. 平面骨組弾塑性応答解析

2.1 検討用構造物の設定

検討用構造物は無限均等ラーメンから柱1本とそれに付く梁を，梁の中央で切り出したキの字形の鉄筋コンクリート造建物平面骨組とする。1階柱脚と最上階柱頭および梁端(最上階は除く)を降伏させる全体降伏機構を計画し，剛域と柱の部材モデルの設定を図1で表わす。階高は各層で3.5m，スパンは6.0m×7.0mとし，6.0mの

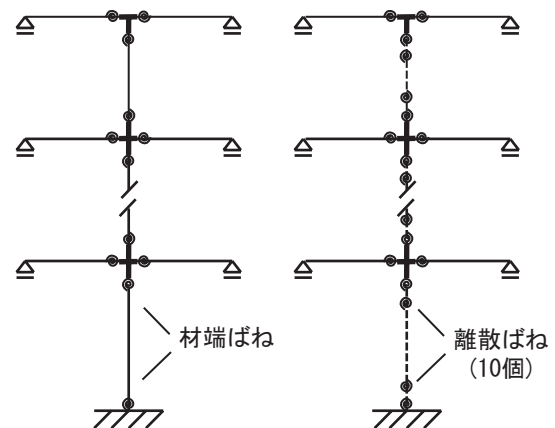


図1 対象建物とばねの配置

*1 東京大学大学院工学系研究科 (正会員)

*2 東京大学大学院工学系研究科助手 (正会員)

*3 東京大学大学院工学系研究科助教授 (正会員)

スパン方向を検討対象とする。図2は検討用構造物諸元を示している。9階建物をf09とする。各階の重量は同一とし、単位面積あたりの慣性質量は 1.20ton/m^2 とする。断面寸法は上層漸減型とし、柱寸法は3層ごとに5%ずつ減少させ、梁せいは柱せいの0.95倍、梁幅は梁せいの0.75倍とする。コンクリート強度は上層から36, 39, 42N/mm^2 を用いる。スラブ効果を考慮して梁の剛性増加率を2.0倍とする。異なる部材モデルの影響について検討するために、設計用外力分布は1次モード比例外力とし、静的漸増荷重解析を行って、その降伏代表変形角が1/200になるように設計用ベースシア係数を定める(図2)。降伏を計画する部材端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端の降伏強度は無限大とする。復元力特性はトリリニア型(ひび割れ強度は $M_c = 0.56\sqrt{F_c}$ 、降伏点剛性低下率は0.3、降伏後剛性低下率0.01)とし、柱におけるばねはTakedaモデル^[6]、梁におけるばねはTakeda slipモデル^[7]を用いる(図3)。分割ばねモデルは3本の部材に分割し、離散ばねモデルは材軸に沿った10個のばねに分割する。柔性分布モデルはパラボラ2次曲線で柔性分布を与える。各部材モデルにおけるばねは全て弾塑性ばねを用いる。各部材モデルが持つ固有の特性の違いを表わすために、一個の部材における逆対称応力分布時の曲げモーメント-曲率関係を一致させた。その結果、離散ばねの降伏後剛性低下率は0.065となり、除荷時剛性低下指数は0.43となる。

2.2 静的漸増荷重解析における外力分布

漸増荷重解析に用いる外力分布は弾性1次と2次モードの固有振動形に比例した外力の線形和である直和と差分で設定し、式(1)で表わす。

$$\{f\} = [M]\{\beta_1\{u_1\} \pm \beta_2\{u_2\}\} \quad (1)$$

ここに、 β_i : i次刺激係数、 $\{u_i\}$: i次振動モード、 $[M]$: 質量マトリックスである。構造物の固有振動モードと外力分布および層せん断力分布は図4で示し、繰り返しルールは図5で示す。繰り返し点は図2で示すようにR=0.5%とR=1.0%の時の最上階変位とする。

2.3 入力地震動の設定

入力地震動として、El Centro NS記録(1940年)、八戸港湾EW記録(1968年)、神戸海洋気象台NS記録(1995年)、東北大学NS(1978年)のフーリエ位相スペクトル特性を用いて減衰5%時の模擬地震動4波を作成する。目標加速度応答スペクトルは告示の標準加速度応答スペクトル^[8]を用いる。入力地震動ごとに最上階最大変位をR=0.5%点とR=1.0%点に合わせる(表-1)。

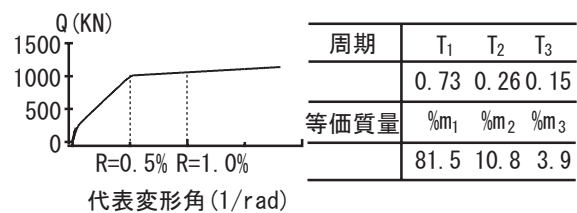


図2 検討用構造物

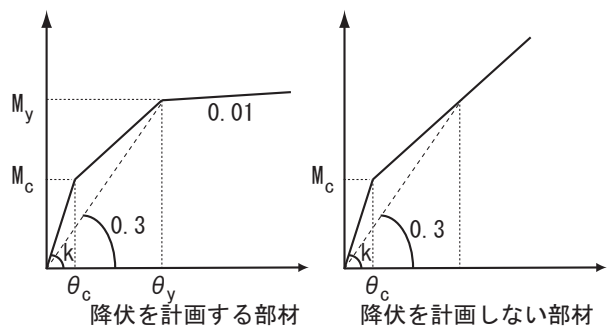


図3 梁柱の復元力特性

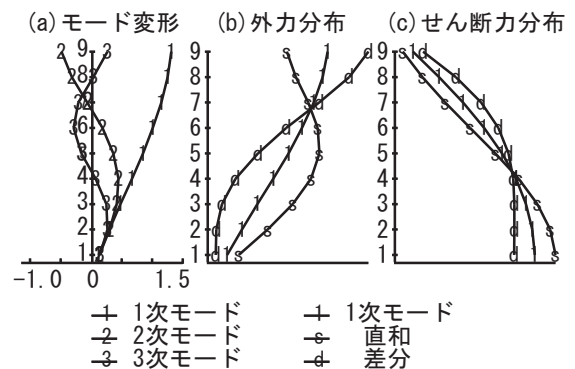


図4 外力分布

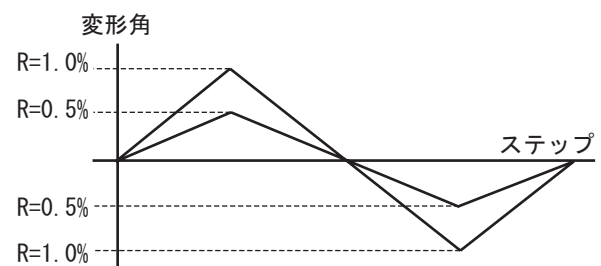


図5 繰り返し载荷履歴

表-1 入力地震動

入力地震動		
略称*	倍率	PGA (gal)
ENSR05	0.355	241
HEWR05	0.358	209
KNSR05	0.284	187
TNSR05	0.406	272
ENSR10	0.555	378
HEWR10	0.584	342
KNSR10	0.560	394
TNSR10	0.535	359

*ENS:El Centro NS(1949)
HEW:八戸EW (1968)
KNS:神戸海洋気象台NS(1995)
TNS:東北大学NS (1978)
PGA:最大加速度

3 弾塑性応答解析

合計3種類の静的繰り返し解析と8種類の地震応答解析を行って、部材モデルの違いによる最大層間変形角と部材の塑性率および層間履歴ループの分布形状について論ずる。特に部材モデル間の相互関係について検討する。本検討用構造物は全体降伏機構を計画しているので、部材の剛性変化によって隣接部材への影響の度合いが違って来る。特に最上階柱頭と最下階柱脚の

塑性化によってその影響が中層まで伝わる特性が部材モデルごとに違うことが予想される。

3.1 層間変形角分布

図6に、R=0.5%時の最大層間変形角を部材モデルごとに示している。1次モードおよび2次モード外力の直和・差分による漸増載荷解析から得られる最大層間変形角分布には部材モデルの違いによる大きな差は見られないが、HEW、TNS入力時における柔性分布モデルおよびKNS入力時における離散ばねモデルから得られる最大層間変形角は他のモデルと比較して、大きな違いが見られる。地震解析においては地震波の種類にもよるが、部材モデルの違いが最大層間変形角に大きな影響を及ぼすといえる。

図7に、R=1.0%時の最大層間変形角を部材モデルごとに示している。静的解析から得られる最大層間変形角分布はR=0.5%の場合と同様に大きな違いが見られないが、地震解析から得ら

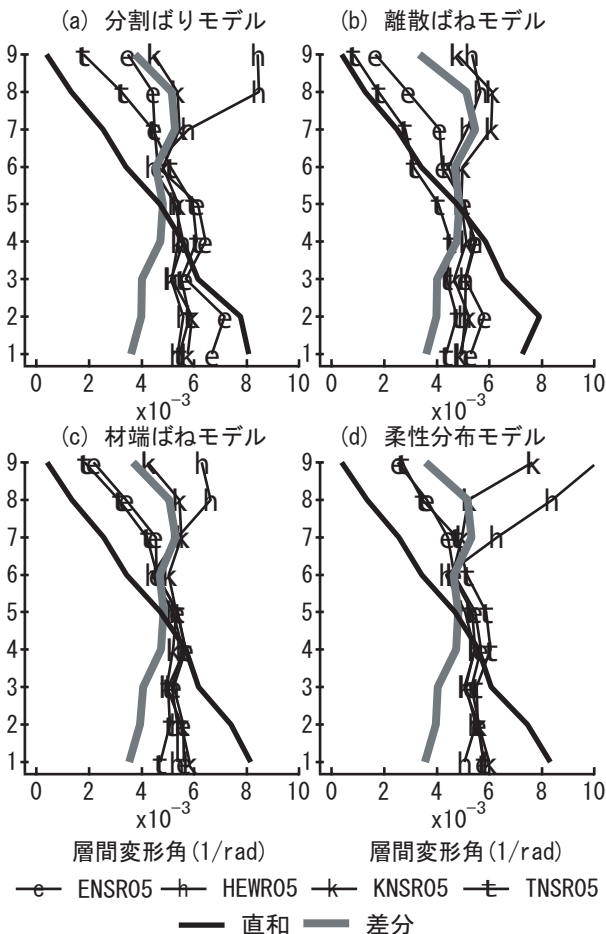


図6 最大層間変形角 (R=0.5%)

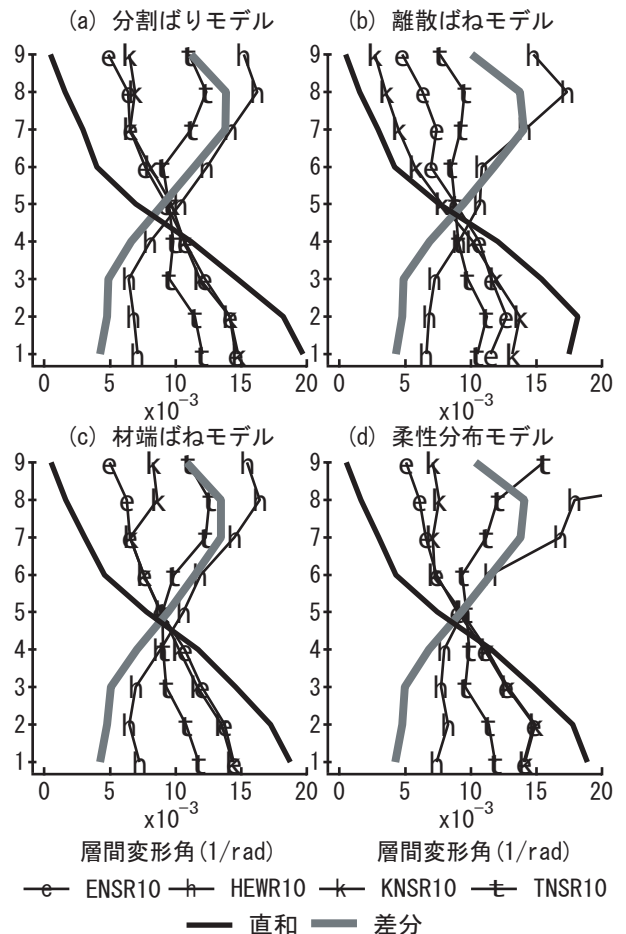


図7 最大層間変形角 (R=1.0%)

られる最大層間変形角分布は $R=0.5\%$ の場合よりもばらつきが大きくなっている。

最大層間変形角が設計に与える影響が大きいことを考えれば、部材モデルの特徴は重要であり、注意が必要であると考えられる。

3.2 部材塑性率

図8に1次モード比例型の外力により漸増荷荷解析を行ったときの $R=0.5\%$ 時の部材塑性率および材端ばねモデルとほかの三つの部材モデル間の相対比率(材端ばねモデルを使用した振動系における部材塑性率を基準とする)を示す。

$R=0.5\%$ 時の2階部分を除いて材端ばねモデルの塑性率が大きくなっている。 $R=1.0\%$ ときの部材塑性率は塑性変形によって、中間層でばらつき始めた。しかしながら、設計用1次モード外力で部材モデルの違いにより崩壊メカニズムはあまり変化していない。次に、 $R=0.5\%$ 時の部材塑性率を図9に、 $R=1.0\%$ 時の部材塑性率を図10に示す。 $R=0.5\%$ 時の部材塑性率は柔性分布モデル

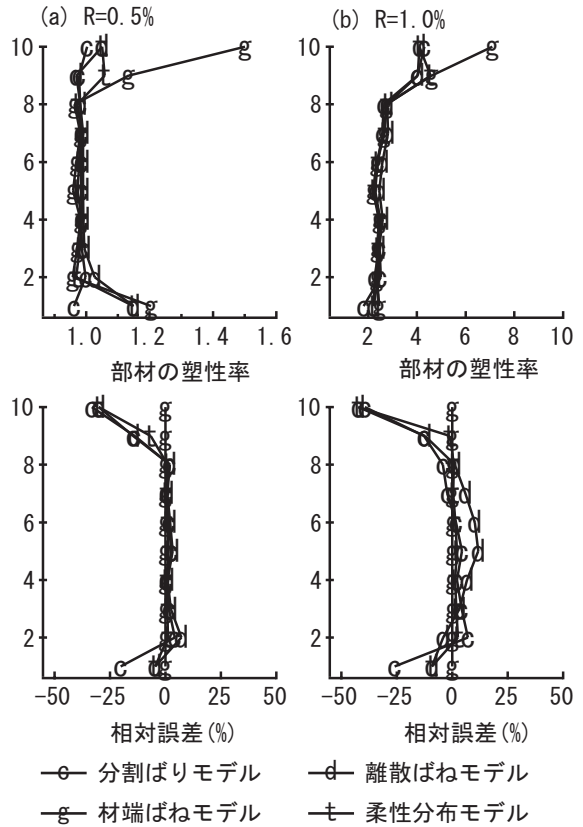


図8 部材塑性率・相対差 (静的)

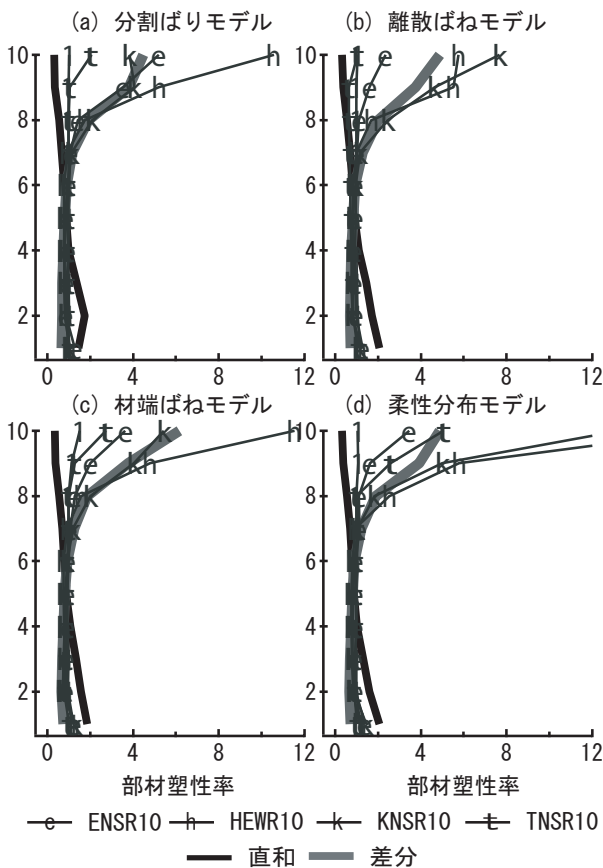


図9 部材塑性率 ($R=0.5\%$)

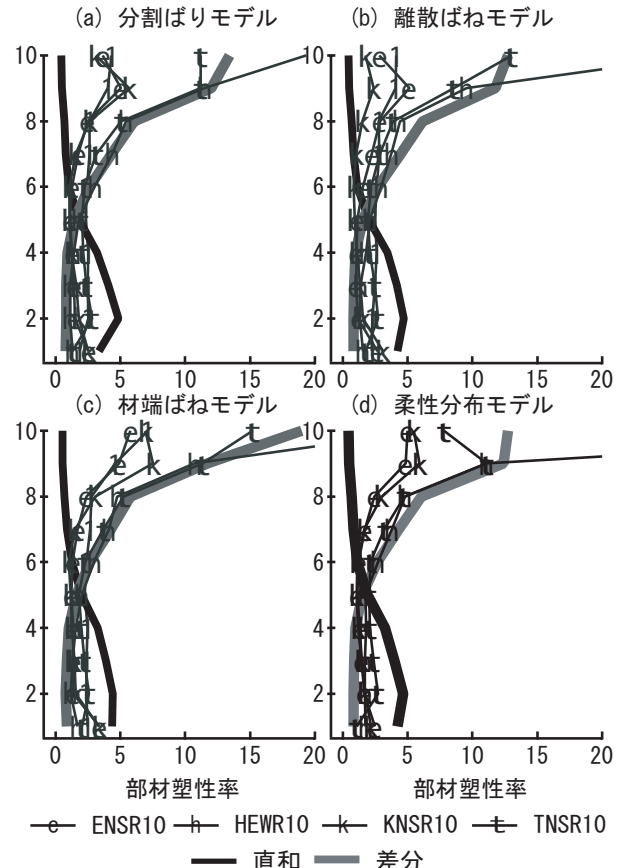


図10 部材塑性率 ($R=1.0\%$)

ルの最上層を除けば大きな違いは見られない。
R=1.0%時には部材モデルによる違いが現れるが、それでも顕著な違いは見られない。

3.3 層せん断力と層間変形角の関係

図 11 に、KNSR05 を入力したときの最上層の層せん断力—層間変形角関係を示す。図 12 に 1 次モード比例外力を用いた静的繰返し载荷、R=0.5%時の一階の層せん断力と層間変形角関係部材モデルごとに示す。

動的地震応答解析において柔性分布モデルを用いた場合、地震動時刻歴特性によって残留変形を生じやすくなることがある。その原因として考えられることは、図 12 で示すように、降伏後反対側の最大変位から除荷するとき、柔性分布モデルの除荷剛性が一番高くなっていることによると思われる。分割ばりモデルにおいて除荷剛性が少し高く定められており、材端ばねモデルと離散ばねモデルでは除荷剛性が低いために、残留変形に対する影響があまり見られなかった。また、これは代表変形角が R=0.5%時、構造物が降伏するように耐力を定めたので、部材モデルによる反曲点移動が違ふことと弾塑性ばねの履歴則の相互作用で生じるものである。

3.4 動的増幅係数

動的増幅係数は動的解析と 1 次モード比例外力を用いた静的解析結果の比率を取る。図 13 に設計用外力に対する各地震動入力時、層せん断力の動的増幅係数を各層の最大値で示す。同様に、図 14 には曲げモーメントの動的増幅係数を各層の最大値で示す。3.3 節で述べたように R=0.5%時の場合は構造物の耐力設定が原因で弾塑性ばねの履歴則の影響が現われやすいことから、ここでは R=1.0%時の場合を示す。また、柱の曲げモーメントは同じ節点における上層の柱脚と下層の柱頭の曲げモーメントの最大値を取る。

図 13 と図 14 で示すように、入力地震動にもよるが、層せん断力と柱曲げモーメントの動的増幅係数は材端ばねモデルを使用した振動系が

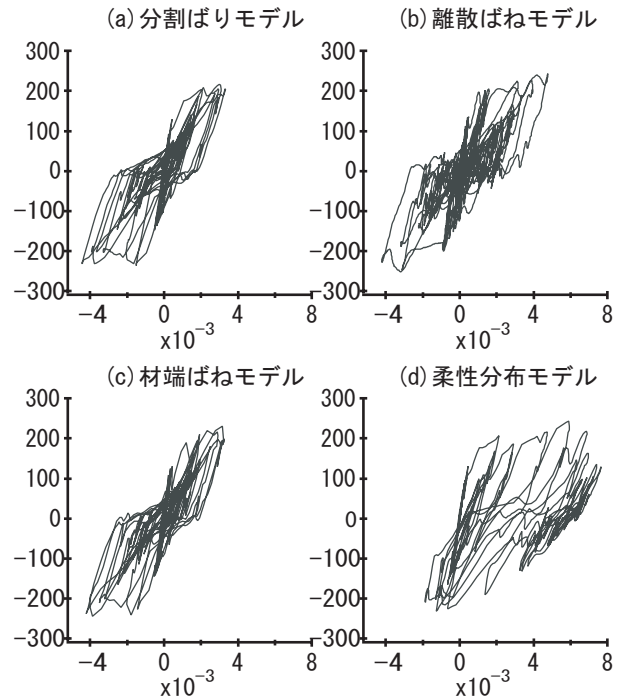


図 11 層せん断力—層間変形角関係 (KNSR05)

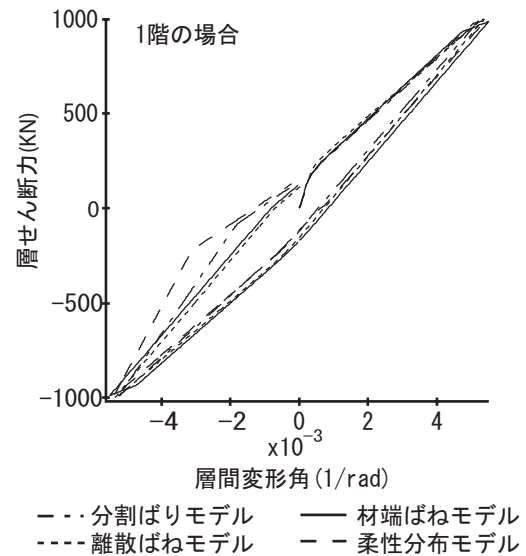


図 12 除荷剛性の検討 (R=0.5%)

大きい。即ち、全体振動系において材端ばねモデルがほかの三つの部材モデルより剛性を高く評価していることを示している。

4. まとめ

本研究では静的漸増繰返し载荷解析および弾塑性地震応答解析を行い、部材モデルにおける反曲点の移動が部材の損傷分布および応力の動的増幅効果に及ぼす影響について検討し、以下

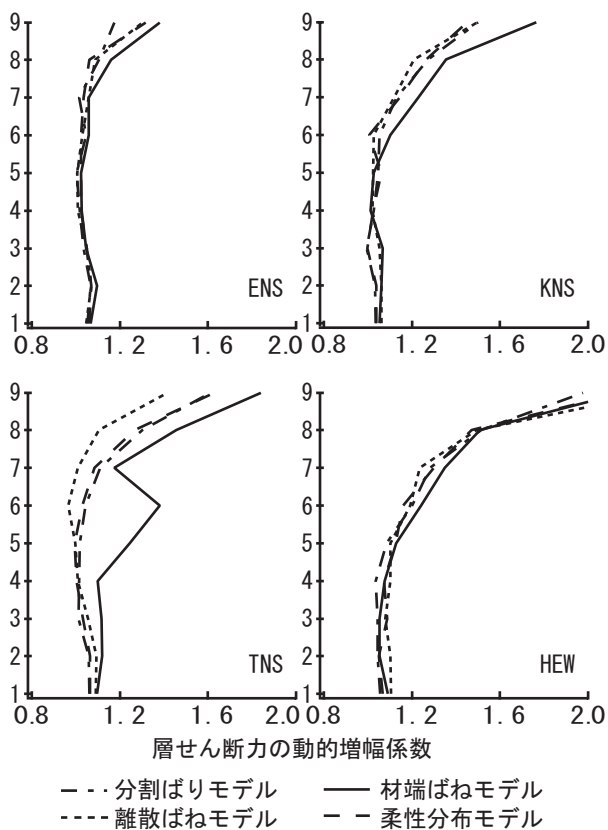


図 13 層せん断力の動的増幅係数 (R=1.0%)

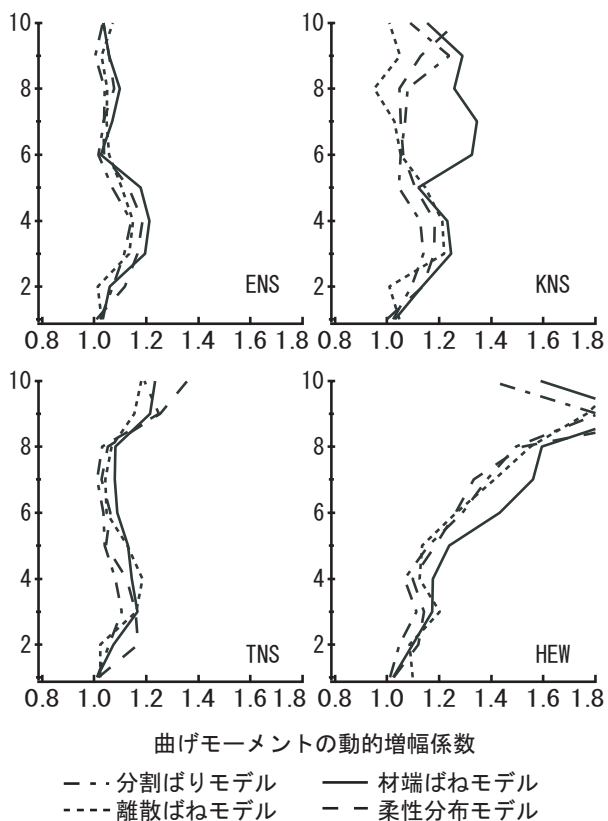


図 14 柱曲げモーメントの動的増幅係数 (R=1.0%)

の知見が得られた。

- (1) 最大層間変角が大きい層において、反曲点の移動が異なる部材モデルを使用した振動系で大きな違いを示している。また、この特性は入力地震動の位相特性にも大きく関わる。
- (2) 層せん断力、柱曲げモーメントの動的増幅係数は材端ばねモデルのほうが大きい。また、材端ばねモデルは他の部材モデルより振動系の剛性を高く評価する。
- (3) 部材モデルの違いにより、部材の最大塑性率には違いが見られるが、大きな影響を及ぼすものではない。
- (4) 柔性分布モデルではその特性から残留変形の影響を考慮する必要がある。

参考文献

- [1] 川久保 樹, 塩原 等: 鉄筋コンクリート造骨組の弾塑性地震応答解析に及ぼす部材モデルの影響, コンクリート工学年次講演会論文集, pp.517-522, 2004.7
- [2] Giberson M.F.: Two Nonlinear Beams with Definition of Ductility, Pro. ASCE, Vol.95, No.ST2, pp.137-157, 1969, Feb
- [3] 青山博之: 鉄筋コンクリート骨組弾塑性解析 (第1報), 学会号外, pp.357-358, 1967
- [4] 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
- [5] 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
- [6] Takeda Sozen and Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake, Journal Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970
- [7] 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, 1970.10