

等価1自由度系モデルによる単層2軸偏心建物の応答推定精度

PREDICTION OF SEISMIC RESPONSE OF SINGLE-STORY UNSYMMETRIC BUILDINGS
USING EQUIVALENT SDOF MODEL AND ITS APPLICABILITY

藤井賢志*1, 中埜良昭*2, 真田靖士*3, 坂田弘安*4, 和田章*5

Kenji FUJII, Yoshiaki NAKANO, Yasushi SANADA,

Hiroyasu SAKATA and Akira WADA

A nonlinear static procedure for single-story unsymmetric buildings subjected to bi-directional excitation is presented and its applicability is discussed. In this procedure, their responses are predicted through a pushover analysis of MDOF model considering the effect of bi-directional excitations and a estimation of the nonlinear response of equivalent SDOF model. The predicted results are compared with the nonlinear dynamic analysis results, and it is shown that the equivalent modal mass ratios of the first and second modes are the indices to discuss the applicability of the presented procedure.

Keywords: *unsymmetric building, bi-directional excitation, equivalent SDOF model, equivalent modal mass ratio, equivalent linearization*

偏心建物, 2方向地震入力, 等価1自由度系モデル, 等価質量比, 等価線形化手法

1 はじめに

近年に開発が進められている性能評価型耐震設計法^{1), 2), 3)}において, 想定した地震動に対する建物の非線形応答の推定は最も重要な項目の1つである. このための簡便な方法として, FEMA273ではNSP (Nonlinear Static Procedure)²⁾, 日本の改正建築基準法では限界耐力計算法³⁾に代表されるように, 主としてねじれを伴わない整形建物を対象として, これが強震時に単一のモードで振動すると仮定して多自由度系モデルを等価1自由度系モデルに縮約して時刻歴応答解析を行わずにその非線形応答を推定する手法が示されている^{4), 5)}.

一方で平面的に不整形な偏心建物については, 強震時に高次モードの影響が顕著となり単一の代表的なモードで振動しているとは見なせなくなる可能性がある事, 多方向入力の影響が顕著となる可能性がある事, などからこれまで上記の等価1自由度系モデルによる簡便な応答推定手法は適用の対象外とされてきた. また, 近年これを多層偏心建物に適用しようとする試みがいくつかなされているもの^{6), 7)}, 十分な検討が未だなされていないのが現状である. しかしながら, 偏心建物に対しても前述の等価1自由度系モデルを用いた手法によりその非線形応答の推定が可能となれば, 偏心建物の耐震性能を整形な建物と統一的に議論できるようになるため, 実用性が高いと思われる. ところで, 近年の電子計算機による解析技術の普及により多自由度系モデルの非線形時刻歴応答解析はもはや特殊な解析技術ではなくな

ってきている. しかしながら, これは特定の地震動に対する精解が得られるため設計上のツールとしては十分有用であるものの, この結果に地震動の個性を排した設計規範としての一般性を持たせるのは難しい. 従って, 設計用スペクトルを用いた等価1自由度系モデルによる非線形応答の推定手法は, 地震動の個性を排した建物の非線形応答の一般的性質を理論的にとらえる上で極めて有用であると思われる.

そこで著者らは, 偏心建物を対象とした等価1自由度系モデルによる簡便な非線形地震応答推定手法をテーマに, その最も基本かつ重要である1方向地震入力を受ける単層1軸偏心建物および立面的に整形な多層1軸偏心建物を対象として各構面の最大応答変位に特に着目してその推定手法の提案およびその適用限界を論じてきた^{8)~14)}. そして, 主としてせん断変形が卓越する低層建物を対象とし, 多層1軸偏心建物が構面方向からの1方向地震入力を受ける場合に限定してその非線形地震応答推定手法を提案した^{11), 13)}. さらに文献15), 16)では文献13)による手法の拡張を目的とし, 水平2方向地震入力を受ける単層および立面的に整形な多層2軸偏心建物に関する検討を行った. しかしながら, 2軸偏心建物も含めたより一般的な適用条件については議論の余地が残されている. 文献8), 10)および文献11)において, 1方向入力を受ける単層および多層1軸偏心建物の場合には, 1次等価質量と全質量の比率で定義される1次等価質量比が大きい場合は弾

*1 東京理科大学理工学部建築学科 助手・博士(工学)

*2 東京大学生産技術研究所 教授・工博

*3 東京大学地震研究所 助手・博士(工学)

*4 東京工業大学建築物理研究センター 助教授・工博

*5 東京工業大学建築物理研究センター 教授・工博

Research Assoc., Department of Architecture, Faculty of Science and Engineering, Tokyo University of Science, Dr. Eng.

Prof., Institute of Industrial Science, The University of Tokyo, Dr. Eng.

Research Assoc., Earthquake Research Institute, The University of Tokyo, Dr. Eng.

Assoc. Prof., S.E.R.C., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Prof., S.E.R.C., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

力半径比が大きい場合に対応してこの場合には等価1自由度系モデルにより良好な推定結果が得られる一方、1次等価質量比が小さい場合は弾力半径比が小さい場合に対応してこの場合には推定精度が悪いことが示されている。一方で、水平2方向地震入力を受ける単層偏心系モデルを対象として文献15)および16)では、弾性時に1次等価質量比が最大となる方向とこれに直交する方向に関して1次および2次モード応答が卓越するという仮定の下で、2つの等価1自由度系モデルの定式化を行っているため、1次モード応答のみならず2次モード応答の寄与分も重要となる。加えて、文献15)、16)の定式化では1次等価質量比が最大となる方向が全応答時間を通じて変動が小さいものを対象としているが、実際にはモード形の変動に伴って1次等価質量比が最大となる方向が変動する可能性もあり、これが応答推定精度に与える影響に関して検討が必要である。

本論文では、水平2方向地震入力を受ける単層2軸建物に検討範囲を絞り、文献8)、10)の論文と同様に等価質量比に着目し、等価質量比と応答推定精度の関係について議論する。多層偏心建物の場合については本論文では対象外とするが、文献15)で示したように多層偏心建物を等価単層偏心系モデルに縮約できる場合には同様の議論が可能である。

2 等価1自由度系モデルによる非線形応答推定手法

2.1 等価1自由度系モデルの非線形運動方程式

本節では、文献15)、16)で述べた水平2方向地震入力を受ける単層2軸偏心系モデルにおける非線形運動方程式の定式化を要約して述べる。水平2方向地震入力を受ける単層偏心系モデルの運動方程式は式(1)で表される。

$$M\ddot{d} + C\dot{d} + f_r = -M \cdot a_g \tag{1}$$

ここで、式(1)の変数は以下の通りである。

- $M = \begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & I \end{bmatrix}$: 質量マトリクス
- m, I : 建物の慣性質量および回転慣性質量
- C : 減衰マトリクス (剛性比例型と仮定)
- $d^T = \{x \ y \ \theta\}$: 変位ベクトル
- $f_r^T = \{R_x \ R_y \ M_z\}$: 復元力ベクトル
- $a_g = a_x \cdot a_{gx} + a_y \cdot a_{gy}$: 地動加速度ベクトル
- $a_x^T = \{1 \ 0 \ 0\}, a_y^T = \{0 \ 1 \ 0\}$
- a_{gx}, a_{gy} : 地動加速度の X, Y 方向成分

ここで、 a_g は式(2)を用いて式(3)の形で表すことができる。

$$a_u^T = \{\cos\psi \ -\sin\psi \ 0\}, a_v^T = \{\sin\psi \ \cos\psi \ 0\} \tag{2}$$

$$a_g = a_u \cdot a_{gu} + a_v \cdot a_{gv} \tag{3}$$

ここで、 ψ は図1に示す X 軸と U 軸のなす角度 (時計回りを正)、 a_{gu}, a_{gv} はそれぞれ地動加速度の U, V 方向成分である。初めに、U, V 方向に関する i 次等価質量比 m_{iu}^* と m_{iv}^* の関係を示す。単層偏心系モデルの i 次モードベクトルを $\phi_i^T = \{\phi_{xi} \ \phi_{yi} \ \phi_{\theta i}\}$ とすると U, V 方

向に関する刺激係数 $\beta_{iu}^*, \beta_{iv}^*$ はそれぞれ式(4)で表される。

$$\begin{cases} \beta_{iu}^* = \frac{\phi_i^T M a_u}{\phi_i^T M \phi_i} = \frac{\phi_{xi} \cdot \cos\psi - \phi_{yi} \cdot \sin\psi}{\phi_{xi}^2 + \phi_{yi}^2 + (r \cdot \phi_{\theta i})^2} \\ \beta_{iv}^* = \frac{\phi_i^T M a_v}{\phi_i^T M \phi_i} = \frac{\phi_{xi} \cdot \sin\psi + \phi_{yi} \cdot \cos\psi}{\phi_{xi}^2 + \phi_{yi}^2 + (r \cdot \phi_{\theta i})^2} \end{cases} \tag{4}$$

$$r = \sqrt{I/m} \tag{5}$$

ここで、 r は回転半径である。これより、U, V 方向に関する i 次等価質量比 m_{iu}^*, m_{iv}^* は式(6)で得られる。

$$\begin{cases} m_{iu}^* = \frac{M_{iu}^*}{m} = \frac{(\phi_{xi} \cos\psi - \phi_{yi} \sin\psi)^2}{\phi_{xi}^2 + \phi_{yi}^2 + (r \cdot \phi_{\theta i})^2} \\ m_{iv}^* = \frac{M_{iv}^*}{m} = \frac{(\phi_{xi} \sin\psi + \phi_{yi} \cos\psi)^2}{\phi_{xi}^2 + \phi_{yi}^2 + (r \cdot \phi_{\theta i})^2} \end{cases} \tag{6}$$

$$\begin{cases} M_{iu}^* = \beta_{iu}^{*2} \phi_i^T M \phi_i = \beta_{iu}^* \phi_i^T M a_u \\ M_{iv}^* = \beta_{iv}^{*2} \phi_i^T M \phi_i = \beta_{iv}^* \phi_i^T M a_v \end{cases} \tag{7}$$

ここで、式(7)で定義される M_{iu}^*, M_{iv}^* はそれぞれ U, V 方向に関する i 次等価質量である。式(6)より式(8)の関係が得られる。

$$m_{iu}^* + m_{iv}^* = \frac{\phi_{xi}^2 + \phi_{yi}^2}{\phi_{xi}^2 + \phi_{yi}^2 + (r \cdot \phi_{\theta i})^2} = const. \tag{8}$$

すなわち、U, V 方向に関する単層偏心系モデルの i 次等価質量比 m_{iu}^*, m_{iv}^* の和は角度 ψ にかかわらず一定値となる。 m_{iu}^* が最大となる角度 ψ_i は式(6)を ψ で微分して 0 と置いて解くと得られる(式(9))。

$$\psi_i = \tan^{-1}(-\phi_{yi} / \phi_{xi}) \tag{9}$$

m_{iu}^* が最大となる方向に ξ_i 軸、これと直交する方向に ζ_i 軸をとり、各々における i 次等価質量比を $m_{\xi i}^*, m_{\zeta i}^*$ とおくと式(10)で得られる。

$$\begin{cases} m_{\xi i}^* = m_{iu}^* + m_{iv}^* = \frac{\phi_{xi}^2 + \phi_{yi}^2}{\phi_{xi}^2 + \phi_{yi}^2 + (r \cdot \phi_{\theta i})^2} = \frac{1}{1 + (r/\rho_i)^2} \\ m_{\zeta i}^* = 0 \end{cases} \tag{10}$$

$$\rho_i = \sqrt{|\phi_{xi}^2 + \phi_{yi}^2 / \phi_{\theta i}^2|} \tag{11}$$

ここで、式(11)で定義される ρ_i と回転半径 r との比率 ρ_i/r は i 次モードにおける回転モードに対する並進モードの割合であり、 ρ_i は図1に

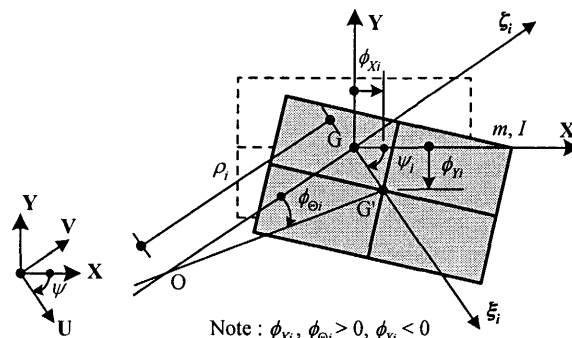


図1 i 次モードにおける重心と回転中心までの距離の定義

示すように i 次モードにおける重心 G から回転中心 O までの距離に相当する。式(11)より明らかなように、 i 次モードが ξ 軸方向への純並進振動の場合 ($\rho = \infty$) には m_{ig}^* の値は1となる一方で、 i 次モードが純回転振動の場合 ($\rho = 0$) には m_{ig}^* の値は0となる。また式(11)において、 m_{ig}^* が0となる事はこの方向への加振に対しては i 次モードの応答が生じないことを示している。以下の議論では、 m_{iw}^* が最大となる ξ 軸を i 次モード応答の主軸と定義し、弾性時での1次モード応答の主軸と U 軸を一致させてこれに直交する方向に V 軸をとるものとする。このとき、弾性時の1次等価質量比 m_{1U}^* 、 m_{1V}^* は式(12)で表される。

$$m_{1U}^* = m_{1\xi}^* = \frac{1}{1 + (r/\rho)^2}, m_{1V}^* = m_{1\zeta}^* = 0 \quad (12)$$

次に、上記の議論に基づき等価1自由度系モデルの非線形運動方程式を導く。ここで、対象とする単層偏心系モデルが非線形領域で応答する場合においても変位ベクトル \mathbf{d} および復元力ベクトル \mathbf{f}_R を式(13)、(14)の形で表されるものと仮定する。

$$\mathbf{d} = \sum_i (\beta_{iU} \boldsymbol{\varphi}_i \cdot D_{iU}^* + \beta_{iV} \boldsymbol{\varphi}_i \cdot D_{iV}^*) \quad (13)$$

$$\mathbf{f}_R = \mathbf{M} \sum_i (\beta_{iU} \boldsymbol{\varphi}_i \cdot A_{iU}^* + \beta_{iV} \boldsymbol{\varphi}_i \cdot A_{iV}^*) \quad (14)$$

ここで、 D_{iU}^* 、 D_{iV}^* は i 次モードの等価変位、 A_{iU}^* 、 A_{iV}^* は i 次モードの等価加速度であり、式(15)、(16)で定義される。

$$D_{iU}^* = \beta_{iU} \boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{M} \mathbf{d} / M_{iU}^*, D_{iV}^* = \beta_{iV} \boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{M} \mathbf{d} / M_{iV}^* \quad (15)$$

$$A_{iU}^* = \beta_{iU} \boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{f}_R / M_{iU}^*, A_{iV}^* = \beta_{iV} \boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{f}_R / M_{iV}^* \quad (16)$$

ここで、対象とする単層偏心系モデルが U 方向からの1方向地震入力を受ける場合には1次モード応答が常に卓越して振動する一方で、 V 方向からの1方向地震入力を受ける場合には2次モード応答が常に卓越して振動するものとする。この時、水平2方向地震入力を受ける場合には変位ベクトルおよび復元力ベクトルが式(17)、(18)で表されるものと仮定する。

$$\mathbf{d} = \beta_{1U} \boldsymbol{\varphi}_1 \cdot D_{1U}^* + \beta_{2V} \boldsymbol{\varphi}_2 \cdot D_{2V}^* \quad (17)$$

$$\mathbf{f}_R = \mathbf{M} (\beta_{1U} \boldsymbol{\varphi}_1 \cdot A_{1U}^* + \beta_{2V} \boldsymbol{\varphi}_2 \cdot A_{2V}^*) \quad (18)$$

式(1)に式(3)を代入して書き改め、さらに式(17)、(18)を代入してさらに両辺に $\beta_{1U} \boldsymbol{\varphi}_1^T$ を掛けてモードの直交性(式(19))を考慮して式(20)を用いて整理すると式(21)が得られる。

$$\boldsymbol{\varphi}_1^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_2 = 0, \boldsymbol{\varphi}_1^T \mathbf{C} \boldsymbol{\varphi}_2 = 0 \quad (19)$$

$$\beta_{1U} / \beta_{1V} = \sqrt{M_{1U}^* / M_{1V}^*} = \sqrt{m_{1U}^* / m_{1V}^*} \quad (20)$$

$$\ddot{D}_{1U}^* + \frac{C_{1U}^*}{M_{1U}^*} \cdot \dot{D}_{1U}^* + A_{1U}^* = - \left(a_{gU} + \sqrt{\frac{m_{1V}^*}{m_{1U}^*}} \cdot a_{gV} \right) \quad (21)$$

ここで、 C_{1U}^* は1次モードに関する等価減衰係数であり、式(22)で定義される。

$$C_{1U}^* = \beta_{1U}^2 \boldsymbol{\varphi}_1^T \mathbf{C} \boldsymbol{\varphi}_1 \quad (22)$$

式(21)の右辺第1項は、1次モード応答に対する地動加速度の U 方向成分の寄与分、第2項は V 方向成分の寄与分をそれぞれ表している。ここで、式(12)より m_{1V}^* は0となるため、最終的には U 方向からの1方向地震入力を受ける場合と全く同じ形の式(式(23))が得られる。

$$\ddot{D}_{1U}^* + \frac{C_{1U}^*}{M_{1U}^*} \cdot \dot{D}_{1U}^* + A_{1U}^* = -a_{gU} \quad (23)$$

同様に、2次モード応答に対しても非線形領域で応答する場合でも m_{2U}^* が十分に小さいものとするとき式(24)を得る。

$$\ddot{D}_{2V}^* + \frac{C_{2V}^*}{M_{2V}^*} \cdot \dot{D}_{2V}^* + A_{2V}^* = -a_{gV} \quad (24)$$

$$C_{2V}^* = \beta_{2V}^2 \boldsymbol{\varphi}_2^T \mathbf{C} \boldsymbol{\varphi}_2 \quad (25)$$

ここで、式(25)で定義される C_{2V}^* は2次モードに関する等価減衰係数である。式(23)と式(24)が等価1自由度系モデルの非線形運動方程式である。以上の定式化は弾性モード形を用いて行ったが、単層系モデルが非線形領域で応答する場合にはモード形が著しく変動する可能性がある。本研究においては単層偏心系モデルにおける非線形領域での1次モード形は各要素の最大変形(正負両領域での大きい方の変形)に対する割線剛性により定まるものとし、これに直交するように2次モード形を定めるものとする(式(26))。

$$\boldsymbol{\varphi}_2 = \boldsymbol{\varphi}_{2e} - \frac{\boldsymbol{\varphi}_1^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_{2e}}{\boldsymbol{\varphi}_1^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_1} \boldsymbol{\varphi}_1 \quad (26)$$

ここで、 $\boldsymbol{\varphi}_{2e}$ は弾性2次モードベクトルである。本研究では式(13)~(25)でのモード形 $\beta_{1U} \boldsymbol{\varphi}_1$ 、 $\beta_{2V} \boldsymbol{\varphi}_2$ は非線形領域では上記により定まるモード形に読み替えるものとする。なお、1次モード形 $\beta_{1U} \boldsymbol{\varphi}_1$ の変化とともに1次モード応答の主軸方向が弾性時から変動する可能性があるが、本論文ではこの変動は小さくて無視できる範囲を対象として、弾性時における1次モード応答の主軸方向に U 軸、これに直交する方向に V 軸を取り、全応答時間を通じて固定するものとする。また、以下で述べるように解析モデルの減衰は瞬間剛性比例型としているため、非線形領域では減衰マトリックスに関するモードの直交性は厳密には成立しないが、この影響が小さいことは別途確認している¹¹⁾。

2.2 等価1自由度系モデルによる非線形応答の推定の流れ

ここでは、等価1自由度系モデルによる水平2方向地震入力を受ける単層2軸偏心建物の非線形応答推定手法の流れを要約して示す。詳細は文献16)を参照にされたい。

STEP 1 単層偏心系モデルの1次モードによる静的漸増荷重解析と等価1自由度系モデルの作成

STEP 2 等価1自由度系モデル(1次モード)の非線形応答の推定

STEP 3 単層偏心系モデルの2次モードによる静的漸増荷重解析と等価1自由度系モデルの作成

STEP 4 等価1自由度系モデル(2次モード)の非線形応答の推定

STEP 5 単層偏心系モデルの各構面変位の推定

ここで、STEP2およびSTEP4における等価1自由度系モデルの非線形応答の推定は時刻歴応答解析ではなくて文献17)による等価線形化手法により行うものとする。等価1自由度系モデルの等価周期 T_{eq} と等価粘性減衰定数 h_{eq} はそれぞれ式(27)、(28)により定めた。

$$T_{eq} = 2\pi\sqrt{D^*/A^*} \quad (27)$$

$$h_{eq} = \frac{\sum_i h_{eqi} \cdot W_i}{\sum_i W_i} \quad (28)$$

$$h_{eqi} = 0.25(1 - 1/\sqrt{\mu_i}) + h_0 \quad (29)$$

ここで、 D^* および A^* は等価1自由度系モデルにおける等価変位・等価加速度であり、 h_{eqi} は各要素の等価粘性減衰定数、 W_i は各要素のポテンシャルエネルギーである。また、 μ_i は各要素の塑性率、 h_0 は弾性時における減衰定数であり、ここでは1次、2次ともに簡便のため3%と仮定した。なお、式(29)は曲げ破壊するRC造部材を想定して剛性低下型バイリニアールモデルを仮定して得られたもので^{18)、19)}、Takedaモデル²⁰⁾においてひび割れを無視して除荷剛性低下指数を0.5とした場合に相当する。また本論文では第3章にて後述するように柱要素のモデルとしてMSSモデル²¹⁾を用いるが、等価粘性減衰定数の算定においてはMSSモデルを構成する各パネに対して式(29)を適用して式(28)により算定した。なお、等価粘性減衰 h_{eq} による応答スペクトルの低減は式(30)¹⁷⁾で行うものとした。

$$F_h(h_{eq}) = \frac{1.5}{1 + 10h_{eq}} \quad (30)$$

3 解析諸元

3.1 解析建物モデル

解析対象は図2に示す6種類の単層2軸偏心建物モデルである。建物の階高 H は3.6m、慣性質量 m と回転慣性質量 I は全てのモデルに

おいて648ton、 $6.61 \times 10^4 \text{ton} \cdot \text{m}^2$ とした。解析建物の降伏耐力は、Model-1、Model-3、Model-5ではX方向は $0.60W$ ($W = m \cdot g$: 建物重量、 g : 重力加速度 (= 9.8m/s^2))、Y方向では $0.45W$ とし、他のモデルではX方向で $0.45W$ 、Y方向で $0.60W$ とした。柱要素の特性は全方向で等しいものと仮定して図3に示す2軸曲げの影響を考慮可能なMSSモデル²¹⁾でモデル化し、耐震壁要素は2軸曲げの影響を無視して1方向せん断パネでモデル化した。柱要素および耐震壁要素の降伏耐力はそれぞれ $0.0125W$ 、 $0.15W$ とした。柱要素および耐震壁要素の復元力特性は図4のように仮定し、履歴特性としては曲げ破壊型のRC造部材を想定してTakedaモデル(除荷剛性低下指数0.4)²⁰⁾を用いた。また、各部材のねじり剛性は無視した。

表1に各解析建物モデルでの偏心比 $E_x, E_y (= e_x/r, e_y/r)$ 、ここで e_x, e_y : 剛性偏心距離、重心に関する弾力半径比 $J_x, J_y (= j_x/r, j_y/r)$ 、ここで j_x, j_y : 重心に関する弾力半径、建築基準法における偏心率 Re_x, Re_y ²²⁾を示す。表1より明らかなように、Model-1~3においては J_x, J_y の値がともに1を上回っている一方、Model-4、Model-6においては J_x, J_y のいずれか1を下回っておりModel-5では J_x, J_y がともに1を下回っている。

図5に各解析建物モデルの弾性モード形を示す。図5より明らかなように、弾力半径比 J_x, J_y の値がともに1を上回っているModel-1~3においては1次および2次モードにおける回転モードに対する並進モードの割合 $\rho_1/r, \rho_2/r$ がともに1を上回り、かつ ψ_1 と ψ_2 の差がそれぞれ94.1度、87.1度、96.5度となっている。すなわち、Model-1~3においては1次モード、2次モードともに ψ_i 方向への並進振動が顕著なモードでありかつ1次モード応答の主軸と2次モード応答の主軸が概ね直交している。一方で3次モードは ρ_3/r が1を下回り回転振動が顕著なモードとなっている。

一方で、Model-4とModel-5では ρ_1/r が1を下回っており、 $\rho_2/r, \rho_3/r$ ともに1を上回っている。すなわち、Model-4、5において1次

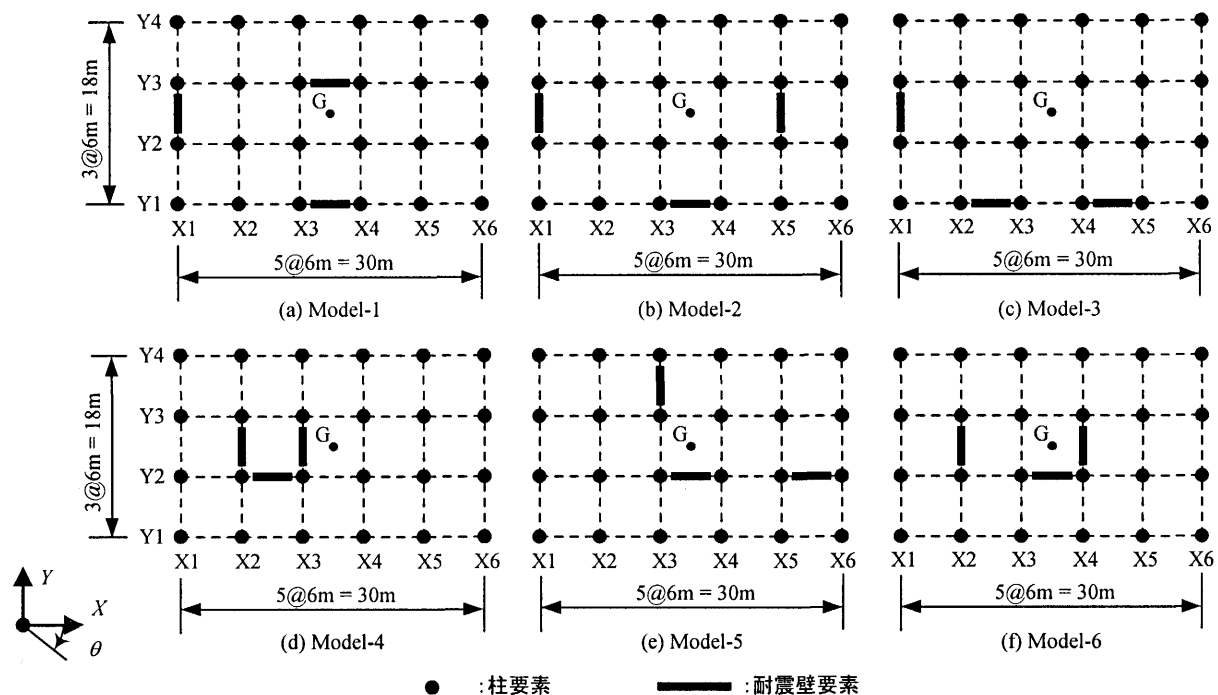


図2 解析建物モデルの平面図

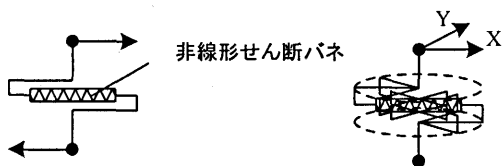


図4 MSSモデル²¹⁾

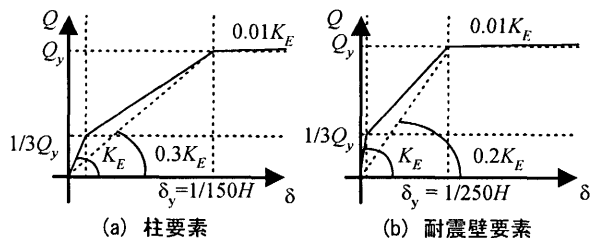


図5 各要素の復元力特性

モードは回転振動が顕著なモードとなっている一方で、2次モード、3次モードともに角度 ψ_i 方向への並進振動が顕著なモードとなっている。また、Model-6では ρ_1/r 、 ρ_2/r 、 ρ_3/r ともに1を上回っている。また、Model-4、5、6では ψ_1 と ψ_2 の差がそれぞれ74.5度、55.5度、127.7度となっている。

以上の事は、弾力半径比 J_x 、 J_y がともに1を上回っているModel-1~Model-3ではU軸と1次モード応答の主軸を一致させたときにV軸と2次モード応答の主軸の差が7度未満と小さくなる一方で、 J_x 、 J_y のいずれかが1を下回るModel-4~Model-6ではU軸と1次モード応答の主軸を一致させたときにV軸と2次モード応答の主軸の差が15

表1 各解析建物モデルのパラメータ

	E_x	E_y	J_x	J_y	Re_x	Re_y
Model-1	0.825	0.212	1.234	1.539	0.208	0.649
Model-2	0.106	0.495	1.762	1.413	0.294	0.078
Model-3	0.825	0.637	1.332	1.662	0.659	0.685
Model-4	0.424	0.165	1.092	0.876	0.175	0.562
Model-5	0.330	0.106	0.717	0.895	0.161	0.402
Model-6	0.212	0.165	1.092	0.876	0.158	0.253

度から40度の範囲となり無視できなくなる可能性がある。

前章で既に述べたように、本研究で対象とする等価1自由度系モデルによる非線形応答推定手法は、対象とする単層偏心系モデルがU方向からの1方向地震入力を受ける場合には1次モード応答が常に卓越して振動する一方で、V方向からの1方向地震入力を受ける場合には2次モード応答が常に卓越して振動することを前提としたものである。ところで、1方向入力を受ける1軸偏心建物に対する既往の検討においては^{8),10)}、1次等価質量比が大きい場合には1次モード応答が支配的となってその応答が等価1自由度系モデルにより推定可能であることが判明している。従って、U方向に関する1次等価質量比 m_{1U}^* とV方向に関する2次等価質量比 m_{2V}^* の値は、本研究で対象とする手法の適用の可否を判断する上で重要なパラメータであると考えられる。図6に各モデルにおける弾性時での m_{1U}^* と m_{2V}^* を示す。図6より明らかなように、 J_x 、 J_y がともに1を上回っているModel-1~Model-3では、全てのモデルで m_{1U}^* は0.75以上、 m_{2V}^* は0.9以上となっている。

Model-1			Model-4		
1st Mode	2nd Mode	3rd Mode	1st Mode	2nd Mode	3rd Mode
$T_1 = 0.2696s$	$T_2 = 0.1689s$	$T_3 = 0.1233s$	$T_1 = 0.2590s$	$T_2 = 0.2033s$	$T_3 = 0.1441s$
$\rho_1/r = 2.047, \psi_1 = 80.4^\circ$	$\rho_2/r = 6.885, \psi_2 = -13.7^\circ$	$\rho_3/r = 0.5208, \psi_3 = 60.1^\circ$	$\rho_1/r = 0.8553, \psi_1 = 57.5^\circ$	$\rho_2/r = 4.377, \psi_2 = -17.0^\circ$	$\rho_3/r = 1.297, \psi_3 = 83.2^\circ$
Model-2			Model-5		
1st Mode	2nd Mode	3rd Mode	1st Mode	2nd Mode	3rd Mode
$T_1 = 0.2236s$	$T_2 = 0.1696s$	$T_3 = 0.1204s$	$T_1 = 0.2645s$	$T_2 = 0.2016s$	$T_3 = 0.1597s$
$\rho_1/r = 3.557, \psi_1 = 7.7^\circ$	$\rho_2/r = 5.437, \psi_2 = -79.4^\circ$	$\rho_3/r = 0.3442, \psi_3 = 42.9^\circ$	$\rho_1/r = 0.5531, \psi_1 = 50.7^\circ$	$\rho_2/r = 2.955, \psi_2 = -77.1^\circ$	$\rho_3/r = 2.569, \psi_3 = 5.4^\circ$
Model-3			Model-6		
1st Mode	2nd Mode	3rd Mode	1st Mode	2nd Mode	3rd Mode
$T_1 = 0.2950s$	$T_2 = 0.1821s$	$T_3 = 0.1104s$	$T_1 = 0.2245s$	$T_2 = 0.1946s$	$T_3 = 0.1562s$
$\rho_1/r = 1.877, \psi_1 = 60.2^\circ$	$\rho_2/r = 4.721, \psi_2 = -36.3^\circ$	$\rho_3/r = 0.5987, \psi_3 = 33.0^\circ$	$\rho_1/r = 1.215, \psi_1 = 22.7^\circ$	$\rho_2/r = 1.452, \psi_2 = -32.7^\circ$	$\rho_3/r = 1.625, \psi_3 = 82.3^\circ$

図3 解析建物モデルの弾性モード形

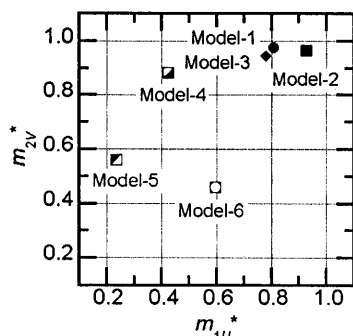


図 6 各モデルの弾性時での等価質量比

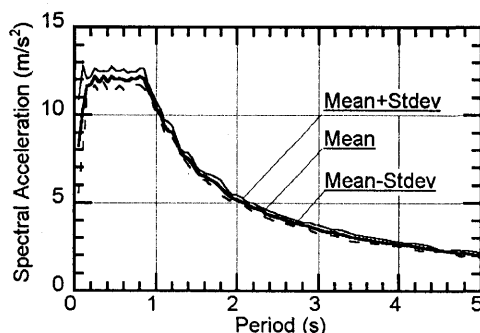


図 7 加速度応答スペクトル (減衰定数 5%)

表 2 模擬地震動一覧

	最大加速度 $A_0(m/s^2)$	
	EW	NS
JCode-ELC	4.409	5.494
JCode-TAF	7.938	5.122
JCode-HAC	6.494	6.625
JCode-TOH	6.118	5.614
JCode-JKB	5.908	7.702
JCode-FKI	6.600	4.675

一方で、 J_x , J_y のいずれかが1を下回る Model-4~6 では m_{1U}^* , m_{2V}^* のいずれかが0.5を下回っている。従って、Model-1~3では m_{1U}^* と m_{2V}^* がともに大きくなっていることから、等価1自由度系モデルにより良好な推定結果が得られるものと推測される。

3.2 入力地震動

地震動は水平2成分の同時入力とした。入力地震動は、図7に示すように告示における極めて稀に生じる地震動で第2種地盤における地盤増幅を簡便に評価した場合の設計用応答スペクトルに適合するように作成した模擬地震動とした¹⁷⁾。模擬地震動の位相特性はEI Centro 1940, Taft 1952, Hachinohe 1968, Tohoku Univ. 1978, JMA Kobe 1995, Fukiiai 1995の直交する2方向の水平成分の位相特性を用い、継続時間は40.96秒とした。表2に本論文で用いた模擬地震動の一覧を示す。入力レベルは、ねじれを拘束した場合にX, Y両方向で耐力が低い側(降伏耐力0.45W)に1方向から入力した場合に最大応答変位が建物高さの1/100程度となるように、表2の最大加速度を両成分ともに0.5倍に係数倍したケースと、その1/2として両成分ともに0.25倍に係数倍したケースの2段階とした。解析ケースは、入力レベル毎に6組の地震動に対しX方向に“EW”成分、Y方向に“NS”成分を入力したケースを基準として入力方向を時計回りに1度刻みで180度変化させて6x180=1080ケース(全体で解析建物モデルごとに2160ケース)とし、各入力レベルでの最大応答値の平均 μ と標準偏差 σ を求めた。

3.3 数値積分法

数値積分法はNewmark- β 法($\beta = 1/4$)を用い、積分時間刻みは0.005秒とした。減衰は瞬間剛性比例型とし、弾性1次モードに対して3%と仮定した。

4 本応答推定手法の推定精度

4.1 各モデルにおける各構面最大応答変位の推定結果

図8に入力レベルを0.5倍としたときのModel-1とModel-4の各構面最大応答変位の推定結果を示す。図8(a)より、Model-1においては前報^{15), 16)}と同様、各構面の最大応答変位を良好に推定できていることがわかる。従って、柱部材の2軸曲げの影響を考慮する場合においても本推定手法により推定可能であると考えられる。しかしながら、図8(b)よりModel-4では全般的に危険側の評価となり、特に構面X1, X2においては著しく過小に推定している。図9に全モデルでの各構面最大応答変位の推定結果と時刻歴応答解析結果との対応を示す。図9より明らかなようにModel-1~3では図8(a)にて示したように良好な推定結果となっている一方、Model-4~6では推定精度が悪く、全般的に危険側の推定結果となっていることがわかる。

4.2 応答推定精度の低下する要因

前節で示したように、本応答推定手法ではModel-1~3においては良好な推定精度が得られる一方でModel-4~6では推定精度が悪く全般的に危険側の結果となった。この要因としては、Model-4~6ではU方向においては1次モード応答が常に卓越する一方でV方向においては2次モード応答が常に卓越するという仮定が成り立っていないことが考えられる。既報の検討において、各モードの寄与分を議論する上で等価質量比が重要なパラメータとなっていることがわかっている⁸⁾。そこで図10に各解析建物モデルにおいて、U方向に関する1次等価質量比 m_{1U}^* とV方向に関する2次等価質量比 m_{2V}^* を示す。図10より、良好な推定結果の得られたModel-1~3においては m_{1U}^* の値が0.75以上、 m_{2V}^* は0.80以上となっている一方で、推定精度の悪くなったModel-4~6においては m_{1U}^* , m_{2V}^* が0.5を下回る場合も見られることがわかる。

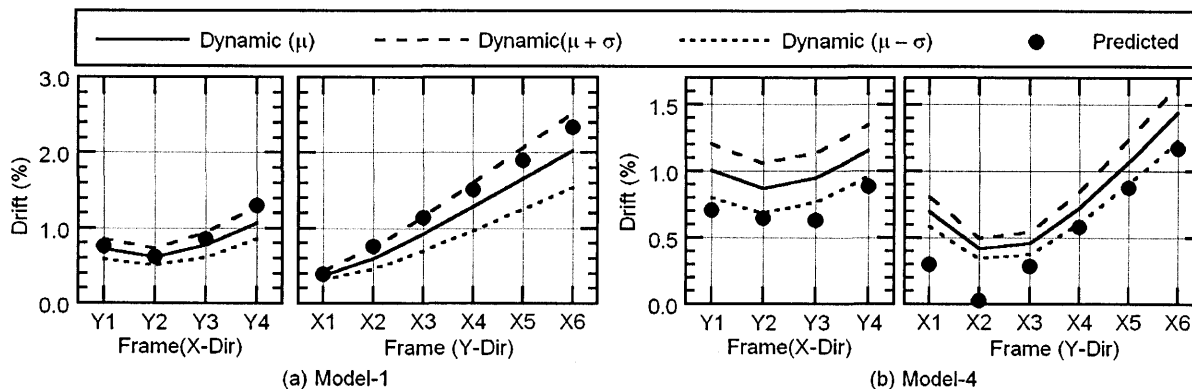


図 8 各構面の最大応答変位の推定結果 (入力レベル: 0.5倍)

ここで、等価質量比 m_{1U}^* , m_{2V}^* の低下要因について論じる。非線形領域で応答する際にはモード形が変動するため、回転モードに対する並進モードの割合 ρ_1/r , ρ_2/r が弾性時より変動する。非線形領域での1次および2次モードの主軸方向での等価質量比 $m_{1\beta}^*$, $m_{2\beta}^*$ は、非線形領域でのモード形 $\beta_{1U}\phi_1$, $\beta_{2V}\phi_2$ より定まる ρ_1/r , ρ_2/r を用いて式(31)で表される。次いで、モード形の変動に伴い1次および2次モードの主軸方向は弾性時より変動するため、U, V軸と1次および2次モードの主軸方向との差分 $\Delta\psi_1$, $\Delta\psi_2$ を式(32)で表すと m_{1U}^* , m_{2V}^* と $m_{1\beta}^*$, $m_{2\beta}^*$ の関係は式(33)で得られる。

$$m_{1\beta}^* = \{1 + (r/\rho_1)^2\}^{-1}, m_{2\beta}^* = \{1 + (r/\rho_2)^2\}^{-1} \quad (31)$$

$$\Delta\psi_1 = \psi_1 - \psi_{1e}, \Delta\psi_2 = \psi_2 - (\psi_{1e} + 90^\circ) \quad (32)$$

$$m_{1U}^* = m_{1\beta}^* \cdot \cos^2(\Delta\psi_1), m_{2V}^* = m_{2\beta}^* \cdot \cos^2(\Delta\psi_2) \quad (33)$$

式(31)より明らかなように非線形領域において ρ_1/r , ρ_2/r が小さくなると $m_{1\beta}^*$, $m_{2\beta}^*$ が低下する。さらに、式(33)において $\cos^2(\Delta\psi_1)$ および $\cos^2(\Delta\psi_2)$ の値は、 $|\Delta\psi_1|$ および $|\Delta\psi_2|$ が10度の場合には0.970、15度の場合には0.933となるため、 $\Delta\psi_1$, $\Delta\psi_2$ が m_{1U}^* , m_{2V}^* に与える影響は7%未満であるのに対し、30度の場合には0.750、45度の場合には0.500となり顕著となる。

図11と図12に、Model-1とModel-4において本応答推定手法でのSTEP1でのU方向に関する静的漸増荷重解析により得られた ρ_1/r , ρ_2/r , $\Delta\psi_1$, $\Delta\psi_2$, および m_{1U}^* , m_{2V}^* と重心のU方向変位の関係をそれぞれ示す。なお、図11, 12中の ρ_2/r , $\Delta\psi_2$, および m_{2V}^* は、静的漸増荷重解析における各ステップでの1次モード $\beta_{1U}\phi_1$ から式(26)より求めた2次モード $\beta_{2V}\phi_2$ を用いて算定した。また、図中には入力大きさが0.25倍および0.50倍の場合における1次モード応答の推定値をもとに示している。図11より、応答推定精度が良好であったModel-1では ρ_1/r , ρ_2/r は常に1より大きくかつ $\Delta\psi_1$, $\Delta\psi_2$ の変動は小さく ± 10 度以内となっており、その結果として m_{1U}^* , m_{2V}^* が常に0.8以上と安定した挙動を示していることがわかる。一方で図12において、応答推定精度が悪くなったModel-4では ρ_1/r がU方向変位が0.01mを越えたところで急激に増大しているものの、Model-4では1次モードで大きくねじられるため1次モード応答の主軸方向が急激に変動して当該ステップにおける $\Delta\psi_1$ の絶対値が30度以上となる。また、同図において ρ_2/r は常に1を上回っているものの、U方向変位が0.01mを越えたところで急激に低下しかつ2次モード応答の主軸方向が急激に変動して $\Delta\psi_2$ の絶対値が30度以上となり、 m_{2V}^* も0.5を下回る。

以上により、互いに直交する方向に関して1次モード応答ならびに2次モード応答が支配的であると見なせる単層2軸偏心建物の場合には、柱部材の2軸曲げの影響が顕著な場合であっても本研究で議論を行った応答推定手法によって精度良く推定可能である。本論文での検討範囲では、1次等価質量比の値が0.75以上かつ2次等価質量比が0.80以上の場合には本研究で議論を行った応答推定手法により良好な推定結果が得られる。

5 まとめ

本論文では、水平2方向地震入力を受ける単層2軸建物に検討範囲を絞り、文献(8), (10)および(11)と同様に等価質量比に着目し、等価質

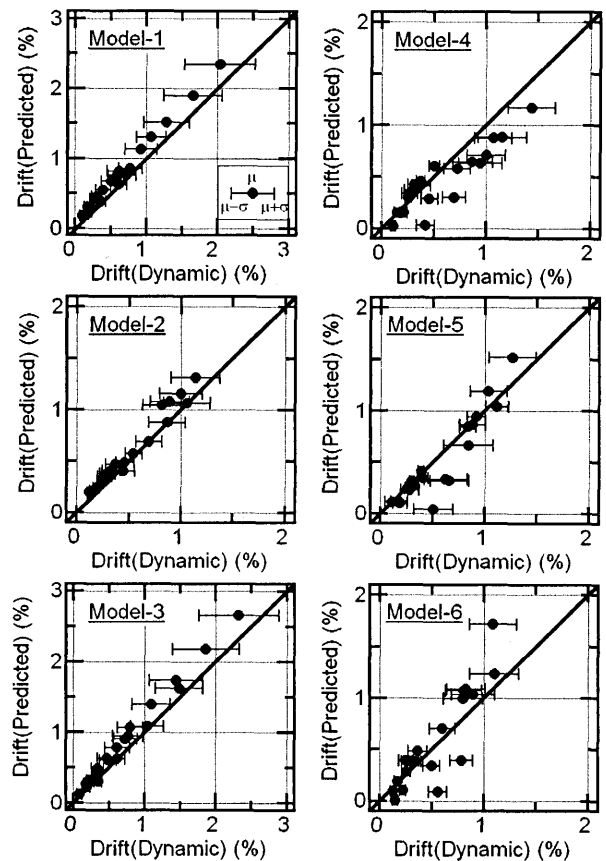


図9 各解析建物モデルにおける推定結果

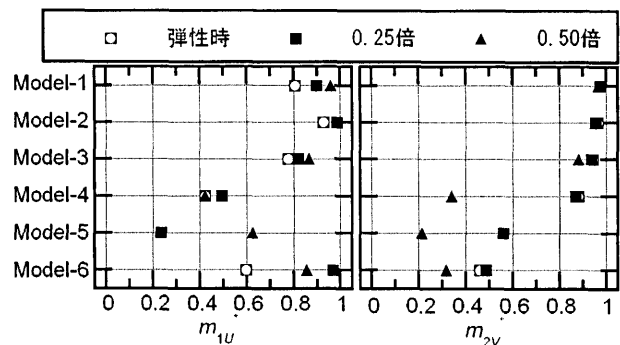


図10 各解析建物モデルの等価質量比

量比と応答推定精度の関係について議論を行った。さらに、柱の2軸曲げを考慮した場合における等価1自由度系モデルによる非線形応答推定精度について検討した。以下に結論を示す。

- (1) 単層2軸偏心系モデルにおける等価質量比と重心から回転中心までの距離の関係を定式化し、並進振動が顕著となるにつれて等価質量比が大きくなることを示した。加えて、加振方向と等価質量比の関係を示した。
- (2) 2つの直交する構面方向における弾力半径比が1よりも大きい場合には1次および2次等価質量比が大きい場合に該当して本研究で議論を行った応答推定手法により良好な推定結果が得られる一方、弾力半径比が1より小さい場合には1次もしくは2次等価質量比が小さい場合に該当して精度が低く危険側の推定結果となった。本研究で議論を行った応答推定手法は、1次お

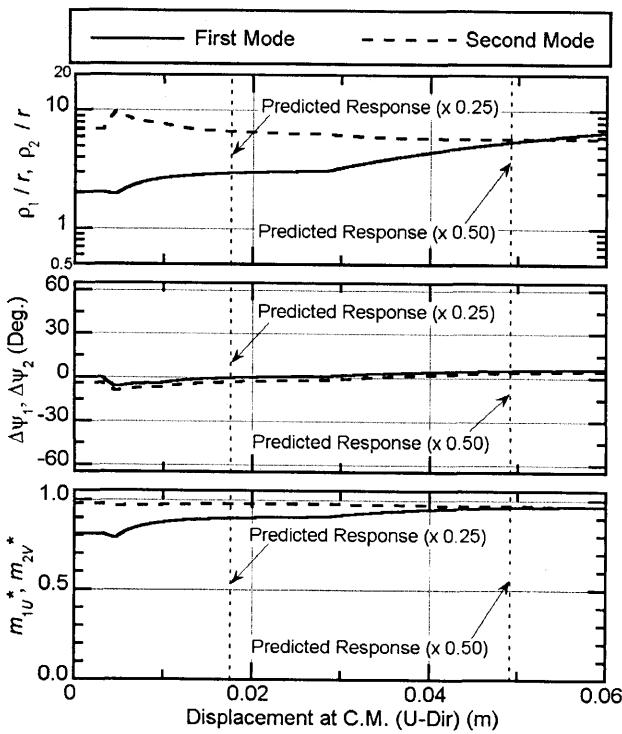


図 11 静的漸増載荷解析における m_{1U}^*, m_{2V}^* の変動 (Model-1)

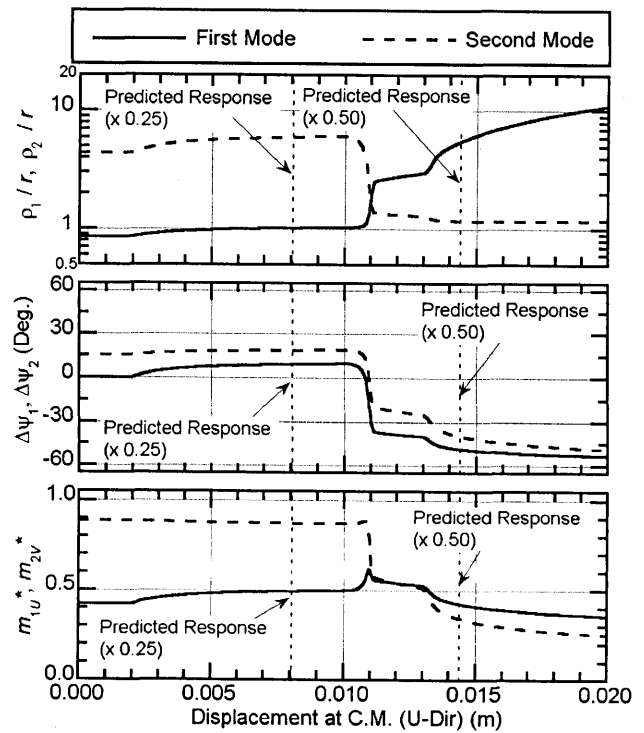


図 12 静的漸増載荷解析における m_{1U}^*, m_{2V}^* の変動 (Model-4)

よび 2 次等価質量比が大きい場合に適用可能である。本論文での検討範囲では、1 次等価質量比の値が 0.75 以上かつ 2 次等価質量比が 0.80 以上の場合には良好な推定結果が得られた。

本論文では単層 2 軸偏心建物に絞って議論を行ったが、多層偏心建物の場合であっても同様の議論が可能であると思われる。この場合については稿を改めて述べる。

参考文献

- 1) Applied Technology Council : Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings(ATC-40), Report No. SCC96-01, 1996.11
- 2) Federal Emergency Management Agency : NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-273, 1997. 10
- 3) 建設省住宅局建築指導課 : 改正建築基準法法令集, 2000.7
- 4) P. Fajfar, M. Fishingner : N2-A Method for Non-linear Seismic Analysis of Regular Buildings, Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. V, pp. V-111-116, 1988. 8
- 5) 倉本 洋, 勅使川原 正臣, 小鹿 紀秀, 五十田 博 : 多層建築物の等価 1 自由度系縮約法と地震応答予測精度, 日本建築学会構造系論文集, 第 546 号, pp.79-85, 2001. 8
- 6) A. S. Moghadam, W. K. Tso : Damage Assessment of Eccentric Multistory Buildings Using 3-D Pushover Analysis, Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering, CD-ROM, 1996. 6
- 7) P. Fajfar, V. Kilar, D. Marusic, I. Perus, G. Magliulo : The Extension of the N2 Method to Asymmetric Buildings, Proceedings of the Fourth Forum on Implications of Recent Earthquakes on Seismic Risk, pp.291-308, 2002. 5
- 8) 藤井 賢志, 中埜 良昭, 真田 靖士 : 単層 1 軸偏心建物の非線形応答評価法に関する研究, 構造工学論文集, 日本建築学会, Vol.48B, pp.173-182, 2002.3
- 9) 藤井 賢志, 中埜 良昭, 真田 靖士 : 多層 1 軸偏心建物の非線形地震応答評価法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 24, No. 2, pp.173-182, 2002. 6
- 10) 藤井 賢志, 中埜 良昭, 真田 靖士 : 多層 1 軸偏心建物の等価 1 自由度系への縮約, 第 1 1 回日本地震工学シンポジウム CD-ROM 論文集,

Paper Ref. 378, 2002. 11

- 11) 藤井 賢志 : 多層 1 軸偏心建物の非線形地震応答推定手法に関する研究, 東京大学博士論文, 2002. 12
- 12) 藤井 賢志, 中埜 良昭, 真田 靖士 : 単層 1 軸偏心建物の非線形応答評価における直交方向構面の剛性低下の影響, 構造工学論文集, 日本建築学会, Vol.49B, pp.221-234, 2003.3
- 13) 藤井 賢志, 中埜 良昭, 真田 靖士 : 一方方向入力を受ける多層 1 軸偏心建物の非線形地震応答評価手法, コンクリート工学年次論文集, Vol. 25, No. 2, pp.7-12, 2003. 7
- 14) 藤井 賢志, 中埜 良昭, 真田 靖士 : 1 方向入力を受ける多層 1 軸偏心建物の各構面最大応答変位の推定手法, 日本建築学会構造系論文集, 第 583 号, pp.99-106, 2004. 9
- 15) 藤井 賢志, 中埜 良昭, 真田 靖士, 坂田 弘安, 和田 章 : 水平 2 方向地震入力を受ける多層偏心建物の各構面最大応答変位の推定手法, 構造工学論文集, 日本建築学会, Vol.51B, pp.449-462, 2005.3
- 16) 藤井 賢志, 中埜 良昭, 真田 靖士 : 水平 2 方向地震入力を受ける単層偏心建物における等価 1 自由度系モデル, コンクリート工学論文集, 第 16 巻 2 号, pp.37-47, 2005.5
- 17) 国土交通省住宅局建築指導課 : 2001 年度限界耐力計算法の計算例とその解説, 2001. 3
- 18) 柴田 明徳 : 最新 耐震構造解析, 森北出版, 1981. 6
- 19) Shibata, A., Sozen, M. A. : Substitute-structure method for seismic design in R/C, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 102 No. ST1, pp.1-18, 1976.1
- 20) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N. : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 96, No. ST12, pp. 2557-2573, 1970.12
- 21) 和田 章, 木下 雅彦 : MSS モデルを用いた柱降伏型の建物の立体振動解析 (その 1), (その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海), 構造系, pp.313-316, 1985. 9
- 22) 日本建築センター : 建築物の構造規定, 1997.5

(2005年3月29日原稿受理, 2005年7月19日採用決定)