

論文 等価単層偏心系モデルによる連層耐震壁付き多層偏心骨組の非線形応答の推定

藤井 賢志^{*1}・中埜 良昭^{*2}

要旨：本論文では、全体降伏型のフレームから成る連層耐震壁付き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て、1質点3自由度の等価単層偏心系モデルへの縮約方法を示し、多層偏心骨組の非線形時刻歴応答解析により本モデルの妥当性を検証した。検討の結果、本論文で示した手法により縮約した等価単層偏心系モデルを用いて、連層耐震壁付き多層偏心骨組の最大応答変位が概ね推定可能であることがわかった。

キーワード：多層偏心骨組、等価単層偏心系モデル、2方向地震入力、静的漸増載荷解析

1. はじめに

筆者らは、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、単層および立面的に整形な多層偏心建物の非線形応答推定手法の展開を行ってきた^{1)~4)}。本手法では、非線形応答推定のための簡略化モデルとして1質点3自由度の等価単層偏心系モデルと等価1自由度系モデルの2種類の縮約モデル^{1)~4)}を用いており、複雑な挙動を示す多層立体骨組の挙動を容易に把握可能となる特徴を有する。文献1), 2)では、重心が同一鉛直線上にあり偏心比、弾力半径比が全層で等しい多層せん断型モデルを対象として、等価単層偏心系モデルの定式化を行った。しかしながら、立面的に整形な連層耐震壁付きフレームを含む多層偏心建物では、一般に連層耐震壁の曲げ変形の影響により各層で剛心位置が大きく異なるため、この場合での文献1), 2)の等価単層偏心系モデルの適用可能性については疑問点が残る。

本論文では、各階平面が同一形状で重心が同一鉛直線上にあり、各構面が全体降伏型を形成する連層耐震壁付き多層偏心骨組を対象として、1質点3自由度の等価単層偏心系モデルへの縮約方法を示す。次いで、本モデルの妥当性を非線形時刻歴応答解析により検証する。

2. 等価単層偏心系モデルへの縮約

等価単層偏心系モデルの作成手順を以下に示す。ここで、本論で対象とする多層偏心建物は各階重心が同一鉛直線上にあり、式(1)で定義される回転半径 r が全ての階で等しいものとする。

$$r = \sqrt{I_1/m_1} = \sqrt{I_2/m_2} = \dots = \sqrt{I_N/m_N} \quad (1)$$

ここで、 m_i , I_i : 各階質量および各階回転慣性質量である。

- 1) 各構面の静的漸増載荷解析を一定の外力分布により独立に行い、復元力 $\mathbf{f}_{Rxi}$, $\mathbf{f}_{Ryi}$ と変位 $\mathbf{d}_{xi}$, $\mathbf{d}_{yi}$ を得る。本研究では、全ての構面で外力分布として A_i 分布を用いる。
- 2) 基準モード形 $\boldsymbol{\varphi}_{s1}$ を逆三角形と仮定し、式(2), (3)より等価質量 M_{T1}^* , 等価回転慣性質量 I_{T1}^* を定める。

$$M_{T1}^* = \beta_{s1} \boldsymbol{\varphi}_{s1}^T \mathbf{M}_0 \mathbf{1}, I_{T1}^* = \beta_{s1} \boldsymbol{\varphi}_{s1}^T \mathbf{I}_0 \mathbf{1} \quad (2)$$

$$\mathbf{M}_0 = \begin{bmatrix} m_1 & & 0 \\ & \ddots & \\ 0 & & m_N \end{bmatrix}, \mathbf{I}_0 = r^2 \mathbf{M}_0 \quad (3)$$

$$\beta_{s1} = \frac{\boldsymbol{\varphi}_{s1}^T \mathbf{M}_0 \mathbf{1}}{\boldsymbol{\varphi}_{s1}^T \mathbf{M}_0 \boldsymbol{\varphi}_{s1}}, \mathbf{1} = \{1 \ \dots \ 1\}^T \quad (4)$$

- 3) 式(5), (6)より各構面の等価復元力 Q_{xi}^* , Q_{yi}^* と等価変位 d_{xi}^* , d_{yi}^* を得る。

$$Q_{xi}^* = \beta_{s1} \boldsymbol{\varphi}_{s1}^T \mathbf{f}_{Rxi}, d_{xi}^* = \frac{\beta_{s1} \boldsymbol{\varphi}_{s1}^T \mathbf{M}_0 \mathbf{d}_{xi}}{M_{T1}^*} \quad (5)$$

$$Q_{yi}^* = \beta_{s1} \boldsymbol{\varphi}_{s1}^T \mathbf{f}_{Ryi}, d_{yi}^* = \frac{\beta_{s1} \boldsymbol{\varphi}_{s1}^T \mathbf{M}_0 \mathbf{d}_{yi}}{M_{T1}^*} \quad (6)$$

*1 東京理科大学助手 理工学部建築学科 博士(工学) (正会員)

*2 東京大学教授 生産技術研究所 工博 (正会員)

ここで、各構面の等価復元力 Q_{Xi}^* , Q_{Yi}^* は各構面の転倒モーメントを等価高さで除したものに相当し、等価変位 d_{Xi}^* , d_{Yi}^* は、等価高さでの変位に相当する。等価単層偏心系モデルの非線形運動方程式は文献2)と同様に式(7)で表される。

$$\mathbf{M}_T \ddot{\mathbf{d}}_T + \mathbf{C}_T \dot{\mathbf{d}}_T + \mathbf{f}_{RT} = -\mathbf{M}_T \mathbf{a}_{gT} \quad (7)$$

$$\mathbf{M}_T = \begin{bmatrix} M_{T1}^* & 0 & 0 \\ 0 & M_{T1}^* & 0 \\ 0 & 0 & I_{T1}^* \end{bmatrix} \quad (8)$$

$$\mathbf{d}_T^T = \{X_1^* \quad Y_1^* \quad \Theta_1^*\} \quad (9)$$

$$\mathbf{f}_{RT}^T = \{R_{X1}^* \quad R_{Y1}^* \quad M_{Z1}^*\} \quad (10)$$

$$\mathbf{a}_{gT} = \mathbf{a}_{TX} \cdot a_{gX} + \mathbf{a}_{TY} \cdot a_{gY} \quad (11)$$

$$\mathbf{a}_{TX}^T = \{1 \quad 0 \quad 0\}, \mathbf{a}_{TY}^T = \{0 \quad 1 \quad 0\} \quad (12)$$

ここで、 $\mathbf{M}_T$, $\mathbf{C}_T$: 等価単層偏心系モデルの質量マトリクスおよび減衰マトリクス, $\mathbf{d}_T$, $\mathbf{f}_{RT}$: 等価単層偏心系モデルの重心での等価変位ベクトルおよび等価復元力ベクトル, a_{gX} , a_{gY} はそれぞれ地動加速度の X, Y 成分である。

重心での等価変位ベクトル $\mathbf{d}_T$ と等価変位 d_{Xi}^* , d_{Yi}^* の関係, および等価復元力ベクトル $\mathbf{f}_{RT}$ と各構面の等価復元力 Q_{Xi}^* , Q_{Yi}^* の関係は, 重心を原点にとるときの各構面の位置を l_{Xi} , l_{Yj} とすると等価高さ位置での剛床仮定に基づく変形の適合条件および各構面等価復元力の釣合条件より式(13), (14)で表される。

$$d_{Xi}^* = X_1^* + l_{Yi} \Theta_1^*, d_{Yi}^* = Y_1^* - l_{Xi} \Theta_1^* \quad (13)$$

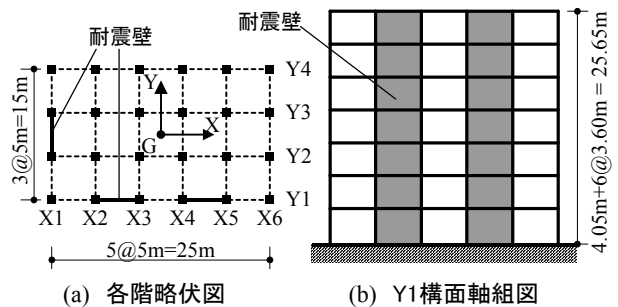
$$\mathbf{f}_{RT} = \begin{Bmatrix} \sum_i Q_{Xi}^* \\ \sum_j Q_{Yj}^* \\ \sum_i Q_{Xi}^* \cdot l_{Yi} - \sum_j Q_{Yj}^* \cdot l_{Xj} \end{Bmatrix} \quad (14)$$

ここで、文献1), 2)と本論文での縮約方法の違いは、前者ではせん断型モデルを用いて各構面に対して一定の変位分布を強制させた静的漸増載荷解析結果に基づく一方、本論文では骨組モデルを用いて一定の外力分布による静的漸増載荷解析結果に基づく点である。これは、本論文での等価単層偏心系モデルでは等価高さ位置での釣合条件と適合条件を満足させる一方、文献1), 2)とは異なり全構面の変位分布が同一である事を仮定条件とはしていないためである。

3. 解析諸元

3.1. 解析建物モデル

解析対象は、図-1 に示す X 方向 5m×5 スパン、Y 方向が 5m×3 スパンの矩形平面を持つ 7 層建物モデルである。各階床の慣性質量 m と回転慣性質量 I は 450ton, $3.19 \times 10^4 \text{ton} \cdot \text{m}^2$, 階高は 1 層で 4.05m, 2 層以上で 3.60m とした。使用コンクリートは Fc45, 使用鉄筋は主筋では SD390, せん断補強筋では SD295 と仮定した。基礎は固定とした。各構面は、崩壊形が各梁端部と柱および耐震壁の 1 層脚部で降伏ヒンジを形成する全体降伏形を形成するものとし、梁降伏が先行するように主筋量を決定した。各構面の主筋量を表-1 に示す。なお、せん断補強筋は、全ての部材でせん断破壊が生じないように十分な量が配筋されているものとする。各層の



断面: 梁: 500mm x 700mm (2~R), 600mm x 1500mm (基礎)
柱: 650mm x 650mm (全層), 耐震壁: $t_w = 250\text{mm}$ (全層)

図-1 解析建物モデル

表-1 各構面の主筋量

構面	階	主筋量	構面	部位	主筋量
X1 (梁)	2~R	5-D29	X1 (柱)	非ヒンジ部	20-D35
				1 層柱脚	16-D35
X2~X5 (梁)	R	4-D25	X1 (耐震壁)	全層	D10D13 @200 ダブル (縦筋)
X6 (梁)	6~7	5-D25	X2~X5 (柱)	非ヒンジ部	20-D35
				1 層柱脚	16-D35
Y1 (梁)	2~R	5-D29 (外スパン) 7-D29 (内スパン)	X6 (柱)	非ヒンジ部	20-D35
				1 層柱脚	16-D35
Y2, Y3 (梁)	R	4-D25	Y1 (柱)	非ヒンジ部	20-D35
				1 層柱脚	16-D35
Y4 (梁)	6~7	5-D25	Y2, Y3 (柱)	非ヒンジ部	20-D35
				1 層柱脚	16-D35
Y4 (梁)	2~R	5-D29	Y4 (柱)	非ヒンジ部	20-D35
				1 層柱脚	16-D35

基準法偏心率は、X 方向では 0.180～0.687，Y 方向では 0.089～0.486 となり、各層で変動が大きい。偏心の影響を無視した平面骨組の静的漸増載荷解析により得られた最上階変位が 1/100 での X，Y 方向のベースシア係数はそれぞれ 0.625，0.531 である。建物のモデル化は、剛床仮定が成立するものとして各方向で構面を独立にモデル化する擬似立体フレームモデルとした。各部材は、中央にせん断ばねの付いた材端剛塑性ばねモデルによりモデル化した。接合部は剛と仮定し、節点から部材フェイス位置まで剛域とした。なお、各部材における瞬間剛性マトリックスの作成の際、梁および柱には逆対称モーメントが、耐震壁には一様モーメント分布が作用すると仮定する。図-2 に各部材の復元力特性を示す。各部材の曲げひび割れモーメント M_c 、降伏モーメント M_y および耐震壁のひび割れせん断力 Q_c は文献5)に基づき算定した。曲げばねの復元力特性は Takeda モデル⁶⁾、耐震壁のせん断ばねの復元力特性は原点指向型モデルを用いた。なお、梁と柱のせん断ばね、および柱と耐震壁の軸方向ばねは弾性と仮定する。また、図-2(c)に示すように、耐震壁では終局せん断強度が十分に確保されているものとし、せん断ばねの見かけ上の終局耐力点 $Q_y' (=2Q_c)$ 以降もひび割れ点での接線剛性を保つと仮定する。

図-3 に多層偏心骨組モデルと等価単層偏心系モデルの弾性固有モード、固有周期を示す。ここで、図-3 中には、式(15)で得られる各次モード応答の主軸方向³⁾をあわせて示す。

$$\tan \psi_i = - \frac{\sum_j m_j \phi_{yji}}{\sum_j m_j \phi_{xji}} \quad (15)$$

$$\Phi_i^T = \{\phi_{x1i} \cdots \phi_{xNi} \quad \phi_{y1i} \cdots \phi_{yNi} \quad \phi_{\theta 1i} \cdots \phi_{\theta Ni}\} \quad (16)$$

ここで、 Φ_i は多層偏心骨組モデルの弾性 i 次モードベクトルである。ここで、筆者らの一連の研究では、各次モード応答の主軸方向は各々のモードの等価質量が最大となる方向として定義している⁴⁾。図-3 より明らかなように、多層偏心骨組モデルと等価単層偏心系モデルでは、固有周期および各次モード応答の主軸方向が非常に良好に対応していることがわかる。な

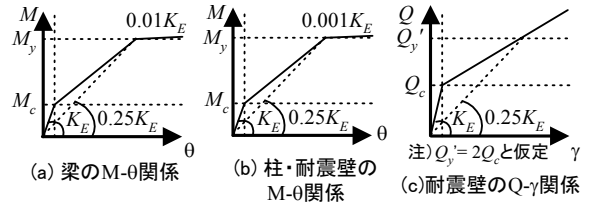
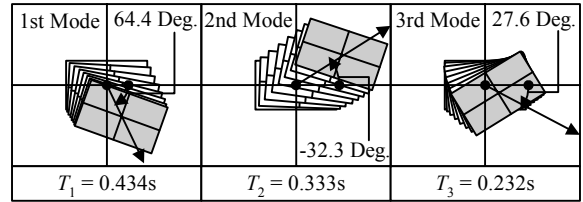
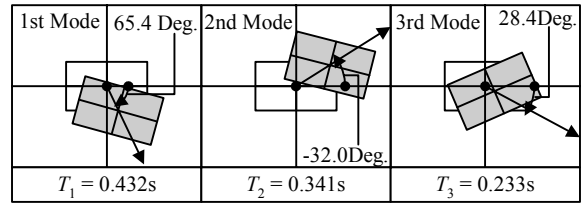


図-2 復元力特性



(a) 多層偏心骨組モデル



(b) 等価単層偏心系モデル

図-3 各モデルの弾性モード形

お、多層偏心骨組モデルにおいて 1～3 次の等価質量比の和は、弾性 1 次モード応答の主軸方向では 0.795，これと直交する方向では 0.767 となっている。

3.2. 入力地震動

本検討では地震動は 2 方向入力とした。入力地震動は模擬地震動 3 組とし、その主軸成分は告示で規定された極めて稀に生じる地震動で地盤種別を第 1 種地盤として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、副軸成分では主軸成分の設計用応答スペクトルを 2/3 倍したものにそれぞれ適合するように作成した。模擬地震動では 3 記録 (El Centro 1940 (ELC), Hachinohe 1968 (HAC), Fukiai 1995 (FKI)) の主軸・副軸成分の位相特性を用い、継続時間は 60 秒として作成した。図-4 に各模擬地震動の弾性加速度応答スペクトル (減衰定数 5%) を示す。入力方向は、図-3 に示した多層偏心骨組モデルの弾性 1 次モードの主軸方向に主軸成分を入力してその直交方向に副軸成分を入力した場合を Case 1，弾性 1 次モードの主軸方向に副軸成分を入力してその直交方向に主軸成分を入力した場合を Case 2 とした。模擬地震動 1 組の加速度オービットを図-5 に示す。

数値積分法は Newmark- β 法とし、積分時間刻みは 0.002 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. 等価単層偏心系モデルの応答性状

4.1. 多層偏心骨組モデルにおける構面の等価復元力・等価変位応答

ここでは、等価単層偏心系モデルによる応答の推定の前段階として、多層偏心骨組モデルの時刻歴応答解析により得られた構面の復元力 f_{RXi} , f_{RYi} 及び変位 d_{Xi} , d_{Yi} から式(5)および式(6)を用いて等価復元力 Q_{Xi}^* , Q_{Yi}^* , 等価変位 d_{Xi}^* , d_{Yi}^* を求め、各構面で独立に実施した静的漸増載荷解析結果と比較する。図-6 に、Y1, Y4 構面および X1, X6 構面において、静的漸増載荷解析より得られた等価復元力-等価変位関係を時刻歴応答解析による最大値と比較して示す。図-6 より、時刻歴応答解析による最大値は、静的漸増載荷解析より得られた等価復元力-等価変位関係と良好に対応していることがわかる。従って、各構面で独立に行った静的漸増載荷解析結果に基づき等価単層偏心系モデルにおける構面要素の等価復元力-等価変位関係を定めることが妥当であると判断できる。

4.2. 等価単層偏心系モデルによる応答の推定

図-7 に、多層偏心骨組モデルと等価単層偏心系モデルでの各構面最大等価変位を比較して示す。図-7(a), (b)より、等価単層偏心系モデルにおける各構面の等価変位が多層偏心骨組モデルと非常に良好に対応していることがわかる。なお、図-7(a)と図-7(b)より明らかなように、同一の入力地震動であっても各構面に生じる最

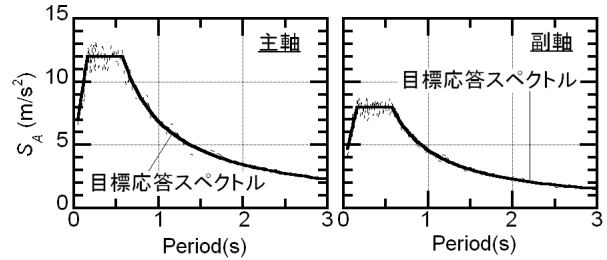


図-4 模擬地震動の加速度応答スペクトル

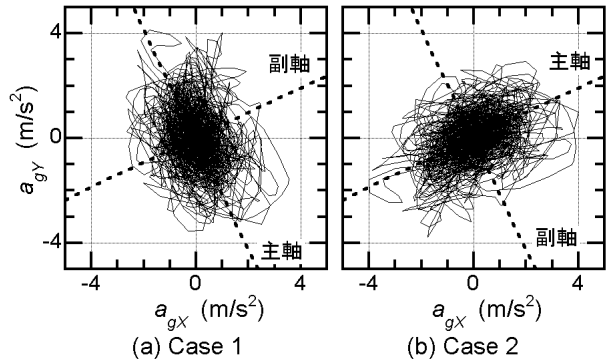


図-5 模擬地震動のオービット（位相：HAC）

大応答変位の分布は地震動の主軸成分の入力方向により大きく異なり、Case 1 ではY方向の柔側構面であるX6構面の変位が大きくなる一方、Case 2 ではY方向の剛側構面であるX1構面の変位が大きくなる。この傾向は図-3 に示した弾性モード形と対応したものとなっている。すなわち、弾性 1 次モード応答の主軸方向に地震動の主軸成分が入力した Case 1 では 1 次モード応答が顕著となる一方、弾性 1 次モード応答の主軸方向に地震動の副軸成分が入力した Case 2 では 1 次モード応答よりも 2 次モード応答が相対的に大きくなったと考えられる。

図-8 に、全解析ケースにおいて等価単層偏心系モデルで推定した各構面の最大等価変位・最大等価復元力と多層偏心骨組での各構面の最大等価変位および最大等価復元力の対応を示す。

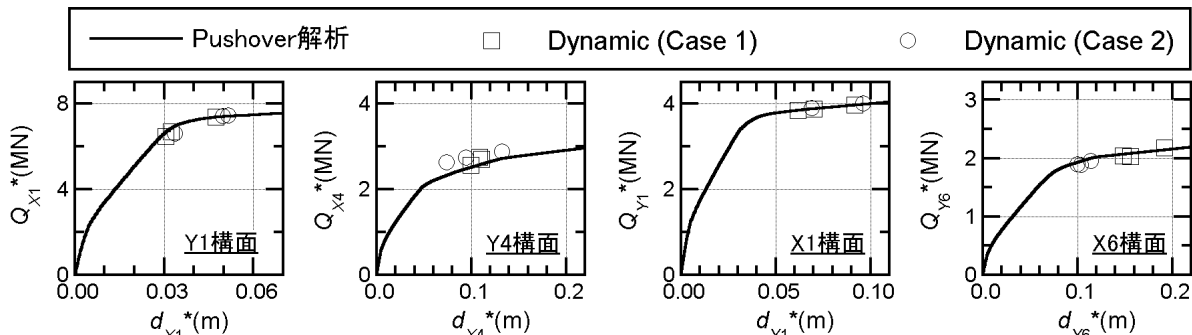


図-6 静的漸増載荷解析による構面の等価復元力-等価変位と時刻歴応答解析結果の比較

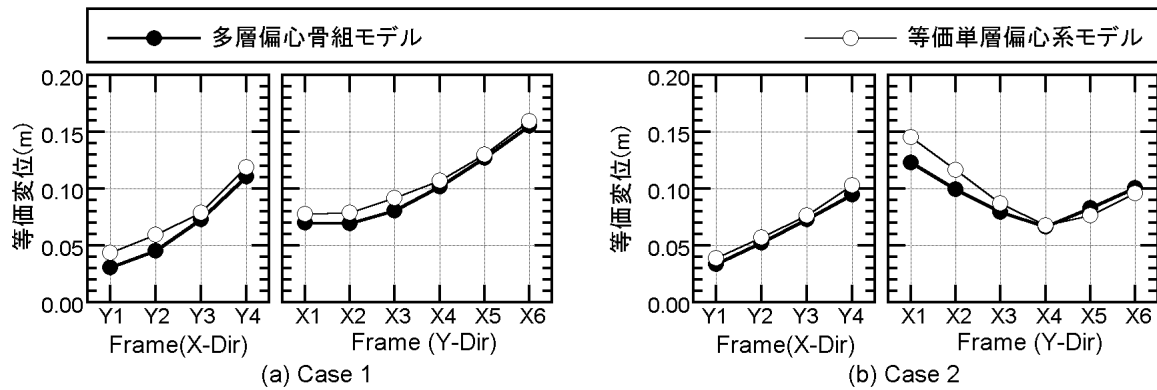


図-7 各構面の等価高さでの最大応答変位（位相：HAC）

図-8 より、解析ケースによらず等価単層偏心系モデルにより各構面の最大等価変位・最大等価復元力を推定可能であることがわかる。

図-9 に、等価単層偏心系モデルで推定した Y1 構面、Y4 構面および X1 構面、X6 構面での最大層間変形角および構面の各層負担せん断力について多層偏心骨組モデルの応答との対応を示す。ここで、等価単層偏心系モデルにおける層間変形角は、各構面の静的漸増載荷解析結果において最大等価変位に対応するステップでの値である。図-9(a) より、構面の層間変形角に関しては等価単層偏心系モデルの応答は多層偏心骨組モデルの応答と概ね良好に対応している事がわかる。一方で図-9(b) より構面のせん断力に関しては、等価単層偏心系モデルでの推定結果が多層偏心骨組と比較して過小評価となる場合が見られることがわかる。

図-10 に Y1 構面、Y4 構面および X1 構面、X6 構面での各層の最大層間変形角および構面の各層負担せん断力の分布を、多層偏心骨組モデルと等価単層偏心系モデルで比較して示す。図-10 より、純フレーム構面である Y4 構面、X6 構面においては層間変形角・負担せん断力ともに等価単層偏心系モデルでの推定結果は多層偏心骨組モデルと概ね良好な対応を示しているものの、連層耐震壁付きフレーム構面である X1 構面、Y1 構面では両者の差が見られ、特に負担せん断力では差が顕著となっている。この要因としては、連層耐震壁付きフレーム構面では等価単層偏心系モデルでは考慮されていない 4 次以上の高次モード応答の影響が顕著となっている

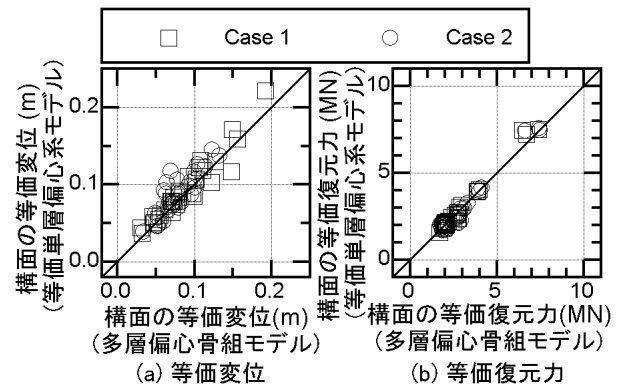


図-8 構面の等価変位・等価復元力の推定

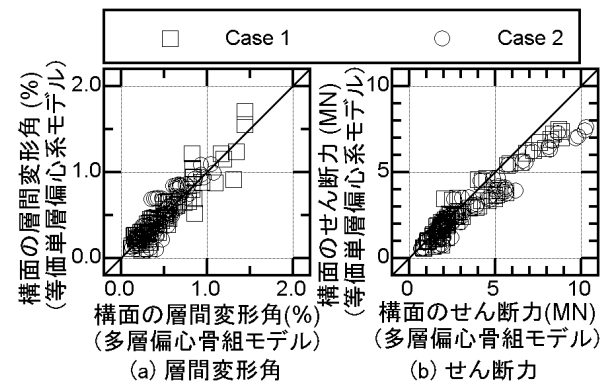


図-9 構面の層間変形角・せん断力の推定

る事などが考えられるが、今後の検討を要する。

5. まとめ

本論文では、各階平面が同一形状で重心が同一鉛直線上にあり各構面が全体降伏型を形成する連層耐震壁付き多層偏心骨組を対象として、1 質点 3 自由度の等価単層偏心系モデルへの縮約方法を示した。次いで、本モデルの妥当性を非線形時刻歴応答解析により検証した。結論を以下に示す。

- (1) 多層偏心骨組モデルの構面での等価復元力ー等価変位関係は、各構面で独立に行っ

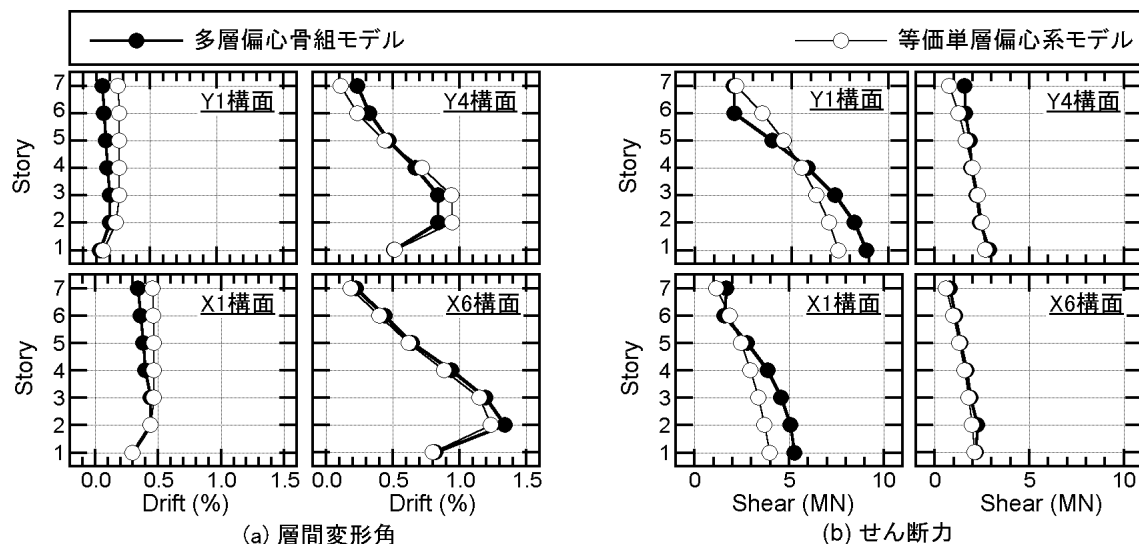


図-10 構面の最大層間変形角分布・せん断力分布（位相：HAC, Case 1）

た静的漸増載荷解析結果による等価復元力-等価変位関係と良好な対応を示した。従って、構面の静的漸増載荷解析結果に基づき等価単層偏心系モデルにおける構面要素の等価復元力-等価変位関係を定めることが妥当であると考えられる。

- (2) 本論文で示した等価単層偏心系モデルを用いることにより、連層耐震壁付き多層偏心骨組の等価変位および構面の等価復元力を概ね推定可能であることを示した。なお、構面の層間変形角については概ね良好な対応を示しているものの、構面のせん断力に関しては過小評価する場合もあり、今後の検討を要する。

なお、4層の連層耐震壁付き偏心骨組に対しても別途検討したところ、本論文と同程度の推定精度となった。従って、現時点での検討範囲では7層程度以下であれば本論文で示した等価単層偏心系モデルは適用可能と考えられる。また、文献2)と同様にして、全体降伏型を形成する連層耐震壁付き多層偏心骨組の応答を等価1自由度系モデルにより推定可能である。これに関しては稿を改めて述べる。

参考文献

- 1) 藤井 賢志, 中埜 良昭, 真田 靖士: 1方向地震入力を受ける多層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

- 2) 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
- 3) 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, Vol. 16, No. 2, pp.37-47, 2005.5
- 4) 藤井 賢志, 中埜 良昭, 真田 靖士, 坂田 弘安, 和田 章: 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, 日本建築学会構造系論文集, 第596号, pp.101-108, 2005.10
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999.8
- 6) Takeda, T., Sozen, M. P. and Nielsen, N. N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of Structural Division, Proceedings of the ASCE, pp. 2557-2573, 1970.12
- 7) 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