

# 弾塑性建築架構の構成要素の地震応答 (続)

京都大学 小堀鐸二 南井良一郎 ○藤原悌三

## 1. まえがき

建築構造物の終局的な耐震安全性を評価するためには、建築架構全体の概格的な耐震安全性の検討とともに、架構を構成する柱、梁、耐震要素など個々の部材の耐震性の判定を具体的にこなうことが構成部材に塑性挙動を許す場合には重要であり、このような観点から、前報においては局所的な柱、梁部材に弾塑性履歴特性を与えた建築架構の地震応答解析法を示し、平面架構を対象とした地震応答から、特に、柱部材の安全性に注目して検討をすすめてきた。構造物の耐震設計の理念として常時死荷重を支持伝達している柱部材の終局的な耐震安全性は梁部材と同等あるいはそれ以上にとることが望ましく、そのためには梁強度を柱強度の2/3程度としておくれば、柱部材は弾性乃至は微かな塑性領域に収まる傾向にあること、梁中間荷重によって運動変位など概格的な応答は影響が小さいが部材靱性応答に与える影響は大きく、部材あるいはジョイントには十分な靱性を与える必要があることなどを示した後、梁崩壊型の架構の弾塑性地震応答解析の一方法について言及した。通常の建築物は三次元的なひろがりを持ち、地震波も地盤を通して種々の角度から入射することを考えると、柱部材の安全性は更に低下するものと予想され、本論文では建築構造物を各部材端部に弾塑性履歴特性をもつ架構に抽象する前報の手法を上下方向の慣性力をも含めた立体架構の地震応答解析法に拡張し、若干の数値例を示したものである。

## 2. 基礎方程式と解法

多層多張間立体架構の各層重心位置におけるX方向、Y方向および捻ねに関する無次元運動方程式は、前報と同様 (1) 式で与えられる。

$$\begin{pmatrix} [A_x][O][O] \\ [O][A][O] \\ [O][O][A_T] \end{pmatrix} \frac{d^2}{dt^2} + \begin{pmatrix} [b_{xx}][O][b_{rr}] \\ [O][b_{rr}][b_{rr}] \\ [b_{rx}][b_{rx}][b_{rr}] \end{pmatrix} \frac{d}{dt} + \begin{pmatrix} [m_{xx}][O][m_{rr}] \\ [O][m_{rr}][m_{rr}] \\ [m_{rx}][m_{rx}][m_{rr}] \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \{q_{xx}\} \\ \{q_{rr}\} \\ \{q_{rx}\} \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} [c_{xx}][O][O] \\ [O][c_{rr}][O] \\ [c_{rx}][c_{rx}][c_{rr}] \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \{p_x\} \\ \{p_r\} \\ \{p_t\} \end{Bmatrix} = - \begin{pmatrix} [a_x][O][O] \\ [O][A][O] \\ [O][O][A_T] \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_x \cdot \alpha_x(z) \{t\} \\ \alpha_y \cdot \alpha_y(z) \{t\} \\ \alpha_T \cdot \alpha_T(z) \{t\} \end{Bmatrix} \quad (1)$$

上式は各層床面を面内について剛と仮定したものであるが、一般に床面の面外方向は面内に比べ柔いため、上下方向の運動方程式は各架構の梁中央位置と柱頭に質量が集中するものとして (2) 式の如く表現する。

$$\begin{pmatrix} [a_c][O] \\ [O][a_n] \end{pmatrix} \frac{d^2}{dt^2} + \begin{pmatrix} [b_{cx}][b_{cn}] \\ [b_{nc}][b_{nn}] \end{pmatrix} \frac{d}{dt} + \begin{pmatrix} [c_{cp}][O] \\ [O][c_{nn}] \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \{p_t\} \\ \{p_n\} \end{Bmatrix} = - \begin{pmatrix} [a_c][O] \\ [O][a_n] \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_n \cdot \alpha_n(z) \{t\} \\ \alpha_n \cdot \alpha_n(z) \{t\} \end{Bmatrix} \quad (2)$$

こゝに、 $[a]$ ,  $[a_c]$ ,  $[a_n]$ ,  $[a_T]$  : 各層質量、梁中央に集中する質量、柱頭に集中する質量および回転

慣性に関するマトリックス,  $\{I_{x0}\}, \{I_{y0}\}, \{I_{z0}\}, \{I_{cx}\}, \{I_{cy}\}, \{I_{cz}\}$ ; 運動座標に関する  $X, Y$  方向重心変位と重心まわりの捻れ角および梁中央と柱頭の上下変位ベクトル,  $\{P_x\}, \{P_y\}, \{P_z\}, \{\hat{P}_x\}, \{\hat{P}_y\}$ ; 各部材の  $X, Y$  方向曲げモーメント, 捻れモーメントおよび柱頭質量によって生ずる軸方向力と梁復元力ベクトル,  $\{Q\}$ ; 減衰係数マトリックス,  $\{D\}$ ; 動的軸力を含む係数マトリックス,  $\{C\}$ ; 形状係数マトリックス,  $\alpha_x, \alpha_y, \alpha_T, \alpha_N$ ;  $X, Y, T, N$  方向外乱強度パラメーター,  $\alpha_x(\tau), \alpha_y(\tau), \alpha_T(\tau), \alpha_N(\tau)$ ; 無次元正規化外乱波形成数などの無次元量であり, 時間  $T$  は  $\tau = \sqrt{K/H} T/L$  により無次元化される。

(1) 式の第4項は架構の復元力を表わすが, その曲げモーメントを影響係数で表示すれば (3) 式となり, 塑性領域の変形に対しても弾性係数で与え与えられる。また, 部材軸力は上下方向運動変位と弾塑性ジョイントの軸方向変位で (4) 式の如く表現される。一方, 部材軸力は柱頭の慣性力および梁慣性力と梁剪断力の和として (5) 式から得られる。

$$\{P\} = [\lambda_1]\{\eta\} + [\lambda_2]\{\psi\}^b + [\lambda_3]\{P\} + [\lambda_4]\{\theta\}^c + [\lambda_5]\{\theta\}^b \quad (3)$$

$$\{P_N\} = [f_{N1}]\{\eta_N\} + [f_{N2}]\{\theta_N\} \quad (4)$$

$$[h_1]\{\theta\} = [h_1]\{P\}^b + [h_2]\{P\} = \{P_N\} - \{\hat{P}_N\} \quad (5)$$

ここに,  $\{\eta\}$ ; 各架構の変位ベクトル,  $\{\psi\}^b$ ; 梁部材回転角ベクトル,  $\{\theta\}^c, \{\theta\}^b, \{\theta_N\}$ ; 柱および梁弾塑性ジョイント領域の相対回転角と軸方向伸縮を表わすベクトル,  $[\lambda_j]$ ; 水平方向運動変位, 梁部材角, 梁中央慣性力, 柱相対回転角, 梁相対回転角に単位の变形または単位の力を与えたときの各ジョイントの曲げモーメントを表わす影響係数マトリックス,  $\{P\}$ ; 梁部材端に生ずる剪断力ベクトルである。一方, 梁中央の運動変位  $\{\eta\}$  は部材端部の境界条件と慣性力  $\{P\}$  から次式のように与えられる。

$$\{\eta\} = [L_1]\{\eta_N\} + [L_2]\{P\}^b + [L_3]\{P\} \quad (6)$$

いま, 塑性変形は各部材端部に想定した弾塑性ジョイント領域のみに生じ, その他各部材を弾性と仮定すると, ジョイント領域における断面力増分と変形増分の関係は降伏条件式と塑性流動則および塑性仕事式を用いて結局 (7) 式で表現される。

$$\begin{Bmatrix} \dot{P}_x \\ \dot{P}_y \\ \dot{P}_T \\ \dot{P}_N \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \beta_{xx} & \beta_{xy} & \beta_{xT} & \beta_{xN} \\ \beta_{yx} & \beta_{yy} & \beta_{yT} & \beta_{yN} \\ \beta_{Tx} & \beta_{Ty} & \beta_{TT} & \beta_{TN} \\ \beta_{Nx} & \beta_{Ny} & \beta_{NT} & \beta_{NN} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\eta}_x \\ \dot{\eta}_y \\ \dot{\eta}_T \\ \dot{\eta}_N \end{Bmatrix} \quad \left. \begin{array}{l} \beta_{ii} = 1 \\ \beta_{ij} = 0 \\ \beta_{ii} = 1 - \lambda \frac{\partial F}{\partial p_i} \\ \beta_{ij} = -\lambda \frac{\partial F}{\partial p_j} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{弾性域} \\ \text{塑性域} \end{array} \quad (7)$$

$$\lambda = \frac{\langle \frac{\partial \mathbf{z}}{\partial \mathbf{p}_i} \cdot \dot{\mathbf{g}}_i \rangle}{\frac{1}{c} \frac{d\mathbf{c}}{d\mathbf{p}} \langle \mathbf{p}_i \cdot \frac{\partial \mathbf{z}}{\partial \mathbf{p}_i} \rangle + \langle \frac{\partial \mathbf{z}}{\partial \mathbf{p}_i} \cdot \frac{\partial \mathbf{z}}{\partial \mathbf{p}_i} \rangle}$$

こゝに、 $c$ および $\mathbf{p}_i$ は相当断面力および相当塑性変形と定義し、 $c$ と $\mathbf{p}_i$ の間に一次元的な履歴曲線を与える。部材に硬化のないとすれば上式の分母第1項は零となる。

以上の諸式から、弾塑性ジョイントをもつ立体架構の地震応答を以下の手順で求める。

1. 運動方程式 (1), (2) 式より運動変位増分  $\Delta \mathbf{u}_1, \Delta \mathbf{u}_2, \Delta \mathbf{u}_3, \Delta \mathbf{u}_4$  および  $\Delta \mathbf{u}_5$  を得る。
2. 弾塑性ジョイント領域の断面力と変形の関係を弾性と仮定し、(3) ~ (6) 式を用いて断面力増分  $\Delta \mathbf{p}_1, \Delta \mathbf{p}_2, \Delta \mathbf{p}_3, \Delta \mathbf{p}_4$  と対応する変形増分  $\Delta \mathbf{z}_1, \Delta \mathbf{z}_2, \Delta \mathbf{z}_3, \Delta \mathbf{z}_4$  を算出する。
3. 弾塑性ジョイントの相当断面力が弾性範囲内にあれば次のステップへ進む。相当断面力が降伏條件式を満足しておれば (7) 式より各ジョイントの塑性域での変形増分を求めて (3) 式に戻る。
4. 新しく得られた変形増分が前の増分とほぼ等しくなるまで収斂させて次のステップへ進む。

### 3 数値例

弾塑性ジョイントをもつ架構に関する三層平面架構を対象とした既往の解析から、軸方向力の部材曲げ剛性に及ぼす影響は無視し得ること、柱強度比を梁強度比より若干大きくとることにより柱に微小な塑性挙動に抑え得ること、柱部材の安全性には降伏断面力状態にある弾塑性ジョイントの降伏条件が大きく影響することなどを指摘してきたが、本論文では、さらに、三方向と接ぬ慣性力を考慮して柱の安全性を検討するために第1図に示すような三層立体架構と解析の対象とする。解析モデルの動特性は既往の平面架構の解析結果との比較対照を容易にするため以下の如く選定する。

質量分布  $m_i = 1, 1, 1$

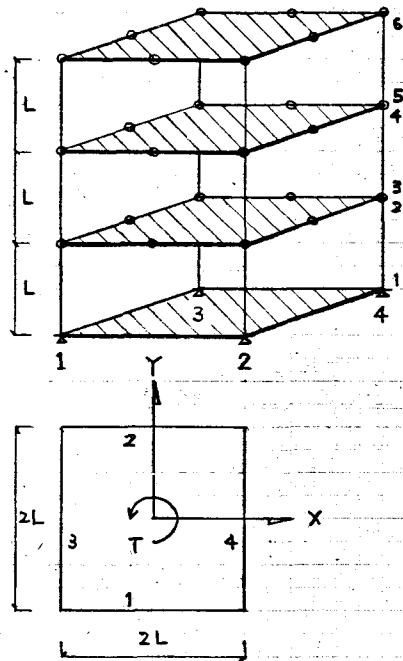
柱強度分布  $b_i = 1, 1, 1, 1, 1, 1$

柱剛性分布  $k_i = 1, 1, 1, 1, 1, 1$

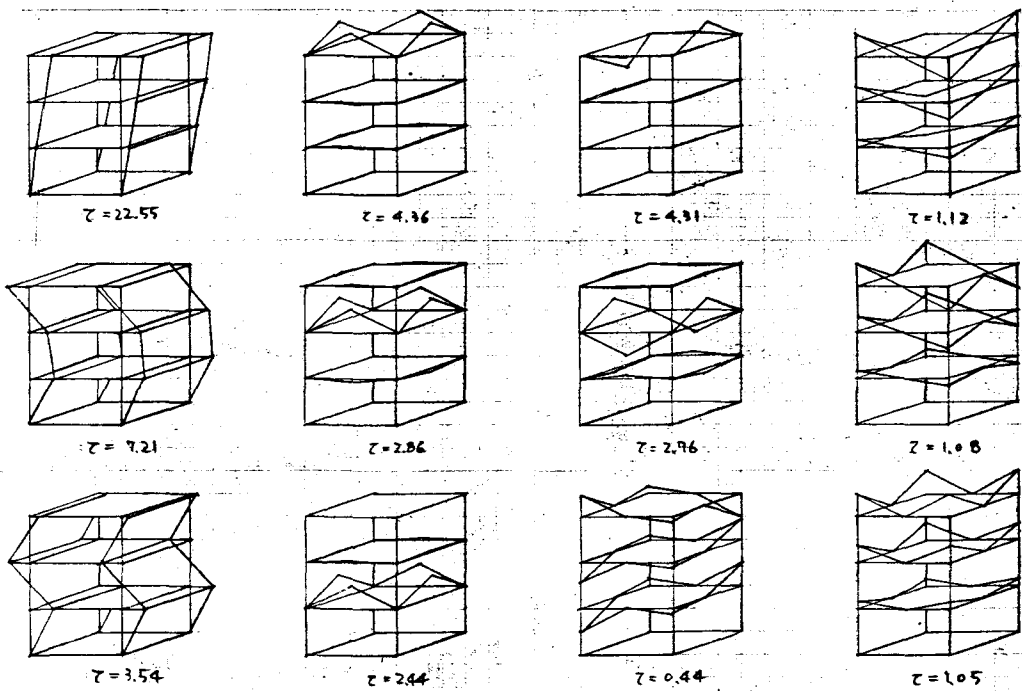
弾塑性ジョイント中と部材長さの比  $\Delta L/L = 1/20$ 、梁と柱の部材成比  $b = 1.2:1$ 、梁柱強度比  $\bar{\alpha} = 0.6$  とする。部材の曲げ耐力と軸方向耐力との比  $\mu = M_r/N_r H$  は各部材とも一様に  $1/\pi$  とするが、これは断面形状が中座の円形の場合に相当する。

第2図には梁中央質量と柱頭質量を等しくし、

性限相対回転角の基準量  $\Delta = 10^{-3}$  と  $\pi$  の無次元固有周期と各次の対応するモードを示す。柱材の伸縮は



第1図 解析モデル

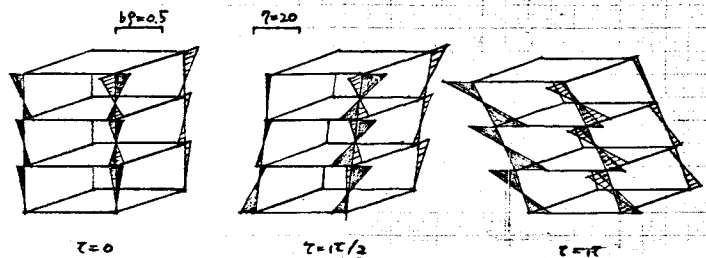
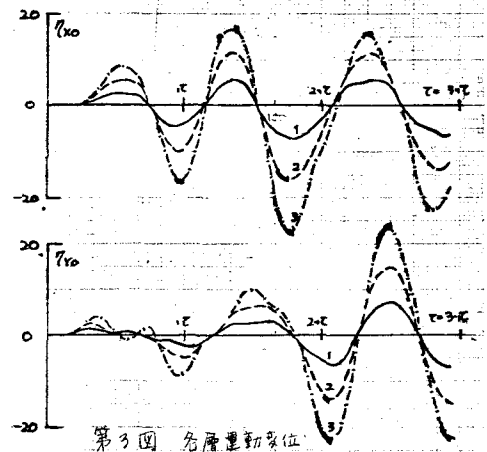


第2図 無次元固有周期および固有モード

よる影響が少ないため、梁中央の振巾が卓越する場合の周期は両端固定梁の周期と両端支持梁の周期の間に入る。第3図、第4図は強度パラメーター  $\alpha = 1.6 \frac{A_g}{S} = 1.0$ 、周波数パラメーター  $\psi = 1/T_d = 1/15$  の場合の Vernon 地震波形関数二成分を入力としたときの無次元運動変位  $\eta = \frac{x}{\Delta L}$  と曲げモーメント分布を示した図であり、太線部分は梁が降伏していることを意味する。若干、外乱強度が小さいためと  $\beta = 0.6$  としたため、柱は弾性域にあるが、第4図中央に見えぬ鉛直断面力による影響も充分予想されるが、内容の詳細についてはさらに検討する予定である。

参考文献

第18回橋梁構造工学研究発表会  
小堀、南井、藤原、弾塑性建築  
架構の構成要素の地震応答



第4図 変形モードと柱曲げモーメント