

偏心の大きい1層1スパンRC建物の耐震診断法

SEISMIC EVALUATION OF ONE-SPAN ONE-STORY RC BUILDINGS WITH LARGE ECCENTRICITY

鈴木芳隆^{*4}, 石川慎也^{*5}, 杉本靖夫^{*1}, 水野秀昭^{*1}
山本景司^{*2}, 羽入田 茂^{*3}, 山添正稔^{*4}, 市之瀬 敏勝^{*5}
Yoshitaka SUZUKI, Shinya ISHIKAWA, Yasuo SUGIMOTO,
Hideaki MIZUNO, Keiji YAMAMOTO, Shigeru HANYUDA,
Masatoshi YAMAZOE and Toshikatsu ICHINOSE

In this paper, we propose a new method to evaluate seismic capacity index, I_s , for short-period RC buildings with large eccentricity. The analytical models are one-story and one-span rectangular buildings. The parameters are each frame's strength and deformation capacity. Static and dynamic analyses are conducted. The proposal includes a strength reduction factor based on secant stiffness and deformation capacity of each frame. This factor enables to evaluate seismic capacity index more accurately than the current standard for seismic evaluation.

Keywords: Reinforced Concrete, Eccentricity, Space Frame, Earthquake Response, Seismic Evaluation

鉄筋コンクリート, 偏心, 立体骨組, 地震応答, 耐震診断

1. はじめに

現行建築基準法に基づく保有水平耐力計算において、偏心を有する建築物の設計では偏心率に応じて F_e 値による必要保有水平耐力の割増が要求される。一般的に、建物の耐震性能は、抵抗部材の強度や変形性能に依存するが、 F_e 値は弾性剛性にのみ基づいており、偏心の原因となる強度分布や変形性能を考慮できていない。また、耐震診断基準¹⁾で診断する場合は、偏心の大きさを表す指標として形状指標 S_e があるが、こちらは検討直交方向の剛性を考慮しない等、建物の耐震性能を正確に表現できていない。さらに、偏心が著しい場合、「例外事項」として、変形の大きい構面（弱構面）のみを取り出して評価を行う必要があるが、このような計算の必要性を表す研究論文は示されておらず、評価法の精度に疑問が残る。本研究はこの問題を静的・動的解析により検討し、新たな評価方法を提案することを目的とする。

ねじれ応答に関する研究は数多く行われている。

第一のグループは、ねじれ応答を直接推定しようとする研究である。倉本ら²⁾のように、単層偏心建築物に対するモード適応型非線形荷重増分解法(MAP解析法)および高次モード応答の評価法を提案するものや、藤井ら³⁾のように、多層偏心骨組が水平2方向地震入力を受ける場合を対象とした各構面の最大応答変位推定手法を提案したものがある。

第二のグループは、偏心率規定について論じた研究である。井上ら⁴⁾は、地震応答時に変動するねじれ指標を時々刻々算出し、その変動性状を度数分布により評価することで、動的にねじれ評価を行った。

小豆畑ら⁵⁾は、鉄筋コンクリート造建築物を対象として、立体解析を使用した場合の偏心率規定の適用について検討した。

第三のグループは、降伏曲面を利用した研究である。五十嵐ら⁶⁾は、ブレースの偏在によって偏心が生じる場合の降伏曲面の形状について検討した。尾崎ら⁷⁾は、偏心建物の水平力とねじりモーメントの相関性および水平力ベクトルの作用方向の不規則性を考慮して、保有水平耐力の略算法を示した。Chopra⁸⁾らは、偏心建物の水平耐力とねじれ耐力の相関関係を表す降伏曲面を考案し、耐力壁の配置などの平面形状が降伏曲面の形状に与える影響を考察した。

第四のグループは、塑性変形に着目した研究である。鈴木ら⁹⁾は、架構塑性仕事分布に着目し、直交構面の抵抗モーメントと辺長比が、ねじれ変形量に強く関わることを示した。髯高ら¹⁰⁾は、1層1スパン鋼構造偏心立体骨組について検討を行い、部材の必要塑性変形能力に関する予測式を導いた。

しかし、いずれも基礎的な研究が多く、耐震診断に適用することが困難な段階である。

本研究ではまず、現行の耐震診断基準で例外事項に分類されるほど、偏心の大きい屋内変電所(写真1および図1, 2)を検討対象建物とする。当該建物の静的・動的解析を行うことで、現行の耐震診断基準が I_s 値が耐震性を極端に過小評価する場合があることを確認する。次に、単純化した一軸偏心モデルやこれを拡張した二軸偏心モデルを用いた静的・動的解析を行う。そして、新たな F_e 値および I_s 値の算出法を提案し、その妥当性を検討する。

この方法は、偏心建物の地震応答を推定するという点において、

*1 中部電力(株)

*2 中電不動産(株)

*3 鹿島建設(株)

*4 (株)小堀録二研究所

*5 名古屋工業大学

Chubu Electric Power Co., Inc.

Chuden Real Estate Co., Inc.

Kajima Corporation

Kobori Research Complex, Inc.

Nagoya Institute of Technology



写真1 屋内変電所外観

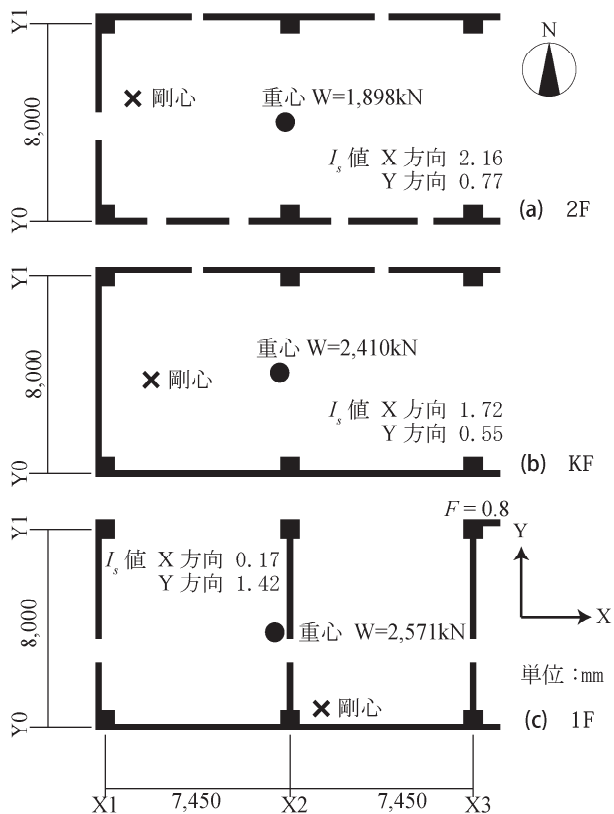


図1 屋内変電所平面図

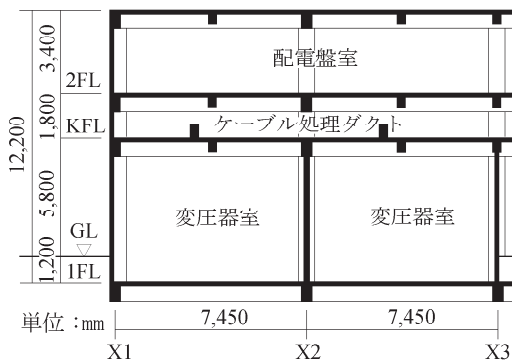


図2 屋内変電所断面図

第一のグループの方法を極端に単純化した方法といえる。現行の耐震診断基準と異なる点は次の3点である。

- (1) 各構面の強度と変形性能を考慮するために、弾性剛性ではなく強度と変形性能による割線剛性を用いる。
- (2) 偏心に関する例外規定を設けない。つまり、偏心の著しい構面のみを取り出す評価は行わない。
- (3) ねじれを考慮した建物強度とねじれを無視した建物強度の比率から F_e 値を算出する。つまり、弾力半径や偏心率といった概念は使用しない。

2. 実変電所建物の解析

2.1. 建物概要

解析対象建物は、写真1に示すような2×1スパン3階建ての一般的な屋内変電所とする。平面を図1に、断面を図2に示す。1Fには北側に機材搬入用の開口が開いており、X方向に1軸偏心となっている。K(ケーブル処理ダクト)Fおよび2Fでは、増築予定のため、東側に開口が開いており、Y方向に1軸偏心となっている。いずれの階でも偏心が極めて大きいため、診断基準の例外事項により弱構面のみを取り出して評価する必要がある。その結果、1FのX方向 I_s 値は0.17という極めて低い値となった。

2.2. モデル化

屋内変電所を、図3に示すようなねじれを無視した平面モデル(つまりY0構面とY1構面の変形を常に等しくしたモデル)、および、図4に示すようなねじれを考慮した立体モデルに置き換える。壁と柱のひび割れ以降の復元力特性は、三折れ線型に置換した。弾性剛性は部材断面より算出した。第一折れ点はせん断ひび割れ耐力および曲げひび割れ耐力の小さい方の点、第二折れ点は耐震診断に基づく各部材の強度 C 値および靱性 F 値に対応する終局耐力点とした。なお、履歴モデルは武田モデルを使用した。解析には、弾塑性解析ソフトSPACEを用いた。

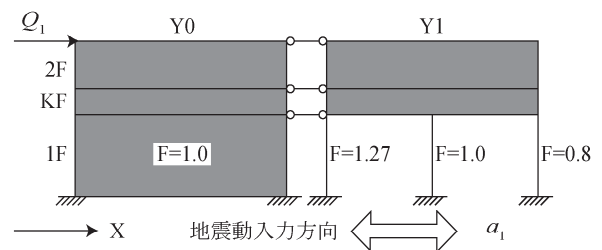


図3 屋内変電所平面解析概念図

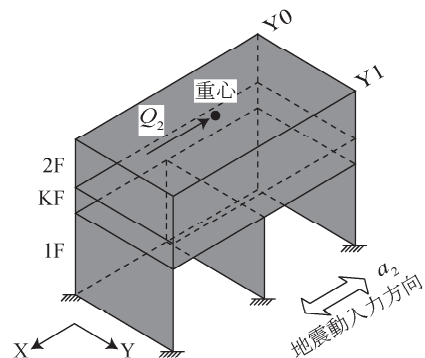
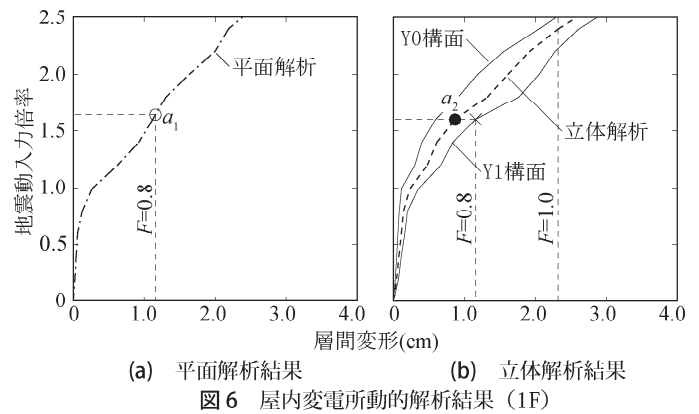
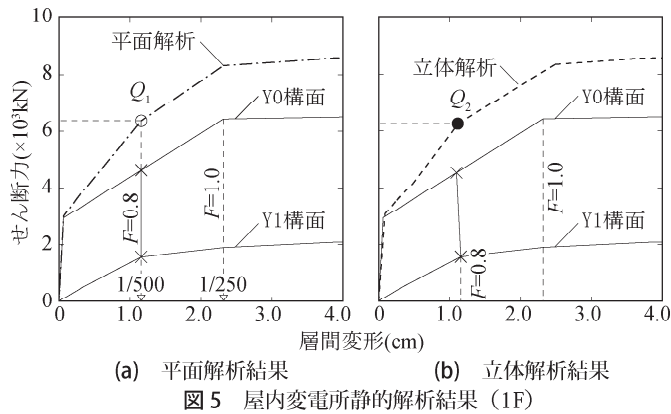


図4 屋内変電所立体解析概念図



2.3. 静的解析

平面モデル1階の層せん断力と層間変形の解析結果を図5(a)に一点鎖線で示す。また、各構面の負担せん断力を実線で示す。Y0構面はせん断壁であるため F 値は1.0、Y1構面は極脆性柱¹⁾があるため F 値は0.8である(図1(c)参照)。図中の Q_1 は、Y1構面が F 値に対応する終局変形に至ったとき(図中の×)の層せん断力を表す。

立体モデル1階の重心位置での層せん断力と層間変形の解析結果を図5(b)に破線で示す。また、各構面の負担せん断力を実線で示す。Y0構面の方が剛性が高いため、Y0構面の変形はY1構面の変形より小さい。ただし、その差はわずかである。これは、直交構面(X1, X3)の剛性が高く、並進に近い動きをしたためである。Y1構面が F 値に対応する終局変形に至ったとき(図中の×)の層せん断力を Q_2 で表す。立体解析による建物耐力 Q_2 は平面解析による建物耐力 Q_1 とほぼ一致した。

2.4. 動的解析

動的解析での減衰は、割線剛性で3%になるように $h = 0.3\%$ の初期剛性比例型とした。耐震診断の I_e 値には、地盤の増幅特性や地形の効果を含まない。そこで、耐震診断法の検証という位置づけとなる動的解析においては、告示波のように平坦なスペクトル形状をもつ地震動に対する応答評価が重要と考え、ここでは入力地震動として告示波(告示基盤波, JMA 神戸 NS 位相, 最大加速度383.1gal)を採用した。

地震波の倍率をゼロから2.5倍まで変化させ、図3の平面モデルに入力したときの1階の最大層間変形を図6(a)に示す。図中の a_1 は、Y1構面が終局変形に至ったときの入力倍率を示す。告示波を1.6倍程度の倍率で拡幅した場合に終局耐力に至っていることがわかる。

同じ地震波を図4の立体モデルX方向に入力した結果を図6(b)に示す。図中の破線は重心位置での層間変形、実線は各構面の層間変形である。図中の a_2 は、Y1構面が終局変形に至ったときの入力倍率を示す。動的解析結果でも、立体解析による地震動入力倍率 a_2 と平面解析による地震動入力倍率 a_1 が近い値を示した。これは直交構面のねじれ抑制効果によるものと考えられるが、耐震診断基準の形状指標 S_D では考慮できない。

また、建築基準法レベルの耐震性を有することの判定基準として、告示波に対する動的解析により建物が終局に至らないこととすれば、本建物は告示波を1.6倍程度拡幅した場合に、初めて終局に至ることから、基準法レベルを上回る耐震性を有するものと判断される。その一方で、現行の耐震診断基準によれば本建物の I_e 値は0.17であ

る。建築基準法レベルの耐震性を有する判定指標として、診断基準では I_e 値=0.6とされていることからすると、診断基準の方法が耐震性を極端に過小評価していることがわかる。なお、ケーブル階と2階の変形は非常に小さかった。

3. 簡略化モデルによる解析

3.1. モデル化概要

耐震診断による耐震性が極端に過小評価された屋内変電所建物を参考に、パラメータスタディを行うため偏心の大きな簡略化モデルを作成する。ここでは、基本特性把握のために1層モデルとする。モデルの平面を図7に示す。図7(a-1)のモデルAは、変電所の2F

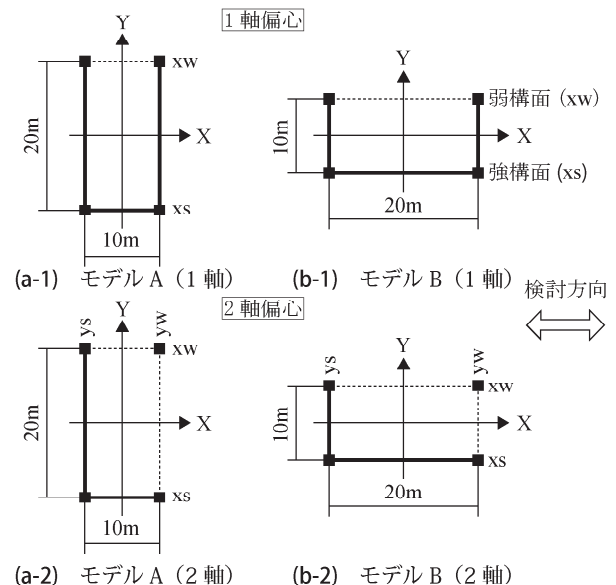


図7 解析モデル平面図

表1 解析パラメータ (モデルA, 1軸偏心)

弱構面 F 値	X方向構面強度比率			
	2:1	R_e	5:1	R_e
1	A-2-1	0.31	A-5-1	0.74
1.27	A-2-1.27	0.54	A-5-1.27	0.97
2	A-2-2		A-5-2	

表2 解析パラメータ (モデルA, 2軸偏心)

Y構面 強度比率	X方向構面強度比率			
	2:1	R_e	5:1	R_e
2:1	A2-2-1	0.32	A2-5-1	0.76
5:1	A5-2-1	0.33	A5-5-1	0.8

を想定してX方向10m×Y方向20mの1軸偏心とする。図7(b-1)のモデルBは、1Fを想定したX方向20m×Y方向10mとする。さらに、図7(a-2)、(b-2)のような2軸偏心モデルも考える。すべてのモデルで重量は1,000kN、高さは5mとした。

モデルAで1軸偏心の解析パラメータを表1に示す。現行の耐震診断基準による評価を基にした検討であることを念頭において、耐震診断基準の強度指標C値(部材強度/建物重量)および靱性指標F値(終局変形性能)をパラメータとして採用する。第一のパラメータは強構面と弱構面の強度C値比率であり、2:1または5:1とする。ただし、強構面と弱構面のC値の合計はすべて1.0とする。第二のパラメータは弱構面のF値とし、1.0、1.27、2.0とする。強構面のF値は全て1.0とする。モデル名称は、(平面形状)-(強度比率)-(弱構面F値)とする。例えばA-2-1.27は、平面形状がA、C値比率が2:1、弱構面F値が1.27である。同じパラメータで平面形状をBとするものは、B-2-1.27とする。Y方向構面はすべてC=0.5、F=1.0とする。全てのモデルが、偏心が大きいため例外事項の対象となる。

モデルAで2軸偏心の解析パラメータを表2に示す。ここでは、X、Y方向構面のC値比率を2:1または5:1とする。弱構面のF値はすべて1.0とする。例えばA5-2-1は、平面形状がA、直交構面のC値比率が5:1、検討構面のC値比率が2:1である。

以上の解析モデルを用いて、図8に示すねじれを無視した平面解析および図9に示すねじれを考慮した立体解析を行う。復元力特性の例を図10に実線で示す。初期剛性は終局時割線線の10倍とし、ひび割れ強度は終局強度の1/3倍とした。

床は剛床と仮定した。床の回転慣性は、重量が一様に分布すると仮定して設定した。動的解析時の減衰は、実変電所の解析と同様に初期剛性比例型で0.3%とする。地震動はJMA神戸NS位相の告示基盤波を用いた。

3.2. 解析結果

静的平面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_1 で表す。1軸偏心で強度比率が5:1、弱構面のF値が1.0のA-5-1に関する解析結果を図10(a-1)に示す。弱構面と強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-5-1に関する解析結果を図10(a-2)に示す。強度比が大きく、弱構面の靱性が小さいため、強構面の変形が小さいまで弱構面が

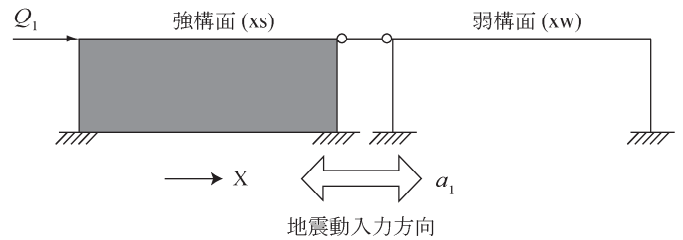


図8 簡略化モデル平面解析概念図

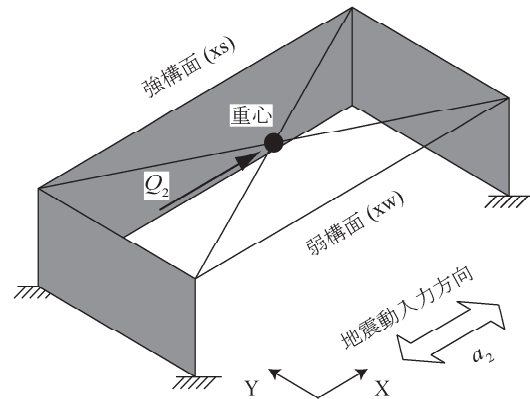


図9 簡略化モデル立体解析概念図

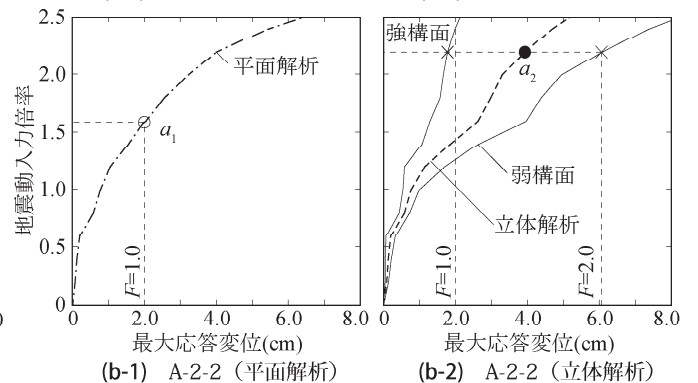
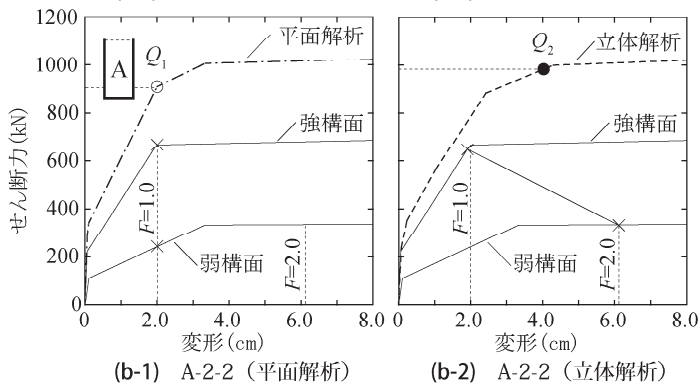
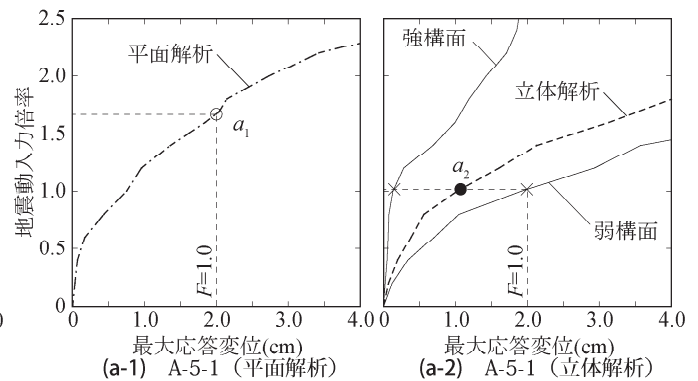
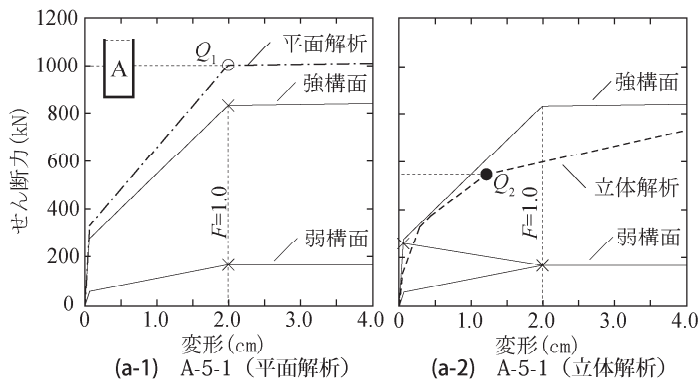


図10 静的解析結果

図11 動的解析結果

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 を著しく下回る。

1 軸偏心で強度比率が 2:1、弱構面の F 値が 2.0 の A-2-2 に関する静的平面解析結果を図 10(b-1) に示す。弱構面の強度が $F = 1.0$ の変形で発揮されないため、 Q_1 は弱構面と強構面の強度の単純和より小さくなる。同じモデルの立体解析結果を図 10(b-2) に示す。弱構面の靱性が大きいため、強構面と弱構面の強度がほぼ完全に発揮された。つまり、 $Q_1 < Q_2$ となった。

動的平面解析、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_1 、 a_2 で表す。解析結果を図 11 に示す。静的解析結果と同様に、強度比が大きく、弱構面の靱性が小さい A-5-1 (図 11(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 を大きく下回った。 a_1/a_2 の比率は 1.6 であり、 Q_1/Q_2 の比率 1.7 とほぼ等しい。強度比が小さく、弱構面の靱性が大きい A-2-2 (図 11(b-1), (b-2)) でも、 a_1/a_2 の比率は 0.7 であり、 Q_1/Q_2 の比率 0.9 に近い値となった。これ以外のモデルも同様の傾向が見られた。(詳細は 4.3 節)

以上の検討より、静的解析結果から得られる耐力比 Q_1/Q_2 と、動的解析結果から得られる入力倍率比 a_1/a_2 がほぼ等しくなり、静的解析でねじれ挙動を含む動的解析を近似できることがわかった。

4. 静的・動的解析による F_e 値の定義および結果

4.1. 静的・動的 F_e 値の定義

3.2 節の結果を参考に、静的平面解析 (図 8) で得られる終局耐力 Q_1 と、静的立体解析 (図 9) で得られる終局耐力 Q_2 を用いて、次式により静的 F_e 値を評価する。

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

同様に、動的平面解析で得られる入力倍率 a_1 と、動的立体解析で得られる入力倍率 a_2 を用いて、動的 F_e 値を評価する。

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

4.2. 静的・動的解析による F_e 値の比較

算出された静的 F_e 値および動的 F_e 値の関係を図 12 に示す。動的 F_e 値が、偏心による建物性能の低下分を正確に表す指標であると考えられる。図 12 において、静的 F_e 値が動的 F_e 値を上回る領域を安全側と呼ぶ。これは、後述の I_e 値算出時に F_e を静的 F_e 値で除すためである。図 12(a), (c) に示すモデル A のようにねじれやすいモデルにおいて、■ 2-2 と □ 5-2 のプロットが安全側に偏るのは、弱構面の塑性変形能力が大きく ($F = 2.0$)、地震エネルギーを吸収したためと考えられる。 $F = 1.0, 1.27$ のモデルは、よい近似を示した。

図 12(b), (d) に示すモデル B のようにねじれにくいモデルでは、全てのモデルで並進に近い動きをするため、立体解析と平面解析による結果がほぼ一致し、 F_e 値は 1.0 付近となった。全体的に見れば、モデル A, B とも、静的解析結果と動的解析結果がよい近似を示した。また 2 章で検討した実変電所もよい近似を示している。

また、回転慣性を 0.5 倍、2 倍に変化させた解析も行ったが、その影響は数 % 程度で小さかった。地震波の影響については 4.4 節で述べる。

4.3. 現行基準による F_e 値との比較

図 13(a) に現行基準の偏心率規定による F_e 値と動的 F_e 値の関係をモデル A (1 軸偏心) に関して示す。現行基準ではすべて $F_e = 1.5$ となるが、弱構面の F 値が大きく、強度比が小さいものほど動的 F_e 値

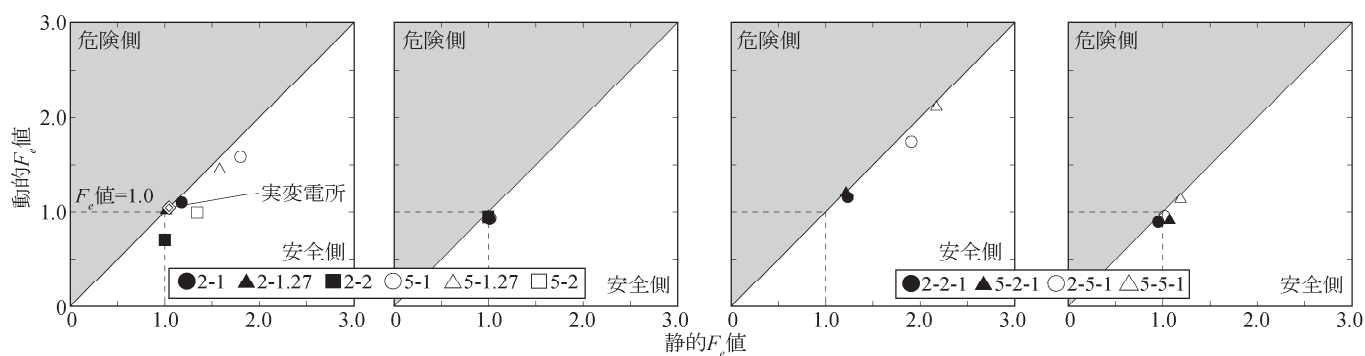


図 12 静的 F_e 値と動的 F_e 値の比較 (JMA 神戸 NS 位相)

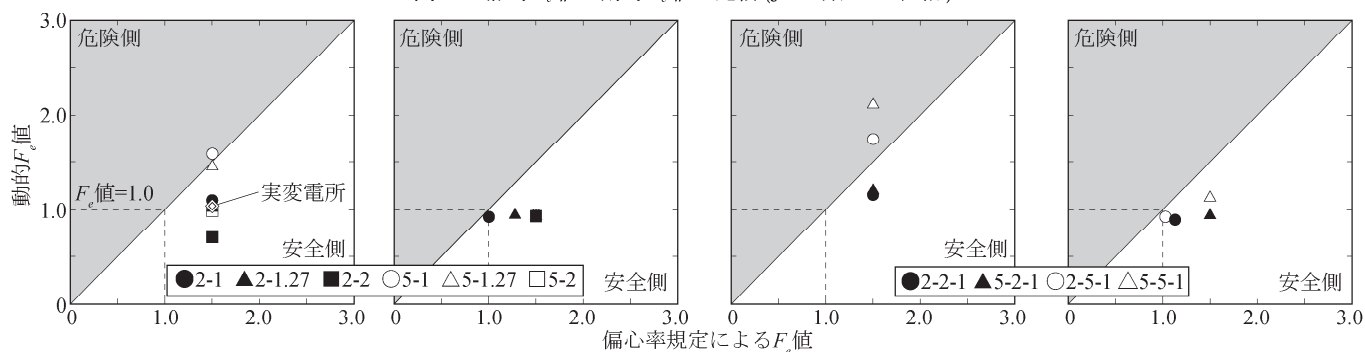


図 13 現行基準による F_e 値と動的 F_e 値の比較 (JMA 神戸 NS 位相)

が1.5より小さくなり、両者には大きな開きが出る。図13(b)に示すモデルB(1軸偏心)でも同様の傾向がある。同図で、C値比率が5:1の結果○△□は、すべてA2-2の結果■と重なっている。逆に、図13(c)に示すモデルA(2軸偏心)では、偏心が最も著しいA5-5-1が大きく危険側に評価された。つまり、 $F_e=1.5$ を上限とする現行基準が危険側になりえることがわかる。

4.4. 地震波の影響

地震波の影響を把握するため、神戸位相の告示基盤波に加え、ランダム位相、八戸EW位相の告示基盤波を用いる。さらに、1次(並進ねじれ)モードが卓越する観測波として1995兵庫県南部地震波(神戸海洋気象台NS)、1999トルコ地震波(Kocaeli UD)を用いる。また、3次(ねじれ)モードが卓越する観測波として1994ノースリッジ地震波(Sylmar Converter Station UD)を用いる。これらの波の変位応答スペクトル(5%減衰)を $F=1.0$ での割線剛性に対応する1次固有周期の0.4秒時点でのスペクトル値を1cmとするように規準化して、図14に示す。

1軸偏心でねじれの大きいモデルA5-2、A5-1.27の結果を図15(a)に示す。観測波ではかなりのばらつきが見られ、トルコ波□の動的 F_e 値は大きめの値となった。逆に、ノースリッジ波△は小さめの値となった。

2軸偏心モデルのうち、最もねじれやすいA5-5-1と、比較的ねじれにくいA2-2-1の結果を図15(b)に示す。A5-5-1では地震波の影響が大きく、兵庫県南部波○やトルコ波□では危険側の値となった。

A5-5-1では、弱構面が終局変形に至ることで動的 F_e 値が算出されているため、強構面の負担力(変形)が大きいほど動的 F_e 値を小さめに評価する。強構面を変形させるのは高次モードの影響が大きいと考えられるが、高次モードの周期成分の多い順に、ノースリッジ波、

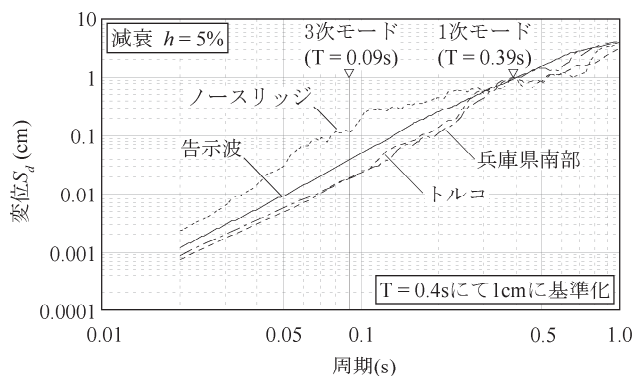
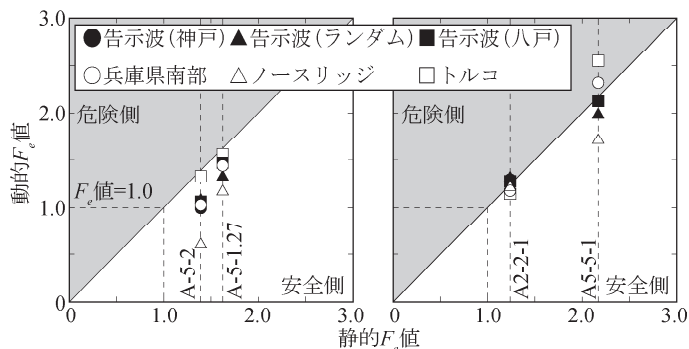


図14 変位応答スペクトル ($h=5\%$)



(a) モデルA(1軸偏心) (b) モデルA(2軸偏心)

図15 種々の地震波を用いた静的 F_e 値と動的 F_e 値の比較

告示波、兵庫県南部波、トルコ波である。(図14参照)これは、動的 F_e 値の小さい順と対応しており、高次モードの周期成分が少ない場合に危険側になりうるということがわかる。また、位相の異なる告示波3波の動的 F_e 値の差は小さい。

5. 割線剛性を用いた F_e 値の提案および解析結果との比較

5.1. 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のは実用的でないため、割線剛性を用いた評価法を検討する。弱構面と強構面の荷重-変形関係が図16(a),(b)の実線で表されるとき、終局時割線剛性を破線のように定める。このとき、構面の強度($Q_{sw}, Q_{yw}, Q_{xs}, Q_{ys}$)と変形性能($u_{sw}, u_{yw}, u_{xs}, u_{ys}$)は、診断基準¹⁾により算定する。X, Y座標を図17のように定義すると、割線剛性を用いた剛心の座標は式(3)で計算できる。

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

水平力が剛心に加わるときの並進割線剛性は、

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

であり、剛心回りのねじれ割線剛性は、

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

である。

層せん断力 V_x が軸力の重心に加わるとき剛心の変形は、

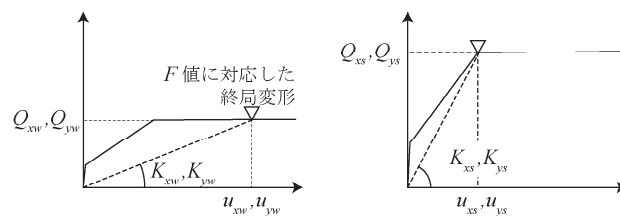
$$u_x = \frac{V_x}{K_x} \quad (6)$$

である。ねじれ回転は、

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

である。検討方向弱構面のX方向変形 u_{sw} は、剛心から弱構面までの距離を l_{yw} とし、式(6)の変形に式(7)のねじれ回転による弱構面の変形を加えることで、

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



(a) 弱構面 (b) 強構面

図16 せん断力-変形関係

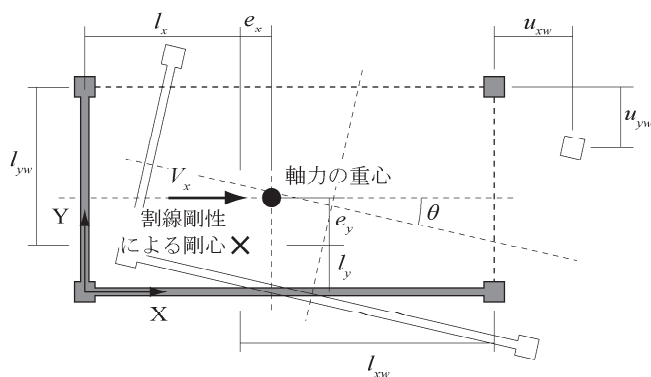


図17 重心および剛心の座標

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、検討方向構面よりも先に直交構面が終局変形に至る可能性もある。直交方向弱構面のY方向変形 u_{yw} は、剛心から弱構面までの距離を l_{yw} とすると、

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

となる。検討方向弱構面もしくは直交方向弱構面のどちらかが先に終局変形に達する場合の層せん断力は、式(8),(9)より、

$$V_{x0} = \min \left[\frac{u_{x0}}{\frac{1}{K_x} + \frac{l_{yw} \cdot e_y}{K_R}}, \frac{u_{yw}}{\frac{l_{yw} \cdot e_y}{K_R}} \right] \quad (10)$$

となる。

次に、剛心に水平力を加えたときの終局変形 (u_{x0} と u_{yw} のうち小さい方) を u_{x0} とする。 u_{x0} だけ変形するときの層せん断力は、

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

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変形に達するときの層せん断力に相当する。

これより、弱構面が先に終局変形に達する場合の F_e 値は式(10),(11)を用いることで、

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

となる。また、強構面が先に終局変形に達する場合は F_e 値が1を下回るため、下限値を1とする。なお、上記の算定では終局時の割線

剛性を用いており、建物の終局時の変形モードを仮定していることになる。また、高次モード振動を無視しているが、1層建物では一般に高次モード振動は強構面の変形を増やす方向に働くと考えられるので、 F_e 値の下限値を1とする限り考慮する必要はない。

5.2. 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18に示す。いずれも、提案式による F_e 値の値が大きく、安全側に評価できていることが確認できる。A-5-1 や A5-5-1 のように、平面形状がねじれやすく、変形性能が小さいモデルでより顕著に差が現れる。この理由については付録で詳述する。

提案式(12)による F_e 値と動的 F_e 値の関係を図19に示す。いずれも、よい近似を示している。

6. 静的・動的解析による I_s 値の定義および結果

6.1. 静的および動的 I_s 値の定義

4章での議論に基づく 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、強度型保有性能基本指標(基準(5)式)から算出する。これは、 E_0 が本研究における静的平面解析で強構面が終局変形に至るときの保有性能を表す指標であり、弱構面の変形を期待していないためである。

$$E_0 = (C_s + \alpha \cdot C_w) \cdot \min[F_s, F_w] \quad \text{基準(5)式}$$

ただし、

C_s, F_s : 強構面の強度指標および靱性指標

C_w, F_w : 弱構面の強度指標および靱性指標

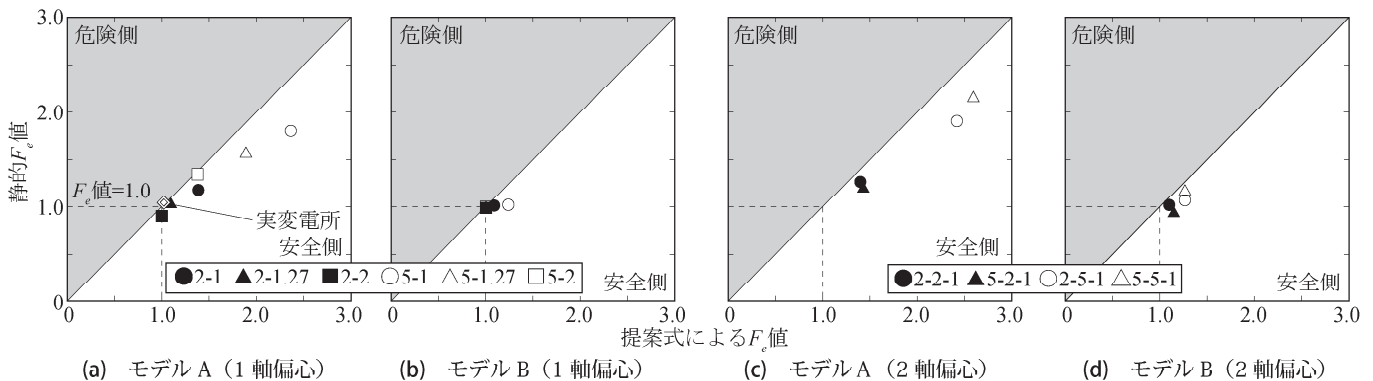


図18 提案式による F_e 値と静的 F_e 値の比較

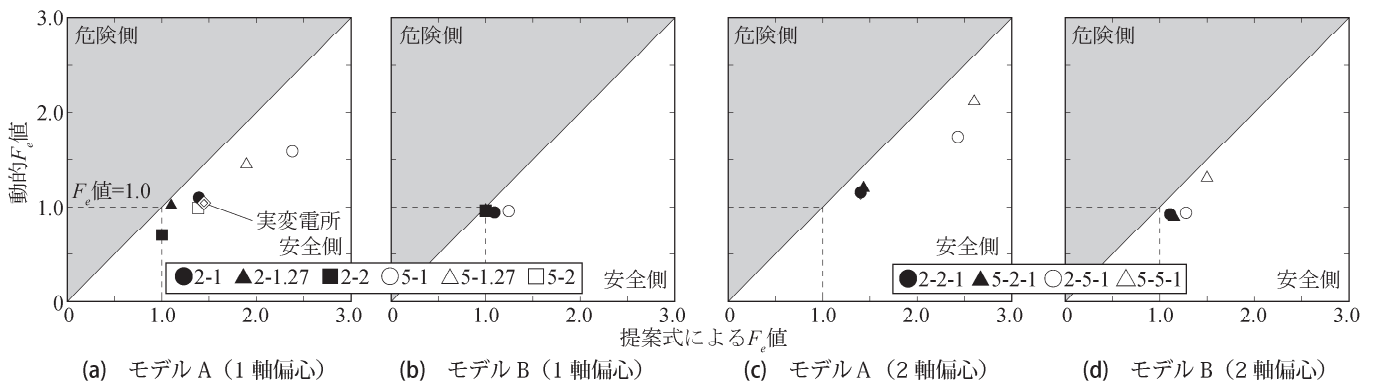


図19 提案式による F_e 値と動的 F_e 値の比較 (JMA 神戸 NS 位相)

α : 強度寄与係数 (文献 1 による)

また、耐震診断基準において I_s 値が 0.6 以上であれば、現行の建築基準法と同等の耐震性能を有するとされている。そこで、告示レベルの地震動 (入力倍率 = 1.0) に耐えられる建物を I_s 値 = 0.6 であると仮定し、動的 I_s 値を次式により求める。

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

上記の動的 I_s 値が実建物の耐震性能を示すと考え、これを式 (13) および後述の式 (15) が下回れば安全側の評価となる。

6.2. 割線剛性を用いた I_s 値の提案

割線剛性に基づく F_e 値を用いた I_s 値の評価を試みる。前述の式 (12) を用いることで、 I_s 値は、

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

となる。ここで、 E_0 は耐震診断指針に従うものとする。

6.3. 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 値および動的 I_s 値の関係を図 20 に示す。静的解析結果と動的解析結果がよい近似を示している。

提案式 (15) による I_s 値と動的 I_s 値の関係を図 21 に示す。提案式は、動的解析結果を 65% ~ 100% の精度で近似しており、かつ安全側の評価となる。

耐震診断基準による I_s 値と動的 I_s 値の関係を図 22 に示す。10% ~ 55% の精度となり、 I_s 値が極端に過小評価となっていることがわかる。◇実変電所においても同様である。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、弱構面のみを考慮して E_0 を算出するためである。

7. まとめ

本研究では、強構面の変形性能が $F = 1.0$ で偏心の大きい 1 層 1 スパンの短周期 RC 建物 (固有周期 0.1 秒程度、降伏点での等価周期 0.3-0.4 秒程度) を対象とし、図 16 に示す終局時割線剛性を用いた

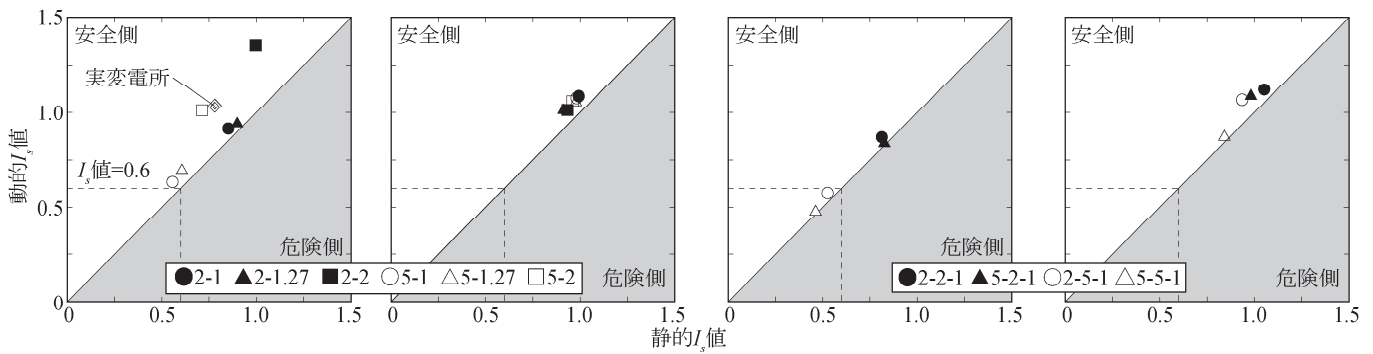


図 20 静的 I_s 値と動的 I_s 値の比較 (JMA 神戸 NS 位相)

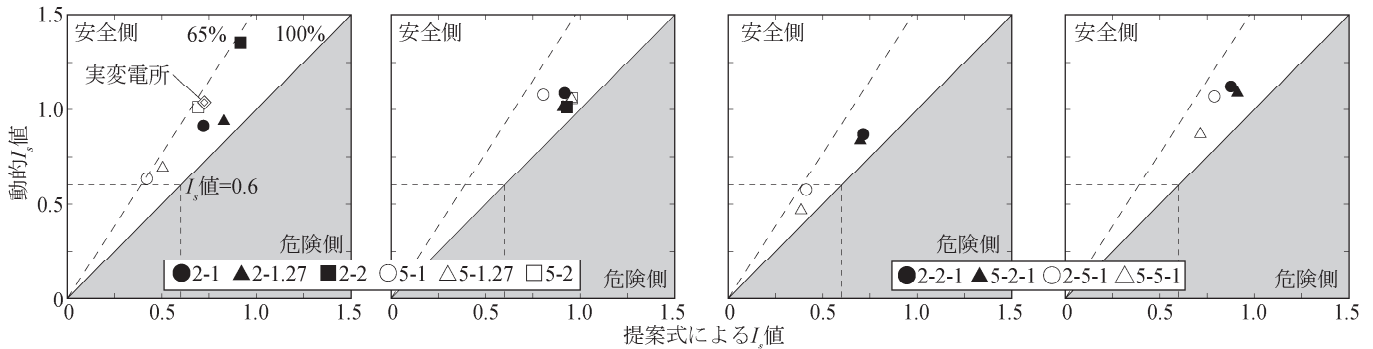


図 21 提案式による I_s 値の比較 (JMA 神戸 NS 位相)

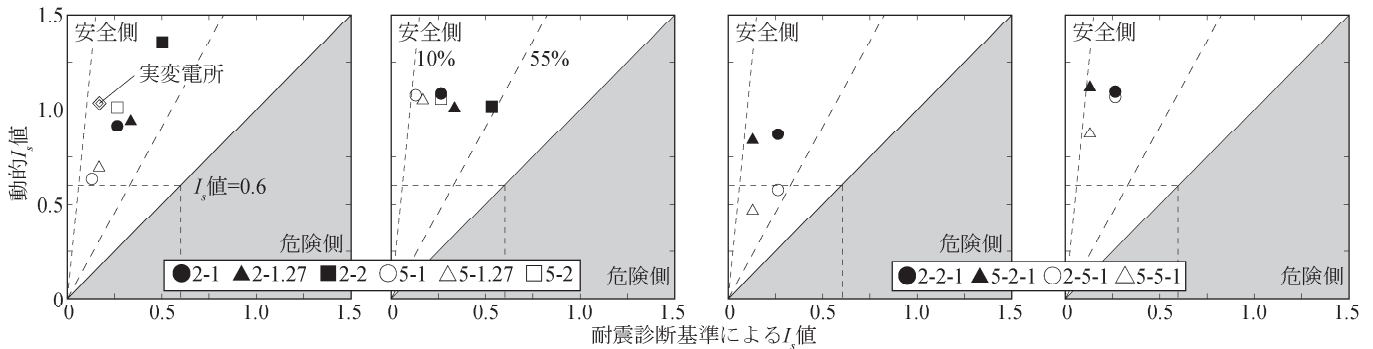


図 22 現行基準による I_s 値の比較 (JMA 神戸 NS 位相)

新たな F_e 値の提案式 (12) を提案した。また、新たな F_e 値を用いた I_s 値の提案式 (15) を示した。それら提案式により、告示波を用いた動的解析により評価された建物耐震性を安全側かつ精度よく表現できることを確認した。さらに、写真 1 に示すような実建物にも適用できることを確認した。

F_e 値の提案式 (12) は、告示波のようなスペクトル形状をもつ地震動に対しては概ね適用できるものと考えられる。また、 I_s 値の提案式 (15) は今回検討した地震動の加速度一定領域 (0.6 秒程度以下) で応答する建物には適用可能であることを示したが、それより長周期側での適用性は今後の研究課題である。さらに、提案式の適用範囲や地震動特性の影響に関する詳細な議論は今後の研究課題としたい。

謝辞

本解析は、名城大学村田賢先生、武藤厚先生作成の非線形弾塑性解析プログラム "SPACE ver3.55" を用いました。両先生から、本プログラムの活用に関し数々のご指導をいただきました。名古屋工業大学の元大学院生、宮嶋大輔氏には、数値解析をご担当いただきました。東京大学地震研究所の壁谷澤寿海先生、千葉工業大学の藤井賢志先生には貴重なご助言をいただきました。厚くお礼申し上げます。

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診断基準・同解説，2001
- 2) 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. 8
- 3) 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. 9
- 4) 井上純一，荒川利治：1 軸偏心構造物を対象とした地震応答時におけるねじれ指標の動的評価，日本建築学会大会学術講演梗概集 .B-2. 構造 II，pp.479-480，2007. 8
- 5) 小豆畑達哉，鈴木壮，庄司正弘，国松要介，梁川幸盛：偏心率規定により確保される壁の偏在した建築物の耐震性能に関する検討，日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2 構造 II，pp.785-786，2009. 8
- 6) 五十嵐 定義，井上一郎，平原 章次，多田 元英：はりブレース降伏型立体骨組の降伏曲面，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.1927-1928，1981. 9
- 7) 尾崎昌凡，曾田五月也，安田征一郎，波川智明：1 層偏心構造物の保有水平耐力と塑性変形に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 364 号，pp.53-60，1986. 6
- 8) Juan C. De La Llera, Anil K. Chopra : Understanding the Inelastic Seismic Behavior of Asymmetric-plan Buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, 549-572 ,1995
- 9) 鈴木哲夫，武田寿一：偏心のある建物の耐震性評価に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集，第 354 号，pp.23-31，第 354 号，1985. 8
- 10) 登高裕治，井上一郎：鋼構造強柱偏心立体骨組におけるエネルギー消費部材の必要塑性変形能力 (1 層 1 スパン耐力偏心骨組)，日本建築学会構造系論文集，第 524 号，pp.125-132，1999. 10

付録：式 (12) による F_e 値と静的 F_e 値との比較

付図 1 に示す 1 軸偏心建物について考える。軸力の重心は平面の図心に一致するものとする。水平力 V_x により、弱構面は終局状態 (Q_{xw} , u_{xw}) に達しているものとする。このとき強構面が負担するせん断力と変形を (Q_{xs} , u_{xs}) とする。このとき、骨組のねじれ回転角は、

$$\theta = \frac{u_{xw} - u_{xs}}{L_y} \quad (a1)$$

となる。直交構面の割線剛性を K_y とすると、直交構面が負担するせん断力は、

$$Q_y = K_y \cdot \frac{L_x}{2} \cdot \theta = \frac{1}{2} \cdot K_y \cdot (u_{xw} - u_{xs}) \cdot \frac{L_x}{L_y} \quad (a2)$$

となり、Y 方向構面による重心まわりのねじれモーメントは、

$$M_y = 2Q_y \cdot \frac{L_x}{2} = \frac{1}{2} \cdot K_y \cdot (u_{xw} - u_{xs}) \cdot \frac{L_x^2}{L_y} \quad (a3)$$

となる。また、X 方向構面による重心まわりのねじれモーメントは、

$$M_x = (Q_{xs} - Q_{xw}) \cdot \frac{L_x}{2} \quad (a4)$$

となる。これらが等しいという条件から、強構面のせん断力は、

$$Q_{xs} = -K_y \cdot \left(\frac{L_x}{L_y} \right)^2 (u_{xw} - u_{xw}) + Q_{xw} \quad (a5)$$

と表せる。

ここで、1 軸偏心の A-2-1 モデル (強度比 2:1, $F = 1.0$) を例題にして、式 (a5) の意味を考える。付図 2(a) の点 A は、静的解析で得られた終局時の強構面のせん断力を表す。付図 2(b) の点 A は、直交構面のせん断力を表す。さらに、付図 2(a) の点 W は、弱構面の終局点 (Q_{xw} , u_{xw}) を表す。付図 2(a) の縦軸を Q_{xs} 、横軸を u_{xs} と見なすと、式 (a5) は点 W すなわち (Q_{xw} , u_{xw}) を通り、傾き $-K_y \cdot (L_x/L_y)^2$ の直線となる。ここで、 K_y として付図 2(b) の直線 OA の傾きを使用すると、式 (a5) は付図 2(a) の二点鎖線 WA となる。さらに、 K_y として付図 2(b) の破線の傾き (つまり割線剛性) を使用すると、式 (a5) は付図 2(a) の一点鎖線 Wa となる。点 a は、すべての構面を割線剛性としたときの強構面の負担せん断力であり、式 (12) で想定する強構面の負担せん断力である。二点鎖線 WA は、一点鎖線 Wa より必ず急傾斜となるので、点 A のせん断力は必ず点 a のせん断力より大きくなる。よって、式 (12) は必ず安全側の値を与える。このことは、弱構面、強構面、直交構面の初期剛性、ひび割れ強度に依存しない。

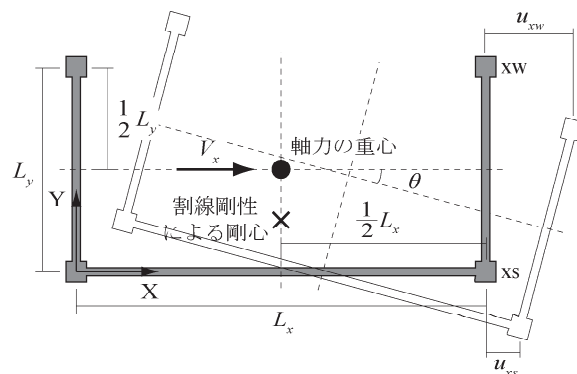
付図 3 のように弱構面の変形能力が大きい場合は事情がやや異なる。点 W が右に移動することにより、点 a, A が上に移動し、相互の差が縮まる。一方、平面モデルの静的非線形解析では弱構面の強度を点 B で評価し、式 (12) の方法では割線上の b 点で評価する。ここで、式 (1) による静的 F_e 値は、

$$\text{静的 } F_e \text{ 値} = \frac{Q_s + Q_w}{Q_w + Q_s} \quad (a6)$$

となる。同様に、式 (12) による F_e 値は、

$$\text{提案式 } F_e \text{ 値} = \frac{Q_s + Q_w}{Q_w + Q_s} \quad (a7)$$

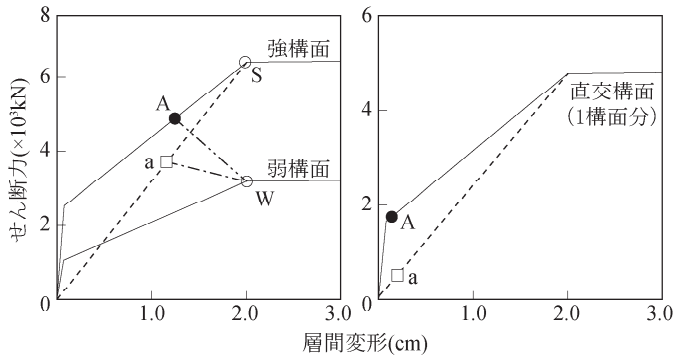
となる。従って、



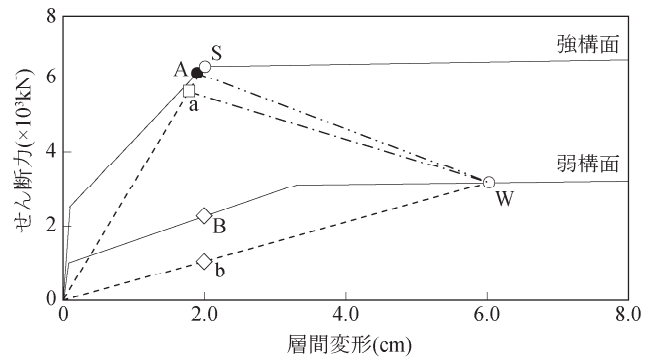
付図 1 重心および剛心の座標

$$\frac{\text{提案式}F_d\text{値}}{\text{静的}F_d\text{値}} = \frac{Q_w + Q_s}{Q_w + Q_s} \times \frac{Q_s + Q_w}{Q_s + Q_w} \quad (\text{a8})$$

と表せる。右辺第一項は $Q_s > Q_w$ であるため 1 より大きくなるが、右辺第二項は $Q_s < Q_w$ であるため 1 より小さくなる。よって弱構面の変形性能が大きい（点 W が右に移動する場合、式 (12) が危険側になることもありうる。しかし、式 (11)、式 (12) で用いている V_{30} （点 (b) に対応）を弱構面側で期待できる耐力（点 (B) に対応）とすれば、算定式による F_d は必ず安全側の評価となる。弱構面側で期待できる耐力は、例えば強度寄与係数を考慮した弱構面側の耐力とすることができる。2 軸偏心の場合は、式 (a5) の K_y が $2 \cdot K_{yw} \cdot K_{yw} / (K_{yw} + K_{yw})$ に置き換わるだけであり、1 軸の場合と同様の結論になる。



(a) X 方向構面 (b) Y 方向構面
付図 2 弱構面終局時のせん断力-変形関係 (A-2-1)



付図 3 弱構面終局時のせん断力-変形関係 (A-2-2)

(2011年10月7日原稿受理、2012年3月16日採用決定)