

# 論文 梁降伏型建物の各層変形分布が耐震安全性に及ぼす影響

衣笠 秀行\*1・丸山 明文\*2・向井 智久\*3

**要旨：** 梁降伏型建物を対象に、崩壊層の変形分布(均一・上層集中・下層集中)及び、建物全層の変形量の総和が安全性に及ぼす影響をエネルギー入力速度法を用いて検討を行った。この結果、特性の異なる建物および地震波を組み合わせ得られた、変形分布の異なる建物の安全性を、エネルギー入力速度法を用いることにより、上層集中のケースで多少精度低下するものの概ねよい精度で理論的に推定が可能であること及び、この精度低下が地震時繰り返し回数 ND の過小評価ならびに一質点縮約の精度に起因していることを示した。

**キーワード：** 梁降伏型建物, 各層の変形分布, 耐震安全性, エネルギー入力速度法

## 1. はじめに

### 1.1 背景

兵庫県南部地震の教訓の一つとして、梁降伏型全層崩壊形は高い安全性を発揮できるが地震後の修復性に問題を生じやすいことが指摘されている<sup>1)</sup>。靱性設計では、大きな変形を許容することによって耐震性を確保するが、過大な変形は地震後の修復性を考える上で好ましいことではない。許容する変形量と安全性の関係を把握し、修復性と安全性の両面から設計を進める必要がある。本研究では梁降伏型建物を対象に、崩壊層の変形分布(均一, 上層集中, 下層集中)および、建物全層にわたる変形量の総和が、安全性に及ぼす影響をエネルギー入力速度法<sup>2)</sup>を用いて検討を行う。

### 1.2 安全性と修復性を考慮した設計

崩壊形(1層崩壊~全層崩壊)の異なる建物の安全性・変形量の関係を図-1に示すようにプロットする。横軸の安全性は、応答変位が安全限界層間変形角に達するのに必要な地震動の大きさ(地震動倍率  $\alpha$ [2.3節で述べる使用地震動の大きさを1とする])で定義する。なお、本研究では安全限界層間変形角を  $R_{max}(=1/50)$  で設定する。縦軸は総層間変形角であり、安全限界に達したときの各層の層間変形角の合計値  $\Sigma R$  で定義される。1層崩壊とし、変形を下層に集中させると安全性は低下するが、一方、全層崩壊とし変形を全層に分散させ総層間変形角を大きくすると安全性は向上するが地震

後の修復を困難にする。設計者はこの安全性と修復性のバランスを考慮し、目標とする建物性能に最適な崩壊形を選択する必要がある。このためには、安全性と総層間変形角の関係をフレーム応答解析をすることなく理論的に簡易に得る方法の開発が望まれる。

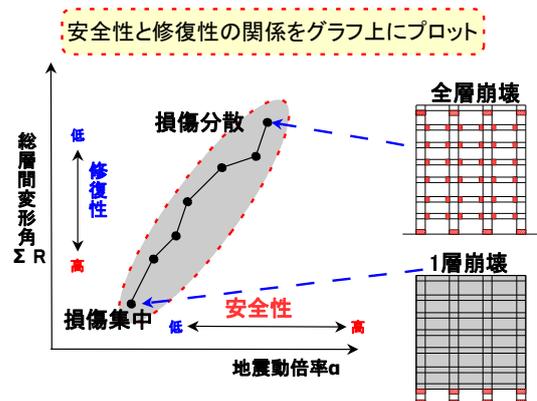


図-1 修復性-安全性関係のプロット

## 2. 解析概要

### 2.1 解析フレーム

解析対象建物は階高 3.5m, スパン 6m の 7層 3スパンの純ラーメン RC 造建物である。単位床面積当たりの重量は 12kN/m<sup>2</sup>, コンクリート強度は 24N/mm<sup>2</sup>, 柱寸法は 1層及び 2層を 85cm×85cm, 梁寸法は 1層及び 2層を 50cm×85cm とし、上層になるに従い段階的に小

表-1 解析ケース一覧

地震波	建物モデル		Random-H	Random-L
	Kobe.NS	Art.Kobe	上層集中波	下層集中波
A建物モデル Kobe.NS変形均一	CaseA-K(図3a)			
A建物モデル Art.Kobe変形均一		CaseA-AK(図3b)		
標準建物モデル (上層集中建物モデル)	CaseH-K(図4(a))	CaseH-AK(図4(b))	CaseH-H(図4(c))	CaseH-L(図4(d))
下層集中建物モデル	CaseL-K(図5(a))	CaseL-AK(図5(b))	CaseL-H(図5(c))	CaseL-L(図5(d))

変形分布:      ほぼ均一      上層集中      下層集中

\*1 東京理科大学 理工学部建築学科 教授 工博(正会員)

\*2 東京理科大学 理工学研究科建築学専攻 (学生会員)

\*3 独立行政法人 建築研究所 博(工) (正会員)

さくした<sup>3)</sup>。また柱耐力は文献3より算出した値をそのまま用いた(後述するがこの標準モデルは上層集中する傾向がある)。これに加えて、各層の梁の降伏耐力を調整することにより、降伏層の最大応答変位の正負平均値(本研究では応答変位を正負平均値で扱う)が各層で均一に安全限界変位 1/50 に達するようにした A フレームモデル及び、標準モデルの上層部の梁耐力を強くし下層に変形集中させた下層集中建物モデル、の合計 3 つの建物モデルを作成した。また表-1 に各モデルと使用 4 地震波を組み合わせた、本研究の 10 の解析ケースを示す。以下本研究ではこの表中の解析名を用いて進めることとする。建物のモデル化において柱・梁部材は材端ばね法によりモデル化した。各ばねの復元力特性として Degrading tri-linear 型、せん断パネはせん断破壊を想定していないため弾性パネとし軸パネには引張り・圧縮の剛性を変えた弾性パネを用いた。また接合部は剛とした。解析プログラムは SNAP を使用し弾塑性解析で減衰常数  $h$  は瞬間剛性比例型 3% とした。数値積分には Newmark- $\beta$ ( $\beta=0.25$ )法を用いた。

## 2.2 崩壊機構

図-2 の様に全体崩壊モデルから 1 層ずつ降伏層を少なくした 7 通りの崩壊形を設定した。なお、問題の傾向把握を容易にするため、非降伏層(図-2 のグレー部分)では鉄筋及びコンクリートの強度・剛性を大きくして柱と梁を十分に剛とした。また、いずれの崩壊モードでも崩壊機構形成時のヒンジが崩壊層の梁端部と一層の柱脚及び崩壊最上層の柱頭に生じ、かつベースシア係数(以下  $C_b$ )が 0.25 となるように各層の柱脚と降伏層最上階の曲げ耐力を調節した。

## 2.3 使用地震波

使用地震波は、(1)兵庫県南部地震・神戸海洋気象台波(821cm/s<sup>2</sup>)の NS 成分(以下 Kobe.NS)、(2)告示の応答スペクトル(第二種地盤)、位相特性を Kobe.NS として作成した地震波(以下 Art.Kobe)、(3)上と同じ応答スペクトル、乱数位相として作成した 100 波の中から最も上層に集中するもの(以下、Random-H)と、最も下層に集中するもの(以下、Random-L)、の合計 4 波である。

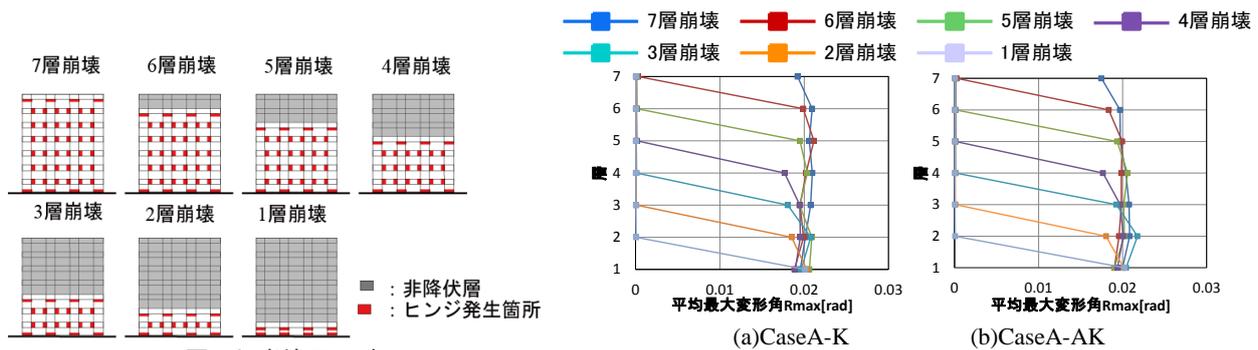


図-2 崩壊モード

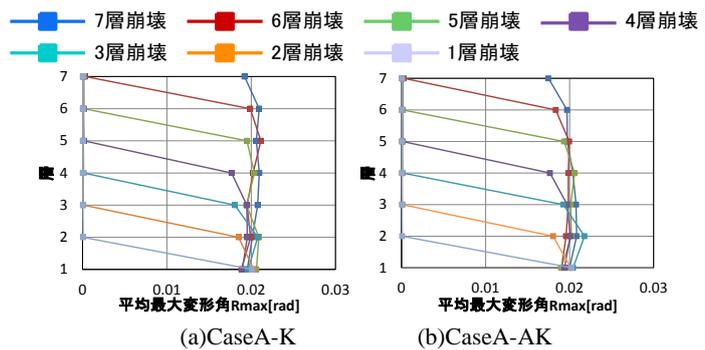


図-3 層間変形角分布図

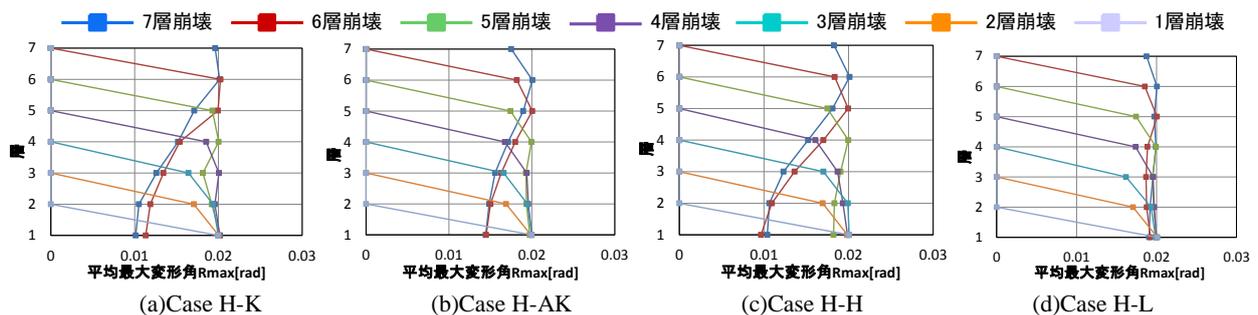


図-4 層間変形角分布-上層集中建物モデル(地震波別)

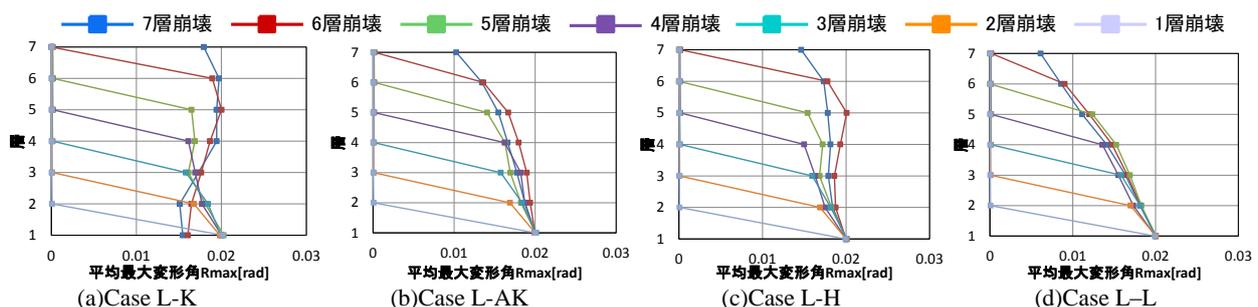


図-5 層間変形角分布-下層集中建物モデル(地震波別)

## 2.4 地震波の変形分布へ及ぼす影響

図-3に Case A-K 及び Case A-AK の変形分布を示す。ヒンジが発生する降伏層の最大応答変形角がほぼ設定した値で均一となっており、また十分に剛とした非降伏層の変形が無視できるほど小さくなっていることが分かる。図-4, 5にそれぞれ標準モデル建物（上層集中建物モデル）と下層集中建物モデルの層間変形角分布を示す。Case H-K 及び Case H-AK(図-4(a)(b))の6・7層崩壊形の崩壊層の変形分布を比較すると Kobe.NS のほうが Art.Kobe より上層に集中しやすい波だということが分かる。また5層崩壊形以下では崩壊層で変形がほぼ均一となった。Case H-H(同図(c))は Case H-K と似た変形分布となった。また Case H-L(同図(d))では、各崩壊系の崩壊層で変形分布がほぼ均一となった。これは上層変形集中しやすい建物モデル(標準モデル)に、下層変形集中しやすい Random-L を入力したことによって効果が相殺された結果と言える。

図-5 と図-4 との違いは下層に集中しやすい建物モデル(下層集中モデル建物)となっていることである。両図の(a)(b)(c)(d)を比較すると、それぞれ図-5 に示された解析ケースで下層の変形が大きくなっていることが見て取れる。

## 2.5 地震動倍率と総層間変形角の関係

同じ地震動で、変形分布がほぼ均一となったもの(Case A-K)と上層に集中したもの(Case H-K)を比較したものが図-6 (a)である。Case A-K では変形が全層でほぼ均一であり、1層崩壊から7層崩壊まで  $\Sigma R$  が増加しこれに伴い  $\alpha$  も増加している。一方、Case H-K では、6,7層崩壊で変形が上層に集中するため、5層崩壊から

$\Sigma R$  は増加せず、また、下層でのエネルギー吸収が小さくなるためこれらの  $\alpha$  も5層崩壊のものより小さくなっている。変形分布がほぼ均一となったもの(Case A-AK)と下層に集中したもの(Case L-AK)を比較したものが図-6 (b)である。下層集中の場合にも、上層集中のものほどは顕著ではないが7層崩壊形において同図 (a)と同じ  $\alpha$  の減少傾向が見て取れる。

## 3 地震動倍率推定方法

### 3.1 一質点系への縮約

等価一質点の骨格曲線は、ベースシア  $C_b$  と等価高さ  $H_e$  での変位量  $\delta_e$  の関係を3折れ線でモデル化した。  
 (1)初期剛性  $K_0$  :  $A_i$  分布のフレーム静的弾性解析時の  $Q_b$ - $\delta_e$  関係から初期剛性  $K_0$  を求めた。  
 (2)降伏点 ( $Q_y, \delta_y$ ) (第二折れ点) : 設定した降伏時せん断力  $Q_y = C_b \cdot W$  ( $W=1$  次等価質量  $\times g$ ,  $C_b=0.25$ ) を用い、 $\delta_y$  を降伏時剛性低下率  $\alpha_y=1/3$  を仮定し算出した。  
 (3)ひび割れ点 ( $Q_c, \delta_c$ ) (第一折れ点) : ひび割れ耐力  $Q_c$  は  $Q_y$  の  $1/3$  とし  $K_0$  と  $Q_c$  からひび割れ変形  $\delta_c$  を算出。  
 (4)安全限界点  $A_u$  ( $Q_u, \delta_u$ ) : 限界変形  $\delta_u$  は、 $A_i$  分布に基づく外力  $P_i$  で各層の絶対変位  $\delta_i$  だけ変形させた仕事の各層の総和が、等価1質点において外力  $P$  で限界変位  $\delta_u$  だけ変形させた仕事と同等であるとした式(1)をもとに算出した。

$$\sum (P_i \delta_i) = (\sum P_i) \cdot \delta_u \quad (\text{ここに } P = \sum_{i=1}^n P_i) \quad (1)$$

なお各層の絶対変位  $\delta_i$  はフレーム応答解析においてある層が安全限界変形角に達した時の値で定める。

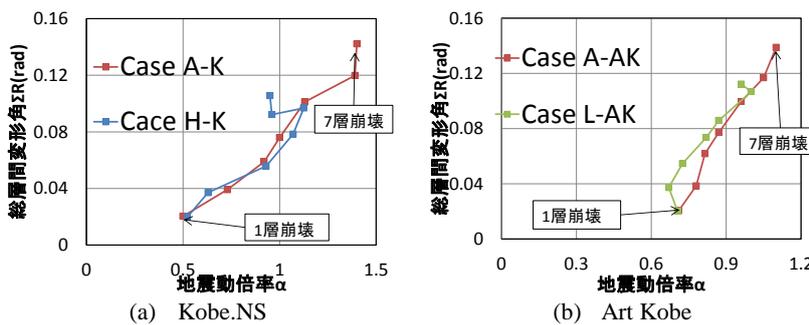


図-6 層間変形角分布—地震動倍率

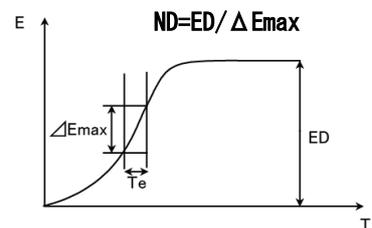


図-8 地震時繰返し回数 ND

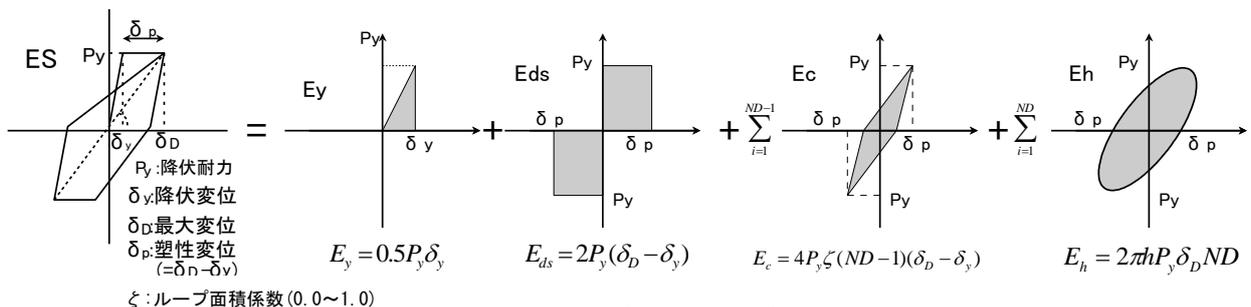


図-7 エネルギー吸収のモデル化

### 3.2 エネルギー入力速度法

エネルギー入力速度法<sup>2)</sup>を用いて応答層間変形角が安全限界層間変形角に達するときの地震動倍率  $\alpha$  を式(2)から算出する。式中の  $ES$  は構造物の吸収できるエネルギー量であり図-7のモデル化により式(3)から算出される。 $ES$  は第1項の弾性エネルギー  $E_y$  と第2項以降の  $ND$  回の繰り返しによる塑性及び粘性吸収エネルギーから構成される。 $ND$  は図-8に示す安全限界時の等価周期  $T_e$  間の最大エネルギー吸収  $\Delta E_{max}$  と総エネルギー入力量  $ED$  を用いて式(4)で算定する。

地震動倍率  $\alpha$  の推定方法の流れを図-9に示した。計算手順は、(1)フレームの静的漸増解析に基づく一質点系モデルへの縮約(3.1解説)、(2)弾性応答解析の  $ND$  スペクトル(図-10)の使用区間線形近似式から  $ND$  推定(周期は  $\delta_u$  時の等価周期)、(3)構造物エネルギー吸収  $ES$  算出(式(3))、(4)弾性応答解析の  $Ve$  スペクトル(図-11)( $Ve$  は  $ED$  の式(5)による速度換算値)の使用区間線形近似式から  $ED$  推定(周期は上記(2)と同じ)、そして式

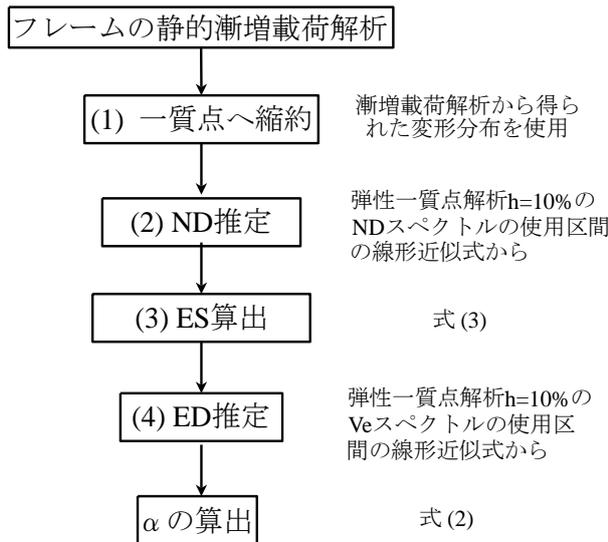


図-9 エネルギー入力速度法に基づく地震動倍率  $\alpha$  の算出

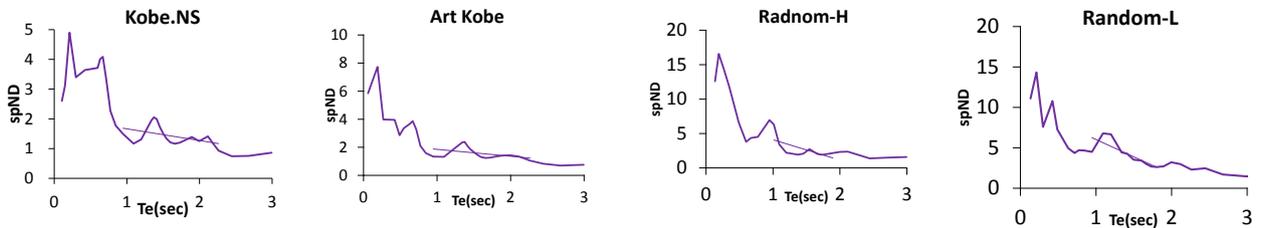


図-10  $ND$  スペクトル図(弾性応答  $h=10\%$ ) (図中の直線は推定に用いた直線近似)

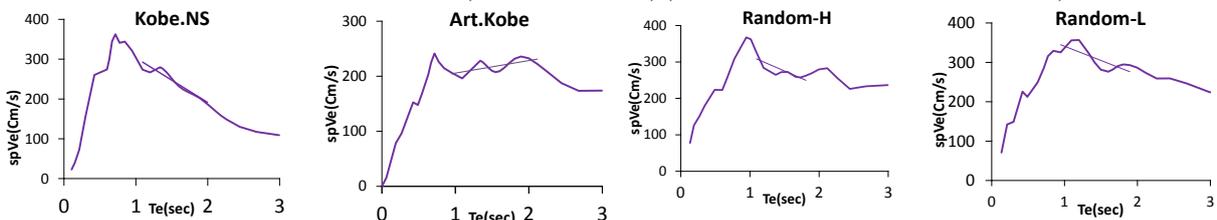


図-11  $Ve$  スペクトル図(弾性応答  $h=10\%$ ) (図中の直線は推定に用いた直線近似)

(2)から、安全限界時の地震動倍率  $\alpha$  の算出である。

$$\alpha = \sqrt{\frac{ES}{ED}} \quad (2)$$

$$E_s = E_y + E_{ds} + E_c + E_h \quad (3)$$

$$ND = \frac{ED}{\Delta E_{max}} \quad (4)$$

$ND$ :地震時の繰り返し回数

$$ED = \frac{1}{2} MV_e^2 \quad (5)$$

## 4 地震動倍率 $\alpha$ 推定

### 4.1 地震動倍率推定における精度分析

3.2 で示した各計算過程における精度検討を次のように行う。

#### 計算過程の(1)一質点系への縮約

フレーム応答( $\alpha=1$ )の総エネルギー入力量を速度換算(式(5))した  $Ve$ (以下  $rVe$ )と、縮約した一質点系応答の総エネルギー入力量(以下  $sED$ )を速度換算した  $Ve$ (以下  $sVe$ )を比較することによる一質点系縮約精度の検討。

#### 計算過程の(2) $ND$ 推定

縮約一質点系の応答解析から得られた  $ND$  値(以下  $sND$ )と弾性 10%の一質点系応答の  $ND$  スペクトル(図-10)の値(以下  $spND$ )の比較による  $ND$  推定精度の確認。

#### 計算過程の(3) $Es(esVe)$ 算出

$sND$  を用いて式(3)から算出した  $Es$  を速度換算した値  $esVe$  と、応答解析より得られた  $sVe$  の比較から構造物のエネルギー吸収モデル(図-7)の精度確認。

#### 計算過程の(4) $ED$ 推定

$sVe$  と弾性 10%一質点系応答の  $Ve$  スペクトル(図-11)の値(以下  $spVe$ )の比較から、地震時エネルギー入力量推定の精度確認。

以上の精度確認を行うにあたって、変形分布の特徴的なものから Case A-K, Case H-K, Case A-AK, Case L-AK, Case H-H, Case L-L の計 6 通りのモデルに焦点を当てて考察する(図-12~14)。なお、図中の紫色線

はそれぞれ±20%の範囲を示したものである。

(1) 変形均一モデル(A フレーム)における精度

1) フレームからの一質点系縮約の精度

$FVe$  と  $sVe$  の比較を図-12(1)に示す。 $sVe$  が多少大き目となっているものの概ねよい対応を示している。

2) ND 推定の精度

1 層崩壊時の ND 推定値が-20%を下回る(図-12(2))ものの、他崩壊形においては概ね良い精度と言える。

3) ES( $ESVe$ )算出の精度

Case A-K では 7~6 層崩壊部分で、Case A-AK では 2 層崩壊で-20%を下回るものがあり、算出される ES は全体的に多少小さく評価される傾向にあることが分かる(図-12(3))。

4) ED 推定の精度

Case A-K 及び Case A-Ak とともに、±20%の範囲に収まる精度で推定されていることがわかる(図-12(4))。

(2) 上層・下層集中モデルにおける精度

1) フレームからの一質点系縮約の精度

$sVe$  が Case L-L 以外で  $FVe$  と比較し多少大き目となっているが概ねよい対応を示している(図-13,14(1))。

2) ND 推定の精度

上層変形集中した Case H-K については概ね良い精

度で推定できているが、2 層崩壊から 7 層崩壊の Case H-H では大きく外れる値が見られる(図-13(2))。下層集中した Case L-AK については概ね良い精度で推定できている(図-14(2))が、Case L-L では上層集中の Case H-H (図-13(2))ほどではないが、3 層崩壊から 7 層崩壊にかけて-20%を下回る値を推定している。推定される ND 値が正解値である応答時の値(sND)と比較し小さくなった Case H-H の 2 層崩壊から 7 層崩壊および、Case L-L の 3 層崩壊から 7 層崩壊では実際の地震動の威力の過大評価につながるものと思われる。

3) ES( $ESVe$ )算出の精度

上層集中した Case H-K の 2 層崩壊、Case H-H の 2 層崩壊、および、下層集中した Case L-AK の 1 層崩壊で-20%を下回るものがあつた(図-13,14(3))ものの概ねよい精度となっている。

4) ED 推定の精度

図-13,14(4)から、上層・下層集中ともに、±20%に収まる範囲で推定されており概ね良い精度といえる。

4.2 地震動倍率  $\alpha$  の推定精度

算出の各過程(図-9)における精度検討を行った結果、上層集中の Case H-H(2~7 層崩壊)および下層集中の Case L-L(3~7 層崩壊)の(2)ND 推定において多少精度に問題があることが確認された。ここでは、図-9

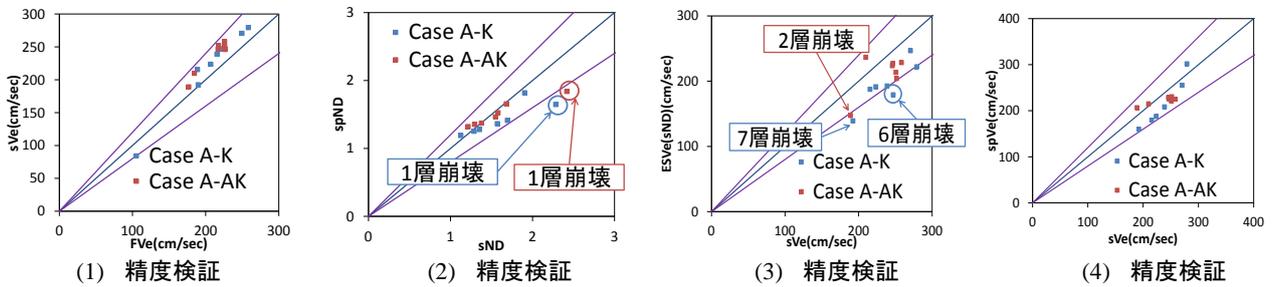


図-12 A フレーム建物モデルの各計算過程の精度検討

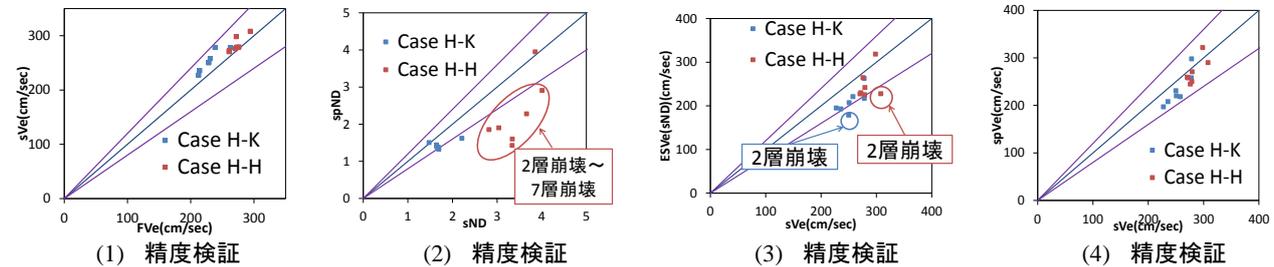


図-13 上層集中(標準)建物モデルの各計算過程の精度検討

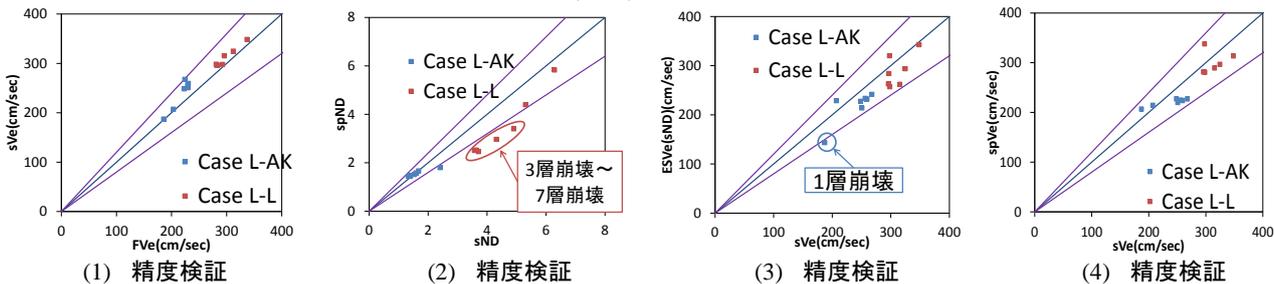


図-14 下層集中建物モデルの各計算過程の精度検討

■ フレーム解析値( $F\alpha$ ) ■ 一質点( $s\alpha$ ) ■ 弾性10%(spND)( $c\alpha$ )

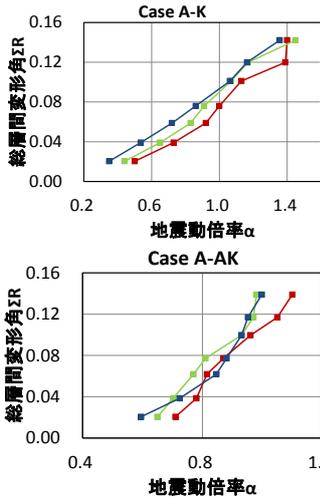


図-15 地震動倍率-損傷量関係  
(変形均一 A モデル)

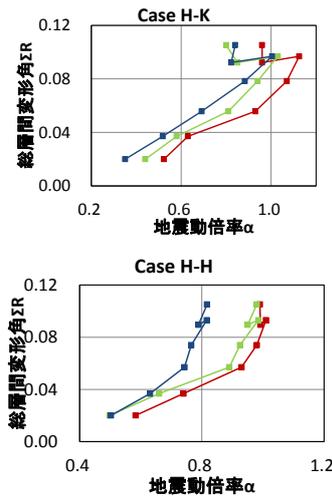


図-16 地震動倍率-損傷量関係  
(上層集中モデル)

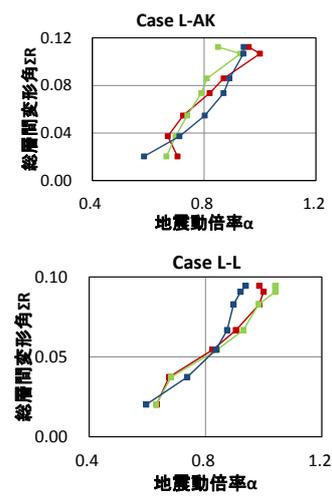


図-17 地震動倍率-損傷量関係  
(下層集中モデル)

で示した算出過程から求められた地震動倍率  $c\alpha$  と、フレーム応答解析の値  $F\alpha$  及び、縮約一質点応答解析の値  $s\alpha$  を比較する。それぞれの地震動倍率を比較したものを図-15-17 に示す。Case L-L 以外の全てのケースにおいて縮約一質点応答解析  $s\alpha$  (緑線) がフレーム応答解析の  $F\alpha$  (赤線) より小さめの値となっていることが分かる。4.1(1)(2)の 1) で考察された縮約一質点系のエネルギー入力量が大き目になることがこの原因の一つと考えられる。

変形がほぼ均一となった Case A-K, Case A-AK(図-15)及び、下層集中の Case L-AK, Case L-L(図-17)では、算出された  $c\alpha$  (青線) が、フレーム応答解析の値  $F\alpha$  (赤線) 及び、縮約一質点応答解析の値  $s\alpha$  (緑線) を比較的精度よく推定出来ていることが分かる。ただし、Case L-L の 4 層崩壊以上で 4.1(2) で考察した ND 過小評価が原因と思われる  $c\alpha$  と  $s\alpha$  の遊離が見受けられる。

一方、上層集中した Case H-H では算出値  $c\alpha$  が応答値  $F\alpha$  及び  $s\alpha$  と比べて小さく推定されていることが分かる。これは、4.1(2) で述べた ND の過小評価が原因の一つと考えられる。Case H-K では同様に、算出値  $c\alpha$  が  $F\alpha$  と比べて小さくなっているが、このケースの場合、上で述べた縮約一質点系のエネルギー入力量が大き目になることの影響が強く出た結果と思われる。また、上層集中のケースでは 2.5 で述べたように 6 から 7 層崩壊にかけて  $\alpha$  が 5 層崩壊より減少する傾向がみられるが、算出された  $c\alpha$  は特に Case H-K においてこの傾向をよく捉えていることが分かる。

## 5.まとめ

特性の異なる建物及び入力地震動を組み合わせることにより、地震時の崩壊層各層の応答変形が、(1)ほぼ

均一となるモデル、(2)上層に集中するモデル、(3)下層に集中するモデル、の 3 つモデルを作成し、このことが建物の安全性に及ぼす影響を検討した。また、エネルギー入力速度法を用いた、変形量の大きさ(損傷量)-安全性(安全限界変形に達する地震動倍率)関係の推定精度を検討した。

この結果、次のことが得られた。

- 1 特に上層変形集中のケースで、崩壊層が建物全体に拡がり全層崩壊形に近づくにつれて変形分布は均一になりやすく、変形分布が安全性に及ぼす影響が大きくなる傾向にあった。
- 2 エネルギー入力速度法を用いることで応答変形分布の異なる建物の安全性を理論的に推定可能である。但し、変形分布均一及び下層変形集中の場合と比べ上層変形集中の場合で精度が低下する。
- 3 上層変形集中での精度低下は、地震時繰り返し回数 ND の過小評価及び、一質点系縮約精度に原因があると考えられる。

## 参考文献

- 1) 新井組:特集 1995 年兵庫県南部地震被災調査報告—ジュネス六甲—, 技術研究報告集第 8 号, 1995.10
- 2) 向井智久, 衣笠秀行, 野村設郎:地震動を受ける RC 構造物の限界応答変形量を保証するに必要な耐力算出法とその精度検証, 日本建築学会構造系論文集, 532 号, pp137-143, 2000.6
- 3) 梅野達三, Abimanyu R.D, 市之瀬敏勝:RC 純フレーム構造物における層せん断余裕率(その 1), 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp44-42, 1998.9