

# 論文 偏心の大きい1層多スパン RC 建物の耐震診断法

市之瀬 敏勝<sup>\*1</sup>・石川 慎也<sup>\*2</sup>・鈴木 芳隆<sup>\*3</sup>・高橋 之<sup>\*4</sup>

**要旨:** 現行の耐震診断基準では、偏心の著しい建物を診断する場合、偏心率による例外事項を適用する必要がある。しかし、このような計算を必要とする根拠が診断基準に示されていない。本研究はこの問題を応答解析により検討し、新たな評価方法を提案することを目的としている。新たな評価方法とは終局時割線剛性を用いた  $F_c$  値の算出式であり、従来の弾力半径や偏心率という概念を用いることなく、各構面の強度と変形性能から算出する。また、これを用いることでより正確に  $I_p$  値を算出できる。静的・動的解析結果と比較することで、割線剛性を用いた評価方法の有用性を確認した。

**キーワード:** 耐震診断, ねじれ振動, 偏心, 多スパン

## 1. はじめに

建物のねじれ振動に関する耐震規定は、保有水平耐力計算での  $F_c$  値に代表されるように、弾性剛性のみに基づいており、強度分布や変形性能を考慮できていない。既往の研究<sup>1,2)</sup>では、非線形領域を含むねじれ応答を直接推定する試みがされているが、いずれも基礎的な研究であり、耐震診断に適用するのが困難な段階である。また、現行の耐震診断基準<sup>3)</sup>では、偏心率に応じた例外事項が設けられているが、その根拠も定かではない。

これまでに筆者ら<sup>4)</sup>は偏心の著しい1層1スパン建物に対し、割線剛性を用いた  $F_c$  値および  $I_p$  値の算出式を提案してきた。本論では、1層多スパン建物を対象に静的・動的解析を行い、提案式の有用性を検証する。

## 2. 簡略モデルによる解析

### 2.1 解析モデル概要

モデル平面を図-1に示す。角地に立地するRC建物を想定した2×2スパン建物とする。モデルAはX方向20m×Y方向20mの二軸偏心とする。モデルAをY方向に拡張したモデルBはX方向20m×Y方向30mとし、X、Y方向に拡張したモデルCはX方向30m×Y方向30mとする。各モデルの重量は、6000kN、7500kN、9000kNとし、高さは5mとした。

モデルAを例に、解析パラメータを表-1に示す。パラメータは、X方向およびY方向構面の  $F$  値とする。また、各方向構面の  $C$  値の合計はそれぞれ1.0とし、強構面に4/6、中間構面に1/6、弱構面に1/6の割合で振り分ける。

復元力特性は、図-2に示す実線のように3折れ線のせん断ばねモデルとする。降伏(終局)時の層間変形角は、 $F=1.0$ の場合には1/250(1/250)、 $F=2.0$ の場合には1/150(1/82)とする。初期剛性は降伏点割線剛性の10倍とし、ひび

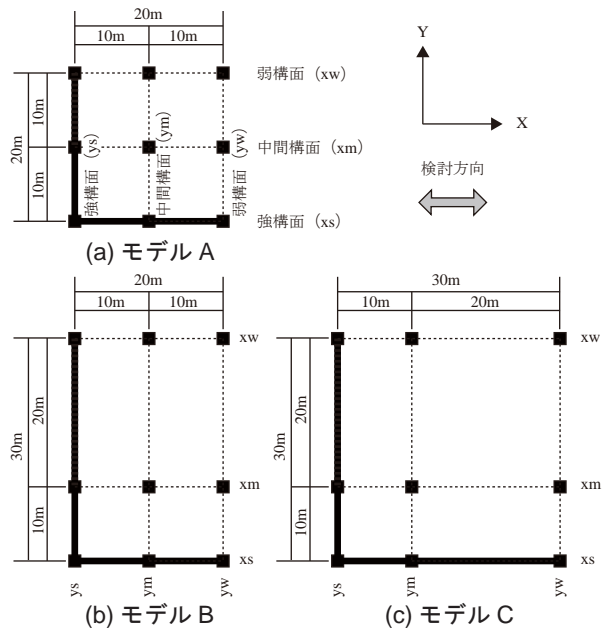


図-1 解析モデル平面図

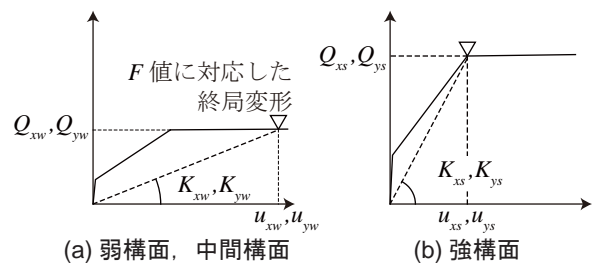


図-2 復元力特性

表-1 解析パラメータ (モデルA)

モデル名称	X, Y 方向構面 $F$ 値		
	強構面	中間構面	弱構面
A-1	1.0	1.0	1.0
A-2	1.0	1.0	2.0
A-3	1.0	2.0	2.0
A-4	2.0	2.0	2.0

\*1 名古屋工業大学 工学部 建築・デザイン工学科教授 工学博士 (正会員)

\*2 名古屋工業大学大学院 工学研究科 社会工学専攻 (会員外)

\*3 株式会社小堀鐸二研究所 (会員外)

\*4 名古屋工業大学 工学部 建築・デザイン工学科助教 博士 (工学) (正会員)

割れ強度は終局強度の1/3倍とした。また、床は剛床と仮定し、床の回転慣性は、重量が様に分布すると仮定して設定をした。履歴モデルは武田モデルを使用した。動的解析時の減衰は、割れ剛性で3%となるよう、初期剛性比例型で0.3%とした。モデルAを例として、固有周期を表-2に、モード図を図-3に示す。2次周期はX方向並進に対応しており、無偏心の場合と同様となる。

以上の解析モデルを用いて、図-4に示すねじれを無視した平面解析および図-5に示すねじれを考慮した立体解析を行う。解析には、弾塑性解析ソフトSPACE ver 3.55を用いる。なお、耐震診断の $I_s$ 値には、地盤の増幅特性や地形の効果を含まないため、地震波には告示波のランダム位相(最大加速度382.8gal)を用いた。

## 2.2. 静的解析結果

静的平面解析で強構面が降伏変形に至るときの耐力を $Q_1$ で表す。各構面の $F$ 値が1.0であるA-1に関する平面解析結果を図-6(a-1)に示す。各構面の強度の単純和が $Q_1$ となる。静的立体解析でいずれかの構面が終局変形に至るときの耐力を $Q_2$ で表す。A-1に関する立体解析結果を図-6(a-2)に示す。弱構面の靱性が小さいため、強構面の変形が小さいままで弱構面が終局変形( $F=1.0$ )に至る。そのため、 $Q_2$ は平面解析による終局耐力 $Q_1$ を大きく下回る。

弱構面および中間構面の $F$ 値が2.0となるA-3に関する平面解析結果を図-6(b-1)に示す。 $F=1.0$ が降伏変形であるため、弱構面および中間構面の強度が十分に発揮されず、 $Q_1$ は各構面の強度の単純和より小さくなる。同モデルの立体解析結果を図-6(b-2)に示す。弱構面の靱

性が大きいいため、強構面や中間構面の強度がほぼ発揮され、 $Q_2$ は平面解析による終局耐力 $Q_1$ を上回る。

表-2 固有周期(モデルA)

モデル名称	1次	2次	3次	無偏心
A-1	0.12	0.09	0.05	0.09
A-2	0.14	0.09	0.05	0.09
A-3	0.15	0.10	0.05	0.10
A-4	0.15	0.12	0.07	0.12

※単位[s]

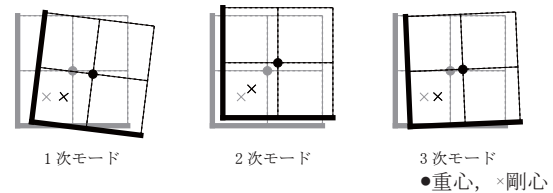


図-3 モード図(A-1)

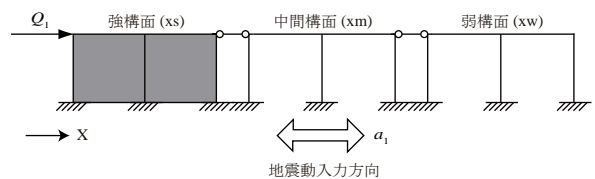


図-4 平面解析概念図

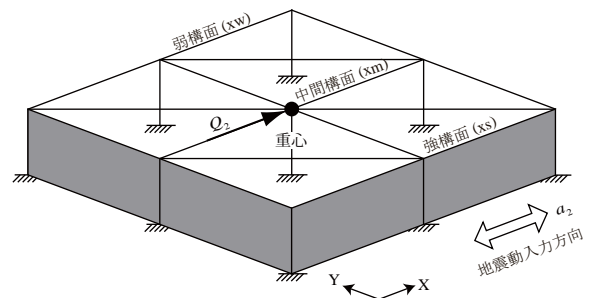
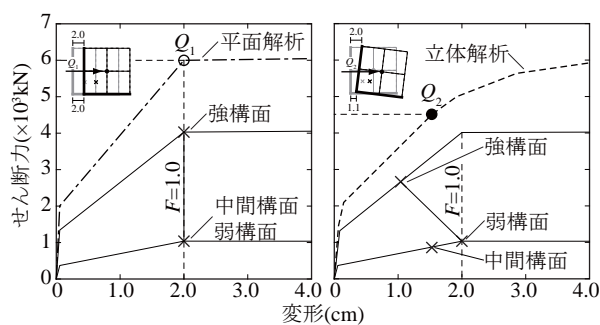
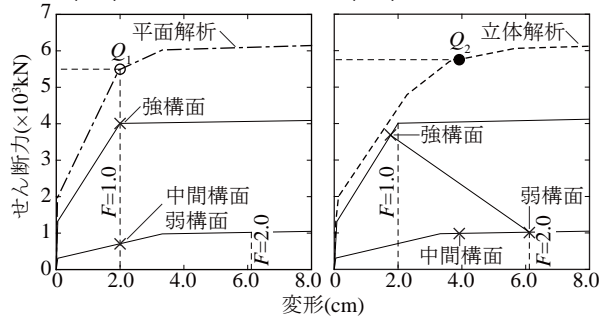


図-5 立体解析概念図

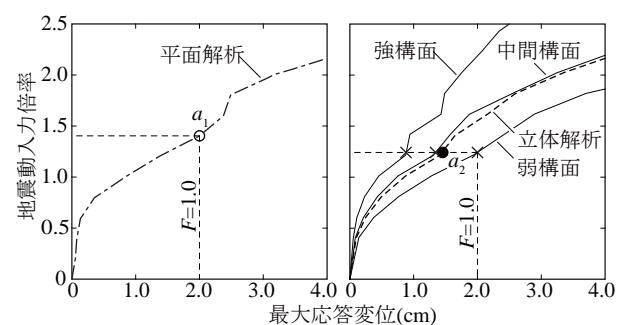


(a-1) A-1 (平面解析) (a-2) A-1 (立体解析)

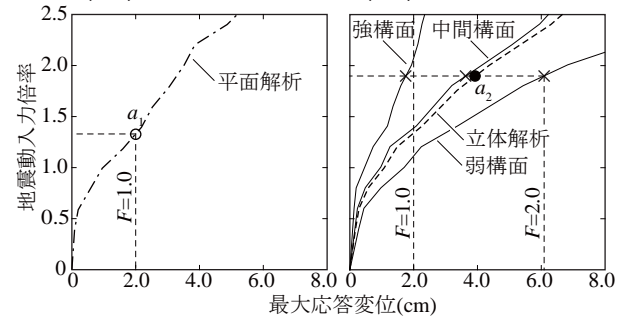


(b-1) A-3 (平面解析) (b-2) A-3 (立体解析)

図-6 静的解析結果



(a-1) A-1 (平面解析) (a-2) A-1 (立体解析)



(b-1) A-3 (平面解析) (b-2) A-3 (立体解析)

図-7 動的解析結果

### 2.3 動的解析結果

動的平面解析で強構面が降伏変形に至るときの入力倍率を  $a_1$ 、立体解析でいずれかの構面が終局変形に至るときの入力倍率を  $a_2$  で表す。解析結果を図-7に示す。静的解析と同様に、弱構面の靱性が小さいA-1（図-7(a-1), (a-2)）では立体解析による地震動入力倍率  $a_2$  が平面解析による地震動入力倍率  $a_1$  を下回った。中間構面および弱構面の靱性が大きいA-3（図-7(b-1), (b-2)）では立体解析による地震動入力倍率  $a_2$  が平面解析による地震動入力倍率  $a_1$  を上回った。これ以外のモデルについては3.2節にて述べる。

### 3. 静的・動的解析による $F_e$ 値の定義および結果

#### 3.1 静的・動的 $F_e$ 値の定義

静的平面解析で強構面が降伏変形に至るときの各構面の耐力和  $Q_1$ 、および静的立体解析で得られる終局耐力  $Q_2$  を用いて、次式により静的  $F_e$  値を定義する。

$$\text{静的 } F_e \text{ 値} = \frac{Q_1}{Q_2} \quad (1)$$

また、動的平面解析で強構面が降伏変形に至るときの入力倍率  $a_1$ 、および動的立体解析でいずれかの構面が終局変形に至るときの入力倍率  $a_2$  を用いて、次式により動的  $F_e$  値を定義する。

$$\text{動的 } F_e \text{ 値} = \frac{a_1}{a_2} \quad (2)$$

#### 3.2 静的・動的による $F_e$ 値の比較

以上の方法で算出された静的  $F_e$  値および動的  $F_e$  値の関係を図-8に示す。いずれのモデルも各構面の  $F$  値の違いにより、立体解析による結果が大きく異なるため、動的  $F_e$  値にもばらつきが生じる。各モデルの弱構面の  $F$  値のみ2となるモデル（▲）はやや安全側に偏る傾向がある。これは、動的解析において弱構面が大きく変形することで地震エネルギーを吸収したためだと考えられる。その他のモデルに関しては、よい一致を示している。

#### 3.3 現行基準による $F_e$ 値の比較

現行基準の偏心率規定による  $F_e$  値および動的  $F_e$  値の関係を図-9に示す。すべてのモデルにおいて偏心率が0.15を超えるため、現行基準では  $F_e = 1.5$  となる。一方で、中間構面および弱構面の  $F$  値が大きいモデル（▲■）では、動的  $F_e$  値が1.5より小さくなり、両者には大きな開きが出る。これは、靱性能を発揮することで立体解析による地震動入力倍率  $a_2$  が大きくなるためである。

### 4. 割線剛性を用いた $F_e$ 値の算定

#### 4.1 割線剛性を用いた $F_e$ 値の提案

耐震診断において静的非線形解析を行うことは実用的ではないため、割線剛性を用いた評価法について検討を

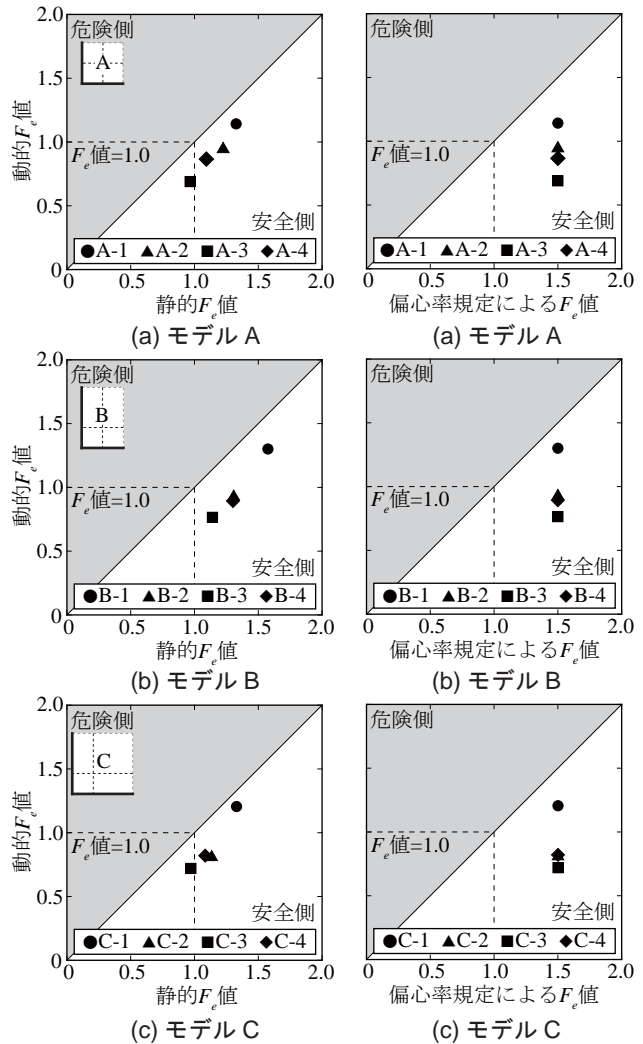


図-8 静的  $F_e$  値と動的  $F_e$  値の関係

図-9 現行規定による  $F_e$  値と動的  $F_e$  値の関係

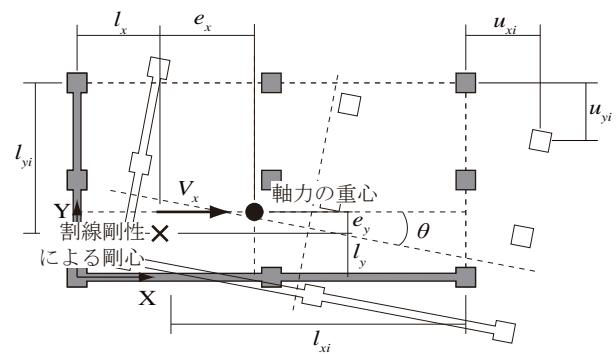


図-10 重心および剛心の座標

する。

文献(4)を拡張した割線剛性による  $F_e$  値を提案する。弱構面および中間構面の割線剛性には、各構面の終局変形に対応する割線剛性を用いる。(図-2(a)参照) また、強構面では降伏変形に対応する割線剛性を用いる。(図-2(b)参照) ここで、強構面とは構造物全体で偏心の原因となっている構面<sup>3)</sup>を示す。

X, Y 座標を図-10のように定義する。割線剛性を用いた剛心の座標は式(3)で計算できる。

$$l_x = \frac{\sum K_{yi} X_i}{\sum K_{yi}}, \quad l_y = \frac{\sum K_{xi} Y_i}{\sum K_{xi}} \quad (3)$$

水平力が剛心に加わる時の並進割線剛性は、

$$K_x = \sum K_{xi} \quad (4)$$

であり、剛心回りのねじれ割線剛性は、

$$K_R = \sum K_{xi} (Y_i - l_y)^2 + \sum K_{yi} (X_i - l_x)^2 \quad (5)$$

である。

また、層せん断力  $V_x$  が軸力重心に加わる時の剛心の變形は、

$$u_x = \frac{V_x}{K_x} \quad (6)$$

である。そのときのねじれ回転は、

$$\theta = \frac{V_x \cdot e_y}{K_R} \quad (7)$$

である。X方向構面の最大變形  $u_{xi}$  は、剛心から対象構面までの距離を  $l_{yi}$  とし、式(6)の變形に式(7)のねじれ回転による対象構面の變形を加えることで、

$$u_{xi} = u_x + l_{yi} \cdot \theta = \left( \frac{1}{K_x} + \frac{l_{yi} \cdot e_y}{K_R} \right) \times V_x \quad (8)$$

となる。

ただし、建物の平面形状や、直交方向の偏心量によっては、X方向構面よりも先に直交構面が終局變形に至る可能性も考えられる。Y方向構面の最大變形  $u_{yi}$  は、剛心から対象構面までの距離を  $l_{xi}$  とすると、

$$u_{yi} = l_{xi} \cdot \theta = \left( \frac{l_{xi} \cdot e_y}{K_R} \right) \times V_x \quad (9)$$

となる。X方向構面もしくはY方向構面のどちらかが先に終局變形に達する場合の層せん断力は、式(8),(9)により、

$$V_i = \min \left[ \frac{u_{xi}}{\frac{1}{K_x} + \frac{l_{yi} \cdot e_y}{K_R}}, \frac{u_{yi}}{\frac{l_{xi} \cdot e_y}{K_R}} \right] \quad (10)$$

となる。

次に、剛心に水平力を加えたとき、全部材の終局變形の最小値を  $u_{x0}$  とする。  $u_{x0}$  だけ變形するときの層せん断力  $V_{x0}$  は、

$$V_{x0} = K_x u_{x0} \quad (11)$$

である。これは、ねじれを無視した平面解析において、いずれかの構面が終局變形に至るときの層せん断力に相当する。

これにより、ある構面が終局變形に達する場合の  $F_e$  値は、式(10),(11)を用いることで、

$$F_e = \frac{V_{x0}}{V_i} = \max \left\{ \frac{u_x}{u_{xi}} \times \left[ 1 + \frac{K_x \cdot l_{yi} \cdot e_y}{K_R} \right], \frac{u_y}{u_{yi}} \times \left[ \frac{K_x \cdot l_{xi} \cdot e_y}{K_R} \right] \right\} \geq 1 \quad (12)$$

となる。なお、上記の算定では高次モード振動の影響

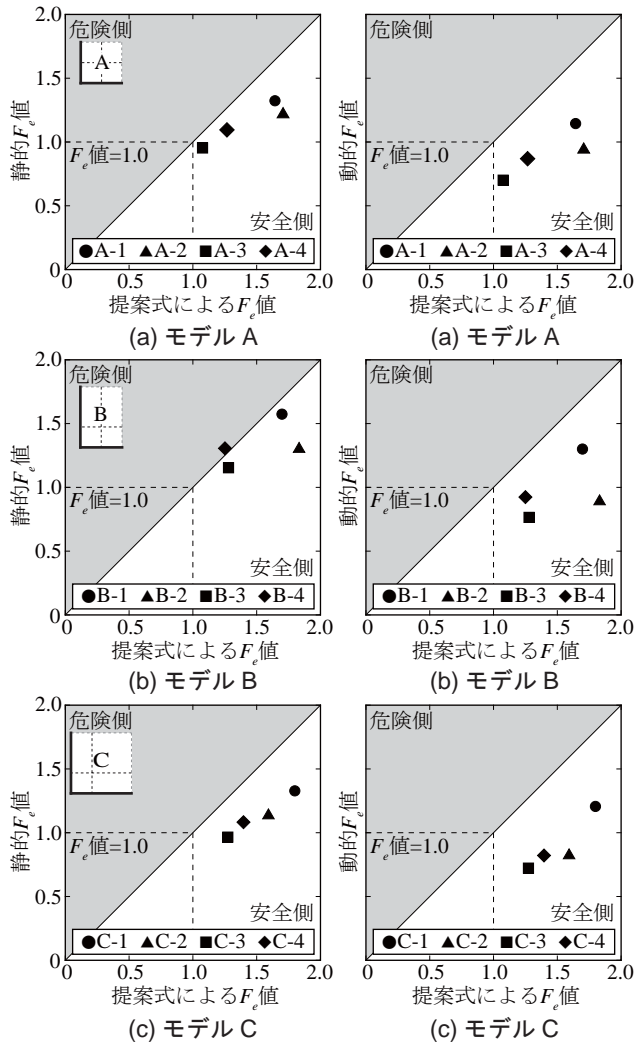


図-11 提案式による  $F_e$  値と静的  $F_e$  値の関係

図-12 提案式による  $F_e$  値と動的  $F_e$  値の関係

表-3 最初に終局状態に至る構面

		静的解析	動的解析	提案式
A	1 ●	弱構面		
B		弱構面		
C		弱構面		
A	2 ▲	中間構面		
B		中間構面		
C		中間構面		
A	3 ■	弱構面	弱構面	強構面
B		弱構面	弱構面	強構面
C		弱構面	強構面	強構面
A	4 ◆	弱構面		
B		弱構面		
C		弱構面		

を無視しているが、高次モード振動は強構面の變形を増やす方向に働くため(図-3参照)、 $F_e$  値の下限値を1とする限り考慮する必要はない。

#### 4.2 提案式と解析結果との比較

提案式(12)による  $F_e$  値と静的  $F_e$  値の関係を図-11に示す。いずれのモデルもよい近似を示しており、概ね安全側に評価できている。しかし、いずれのモデルにも

いても弱構面の  $F$  値のみ 2 となるモデル (▲) の提案式による  $F_e$  値がやや大きい。この理由は、静的解析において、弱構面の変形が  $F = 2.0$  (提案式での仮定) よりも小さい状態にあるためである。つまり、弱構面の剛性が過小評価となることで、提案式による  $F_e$  値が過大評価となっている。

また、中間構面と弱構面の  $F$  値が 2 となるモデル (■) では、表-3 に示すように最初に終局状態に至る構面が異なる。しかし、提案式による  $F_e$  値は、ある構面が終局変形に達した場合の  $F_e$  値の最大値と定義しているため、必ず安全側の評価となり、問題とはならない。

提案式(12)による  $F_e$  値と動的  $F_e$  値の関係を図-12 に示す。提案式による  $F_e$  値が大きく、いずれも安全側の評価となる。また、3.2 節および上記の理由により、弱構面の  $F$  値のみ 2 となるモデル (▲) がより安全側の評価となる。

以上のことから、多少のばらつきは見られるものの、全体としては安全側の評価となる。

## 5. 静的・動的解析による $I_s$ 値の定義および結果

### 5.1 静的および動的 $I_s$ 値の定義

前述の  $F_e$  値を用いて  $I_s$  値の評価を試みる。静的  $I_s$  値は、式(1)の静的  $F_e$  値を用いて、

$$\text{静的 } I_s \text{ 値} = \frac{E_0}{\text{静的 } F_e \text{ 値}} \quad (13)$$

とする。ここで、 $E_0$  は耐震診断基準に従い、靱性型保有性能基本指標 (基準(4)式) および強度型保有性能基本指標 (基準(5)式) から算出し、いずれか大きい方を各モデルの  $E_0$  とする。

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} \sqrt{E_1^2 + E_2^2 + E_3^2} \quad \text{基準(4)式}$$

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} \left( C_1 + \sum_j \alpha_j C_j \right) \quad \text{基準(5)式}$$

ただし、強構面の変形性能が  $F = 1.0$  を超える場合、降伏変形に対応する  $F$  値 (本研究では  $F = 1.27$ ) を用いて  $E_0$  を算出する。

また、告示レベルの地震動 (入力倍率 = 1.0) に耐えら

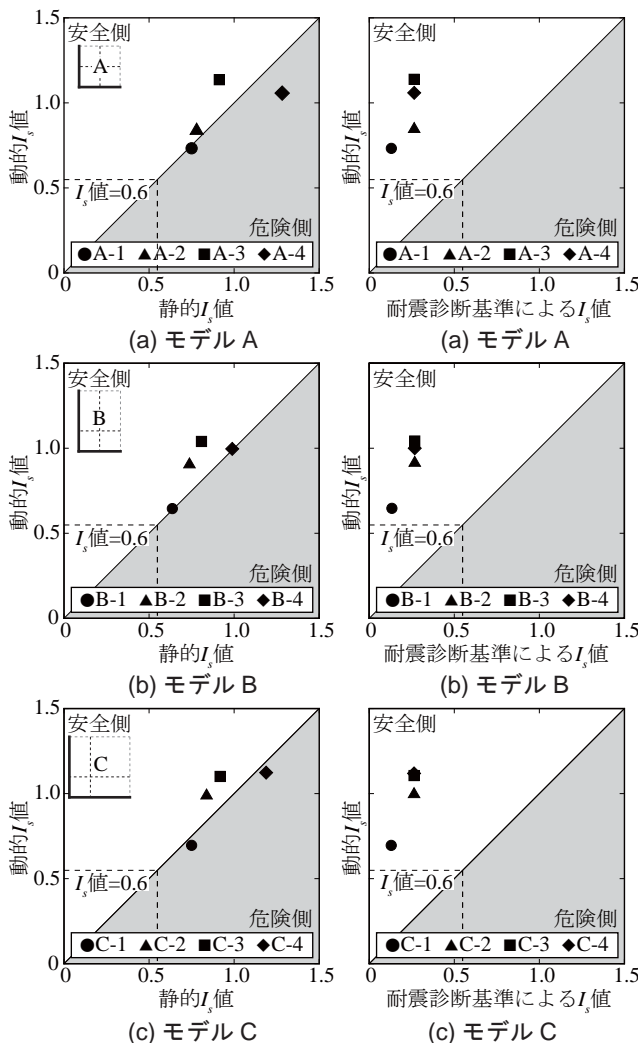


図-13 静的  $I_s$  値と動的  $I_s$  値の関係

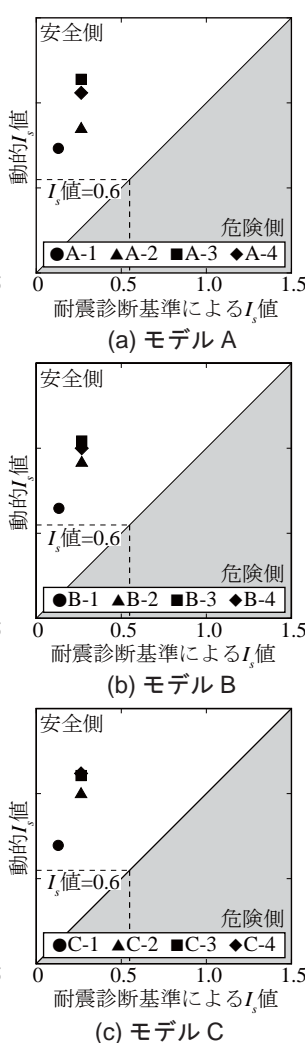


図-14 現行基準による  $I_s$  値と動的  $I_s$  値の関係

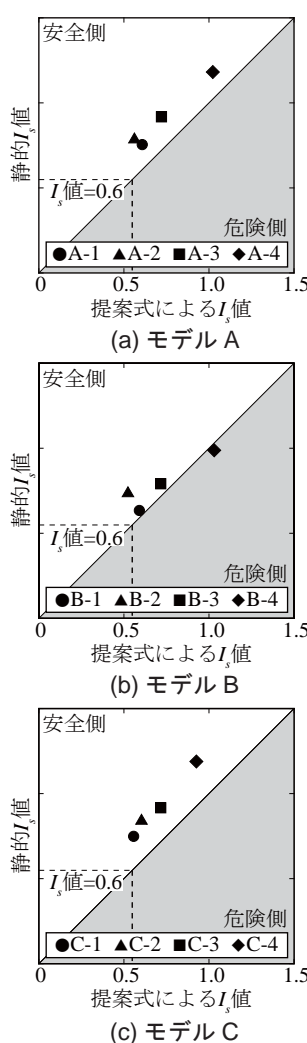


図-15 提案式による  $I_s$  値と静的  $I_s$  値の関係

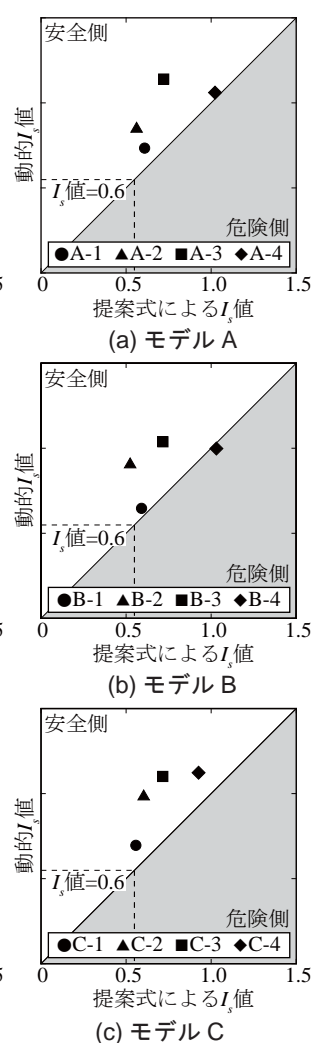


図-16 提案式による  $I_s$  値と動的  $I_s$  値の関係

れる建物を  $I_s$  値 = 0.6 と仮定すると、動的  $I_s$  値は次式により求まる。

$$\text{動的}I_s \text{ 値} = \frac{0.6 \times a_1}{\text{動的}F_e \text{ 値}} = 0.6 \times a_2 \quad (14)$$

### 5.2 割線剛性を用いた $I_s$ 値算定式

割線剛性に基づく  $F_e$  値を用いた  $I_s$  値は、前述の提案式 (12) を用いることで、

$$I_s = \frac{E_0}{F_e} \quad (15)$$

となる。

### 5.3 静的・動的解析による $I_s$ 値の比較

以上の方法で算出された静的  $I_s$  値と動的  $I_s$  値の関係を 図-13 に示す。各構面の  $F$  値が 2 のモデル (◆) の静的  $I_s$  値がやや大きい。これは静的  $I_s$  値算出時に強構面の降伏変形を  $F = 1.27$  とすることで、他モデルと比べて  $E_0$  が大きくなるためである。また、弱構面の  $F$  値のみ 2 となるモデル (▲) や、中間構面と弱構面の  $F$  値が 2 となるモデル (■) において、動的  $I_s$  値が大きくなる傾向がみられる。これは、中間構面および弱構面の靱性能が大きいことで強構面が十分な性能を発揮し、立体解析による地震動入力倍率  $a_2$  が大きくなるためである。しかし、全体的に見ればいずれのモデルもよく一致している。

### 5.4 現行基準による $I_s$ 値の比較

耐震診断基準による  $I_s$  値と動的  $I_s$  値の関係を 図-14 に示す。いずれのモデルにおいても  $I_s$  値が過小評価となっている。これは、現行の耐震診断基準では、壁の偏在などにより偏心率が 0.15 を超える場合に、変形の大きい構面のみを取り出して  $E_0$  を算出するためである。

### 5.5 提案式と解析結果との比較

提案式 (15) による  $I_s$  値と静的  $I_s$  値の関係を 図-15 に示す。4.2 節の理由により、弱構面の  $F$  値のみ 2 となるモデル (▲) がやや安全側に偏っている。全体的に見れば、いずれも精度よく一致していることが確認できる。

提案式 (15) による  $I_s$  値と動的  $I_s$  値の関係を 図-16 に示す。5.3 節の理由により、弱構面の  $F$  値のみ 2 となるモデル (▲) や、中間構面と弱構面の  $F$  値が 2 となるモデル (■) において、動的  $I_s$  値が大きくなる傾向がみられる。いずれも概ね安全側で評価できている。

## 6. 回転慣性による影響

動的解析においては、回転慣性による影響も無視できない可能性がある。そこで、重量が一樣に分布すると仮定した場合の床の回転慣性を 1.0 倍とし、回転慣性を 0.5 ~ 2.5 倍まで 0.5 刻みに変化させて解析を行う。

回転慣性による影響を 図-17 に示す。いずれのモデルにおいても、回転慣性が大きくなるほど立体解析にお

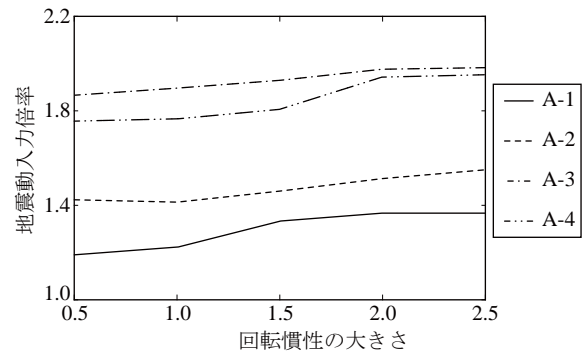


図-17 回転慣性の影響

ける地震動入力倍率が大きくなる。また、地震動入力倍率は最大 17% 程度の影響が確認できた。しかし、地震動入力倍率が大きくなることで動的  $F_e$  値は小さくなり、割線剛性に基づく  $F_e$  値の提案式 (12)、 $I_s$  値の提案式 (15) は安全側に評価できる。よって、回転慣性の影響は無視できると考えられる。

## 7. まとめ

本研究では、偏心の大きい 1 層多スパンの RC 建物を対象とし、静的・動的解析を行った。その結果から、強構面では降伏変形における割線剛性を、他構面では終局変形における割線剛性を用いた  $F_e$  値の提案式 (12) の有用性を確認した。また、新たな  $I_s$  値の提案式 (15) を用いて  $I_s$  値を簡便に算出し、告示波を用いた動的解析と概ね一致し、安全側に評価できることを確認した。

## 謝辞

本研究では、解析に名城大学村田賢教授、武藤厚教授作成の非線形弾塑性解析プログラム "SPACE ver3.55" を用いた。ここに厚く御礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) 倉本洋, 三浦直之, 星龍典: 単層偏心建築物における等価 1 自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測, 日本建築学会構造系論文集, 第 606 号, pp.123-130, 2006 年 8 月
- 2) 藤井賢志, 中埜良昭: 全体崩壊型フレームにより構成された多層偏心骨組の最大応答変位推定手法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 607 号, pp.149-156, 2006 年 9 月
- 3) 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診断基準・同解説, 2001
- 4) 水野秀昭, 石川慎也, 高田瑞恵, 市之瀬敏勝, 杉本靖夫, 山本景司, 羽入田茂, 鈴木芳隆, 山添正稔: 偏心の大きい短周期 RC 建物の耐震診断法 その 1~5, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.455-464, 2011