

論文 任意方向からの地震入力を受ける粘弾性制震部材を設置した多層偏心骨組の地震応答性状

藤井 賢志^{*1}

要旨：本論文では、筆者が提案する立面的に整形な鉄筋コンクリート造多層偏心骨組の応答制御設計手法の検証を目的として、任意方向から水平1方向地震動を入力した非線形時刻歴応答解析を実施した。その結果、多層偏心骨組において構面の最大層間変形角が最も大きくなる入力方向は各構面で異なるものの、1次モード形で振られ側となる柔側構面では1次モード応答の主軸方向と最大変形角が最大となる入力方向が概ね一致する事、および柔側構面の最大層間変形角が任意の入力方向に対して概ね目標値に収まる事を確認した。

キーワード：多層偏心骨組、応答制御設計手法、地震動の入力方向、1次モード応答の主軸方向、制震構造

1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート造建物（以下、RC造建物と表記）を対象として、鋼製ダンパーや粘性・粘弾性ダンパー等の制震部材を用いた応答制御設計法の開発が精力的に行われている¹⁾。筆者は、文献2)において各構面が全体降伏機構を形成する立面的に整形なRC造多層偏心骨組（以下、多層偏心骨組と表記）を対象として、粘弾性制震部材（以下、制震部材と表記）を用いて柔側構面の最大応答変位を目標値に収めるための制震部材の必要量算定手法を提案した。

図-1に、文献2)で提案する多層偏心骨組の応答制御設計手法の流れを示す。本手法の大まかな流れは、(1)非制震の多層偏心骨組の1質点3自由度系の等価単層偏心系モデルへの縮約、(2)等価単層偏心系モデルの1自由度系縮約と各構面における制震部材の必要量算定、(3)多層偏心骨組における各層への制震部材の配分、(4)多層偏心骨組の時刻歴応答解析による耐震性能の検証である。本手法の特徴は、第1に多層偏心骨組において1次モードで振られ側となる柔側構面の最大応答変位が最も厳しくなる方向が1次モード応答の主軸方向に一致すると仮定して、弾性時の1次モード応答の主軸方向からの水平1方向地震入力を想定して制震部材の必要量を算定する事、第2に、等価単層偏心系モデルにより制震部材の各構面への平面的な配分を定めて、次いで平面骨組モデルにより各構面での制震部材の鉛直方向への配分を個々に定める事である。これにより、対象となる多層偏心骨組の地震応答性状の深い理解を可能なものとし、かつ合理的な応答制御設計が可能となると考える。

本論文では、文献2)で提案した応答制御設計手法の検証を目的として、上記の応答制御設計手法に従って制震部材の設置量を定めた多層偏心骨組に対して、任意方向から水平1方向地震動を入力した非線形時刻歴応答解析を実施してその応答性状を検討する。

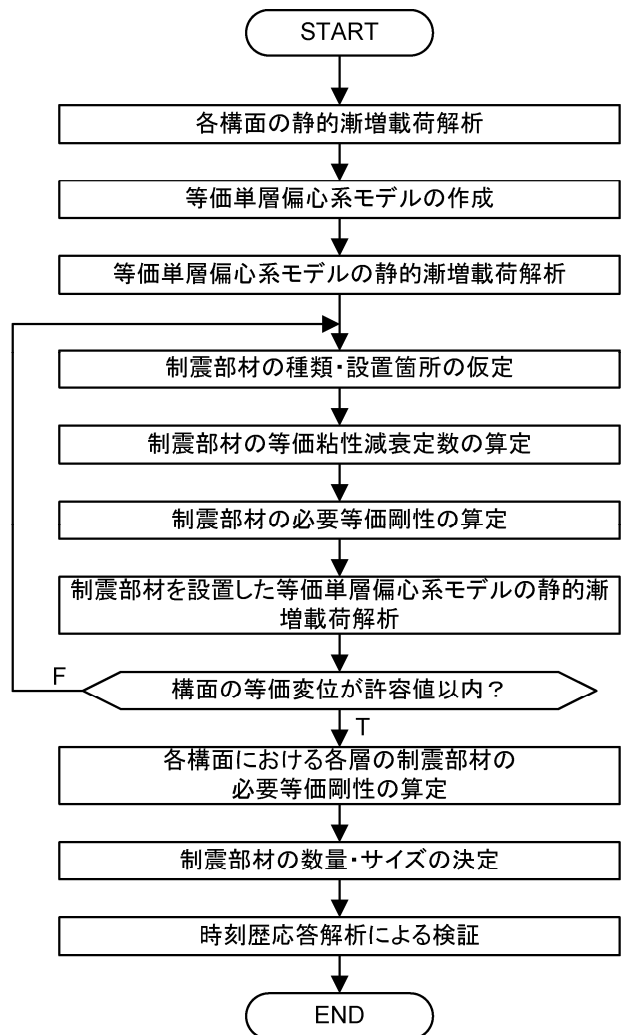


図-1 文献2)で提案する応答制御設計手法の流れ

2. 粘弾性制震部材を設置した多層偏心骨組の固有モード形と1次モード応答の主軸方向

図-2に、対象とする制震部材（制震ブレース）を設置した多層偏心骨組を示す。なお、建物のモデル化は文献2)と同様、各階床で剛床を仮定して3自由度（X,Y方向+回転）を設定し、構面単位で平面骨組にモデル化し

^{*1} 千葉工業大学 工学部建築都市環境学科 助教 博士（工学）（正会員）

て構面方向と位置を考慮して立体モデルを構成する擬似立体フレームモデルとする。ここで、対象とする多層偏心骨組の各階質量を m_i 、各階回転慣性質量を I_i とし、各階回転半径 r が全ての階で等しく、各階重心は同一鉛直線上にあるものとする。加えて、骨組を構成する各構面が全体降伏機構を形成すると仮定する。地震動の入力方向 (ξ 軸) が X 軸と成す角度を ψ とすると、対象とする多層偏心骨組の非線形運動方程式は式(1)で表わされる。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{d}} + \mathbf{C}_F\dot{\mathbf{d}} + \mathbf{f}_R = -\mathbf{M}\alpha_\xi a_{g\xi} \quad (1)$$

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} \mathbf{M}_0 & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_0 & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{I}_0 \end{bmatrix} \quad (2)$$

$$\mathbf{M}_0 = \begin{bmatrix} m_1 & & 0 \\ & \ddots & \\ 0 & & m_N \end{bmatrix}, \mathbf{I}_0 = \begin{bmatrix} I_1 & & 0 \\ & \ddots & \\ 0 & & I_N \end{bmatrix} = r^2 \mathbf{M}_0 \quad (3)$$

$$\begin{cases} \mathbf{d} = \{x_1 \cdots x_N & y_1 \cdots y_N & \theta_1 \cdots \theta_N\}^T \\ \mathbf{f}_R = \{R_{X1} \cdots R_{XN} & R_{Y1} \cdots R_{YN} & M_{Z1} \cdots M_{ZN}\}^T \end{cases} \quad (4)$$

$$\alpha_\xi = \{\cos\psi \cdots \cos\psi & -\sin\psi \cdots -\sin\psi & 0 \cdots 0\}^T \quad (5)$$

ここで、 $\mathbf{M}$ ：質量マトリクス、 $\mathbf{C}_F$ ：RC 骨組の減衰マトリクス、 $\mathbf{d}$ ：各階床重心での変位ベクトル、 $\mathbf{f}_R$ ：各階床重心での建物全体の抵抗力ベクトル（RC 骨組の復元力と制震部材の抵抗力の和）、 $a_{g\xi}$ は地動加速度である。

次いで、式(1)の制震部材を設置した多層偏心骨組の弾性モード形を定める。本研究では、制震部材を図-3(a)に示すように粘弾性体（減衰定数： $C_D(\omega)$ 、貯蔵剛性： $K_D(\omega)$ ）と弾性支持部材（剛性： K_B ）が直列に連結されたものとしてモデル化する。図-3(b)に示すように、制震部材の等価剛性 $K_{VD}(\omega)$ を、円振動数 ω で定常振動しているときの最大変形に対する割線剛性で定義する。このとき、制震部材の等価剛性 $K_{VD}(\omega)$ および等価減衰係数 $C_{VD}(\omega)$ は式(6)で得られる。

$$\begin{cases} K_{VD}(\omega) = \frac{K_B [K_D(\omega) \{K_B + K_D(\omega)\} + \{C_D(\omega)\omega\}^2]}{\{K_B + K_D(\omega)\}^2 + \{C_D(\omega)\omega\}^2} \\ C_{VD}(\omega) = \frac{K_B^2 C_D(\omega)}{\{K_B + K_D(\omega)\}^2 + \{C_D(\omega)\omega\}^2} \end{cases} \quad (6)$$

文献3)において、笠井らは粘弾性体と弾性支持部材とを直列接合した制震部材とせん断型線形弾性骨組が並列結合した線形多自由度系システムにおいて、制震部材の等価剛性 $K_{VD}(\omega)$ を系の固有円振動数 ω_i より定まると仮定して、収束計算により固有値解析を行って各次モードベクトルを近似的に得る方法を示している。本研究では、この手法を多層偏心骨組に準用して、制震部材を設置し

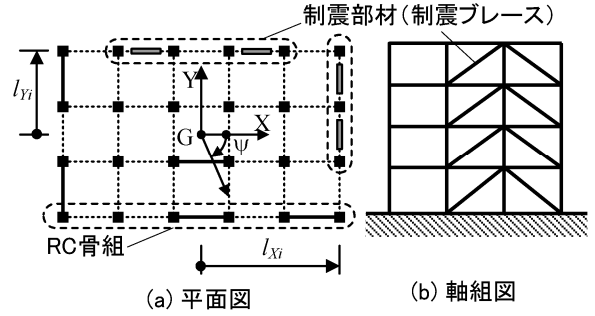


図-2 制震部材を設置した多層偏心骨組

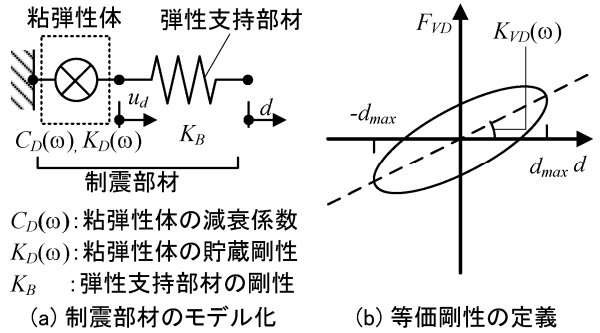


図-3 制震部材のモデル化と等価剛性の定義

た多層偏心骨組の弾性 1 次モードベクトル ϕ_1 を式(7)により定める。

$$\{-\omega_1^2 \mathbf{M} + \mathbf{K}_{EQ}(\omega_1)\} \phi_1 = \mathbf{0} \quad (7)$$

$$\phi_1 = \{\phi_{X11} \cdots \phi_{X1N} \quad \phi_{Y11} \cdots \phi_{Y1N} \quad \phi_{\theta 11} \cdots \phi_{\theta 1N}\}^T \quad (8)$$

ここで、 $\mathbf{K}_{EQ}(\omega_1)$ は建物全体（RC 骨組+制震部材）の等価剛性マトリクスであり、式(9)より得られる。

$$\mathbf{K}_{EQ}(\omega_1) = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{EQXX}(\omega_1) & \mathbf{0} & \mathbf{K}_{EQX\theta}(\omega_1) \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_{EQYY}(\omega_1) & \mathbf{K}_{EQY\theta}(\omega_1) \\ \mathbf{K}_{EQ\theta X}(\omega_1) & \mathbf{K}_{EQ\theta Y}(\omega_1) & \mathbf{K}_{EQ\theta\theta}(\omega_1) \end{bmatrix} \quad (9)$$

$$\begin{cases} \mathbf{K}_{EQXX}(\omega_1) = \sum \mathbf{K}_{EQXi}(\omega_1) \\ \mathbf{K}_{EQYY}(\omega_1) = \sum \mathbf{K}_{EQYj}(\omega_1) \\ \mathbf{K}_{EQX\theta}(\omega_1) = \mathbf{K}_{EQ\theta X}(\omega_1) = \sum \mathbf{K}_{EQXi}(\omega_1) l_{Yi} \\ \mathbf{K}_{EQY\theta}(\omega_1) = \mathbf{K}_{EQ\theta Y}(\omega_1) = -\sum \mathbf{K}_{EQYj}(\omega_1) l_{Xj} \\ \mathbf{K}_{EQ\theta\theta}(\omega_1) = \sum \mathbf{K}_{EQXi}(\omega_1) \cdot l_{Yi}^2 + \sum \mathbf{K}_{EQYj}(\omega_1) l_{Xj}^2 \end{cases} \quad (10)$$

ここで、 $\mathbf{K}_{EQXi}(\omega_1)$, $\mathbf{K}_{EQYj}(\omega_1)$ ：X, Y 方向構面 i, j における構面全体の等価剛性マトリクス、 l_{Yi} , l_{Xj} ：各構面の位置である。なお、構面全体の等価剛性マトリクス $\mathbf{K}_{EQXi}(\omega_1)$, $\mathbf{K}_{EQYj}(\omega_1)$ は、構面の各節点における鉛直方向および回転の自由度を含んだ剛性マトリクスを静的縮約⁴⁾する事により得られる。

以上により得られた 1 次モードベクトルを用いて、式(11)で定義される 1 次等価質量 $M_{1\xi}^*$ が最大となる方向を 1 次モード応答の主軸方向と定義し、その方向を U 方向、U 方向と X 軸とのなす角度を ψ_1 とすると、文献 5) と同様

の手続きにより式(12)が得られる。

$$M_{1\xi}^* = \beta_{1\xi} \boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{M} \boldsymbol{\alpha}_\xi = \frac{(\boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{M} \boldsymbol{\alpha}_\xi)^2}{\boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_1}, \beta_{1\xi} = \frac{\boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{M} \boldsymbol{\alpha}_\xi}{\boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_1} \quad (11)$$

$$\tan \psi_1 = - \frac{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{Y1j}}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{X1j}} \quad (12)$$

また、U 軸に関する 1 次等価質量 M_{1U}^* 、1 次等価質量比 m_{1U}^* はそれぞれ式(13)、(14)より得られる。

$$M_{1U}^* = \beta_{1U} \boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{M} \boldsymbol{\alpha}_U, \beta_{1U} = \boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{M} \boldsymbol{\alpha}_U / \boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_1 \quad (13)$$

$$m_{1U}^* = M_{1U}^* / \sum_{j=1}^N m_j$$

$$= \frac{1}{\sum_{j=1}^N m_j} \cdot \frac{\left(\sum_{j=1}^N m_j \phi_{X1j} \right)^2 + \left(\sum_{j=1}^N m_j \phi_{Y1j} \right)^2}{\sum_{j=1}^N m_j \left\{ m_j (\phi_{X1j}^2 + \phi_{Y1j}^2) + I_j \phi_{\Theta 1j}^2 \right\}} \quad (14)$$

$$\boldsymbol{\alpha}_U = \{ \cos \psi_1 \cdots \cos \psi_1 \quad -\sin \psi_1 \cdots -\sin \psi_1 \quad 0 \cdots 0 \}^T \quad (15)$$

ここで、式(11)で定義される 1 次等価質量 $M_{1\xi}^*$ について補足を行う。 ξ 軸からの水平 1 方向地震入力を受けるとき、各階床重心位置での変位ベクトル $\mathbf{d}$ および各階床重心位置での建物全体の抵抗力ベクトル $\mathbf{f}_R$ がそれぞれ式(16)で表わされると仮定する。

$$\mathbf{f}_R = \mathbf{M} \sum_i \beta_{i\xi} \boldsymbol{\phi}_i A_{i\xi}^*, \mathbf{d} = \sum_i \beta_{i\xi} \boldsymbol{\phi}_i D_{i\xi}^* \quad (16)$$

$$A_{i\xi}^* = \frac{\beta_{i\xi} \boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{f}_R}{M_{i\xi}^*}, D_{i\xi}^* = \frac{\beta_{i\xi} \boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{M} \mathbf{d}}{M_{i\xi}^*} \quad (17)$$

$$M_{i\xi}^* = \beta_{i\xi} \boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{M} \boldsymbol{\alpha}_\xi, \beta_{i\xi} = \frac{\boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{M} \boldsymbol{\alpha}_\xi}{\boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_i} \quad (18)$$

ここで、 $A_{i\xi}^*$ 、 $D_{i\xi}^*$ ： ξ 軸に関する i 次モードの等価加速度および等価変位である。なお、 i 次モードベクトル $\boldsymbol{\phi}_i$ ($i \neq 1$) は $\boldsymbol{\phi}_1$ と質量マトリクスに関する直交性 (式(19)) を満足するように、1 次固有円振動数 ω_1 に基づき制震部材の等価剛性 $K_{VD}(\omega)$ を定めて式(7)より得られたものを用いることとする。加えて、RC 骨組の減衰マトリクス $\mathbf{C}_F$ に対してもモードベクトルの直交性が近似的に成立すると仮定する (式(19))。

$$\begin{cases} \boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_i = 0 \\ \boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{C}_F \boldsymbol{\phi}_i = 0 \end{cases} \quad (i \neq 1) \quad (19)$$

式(1)に式(16)を代入して両辺の左側より $\beta_{1\xi} \boldsymbol{\phi}_1^T \ddot{D}_{1\xi}^* dt$ を掛けて地震終了時まで積分 (地震動の継続時間： t_d) し、式(19)を考慮すると 1 次モード応答に関するエネルギーの釣合式 (式(20)) を得る。

$$W_{K1\xi}^* + W_{D1\xi}^* + W_{S1\xi}^* = E_{I1\xi}^* \quad (20)$$

$$\begin{cases} W_{K1\xi}^* = \int_0^{t_d} (\beta_{1\xi}^2 \boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_1) \ddot{D}_{1\xi}^* \dot{D}_{1\xi}^* dt = \int_0^{t_d} M_{1\xi}^* \ddot{D}_{1\xi}^* \dot{D}_{1\xi}^* dt \\ W_{D1\xi}^* = \int_0^{t_d} (\beta_{1\xi}^2 \boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{C}_F \boldsymbol{\phi}_1) (\dot{D}_{1\xi}^*)^2 dt \\ W_{S1\xi}^* = \int_0^{t_d} (\beta_{1\xi}^2 \boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_1) A_{1\xi}^* \dot{D}_{1\xi}^* dt = \int_0^{t_d} M_{1\xi}^* A_{1\xi}^* \dot{D}_{1\xi}^* dt \\ E_{I1\xi}^* = - \int_0^{t_d} (\beta_{1\xi} \boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{M} \boldsymbol{\alpha}_\xi) a_{g\xi} \dot{D}_{1\xi}^* dt = - \int_0^{t_d} M_{1\xi}^* a_{g\xi} \dot{D}_{1\xi}^* dt \end{cases} \quad (21)$$

ここで、 $W_{K1\xi}^*$ ：1 次モード応答に関する運動エネルギー、 $W_{D1\xi}^*$ ：1 次モード応答に関する減衰エネルギー、 $W_{S1\xi}^*$ ：1 次モード応答に関する全体累積ひずみエネルギー (RC 骨組と制震部材の累積ひずみエネルギーの和)、 $E_{I1\xi}^*$ ：1 次モード応答に関する総入力エネルギーであり、式(21)より定義される。これより明らかなように、1 次モード応答に関する入力エネルギー $E_{I1\xi}^*$ は、入力方向の 1 次等価質量 $M_{1\xi}^*$ と関連づけられる。従って、1 次モード応答の主軸方向は 1 次等価質量 $M_{1\xi}^*$ が最大となる方向であることから、地震動の入力方向が 1 次モード応答の主軸方向の一致した時に 1 次モード応答が最も励起されると考えられる。

以上の議論は弾性モード形に基づき行ったが、建物が非線形領域で応答する場合においても、非線形化に伴う 1 次モード応答の主軸方向の変動が小さい場合には、地震動の入力方向が弾性時での 1 次モード応答の主軸方向の一致した時に、1 次モード応答が励起されると考えられる。この時、建物が 1 次モード形で振動するときに最も変形が大きくなる構面において最大応答変位が最も大きくなる事が予想される。

3. 解析諸元

3.1. 解析建物モデル

解析建物モデルは、文献 2) に示す 4 層建物とし、非制震建物モデル (Model-1-O, Model-2-O)、およびこれらに制震部材としてジェン系粘弾性体⁶⁾を用いた粘弾性制震部材をブレースとして設置した制震建物モデル (Model-1-VED, Model-2-VED) の 4 種類とした。図-4 に各解析建物モデルの平面図および軸組図を示す。使用コンクリートは Fc24、使用鉄筋は主筋では SD345、せん断補強筋および壁筋では SD295 とし、梁断面は 350mm × 650mm、柱断面では 600mm × 600mm、耐震壁の壁厚は 220mm、基礎断面は 500mm × 1500mm とする。各階床の慣性質量は 450ton、回転慣性質量は 3.19 × 10⁴ tonm² とする。基礎は固定とする。各構面は、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機構を

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。なお、全ての部材でせん断破壊が生じないように、十分なせん断補強が行われているものとする。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 の X, Y 方向のベースシア係数は、Model-1-O で 0.752 と 0.590, Model-2-O では 0.546 と 0.590 である。また、建築基準法施行令における偏心率 Re_X , Re_Y は、Model-1-O では $Re_X = 0.327 \sim 0.635$, $Re_Y = 0.511 \sim 1.040$, 一方の Model-2-O では $Re_X = 0.168 \sim 0.415$, $Re_Y = 0.526 \sim 1.076$ となっており、Y 方向できわめて大きい。一方、制震部材は構面 Y4, X6 に設置する事とし、その諸元は告示で規定された極めて稀に生じる地震動（第 1 種地盤）に対して、構面 X6 の最大層間変形角を 0.8% 以下に収める事を目標として定めた。なお、第 1 層の制震部材における粘弾性体のサイズは、ジェン系粘弾性体の許容せん断ひずみ度を 200% として厚さを 15mm とすると、300mm×3390mm～300mm×3600mm の 4 層分に相当し、現実的に設置可能であると考えられる。

RC 骨組の各部材は中央にせん断パネのついた材端ばねモデルによりモデル化し、剛域はフェイス位置までとした。粘弾性体は 6 要素モデル⁶⁾によりモデル化した。RC 骨組の各部材主筋量に制震部材の諸元、およびモデル化の詳細については文献 2) を参照されたい。減衰は RC 骨組の瞬間剛性に比例するものとし、RC 骨組のみの弾性 1 次モードに対し 3% と仮定した。

図-5 に、2 章に基づき定めた各解析建物モデルの弾性 1 次モード形を示す。なお図中には、式(12), (14)よりそれぞれ得られる弾性 1 次モード応答の主軸方向が X 軸と成す角度 ψ_1 , およびその方向に関する弾性時の 1 次等価質量比 m_{1U}^* を併せて示している。図-5 (a)と(b)の比較、および同図(c)と(d)の比較より、制震部材の設置による弾性 1 次モードの主軸方向の差異は 1 度以下と非常に小さく無視できること、および全てのモデルで Y 方向の柔側構面である構面 X6 が振られ側となっており変形が最も大きくなっていることがわかる。加えて、全てのモデルで弾性 1 次モード応答の主軸方向における 1 次等価質量比 m_{1U}^* が 0.641～0.663 の範囲となっており、弾性 1 次モード応答の主軸方向からの地震入力に対して 1 次モード応答が顕著となることが推測される。なお、Biggs の略算法⁴⁾による弾性 1 次モードの等価粘性減衰定数は、Model-1-VED, Model-2-VED とともに 7.6% である。

3.2. 入力地震動

本論文では地震動は水平 1 方向入力とした。入力地震動は、告示で規定された極めて稀に生じる地震動（第 1 種地盤）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 6 波とした。ここで、模擬地震動の作成に際し、その位相特性は観測記録 6 波（El Centro 1940,

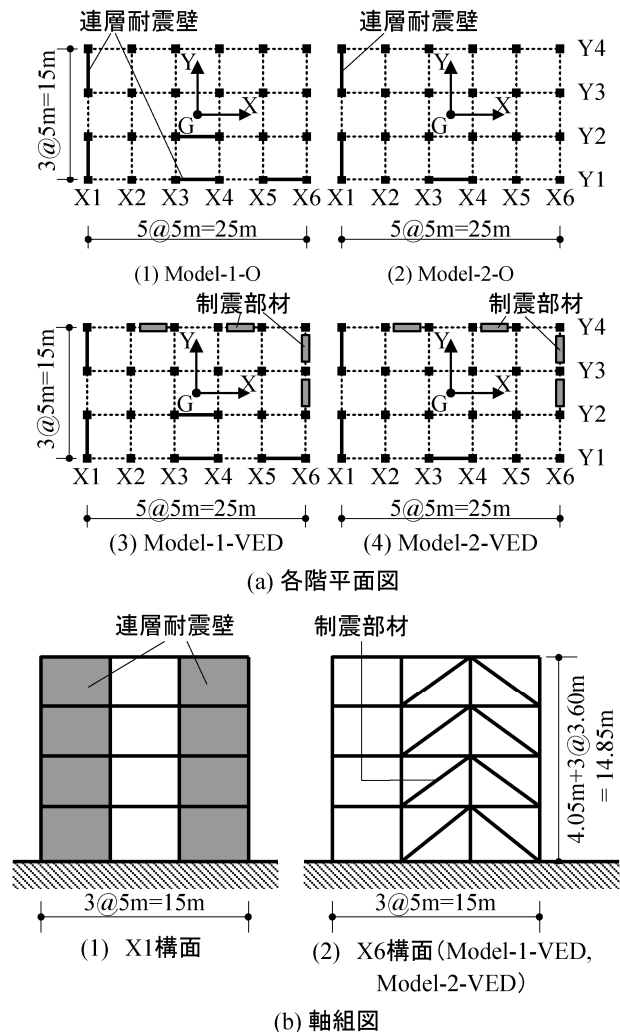


図-4 解析建物モデル

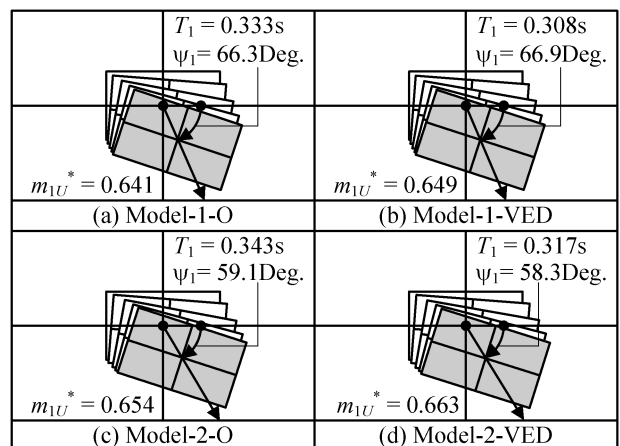


図-5 各解析建物モデルの弾性 1 次モード形

Taft 1952, Hachinohe 1968, Tohoku Univ. 1978, JMA Kobe 1995, Fukiai 1995) の主軸成分を用いた。図-6 に入力地震動の加速度応答スペクトル（減衰定数 5%）を示す。

解析パラメータは地震動の入力方向とし、非制震建物モデルの弾性 1 次モード応答の主軸方向（Model-1-O, Model-1-VED では X 軸から時計回りに 66.3 度の方向、Model-2-O, Model-2-VED では 59.1 度の方向）をそれぞれ基準として、15 度刻みに 360 度変化させて解析を行った。

4. 解析結果

図-7, 図-8 に X, Y 方向の剛側・柔側構面である構面 Y1, Y4 と構面 X1, X6 の各層最大層間変形角を示す。ここで、時刻歴応答解析による最大値は 6 波の平均値を用い、弾性 1 次モード応答の主軸方向を基準として、主軸方向、(主軸方向+45 度) 方向、(主軸方向+90 度) 方向、(主軸方向+135 度) 方向の結果を示す。

図-7(a)より、非制震建物モデルの Model-1-O では、Y 方向柔側構面である構面 X6 において、層間変形角が他の構面と比べて最も大きく、かつ弾性 1 次モード応答の主軸方向から地震動を入力した時 ($\psi = 66.3$ 度) に層間変形角が 1.62% となり、他の方向に地震動を入力した結果と比べて大きくなっている事が確認できる。これに対して、同図(a)より X 方向の剛側構面である構面 Y1 では (主軸方向+90 度) 方向 ($\psi = 156.3$ 度)、Y 方向の剛側構面である構面 X1 では (主軸方向+45 度) 方向 ($\psi = 111.3$ 度) から地震動を入力した時の方が、主軸方向から地震動を入力したときに比べて層間変形角が大きくなっている。以上により、構面により層間変形角が最も大きくなる入力方向が異なっている事が確認できる。

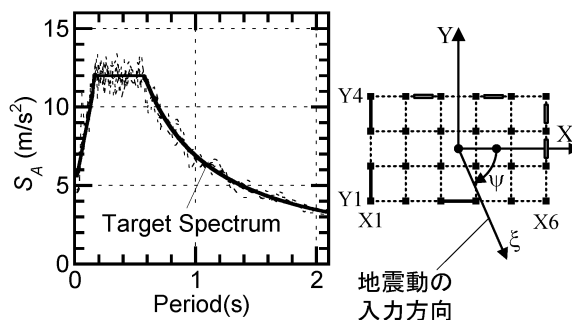


図-6 加速度応答スペクトル

一方、図-7 (b)より、制震建物モデルの Model-1-VED においても Model-1-O と同様の傾向が確認できる事に加えて、構面 X6 において $\psi = 66.3$ 度に入力した時の最大変形角が 0.72% となっており、最大層間変形角が目標値である 0.8% 以内となっている事がわかる。

同様の傾向は図-8 の Model-2-O, Model-2-VED についても見られ、Y 方向柔側構面である構面 X6 では $\psi = 59.1$ 度に入力した時の最大変形角が Model-2-O では 1.77%, Model-2-VED では 0.78% となっており、制震建物モデルである Model-2-VED では最大変形角が目標値である 0.8% 以内となっている。

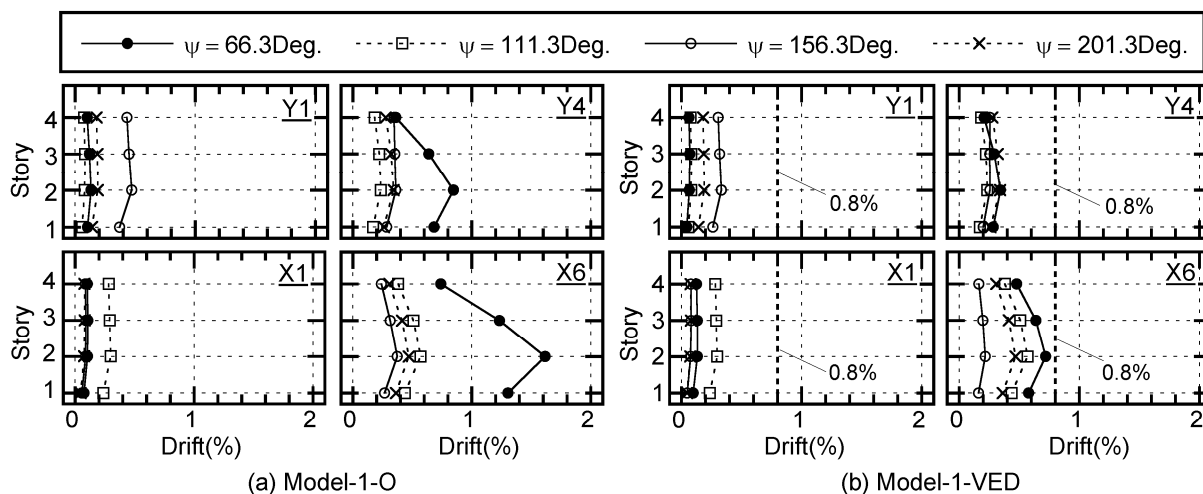


図-7 構面の各層最大層間変形角 (6 波の平均値, Model-1-O, Model-1-VED)

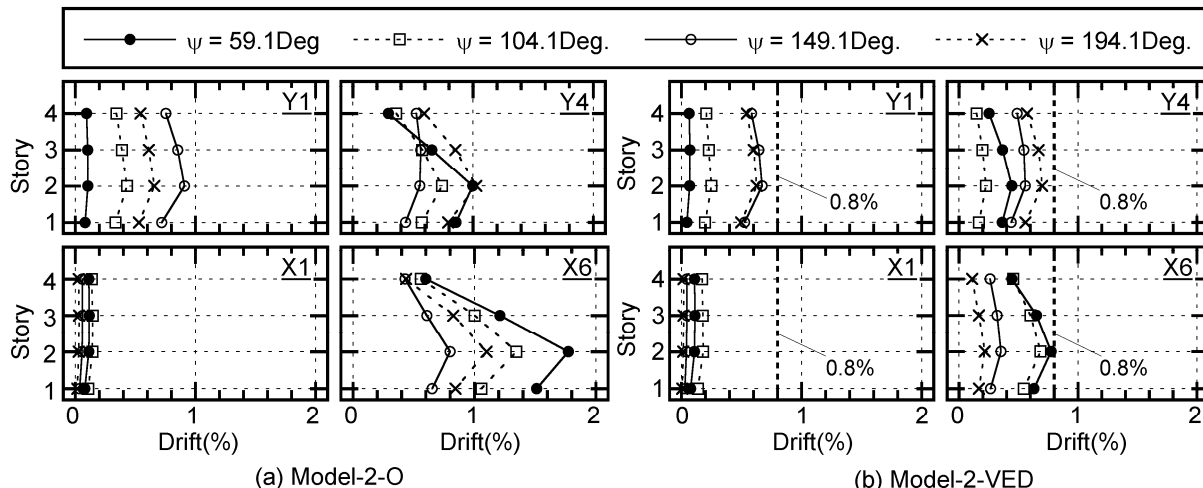


図-8 構面の各層最大層間変形角 (6 波の平均値, Model-2-O, Model-2-VED)

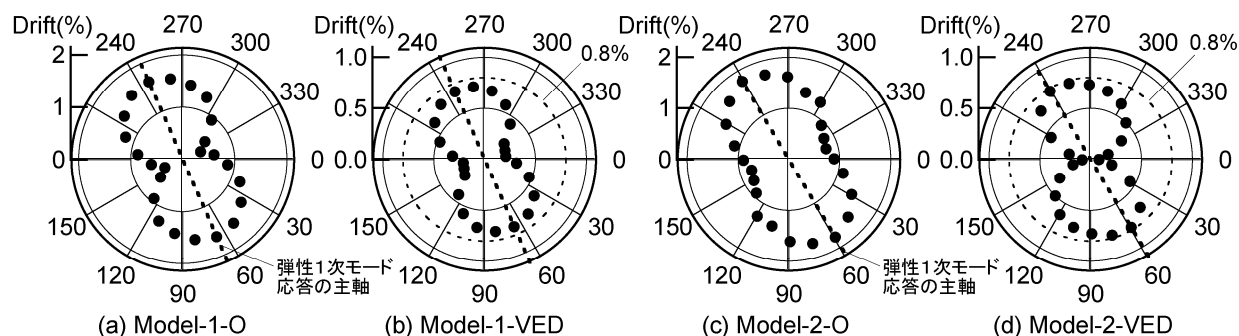


図-9 地震動の入力方向と構面 X6 の最大層間変形角 (6 波の平均値)

以下では、弾性 1 次モード形で振られ側となり最大変形が最も大きくなった構面 X6 の最大応答に着目して議論を進める。図-9 に各解析建物モデルにおいて、地震動の入力方向と構面 X6 の最大層間変形角 (全ての層における最大値) の関係を示す。なお、図-9 では、時刻歴応答解析結果は模擬地震動 6 波による平均値をプロットし、かつ図中に弾性 1 次モード応答の主軸方向を点線にて示している。図-9 より、構面 X6 では全てのモデルにおいて層間変形角が最も大きくなる入力方向が弾性 1 次モード応答の主軸方向とほぼ一致している事、および、制震建物モデルの Model-1-VED, Model-2-VED では全ての入力方向に対して、構面 X6 の最大層間変形角が概ね 0.8% 以内に収まっている事が確認できる。

ここで、全ての解析建物モデルにおいて構面 X6 の層間変形角が最大となる時の地震動の入力方向が弾性 1 次モード応答の主軸方向と概ね一致した理由としては、弾性 1 次モード応答の主軸方向は 1 次等価質量が最大となる方向である事、および、図-5 に示した弾性 1 次モード形において構面 X6 が振られ側の構面となっていることから、弾性 1 次モード応答の主軸方向から地震動を入力した時に 1 次モード応答が励起されて構面 X6 の応答が大きくなったためであると考えられる。

以上の事は、文献 2) において筆者が提案した多層偏心骨組の地震応答制御設計手法における「多層偏心骨組の 1 次モードで振られ側となる柔側構面の最大応答変位が最も厳しくなる方向が 1 次モード応答の主軸方向に一致する」という仮定が概ね妥当である事を示すものであると考えられる。従って、多層偏心骨組において 1 次モードで振られ側となる柔側構面が最大変形角の最も大きくなる構面であると考えられることから、弾性時の 1 次モード応答の主軸方向からの水平 1 方向地震入力を想定して制震部材の必要量を算定する文献 2) の手法は、多層偏心骨組の地震応答制御に有効であると考えられる。

5. まとめ

本論文では、文献 2) で提案した応答制御設計手法の検証を目的として、上記の応答制御設計手法に従って制震

部材の設置量を定めた多層偏心骨組に対して、任意方向から水平 1 方向地震動を入力した非線形時刻歴応答解析を実施した。ごく限られた解析建物モデルに対する結果ではあるが、本論文における結論を以下に記す。

- (1) 多層偏心骨組において、最大変形角が最も大きくなる入力方向は各構面で異なるが、1 次モード形で振られ側となる柔側構面においては、1 次モード応答の主軸方向と最大変形角が最も大きくなる入力方向とが概ね一致する。
- (2) 文献 2) で提案した応答制御設計手法に従って制震部材の設置量を定めた多層偏心骨組では、任意方向からの水平 1 方向地震動に対して、柔側構面の最大層間変形角が概ね目標値以内に収まった。従って、弾性時の 1 次モード応答の主軸方向からの水平 1 方向地震入力を想定して制震部材の必要量を算定する文献 2) の手法は、多層偏心骨組の地震応答制御に有効であると考えられる。

参考文献

- 1) 例えばコンクリート工学協会：コンクリート構造物の応答制御技術研究委員会報告書・論文集，コンクリート工学協会，2002. 6
- 2) 藤井 賢志：粘弾性制震部材を用いた鉄筋コンクリート造多層偏心骨組の地震応答制御設計手法，日本建築学会構造系論文集，第 73 巻第 634 号，pp.2195-2204，2008. 12
- 3) 笠井 和彦，大熊 潔：粘弾性ダンパー制振構造の近似解析法 (その 1, 2)，日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国)，B-2，pp.1001-1004，1999. 9
- 4) 柴田 明德：最新 耐震構造解析，森北出版，1981
- 5) 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
- 6) 日本免震構造協会：パッシブ制振構造設計・施工マニュアル，第 2 版，2005.9