

弾塑性建築架構の構成要素の地震応答

京大 工学部 小堀 鐸二

京大 防災研 南井 良一郎

京大 工学部 藤原 悌三

1 まえがき

中層乃至は低層の建築物のように、その一次固有振動数が比較的高い構造物については、過去にとられた強震記録を入力波形とする地震応答解析の結果から、従来の設計法による建物の大部分が強い塑性挙動を示すであろうことはよく知られながら、このような建物では弾塑性挙動の複雑さに加えて地盤と構造物との連成効果を充分考慮する必要もあって、高層建物の挙動についてほかにより詳しく検討されているのに比べ、未だ中低層建物の適正な耐震設計法の確立を見ないのが現状である。一方、建物の震害の状況をみると、相当大きい加速度が作用したと考えられる場合でも、必ずしも建物全体の崩壊に至らないものも多いが、その原因としては振動エネルギーの地盤への消散、周辺地盤でのエネルギー消散とともに、建物を構成する部材あるいは接合部などの繰返し履歴によるエネルギー消費が考えられる。とはいえ、履歴によるエネルギー減衰を積極的に利用する立場にたつて、梁と同様柱部材にも強い塑性挙動を許すことは、柱の破壊が建物全体の崩壊に直接関係することの他、耐震安全性の一樣性の観点から疑問であり、特に、二方向水平入力や上下動成分に対する充分な検討がなされていない現段階では柱部材を弾性乃至は微小な弾塑性挙動に収め、梁部材の履歴消費に期待するように設計することが適切な方法と思われる。¹⁾

本論文では、微震外乱群を対象とする建築構造物の弾塑性終局耐震設計法に関連して、動的崩壊のメカニズムに則って終局的な耐震安全性を具体的に評価する研究の一環として、まず、2において、架構を構成する部材あるいは接合部等の構成要素の弾塑性履歴特性を考慮して構造要素に属する局所的な地震応答を評価する方法を示し、^{2-5), 7), 9)} それを用いた地震応答解析の結果から梁部材、柱部材の耐震安全性に関する若干の考察を加える。この方法は通常の剪断型等の質点系モデルによる解析に比し、一般的な構造要素の実験結果と局所的な地震応答に基づいて耐震安全性の判定を具体的にない得る点の特徴であり、大容量のコンピュータが開発された現状では、一般の高層架構にも適用し得る。然しながら、モデル化が具体的であるが故に個々の確定した構造物の analysis には適しているが synthesis の立場からの一般的な応答性状の把握には必ずしも適当とは限らず、従って、この観点から局所的な応答性状を失わない範囲で構造物のモデルの単純化を計ることも必要であろう。3では、柱の安全性を保持するという観点から柱を弾性とし、梁部材にのみ Ramberg-Osgood 型の履歴特性を与えた建築架構を対象として、鉛直荷重による初期条件の地震応答性状におよぼす影響について検討するとともに、各節点の回転角が各層毎に一樣であるという仮定を用いて曲げ降伏型架構の地震応答解析法の単純化を行ない、それを用いて若干の数値的検討を行なう。

2 弾塑性ジョイントをもつ架構の応答解析

特に、建築架構を構成する個々の構成要素に属する局所的な地震応答の性状を明らかにして具体的に耐震安全性を評価するために、部材端部あるいは接合部に弾塑性履歴特性をもつ有限ヤングジョイント領域を設定し、他を弾性と仮定し質量が座位置に集中するとしてモデル化を行なえば、揺れを含む

立体架構の重心に関する無次元運動方程式は次式のように表現される。²⁾

$$\left(\begin{Bmatrix} [a][0][0] \\ [0][a][0] \\ [0][0][a] \end{Bmatrix} \frac{d^2}{dt^2} + \begin{Bmatrix} [b_{xx}][0][0] \\ [0][b_{yy}][0] \\ [0][0][b_{zz}] \end{Bmatrix} \frac{d}{dt} + \begin{Bmatrix} [n_{xx}][0][0] \\ [0][n_{yy}][0] \\ [0][0][n_{zz}] \end{Bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} \{ \dot{\gamma}_{xx} \} \\ \{ \dot{\gamma}_{yy} \} \\ \{ \dot{\gamma}_{zz} \} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} [c_{xx}][0][0] \\ [0][c_{yy}][0] \\ [0][0][c_{zz}] \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \{ \rho_x \} \\ \{ \rho_y \} \\ \{ \rho_z \} \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} [a][0][0] \\ [0][a][0] \\ [0][0][a] \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_x \alpha_y(z) \\ \alpha_y \alpha_x(z) \\ \alpha_x \alpha_y(z) \end{Bmatrix} \quad (1)$$

こゝに、左辺第一項は、順次、慣性項、粘性減衰項、永年変位に伴って生ずる軸力による剪断力項、即ち、P-Δ効果を意味し、第二項はモーメントで表現された架構の復元力である。各部材のモーメント $\{ \rho \}$ は次式のように節点の運動変位 $\{ \gamma \}$ 、弾塑性ジョイントの相対回転角 $\{ \theta \}$ および節点回転角 $\{ \phi \}$ によって表現される。

$$\begin{Bmatrix} \{ \rho_x \} \\ \{ \rho_y \} \\ \{ \rho_z \} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} [f_{xx}][0][0] \\ [0][f_{yy}][0] \\ [0][0][f_{zz}] \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \{ \gamma_x \} \\ \{ \gamma_y \} \\ \{ \gamma_z \} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} [z_{fx}][0][0] \\ [0][z_{fy}][0] \\ [0][0][z_{fz}] \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \{ \theta_x \} \\ \{ \theta_y \} \\ \{ \theta_z \} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} [z_{fx}][0] \\ [0][z_{fy}] \\ [0][0] \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \{ \phi_x \} \\ \{ \phi_y \} \\ \{ \phi_z \} \end{Bmatrix} \quad (2)$$

(2) 式の各架構節点の運動変位 $\{ \gamma \}$ は架構床面の剛性が大きく、その断面変形が無視できる場合は (3) 式のように重心変位で表現され、一方部材の軸力は重力による静的な軸力 $\{ n_0 \}$ と動的応答によって生ずる動的軸力の和として (4) 式のように表わされる。また、各節点では (5) 式に示す曲げモーメントの釣合が成立する。

$$\begin{Bmatrix} \{ \gamma_x \} \\ \{ \gamma_y \} \\ \{ \gamma_z \} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} [l_{xx}][0][0] \\ [0][l_{yy}][0] \\ [0][0][l_{zz}] \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \{ \gamma_{xx} \} \\ \{ \gamma_{yy} \} \\ \{ \gamma_{zz} \} \end{Bmatrix} \quad (3) \quad \{ n \} = \{ n_0 \} + [h_{xx}][h_{yy}] \begin{Bmatrix} \{ \rho_x \} \\ \{ \rho_y \} \end{Bmatrix} \quad (4) \quad \begin{Bmatrix} [g_x][0] \\ [0][g_y] \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \{ \rho_x \} \\ \{ \rho_y \} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{ 0 \} \\ \{ 0 \} \end{Bmatrix} \quad (5)$$

また、複合応力状態にある部材の降伏条件 (6) 式と塑性流動則 (7) 式を用い、さらに、一般に材料の歪硬化を考慮して (7) 式の比例定数 λ を塑性仕事概念を用いて (8) 式のように相当断面力 C と相当塑性変形 $\bar{\epsilon}$ を含んで表現すればこれらの諸式から、弾塑性ジョイントにおける断面力増分と変形増分との関係が得られる。

$$\Phi(\rho_x, \rho_y, \rho_z, n) = C \quad (6) \quad \frac{\dot{\rho}_x}{\frac{\partial \Phi}{\partial \rho_x}} = \frac{\dot{\rho}_y}{\frac{\partial \Phi}{\partial \rho_y}} = \frac{\dot{\rho}_z}{\frac{\partial \Phi}{\partial \rho_z}} = \frac{\dot{n}}{\frac{\partial \Phi}{\partial n}} = \lambda \quad (7)$$

$$\lambda = \frac{\langle \frac{\partial \Phi}{\partial \rho_i} \cdot \dot{\rho}_i \rangle}{\frac{1}{C} \frac{dC}{d\bar{\epsilon}} \langle \rho_i \cdot \frac{\partial \Phi}{\partial \rho_i} \rangle + \langle \frac{\partial \Phi}{\partial \rho_i} \cdot \frac{\partial \Phi}{\partial \rho_i} \rangle} \quad (8)$$

結局、任意ジョイントの断面力増分は (9) 式のように全変形増分によって表現され、それを一般的に表すと (10) 式となる。

$$\dot{\rho}_i = \dot{\rho}_i - \frac{\langle \frac{\partial \Phi}{\partial \rho_i} \cdot \dot{\rho}_i \rangle}{\frac{1}{C} \frac{dC}{d\bar{\epsilon}} \langle \rho_i \cdot \frac{\partial \Phi}{\partial \rho_i} \rangle + \langle \frac{\partial \Phi}{\partial \rho_i} \cdot \frac{\partial \Phi}{\partial \rho_i} \rangle} \cdot \frac{\partial \Phi}{\partial \rho_i} = \beta_{ij} \dot{\rho}_j \quad (9) \quad \begin{Bmatrix} \{ \dot{\rho}_x \} \\ \{ \dot{\rho}_y \} \\ \{ \dot{\rho}_z \} \\ \{ \dot{n} \} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} [A_{xx}][A_{xy}][A_{xz}][A_{xn}] \\ [A_{xy}][A_{yy}][A_{yz}][A_{yn}] \\ [A_{xz}][A_{xy}][A_{zz}][A_{zn}] \\ [A_{xx}][A_{xy}][A_{xz}][A_{zn}] \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \{ \dot{\gamma}_x \} \\ \{ \dot{\gamma}_y \} \\ \{ \dot{\gamma}_z \} \\ \{ \dot{\theta}_x \} \end{Bmatrix} \quad (10)$$

以上の諸式において $[a]$ ；質量， $[n]$ ；回転慣性， $[b]$ ；粘性減衰係数， $[n]$ ；軸力を含むマトリックス， $\{ \gamma \}$ ；運動座標に関する重心の変位と各架構節点の変位， $\{ \rho \}$ ， $\{ \theta \}$ ；弾塑性ジョイントのモーメントと相対回転角ベクトル， α ， $\alpha(z)$ は外乱強度パラメータと正規化外乱波形関数を意

味する。また、(8), (9) 式中の $\langle \rangle$ は内積を表わし、いずれも無次元表示したものである。以上のような詳細なモデルに関する基礎式に対応する地震応答出力は、当然、具体的、直接的な構成要素に関する耐震安全性の尺度でなければならないが、未だ不明確な諸要素も多く、従って現段階では局所的な地震応答として弾塑性ジョイント相対回転角、あるいは関連する最大靱性率、または最終履歴消費エネルギー率などを採用するのが適当と思われ、それらは次式のような物理的意味をもつ。別に、局所的な応答として接合部のモーメント、また、概括的な応答としての架構各層、運動変位や全消費エネルギーなども、勿論、架構の耐震安全性の評価に役立つ出力である。

$$\{\theta\} = \frac{\{M\}}{\Delta}, \quad \{r_E^0\} = \{\theta\}_{\max}, \quad \{r_E^1\} = \left\{ \frac{2}{\delta \Delta} \int_0^{\delta} \frac{d\theta}{dT} \Big|_p dT \right\}, \quad \{\rho\} = \frac{\{M\}}{\alpha \delta B}, \quad \{\eta\} = \frac{\{X\}}{\Delta C} \quad (11)$$

こゝに、 $\bar{B}$, Δ , $\bar{r} = \bar{B}/\Delta$, $\bar{C}$ はそれぞれ降伏モーメント、弾性限相対回転角、剛性、長さの基準量であり、 $\{x\delta\}$, $\{\delta\}$ などは強度分布、弾性限変位分布を表わす。

以上の基礎式を用いて部材軸力の地震応答に及ぼす影響について検討した結果、部材に作用する動的軸力により部材の降伏耐力が低下するために柱の靱性率応答はかなり大きくなり、従って、柱が塑性域に入るような設計をする場合には柱の靱性、即ち、塑性変形能力に充分注意を払う必要がある、架構の層間変位など概括的な応答には軸力の影響は左右の柱で打ち消されて鋭い効果は示さない、また、所謂 P- Δ の影響は架構の固有周期に表われるが、それを復元力履歴勾配の変動として評価することが可能であるなどの結論を得た。⁴⁾ 他方、地震動の立体的な動きと立体架構の地震応答解析の例として二方向入力と非対称架構を対象とした一層架構の解析結果からは、二方向の曲げモーメントの interaction を考慮に入れると最大靱性率応答が可成り大きくなる場合もあり、柱が塑性化するような場合には、平面架構に対する耐震安全性の検討だけでは相当危険側の評価を行なうことになるであろうことを指摘した。⁷⁾ これらの研究結果から、柱に弾塑性挙動を許す設計を行なう場合には、充分な靱性、延性のある材料、設計施工法に留意する必要がある、この傾向は地震の上下動成分を考慮するとき、更に強く要求されるわけで、これらの条件を充分満足する設計、施工法の開発とともに、その基礎資料とすべき局所的な耐震解析法を確立する必要性が喚起されるとともに、現段階においては、柱を弾性乃至は微小弾塑性の範囲に収めるような設計方針についても検討しておくことはやはり大切な課題であろう。このような観点から、こゝでは、一つの節点に集まる梁部材の強度の和と柱部材の強度和との比 β をパラメーターとし、柱弾性の設計の可能性を調べる目的で行なった解析結果から若

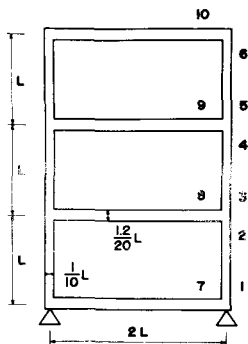


図-1

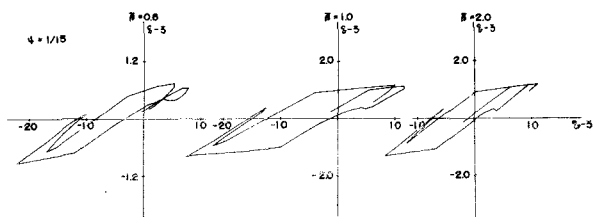


図-2

干の数値例を示す。⁵⁾ 解析モデルは図-1に示す一様質量分布の3層平面架構であり、柱の強度分布は $\beta=1, 0.74, 0.46$ 、弾塑性ジョイント中と部材長の比 $\Delta L/L=1/20$ 、ジョイントの復元力特性の第2、第1分枝剛性比0.025、臨界減衰比1%とし、Vernon S82'E地震記録の波形関数を入力波とした場合の応答結果を図-2～5に示す。まず、3層の復元力履歴を縦軸に剪断力 $Q=Q/L/\bar{u}$ 、横軸に相対変位 $\bar{u}=x_r/\Delta L$ をとって図-2に示すが β が大きいと剪断型のモデル化で妥当な近似とみえるが、梁が弱くなると下層の変形が影響してかなり複雑な挙動を示している。また、各層間変位の最大値は弾性限ポテンシャルエネルギーの小さい $\beta=1$ で大きく、外乱周波数パラメータ ψ （架構基本固有周期と外乱継続時間の比）が $1/20$ では一般に応答は大きくなるが、3層に限れば2次振動成分の強調される $\psi=1/15$ で最も大きい層間変位を示すことが図-3よりみられる。更に、局所的な応答性状では図-4に示すように、 $\beta<1$ で梁の最大靱性率が大きくなるのは当然であるが $\beta=0.5\sim0.7$ 程度にすると柱の応答を充分制御することが可能であることがわかる。たゞ、 $\psi=1/15$ のとき、即ち振動の高次成分が増加するような場合には β の値を多少小さく選ぶ必要があることが指摘される。尚、これらの図は図-1の各ジョイント位置に対応する最大靱性率である。図-5は $\beta=0.6, \psi=1/15$ の場合、特に応答が増大する時間を選んで190 step から300 stepまでの運動変位と曲げモーメントの変動を示したもので、図中印はその箇所の弾塑性ジョイントが降伏していることを意味している。柱の強度を $\beta=0.6$ と少し強くしても変形モードによって柱にも塑性挙動が現われているが概ね梁が降伏している様子が伺える。

3 Ramberg-Osgood型の履歴特性をもつ部材で構成される平面架構の応答解析

先の方法は建築架構の接合部特性を、履歴主軸力とのinteractionなどとも含めて比較的忠実に追跡し得る故、局所的な地震応答解析と実験との対照によって耐震安全性を評価するのに便利な方法と考えられるが、弾塑性挙動をジョイント領域に限定し、また、歪硬化によって降

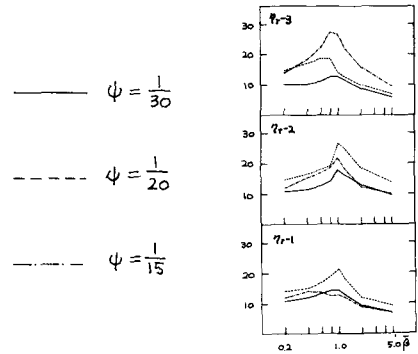


図-3

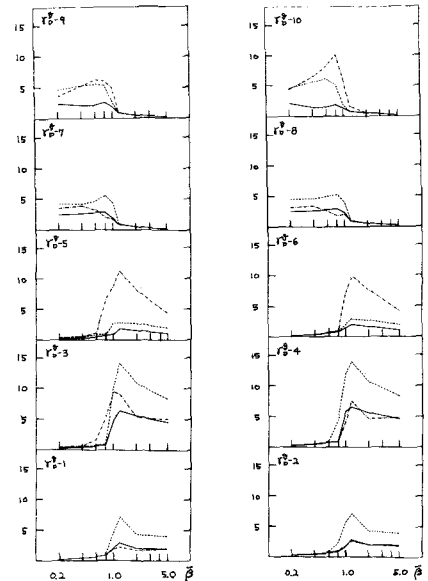


図-4

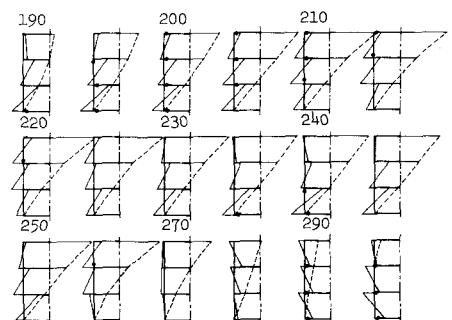


図-5

伏性正の剛性をもつ場合にもジョイント領域を固定することになるので、その対象を接合部など特殊な部分に限定すれば妥当な場合もあるが、一般的な弾塑性材料から成る梁、柱部材については塑性領域の移動、拡大なども考慮し得る方法が望ましい。従って、本節では、部材の断面にRamberg-Osgood型の履歴特性を導入した解法について説明するとともに、鉛直荷重による初期条件が地震応答に及ぼす影響について検討する。^{9,10)} まず部材中間に荷重の作用する梁部材を対象として部材端部からの距離での曲げモーメントと曲率の関係が(12)式を満足するものとするとき端部の回転角と曲げモーメントは(13)式で与えられる。

$$\varphi_{\xi} = \frac{1}{1+\alpha'} \{ m_{\xi} + \alpha' m_{\xi}^{2r+1} \} \quad (\text{処女曲線}) \quad \frac{\varphi_{\xi} - \varphi_{\xi 0}}{2} = \frac{1}{1+\alpha'} \left\{ \frac{m_{\xi} - m_{\xi 0}}{2} + \alpha' \left(\frac{m_{\xi} - m_{\xi 0}}{2} \right)^{2r+1} \right\} \quad (\text{分岐曲線}) \quad (12)$$

$$\dot{\varphi}_{ji} - \dot{\psi} = -\frac{2}{1+\alpha'} \int_0^1 \{ 1 + \alpha(2r+1) \tilde{m}_{\xi}^{2r} \} \tilde{m}_{\xi} \cdot \xi \cdot d\xi = AB \dot{m}_{ij} + AA \dot{m}_{ji} + AC \dot{p} \quad (13)$$

$$\dot{\varphi}_{ij} - \dot{\psi} = BB \dot{m}_{ij} + BA \dot{m}_{ji} + AC \dot{p}$$

こゝに、 $\tilde{m}_{\xi}$ は処女曲線、分岐曲線に応じて m_{ξ} または $\frac{m_{\xi} - m_{\xi 0}}{2}$ を採用する。P は部材中間の鉛直荷重によって生ずる曲げモーメントを表わすパラメータであり、 α' 、 r は部材の履歴曲線の形を定める定数である。また φ_{ξ} 、 m_{ξ} はそれぞれ曲率と曲げモーメントの降伏値に対する無次元量であり、前節の無次元化の方法と若干異なり次式のような有次元諸量との対応を示す。

$$\varphi' = \frac{\Phi}{\Phi_L / 6 \kappa \delta l} \quad , \quad m = \frac{M}{\kappa \delta B} = \frac{\beta}{\kappa \delta} \equiv p \quad , \quad \varphi = \frac{\Phi}{\Phi} = \alpha \delta \frac{l}{\kappa} \quad , \quad \varphi' = \frac{x}{\Phi L^2} \quad (14)$$

一方、柱部材などでは、中間荷重は無視し得るが軸力との interaction が重要になり、前節(6)式の関係を任意断面に適用して断面力と変形の増分の関係を導くと結局(15)式の稜角法公式が増分形式で導かれる。

$$\dot{\varphi}_{ji} - \dot{\psi} = -\int_0^1 \varphi_{\xi}^e \cdot \xi \cdot d\xi - \frac{\alpha'}{1+\alpha'} (2r+1) \int_0^1 c_{\xi}^{2r} \left(\frac{\tilde{m}_{\xi}}{c_{\xi}} \dot{\tilde{m}}_{\xi} + \frac{\tilde{m}_{\xi}}{c_{\xi}} \tilde{n}_{\xi} \cdot \dot{\tilde{n}}_{\xi} \right) \xi \cdot d\xi \equiv AB \dot{m}_{ij} + AA \dot{m}_{ji} + AN \dot{n} \quad (15)$$

$$\dot{\varphi}_{ij} - \dot{\psi} = BB \dot{m}_{ij} + BA \dot{m}_{ji} + BN \dot{n} \quad \dot{\delta} = NB \dot{m}_{ij} + NA \dot{m}_{ji} + NN \dot{n}$$

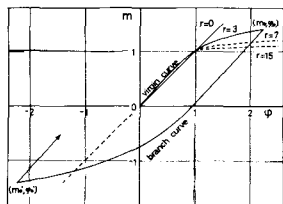


図-6

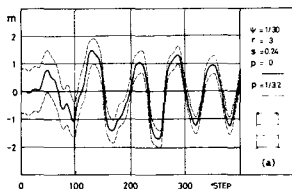


図-8(a)

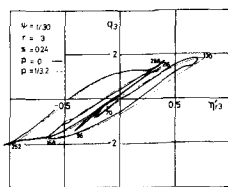


図-9(a)

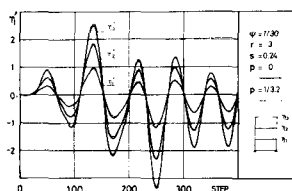


図-7

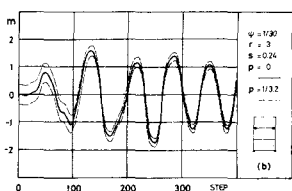


図-8(b)

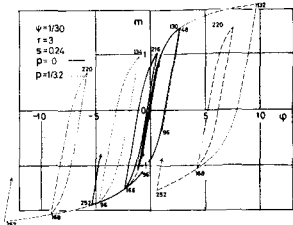


図-9(b)

一般に動的な状態では、部材の反曲角が逐次移動するため (13), (15) 式の積分は数値積分によらなければならないが、この場合は断面力が大いと考えられる部材両端と載荷点で断面力増分の符号変化を代表させて解析を進める。図-6 には基本となる $m-g$ 関係と $\alpha=0.1$ の場合について示す。図-7~9 は梁部材中央に降伏モーメント $9.5/16 \cdot \kappa \delta$ の端部モーメントを生ずるような集中荷重を加え、柱を弾性とした場合の各層運動変位 $\{u\}$ 、最上層と3階床梁の左右端部モーメント $\{m\}$ 、3層復元力特性 $\{g_3 - g'_3\}$ および最上層梁両端部の履歴 $m-g$ をそれぞれ無次元量で示したもので、荷重のない $p=0$ の場合と $p=5/16 \cdot \kappa \delta$ の場合とで各層運動変位には殆んど差は生じないが梁のモーメントは鉛直荷重によって最初左右端部で異なっているが塑性履歴を繰返すことによって次第に両者は近づく傾向にあり、それは完全弾塑性部材ほど顕著に表われる。一方、層復元力は初期条件の影響をあまり含まないが、部材の $m-g$ 履歴には顕著であり、鉛直荷重を無視したときには、層間変位応答がそれほど大きくない場合でも個々の部材にはかなりの靱性が補償されねばならないことを示している。尚、これらは前節同様 Vernon S82E の入力波形を採用し外乱強度および周波数パラメータ $\alpha=1.0$ $\psi=1/30$ の場合である。

以上、架構を構成する各部材の局所的な地震応答は、層などを対象とした概略的な地震応答と比較して、interaction や initial condition など種々の影響を受けて複雑となり、また、応答解析の結果と実験結果とを直接比較し耐震安全性を評価するためにもこのような詳細な地震応答解析が必要となることを述べたが、一般的な架構の靱特性と地震応答特性との関連を検討する場合、例之ば適正な動力学特性を抽出するような目的に対しては、地震外乱の不確定な性質や建物の多様性から考えて、多少、複雑にするため最も主要な性質に注目して構造物のモデルを簡略化することも場合によっては必要となる。建築物の振動モデルとして最も単純であり、それ故、通常の弾塑性建物で採用される剪断型質梁系モデルでは、図-2 の右端に見る如く柱部材が塑性化するような設計の場合には大略架構の弾塑性挙動を把握することが可能であるが、柱を弾性あるいは弱い塑性挙動に抑制するような設計方針をとる場合には剪断型モデルではなく、或る層の変形挙動が他層の復元力特性にも影響するようなモデルを採用するのが望ましい。従って、以下では上述の局所的な応答の性質を踏まえ、梁崩壊型の特性を持つ一つの解法を示す。いま、 N 層 M 張面架構を対象とすれば各節点の回転角は鉛直荷重や剛性分布によって一般に異なるが、梁柱の特性が各層において比較的均一であれば、塑性まで考えた場合、初期の荷重の応答への影響は前節及び本節前半でみたように、概略的な応答に対しては少なうと考えられるため、各層の節点回転角を全て等しいと仮定し、各層の柱および梁剛比の和でその層の剛性を代表させる。

$$\theta_i \equiv \theta_{ij} \quad (16) \quad k_i \equiv \sum_{j=1}^{M+1} k_{ij} \quad , \quad g_i \equiv \sum_{j=1}^M g_{ij} \quad (17)$$

$$(2k_i + 2k_{i+1} + 3g_i) \theta_i + k_i \theta_{i-1} + k_{i+1} \theta_{i+1} - 18k_i (\eta'_i - \eta'_{i-1}) - 18k_{i+1} (\eta'_{i+1} - \eta'_i) = 0 \quad (18)$$

一方、柱梁の曲げモーメント増分の i 層についての総和は (19) 式で得られる。

$$\begin{aligned} \beta_{ci}^B &= \frac{1}{3} k_i (2\theta_{i-1} + \theta_i - 18(\eta'_i - \eta'_{i-1})) \quad , \quad \beta_{ci}^T = \frac{1}{3} k_i (2\theta_i + \theta_{i-1} - 18(\eta'_i - \eta'_{i-1})) \\ \beta_{bi}^L &= \beta_{bi}^R = \frac{1}{3} g_i (3\theta_i) \end{aligned} \quad (19)$$

こゝに、 $\beta_{ci} = \kappa \delta_i m_i$ であり、suffix B, T, L, R はそれぞれ柱脚、柱頭、左端、右端を意味しており、

梁のモーメントと曲率に Ramberg-Osgood の関係と仮定すると節点の回転角増分は中間荷重を無視すれば (12) 式より直ちに (20) となり、或る時刻における梁の剛性は (21) 式の如く履歴を含む関数で与えられる。¹⁰⁾

$$\theta_i = \frac{\kappa \delta_i}{k_i} \left\{ 1 + 3\alpha' \frac{2r+1}{2r+3} \tilde{m}_i^{2r} \right\} \dot{\tilde{m}}_i \quad (20)$$

$$g_i(r) = \frac{k_i}{1 + 3\alpha' \frac{2r+1}{2r+3} \tilde{m}_i^{2r}} \quad (21)$$

いま、柱のモーメントを (22) 式、梁のモーメントを (23) 式で与え、(24) 式の釣合を考慮すると平面架構の運動方程式は (25) 式で一般に与えられる。

$$\{\dot{\theta}\} = [f_{1c}]\{\dot{\theta}\} - [f_{2c}]\{\dot{\eta}\} \quad (22), \quad \{\dot{\theta}\} = [f_{1b}]\{\dot{\theta}\} \quad (23), \quad [g_c]\{\dot{\theta}\} + [g_b]\{\dot{\eta}\} = \{0\} \quad (24)$$

$$[a] \frac{d^2}{dt^2} + [b] \frac{d}{dt} + [n_0]\{\eta\} + [c]([f_{1c}][g_c][f_{1c}] + [g_b][f_{1b}])^T [g_c][f_{2c}] - [f_{2c}]\{\eta\} = -[a]\{1\} \alpha \cdot d(z) \quad (25)$$

梁柱ともに弾塑性挙動をする場合 (25) 式の剛性マトリックスを step by step の逆マトリックスの解から求めねばならないが、こゝでは、柱弾性の仮定を許すために次式の如く $\{\dot{\theta}\}$ に関する運動方程式に変換する。

$$\{\eta\} = ([g_c][f_{2c}])^T ([g_c][f_{1c}] + [g_b][f_{1b}])\{\dot{\theta}\} \quad (26)$$

$$([a_1] + [g_b][f_{1b}]) \frac{d^2}{dt^2} + ([b_1] + [b_b][g_b][f_{1b}]) \frac{d}{dt} + [n_1] + [n_2][g_b][f_{1b}] + [c_1] + [c_2][g_b][f_{1b}]\{\dot{\theta}\} = [P]\{1\} \alpha \cdot d(z) \quad (27)$$

(27) 式で時間依存するマトリックスは $[f_{1b}]$ のみであり、他のマトリックスは時間に関係しない。また、 $[g_b][f_{1b}]$ は diagonal matrix, $[a_1] = [g_c][f_{1c}]$ は tri-diagonal matrix となり、外乱 $[P]\{1\}$ は 1 層以外は零となる。無次元時間で 1 は前節の 2^0 とは若干異なり $2 = \frac{1}{2} \left(\frac{E \cdot K_0}{H} \right)^{\frac{1}{2}} T$ として有次元の時間 T と結ばれる。

(27) 式から剪断型質点系とは同様の手順で曲げ崩壊型の弾塑性架構の地震応答を求めることが可能となり、以下に柱脚固定の 3 層架構の数値例を示す。柱梁の動特性は前述のモデルと同様 $\beta = 0.6$, 強度分布 $\{1, 7/9, 5/9, 1.0, 0.8, 0.3\}$, 剛性分布 $\{1, 7/9, 5/9, 1.28, 0.96, 0.4\}$ をもつ無減衰架構で柱は弾性とし、梁の $m-g$ 関係には (20) 式を採用する。まず、図-10 は架構の基本固有周期に同調する余弦波一波を加速度

入力としたときの各層運動変位を実線であらわし、実線はそれぞれの節点回転角の時刻歴で、横軸 200 step が基本周期を意味する。図中 60, 160, 250, 350 step における曲げモーメントと変形モードを示した。同じ架構モデルに Ver-

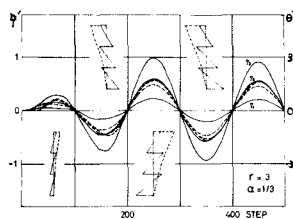


図-10 (a)

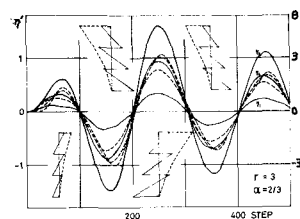


図-10 (b)

non 82'E 波形関数を入力としたときの $\alpha = 1.0$, $\psi = 1/5$ の場合の運動変位を梁の弾性的場合 ($r=0$) と $r=3$ について図-11 に示す。両図から、強度パラメータ α が大きいほど、また、非線形性 r が大きいほど履歴減衰が顕著に見られ、モーメントの反曲点は時間によって移

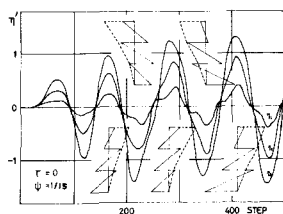


図-11 (a)

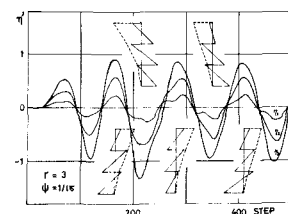


図-11 (b)

動する傾向が強い。尚、このモデルの場合、外乱強度パラメータ $\alpha=1$ とは base shear 係数 0.32 で設計された建物について 0.3g の最大加速度振巾をもつ外乱を想定したことになり、 $\alpha=2/3$ の余弦波入力の場合で最大靱性率（節ま回転角）は約 3 程度となっている。

4 おわりに

本論文では梁橋を構成する部材、接合部など構成要素に関する局所的な耐震安全性の評価方法に関連して、主として柱の安全性を保持するという観点から、梁柱端部に弾塑性ジョイントをもつ建築梁橋モデルについて柱を弾性乃至微小弾塑性範囲に設計するための条件について検討するとともに、局所的な接合部または部材の履歴挙動が地震応答に与える影響について考察した。このような詳細なモデルによる地震応答解析法は、或る設計された梁橋の耐震解析には通しているといえるが、設計の基礎資料を得るための一般性のある結論を導くことには必ずしも通していない。一般に、概略的な耐震安全性の尺度で表わされた地震応答には断面力間の interaction や曲げモーメントの初期条件などの局所的な特性の影響は二次的であり、従って、一般的な地震応答の傾向を把握するような問題では、これら詳細な地震応答の結果を充分念頭においた上で、主要な構造物の安全性に着目してモデルの単純化をしようとする場合も生じるわけで、例えば、柱は弾性で梁のみ弾塑性とする設計方針に対しては取扱ったような曲げ型質要素の近似解法も妥当であろう。数値例は今までの研究との関連する層梁橋を対象としたが、勿論、多層多張回の梁橋についても適用できるわけで、最近のコア形式の建物など所謂梁崩壊の梁橋には有用であろう。終りに御協力頂いた研究室の諸氏に感謝の意を表わします。

参考文献

1. 棚橋謙・小堀鐸二・金多深・大東照：終局変位設計法（その1.耐震の見地からの考察）、構造物の安全性に関する研究発表会講演集、昭和30年9月
2. Berg, G.V. and DaDeppo, D.A.: Dynamic Analysis of Elasto-plastic Structures, ASCE, Vol.86, No.EM2, April, 1960
3. 小堀鐸二・南井良一郎・池田昌穂：弾塑性接合部を含む梁橋の地震応答解析法、第2回災害科学総合講演会、昭和40年10月
4. 小堀鐸二・南井良一郎・藤原悌三：弾塑性ジョイントをもつ梁橋の地震応答—軸力を考慮した場合—、日本地震工学会シンポジウム講演集、昭和41年10月
5. 小堀鐸二・南井良一郎・藤原悌三：弾塑性ジョイントを含む梁橋の地震応答—梁柱の強度分布と応答分布の関係—、京都大学防災研究所年報、第12号A、昭和44年3月
6. Nigam, M.C. and Housner, G.W.: Elastic and Inelastic Response of Framed Structures during Earthquakes, Proc. of the 4th WCEE, Jan., 1969
7. 小堀鐸二・南井良一郎・藤原悌三：降伏曲面を考慮した構造物の接合部応答、京都大学防災研究所年報、第13号A、昭和45年3月
8. 南井良一郎：構造物の非線形履歴地震のモデル化について、第7回災害科学総合シンポジウム講演集、昭和45年11月
9. 小堀鐸二・南井良一郎・藤原悌三：R-D型弾塑性建築梁橋の応答解析、京都大学防災研究所年報、第14号A、昭和46年4月
10. Goel, S.C.: Inelastic Behavior of Multistory Building Frames Subjected to Earthquake Motion, Ph.D. Thesis, Univ. of Michigan, Dec., 1967