等価線形化法による既存中層鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の
地震時最大応答変形の推定精度ACCURACY OF PREDICTED PEAK RESPONSE OF EXISTING MIDDLE-RISE STEEL REINFORCED
CONCRETE BUILDING USING EQUIVALENT LINEARIZATION TECHNIQUE

藤井 賢志*

Kenji FUJII

In this paper, the peak seismic response of an existing middle-rise steel reinforced concrete (SRC) building, which is composed both brittle and ductile members, is evaluated by the equivalent linearization technique and its accuracy is discussed. In this study, nonlinear time-history analyses of an example SRC building is carried out considering the strength degradation of shear-dominated brittle members, by using two groups of artificial ground motions; the phase angles are given by uniform random value and envelope function for the first group of ground motions, and for the another group their phase angles are given from records of the past earthquakes. The results show that the accuracy of the predicted peak response by the equivalent linearization technique is strongly depends on the phase characteristics of ground motions. To evaluate the difference of nonlinear response of an analyzed building, the substitute damping defined at peak response is calculated and compared to that defined at end.

Keywords: existing steel reinforced concrete building, equivalent linearization technique, equivalent damping, phase characteristic

既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物, 等価線形化法, 等価粘性減衰定数, 位相特性

1 はじめに

近年, 新築建築物の耐震設計のみならず, 既存建築物の耐震性能評価においても, 想定される地震動に対する対象建築物の地震応答を陽な形で評価できる手法が必要とされている^{例え(ば) 1), 2)}. この方法として, 対象建築物が地震時に代表的な単一のモードで応答すると仮定し, 静的漸増載荷解析に基づき対象建築物の等価 1 自由度系縮約を行って最大応答を推定する手法(等価線形化法)が開発されている^{例え(ば) 3)}. 一方, 1981 年以前に設計された既存の中層鉄筋コンクリート造ならびに鉄骨鉄筋コンクリート造(以下それぞれ RC 造, SRC 造と表記)建築物を対象として, 日本建築学会において等価線形化法による地震応答評価の適用可能性が検討されている⁴⁾.

既存 RC 造ならびに SRC 造建築物では, せん断破壊により変形能力の乏しい挙動を示す部材と曲げ破壊により変形能力の高い挙動を示す部材(以下, それぞれせん断破壊型部材, 曲げ破壊型部材と表記)の混在している場合が多い. 従って, これら既存建築物に対し等価線形化法を適用する場合, せん断破壊型部材で耐力低下が生じる領域での応答推定精度の検討が重要な課題となる. 既存建築物への等価線形化法の適用性に関する既往の解析的検討としては, 1 自由度系を対象

としたもの^{例え(ば) 5)~7)}, せん断系モデルを対象としたもの^{例え(ば) 8), 9)}, 骨組モデルを対象としたもの^{例え(ば) 10)~13)}がある. これらの検討において, 既存建築物の最大応答変位は, 応答の正負での偏りを適切に考慮した等価粘性減衰定数を用いることで推定可能^{5)~7)}, またはせん断破壊型部材を順次取り除いて評価することで推定可能^{8)~10)}と結論づけられている. しかしながら, これらの結論は, 位相特性をランダムで与えて包絡線を一意的に与えた模擬地震動による解析結果に基づく範囲での結論であって, 位相特性による応答の違いに関する十分な議論がなされているとはいえない. これに関して, 例えば文献 14)において菅野らは, せん断破壊する柱材と曲げ破壊する柱部材からなる並列 1 自由度系に対する擬似動の実験により, 入力地震動の応答スペクトルが同一であっても, 位相特性の違いにより並列 1 自由度系の最大応答変位が大きく異なることを示している. 同様の結果は, 中層 SRC 造建築物を対象とした筆者らの検討¹¹⁾においても示されている. 以上から, 耐力低下の伴う既存建築物の最大応答の推定にあたり, 位相特性の影響を検討する必要があると考える.

本論文では, 文献 11), 13)の検討で用いた中層 SRC 造建築物を対象として, 等価線形化法を用いて最大応答を推定し, 模擬地震動の位相

* 千葉工業大学工学部建築都市環境学科 教授・博士(工学)

Prof., Dept. of Architecture and Civil Engineering, Faculty of Engineering, Chiba Institute of Technology, Dr.Eng.

特性による推定精度の違いについて検討を行う。具体的には、推定精度の違いを、時刻歴応答解析の動的縮約に基づく縮約等価 1 自由度系の substitute damping¹⁹⁾による等価粘性減衰定数の評価に着目して検討する。なお、本論文は、文献 13)にて発表した内容に、追加検討を行って再構成したものである。

2 等価線形化法による最大応答推定の概要

2.1 等価 1 自由度系モデルの運動方程式

初めに、多自由度系モデルから等価 1 自由度系モデルの運動方程式を定式化し、最大応答の推定における仮定条件を整理する。多層平面骨組（層数： N ）の非線形運動方程式は、式(1)で表される。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{d}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{d}} + \mathbf{f}_R = -\mathbf{M}\mathbf{1}a_g \quad (1)$$

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & & 0 \\ & \ddots & \\ 0 & & m_N \end{bmatrix}, \mathbf{d} = \begin{Bmatrix} y_1 \\ \vdots \\ y_N \end{Bmatrix}, \mathbf{f}_R = \begin{Bmatrix} f_{R1} \\ \vdots \\ f_{RN} \end{Bmatrix}, \mathbf{1} = \begin{Bmatrix} 1 \\ \vdots \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (2)$$

ここで、 $\mathbf{M}$ は質量マトリクス、 $\mathbf{C}$ は減衰マトリクス、 $\mathbf{d}$ 、 $\mathbf{f}_R$ はそれぞれ各階床重心での変位ベクトルならびに復元力ベクトル、 a_g は地動加速度、 m_j ($j=1 \sim N$) は各階床質量、 y_j は各階床水平変位、 f_{Rj} は各階床水平復元力である。ここで、対象とする平面骨組の応答が線形・非線形領域を問わず 1 次モードが卓越していると仮定し、 $\mathbf{d}$ 、 $\mathbf{f}_R$ がそれぞれ 1 次モードベクトル $\beta_1 \boldsymbol{\phi}_1$ を用いて式(3)で表されると仮定する。

$$\mathbf{d} = \beta_1 \boldsymbol{\phi}_1 D_1^*, \mathbf{f}_R = \mathbf{M}(\beta_1 \boldsymbol{\phi}_1) A_1^* \quad (3)$$

式(3)において、 D_1^* は 1 次モードの等価変位、 A_1^* は 1 次モードの等価加速度であり、それぞれ式(4)で定義される。

$$D_1^* = \frac{\beta_1 \boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{M} \mathbf{d}}{M_1^*}, A_1^* = \frac{\beta_1 \boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{f}_R}{M_1^*} \quad (4)$$

$$M_1^* = \beta_1 \boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{M} \mathbf{1} = \beta_1^2 \boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_1 = \frac{(\boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{M} \mathbf{1})^2}{\boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_1} \quad (5)$$

$$\beta_1 = \frac{\boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{M} \mathbf{1}}{\boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_1} \quad (6)$$

式(5)で定義される M_1^* を 1 次モードの等価質量と呼ぶ。式(3)を式(1)に代入し、さらに両辺に左側よりベクトル $\beta_1 \boldsymbol{\phi}_1^T$ を掛けて整理すると、等価 1 自由度系モデルの非線形運動方程式が式(7)で得られる。

$$\ddot{D}_1^* + \frac{C_1^*}{M_1^*} \dot{D}_1^* + A_1^* = -a_g \quad (7)$$

$$C_1^* = \beta_1^2 \boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{C} \boldsymbol{\phi}_1 \quad (8)$$

ここで、 C_1^* は、1 次モードの等価粘性減衰係数である。

2.2 静的漸増載荷解析に基づく等価 1 自由度系縮約

前項の等価 1 自由度系モデルの運動方程式の導出にあたり、留意すべき仮定条件は 2 つある。すなわち、既に述べたように(a)対象とする多層平面骨組の応答が線形・非線形領域を問わず 1 次モードが卓越していること、ならびに(b)各階床の変位ベクトル $\mathbf{d}$ と復元力ベクトル $\mathbf{f}_R$ が互いに 1 次モードベクトル $\beta_1 \boldsymbol{\phi}_1$ で関連付けられていることである。

ここで、静的漸増載荷解析の各ステップ（ステップ数： n ）における変位ベクトルを $\mathbf{n}\mathbf{d}$ 、復元力ベクトルを $\mathbf{n}\mathbf{f}_R$ とする。このとき、上の条件(b)に関しては、静的漸増載荷解析の n ステップに対応する 1 次モードの等価固有円振動数 ${}_n\omega_{1eq}$ を式(9)で定義すると、式(3)から式(10)の関係が得られることで明らかとなる。

$${}_n\omega_{1eq}^2 = {}_nA_1^* / {}_nD_1^* \quad (9)$$

$$\mathbf{n}\mathbf{f}_R = \mathbf{M}({}_n\beta_1 \mathbf{n}\boldsymbol{\phi}_1) {}_n\omega_{1eq}^2 {}_nD_1^* = {}_n\omega_{1eq}^2 \mathbf{M}_n \mathbf{d} \quad (10)$$

ここで、 ${}_nD_1^*$ ならびに ${}_nA_1^*$ は 1 次モードの等価変位ならびに等価加速度、ベクトル ${}_n\beta_1 \mathbf{n}\boldsymbol{\phi}_1$ は n ステップに対応する 1 次モードベクトルである。式(10)は、静的漸増載荷解析に基づき等価 1 自由度系縮約を行う場合、多層平面骨組が線形・非線形領域を問わず $\mathbf{n}\mathbf{d}$ と $\mathbf{n}\mathbf{f}_R$ が満足すべき条件である。このためには、厳密には非線形領域での 1 次モード形の変動を考慮した静的漸増載荷解析が必要となる。本論文では、各ステップでの固有値解析を行って非線形領域での 1 次モードベクトルを定め、これに比例する水平変位分布を強制する「変位モード強制型静的漸増載荷解析（Displacement-Based Mode-Adaptive Pushover Analysis, 以下 DB-MAP 解析と表記）」¹⁰⁾を用いることとした。

本論文での DB-MAP 解析の仮定条件は以下の 5 つである。本解析の詳細に関しては、文献 10), 13)に示されているので参照されたい。

- 1) 部材の非線形ばねの復元力特性は正負対称とする。
- 2) 各ステップの多層平面骨組の 1 次モードベクトル $\mathbf{n}\boldsymbol{\phi}_1$ は、当該ステップでの等価剛性を用いた固有値解析より定める。
- 3) 各部材の非線形ばねの当該ステップでの等価剛性は、前ステップまでの最大変形（正負両領域における絶対値の大きい側の変形）に対する割線剛性で近似する。なお、第 1 ステップでの等価剛性は非線形ばねの初期剛性（弾性剛性）とする。
- 4) 各ステップで多層平面骨組に強制する変形分布は、上記 2), 3)より定まる 1 次モードベクトル $\mathbf{n}\boldsymbol{\phi}_1$ と相似とする。
- 5) 各部材の非線形領域において除荷が生じる場合、その除荷剛性は破壊形式にかかわらず、3)で定まる等価剛性とする。

なお、本論文での DB-MAP 解析では、文献 10), 13)での仮定に加えて新たに仮定条件 5)を追加した。これは、特定層において顕著な除荷が生じた場合であっても式(10)を満足させるためである。

静的漸増載荷解析の n ステップにおける変位ベクトル $\mathbf{n}\mathbf{d}$ 、復元力ベクトル $\mathbf{n}\mathbf{f}_R$ が得られれば、 n ステップにおける 1 次モードの等価変位 ${}_nD_1^*$ と等価加速度 ${}_nA_1^*$ がそれぞれ式(11), (12)より得られる。

$${}_nD_1^* = \frac{\beta_1 \boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{M}_n \mathbf{d}}{{}_nM_1^*} = \frac{\mathbf{n}\mathbf{d}^T \mathbf{M}_n \mathbf{d}}{\mathbf{n}\mathbf{d}^T \mathbf{M} \mathbf{1}} = \frac{\sum_j m_j y_j^2}{\sum_j m_j y_j} \quad (11)$$

$${}_nA_1^* = \frac{{}_n\beta_1 \mathbf{n}\boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{n}\mathbf{f}_R}{{}_nM_1^*} = \frac{\mathbf{n}\mathbf{d}^T \mathbf{n}\mathbf{f}_R}{\mathbf{n}\mathbf{d}^T \mathbf{M} \mathbf{1}} = \frac{\sum_j y_j f_{Rj}}{\sum_j m_j y_j} \quad (12)$$

ここで、式(11), (12)は式(4)において 1 次モードベクトル ${}_n\beta_1 \mathbf{n}\boldsymbol{\phi}_1$ が $\mathbf{n}\mathbf{d}$ に比例すると仮定して得られるものである。

2.3 等価線形化法における等価周期・等価粘性減衰定数の評価

式(11), (12)から ${}_nD_1^*$ と ${}_nA_1^*$ が得られれば、 n ステップでの 1 次モードの等価固有円振動数 ${}_n\omega_{1eq}$ は式(9)より定まる。従って、 n ステップでの 1 次モードの等価周期 ${}_nT_{1eq}$ は式(13)より得られる。

$${}_nT_{1eq} = \frac{2\pi}{{}_n\omega_{1eq}} = 2\pi \sqrt{\frac{{}_nD_1^*}{{}_nA_1^*}} \quad (13)$$

一方、 n ステップでの等価粘性減衰定数 ${}_nh_{1eq}$ は、本研究では式(14)

より推定した.

$${}_n h_{eq} = \frac{\sum_k {}_n h_{eqMk} {}_n W_{eMk} + \sum_k {}_n h_{eqQk} {}_n W_{eQk} + \sum_k {}_n h_{eqNk} {}_n W_{eNk}}{\sum_k {}_n W_{eMk} + \sum_k {}_n W_{eQk} + \sum_k {}_n W_{eNk}} \quad (14)$$

ここで, ${}_n h_{eqMk}$, ${}_n h_{eqQk}$, ${}_n h_{eqNk}$ は, それぞれ n ステップでの部材 k の曲げばね(M), せん断ばね(Q), 軸方向ばね(N)の等価粘性減衰定数, ${}_n W_{eMk}$, ${}_n W_{eQk}$, ${}_n W_{eNk}$ は, それぞれ n ステップでの各部材の曲げばね, せん断ばね, 軸方向ばねのポテンシャルエネルギーである.

本論文では, 文献 11), 13)と同様, 部材モデルとして材中央部にせん断ばねを有する材端剛塑性ばねモデルを用いてモデル化した. その際, 梁と一般の柱部材では逆対称分布, 連層耐震壁では対称分布と別々の分布を仮定したため, ${}_n h_{eqMk}$, ${}_n W_{eMk}$ の算定式を仮定した曲率分布に応じて別にする必要がある. まず部材 k の曲率分布を逆対称分布と仮定した場合, ${}_n h_{eqMk}$ と ${}_n W_{eMk}$ をそれぞれ式(15), (16)より算定する.

$${}_n h_{eqMk} = \frac{1}{2} \frac{L_{0k}}{{}_n W_{eMk}} \left\{ \left(\frac{{}_n h_{eqMk1}}{{}_n \alpha_{eqk1}} {}_n M_{k1}^2 + \frac{{}_n h_{eqMk2}}{{}_n \alpha_{eqk2}} {}_n M_{k2}^2 \right) + h_0 ({}_n M_{k1} - {}_n M_{k2})^2 \right\} \quad (15)$$

$${}_n W_{eMk} = \frac{1}{2} \frac{L_{0k}}{6EI_k} \left\{ \left(\frac{{}_n M_{k1}^2}{{}_n \alpha_{eqk1}} + \frac{{}_n M_{k2}^2}{{}_n \alpha_{eqk2}} \right) + ({}_n M_{k1} - {}_n M_{k2})^2 \right\} \quad (16)$$

ここで, E はヤング係数, I_k , L_{0k} は部材 k の断面 2 次モーメントならびに部材内法長さである. 加えて, ${}_n M_{k1}$, ${}_n M_{k2}$ は n ステップ目での部材 k の端部 1, 2 での材端曲げばねの曲げモーメント, ${}_n \alpha_{eqk1}$, ${}_n \alpha_{eqk2}$ は n ステップ目での部材 k の端部 1, 2 での材端曲げばねの等価剛性(割線剛性)低下率, ${}_n h_{eqMk1}$, ${}_n h_{eqMk2}$ は n ステップ目での部材 k の端部 1, 2 での材端曲げばねの等価粘性減衰定数, h_0 は初期時における減衰定数 (=0.05) である. 一方, 部材 k の曲率分布を対称分布と仮定した場合には, ${}_n h_{eqMk}$ と ${}_n W_{eMk}$ をそれぞれ式(17), (18)より算定する.

$${}_n h_{eqMk} = \frac{1}{2} \frac{L_{0k}}{{}_n W_{eMk}} \left\{ 3 \left(\frac{{}_n h_{eqMk1}}{{}_n \alpha_{eqk1}} {}_n M_{k1}^2 + \frac{{}_n h_{eqMk2}}{{}_n \alpha_{eqk2}} {}_n M_{k2}^2 \right) - h_0 ({}_n M_{k1} + {}_n M_{k2})^2 \right\} \quad (17)$$

$${}_n W_{eMk} = \frac{1}{2} \frac{L_{0k}}{6EI_k} \left\{ 3 \left(\frac{{}_n M_{k1}^2}{{}_n \alpha_{eqk1}} + \frac{{}_n M_{k2}^2}{{}_n \alpha_{eqk2}} \right) - ({}_n M_{k1} + {}_n M_{k2})^2 \right\} \quad (18)$$

本論文では, n ステップでの端部 l ($l=1,2$) での材端曲げばねの等価粘性減衰定数 ${}_n h_{eqMkl}$ は式(19)より算定した.

$${}_n h_{eqMkl} = \begin{cases} h_0 \sqrt{{}_n \alpha_{eqMkl}} & : {}_n \mu_{Mkl} \leq 1 \\ 0.25 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{{}_n \mu_{Mkl}}} \right) + h_0 \sqrt{{}_n \alpha_{eqMkl}} & : {}_n \mu_{Mkl} \geq 1 \end{cases} \quad (19)$$

ここで, ${}_n \mu_{Mkl}$ は n ステップまでに生じた, 部材 k の端部 l の材端曲げばねの最大塑性率である. なお, 式(19)は, 本論文では減衰を瞬間剛性比例型(弾性 1 次モードに対して 5%)と仮定したことと対応させ, 通常の限界耐力計算で用いられている式を修正したものである.

一方, 部材 k のせん断ばねに関する等価粘性減衰定数 ${}_n h_{eqQk}$ とポテンシャルエネルギー ${}_n W_{eQk}$ は, 曲率分布の仮定によらず, それぞれ式(20), (21)より算定した.

$${}_n h_{eqQk} = h_0 \sqrt{{}_n \beta_{eqk}} \quad (20)$$

$${}_n W_{eQk} = \frac{1}{2} \frac{1}{{}_n \beta_{eqk} G A_{Sk} L_{0k}} ({}_n M_{k1} + {}_n M_{k2})^2 \quad (21)$$

ここで, ${}_n \beta_{eqk}$ は n ステップ目での部材 k のせん断ばねの等価剛性(割線剛性)低下率, G はせん断弾性係数, A_{Sk} は部材 k のせん断変形用断面積である. なお, 式(20)は本論文では非線形せん断ばねの復元力特性を原点指向型と仮定していることから, 履歴吸収エネルギーを 0 として等価剛性の低下分のみを考慮したものである.

最後に, 部材 k の軸方向ばねに関する等価粘性減衰定数 ${}_n h_{eqNk}$ とポテンシャルエネルギー ${}_n W_{eNk}$ は, それぞれ式(22), (23)より算定した.

$${}_n h_{eqNk} = h_0 \quad (22)$$

$${}_n W_{eNk} = \frac{1}{2} \frac{L_{0k}}{E A_{Nk}} ({}_n N_k - {}_0 N_k)^2 \quad (23)$$

ここで, A_{Nk} は部材 k の軸方向変形用断面積, ${}_n N_k$ は n ステップ目での部材 k の軸方向力, ${}_0 N_k$ は部材 k の鉛直荷重による初期軸力である. 式(22), (23)は, 本論文では鉛直部材の軸方向変形を線形弾性挙動として扱っていることと対応させたものである.

本論文では, 等価 1 自由度系モデルの最大応答の推定に際し, 各ステップでの等価粘性減衰定数 ${}_n h_{eq}$ による応答スペクトルの低減は, 限界耐力計算で用いられている式(24)を用いて評価した.

$$F({}_n h_{eq}) = \frac{1.5}{1 + 10 {}_n h_{eq}} \quad (24)$$

3 解析諸元

3.1 解析対象建築物の概要

解析対象建築物は, 文献 11), 13)の検討で用いた, 1978 年度建設(団地管理年度)の地上 7 階建て, (地下階なし)の集合住宅である. Fig. 1(a)に, 対象建築物の基準階平面図を, 同図(b), (c)に桁行方向構面の軸組図を示す. 同図(a)に示すように, 対象建築物は桁行方向 7 スパン, 梁間方向 1 スパンである. 構造形式は, 1 ~ 2 層が充腹型の SRC 造, 3 層以上が RC 造である. Fig. 2 に構面の軸組詳細図を示す. 解析対象建築物の詳細に関しては, 文献 11), 13)を参照されたい.

3.2 対象建築物のモデル化

本研究での対象建築物のモデル化は, 文献 13)と同様にして行った. 以下, 詳細は文献 13)に譲ることとし, 紙面の都合上, 主として文献 13)からの変更箇所を中心に述べる. なお, 文中の各部材の「曲げ破壊型」「せん断破壊型」の分類は, 耐震診断基準^{16), 17)}に従って算定した終局曲げ強度と終局せん断強度に基づき行った.

Fig. 3 に各部材の非線形ばねの復元力特性を示す. なお, 図中の M_y ならびに Q_{su} は, それぞれ上記の終局曲げ強度, 終局せん断強度の値を用いている. 文献 13)では, せん断破壊型部材のせん断終局後の耐力低下域でのモデル化の違いが, 地震応答と等価線形化法の応答推定精度に及ぼす影響を確認するため, Fig. 3(b)における非線形せん断ばねの耐力低下域での勾配を決める係数 β_2 の値を 3 種類に仮定したが, 本論文では, 結論に大きな影響を及ぼすような差異がみられなかったことから, $\beta_2 = -0.02$ の 1 ケースに絞って報告する. この場合, せん断ばねの耐力が $0.01 Q_{su}$ まで低下するときのせん断変形角の値は $0.016 \sim 0.020$ となる. この値は, 既往の RC 柱部材の実験結果(例えば 18)~22)と概

Fig. 1 Model building

Fig. 2 Detail of frame elevations

ねに対応するものとする。なお、柱部材におけるせん断耐力喪失後の軸力保持能力に関しては、Fig. 1 から明らかなように全ての柱部材に長い直交壁を有することから、文献 23)と同様に直交壁の存在が軸力保持能力に寄与するものと考え、せん断耐力喪失点（せん断耐力が $0.01Q_{su}$ まで低下した点）を超えて応答する場合も軸力保持能力を維持するものと仮定した。

Fig. 4 に非線形ばねの履歴モデルを示す。曲げばねの履歴モデルは、同図(a)に示す、文献 24)の Muto モデルにおいて降伏後の除荷剛性が塑性率に応じて低下するように修正したモデル、一方のせん断ばねの履歴モデルは同図(b)に示す原点指向型モデルとした。

Fig. 3 Envelope of force-deformation relationship

Fig. 4 Hysteresis model of nonlinear spring

減衰は瞬間剛性比例型とし、弾性 1 次モードに対し減衰定数 5%と仮定した。ただし、せん断破壊型部材が耐力低下域で応答する場合、前述の見かけ上の剛性（弾性剛性の 10^{-9} 倍）に対して減衰を定めた。なお、RC 造建築物の応答解析では、履歴モデルとして Muto モデルを用いる場合、Muto モデルでは降伏点以前では原点指向で履歴減衰がないことため、初期剛性比例型減衰を用いることが一般的である。しかし、文献 25)での梁降伏型の RC 造弱小モデルの地震応答観測結果に対する筆者の検討から、履歴モデルとして Muto モデルを用いて減衰を瞬間剛性比例型とした時刻歴応答解析でも観測による最大応答と良好に対応して問題ないと判断できることから、本論文では上述の通り瞬間剛性比例型を採用した。時刻歴応答解析の数値積分法は Newmark の β 法 ($\beta=1/4$) とし、積分時間刻みは 5.00×10^{-4} 秒とした。なお、本論文の解析では P- Δ 効果の影響は考慮していない。

3.3 入力地震動

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 2 種地盤）の設計用応答スペクトルに適合するように作成された模擬地震動 15 波とした。Fig. 5 に模擬地震動の擬似加速度応答スペクトル（減衰定数 5%）を、Fig. 6 に模擬地震動の波形を示す。ここで、Fig. 5(a) に示す模擬地震動は、大川出博士の作成した模擬地震動 10 波で、文献 26)に基づき位相角を一樣乱数で与えて継時特性を包絡線と与えたものである。本論文では、以下ではこれらの模擬地震動を Art-RAN00 ~09 と表記し、これらを一まとめにして「位相ランダム波群」と表記する。Fig. 6(a)に、模擬地震動 Art-RAN00 の波形を示す。なお、Art-

Fig. 5 Response spectrum of artificial ground motions

Fig. 6 Samples of time-history of artificial ground motions

RAN01～09 の波形が、Art-RAN00 の波形とほぼ同様であることは別途確認している。本論文では、これに加えて観測記録5波（El Centro 1940 (ELC), JMA Kobe 1995 (JKB), Hachinohe 1968 (HAC)²⁷⁾、ならびに K-NET 苫小牧 2003 (TOM), K-NET 仙台 2011 (SND) の主軸成分)の位相特性を用いたものである。本論文ではこれらの模擬地震動をそれぞれ Art-ELC, Art-JKB, Art-HAC, Art-TOM, Art-SND と表記し、これらを一まとめにして「位相観測波群」と表記する。Fig. 5(b), (c)に示されているのは、位相観測波群の模擬地震動5波の応答スペクトルである。加えて、Fig. 6(b), (c)に示されているのは、模擬地震動 Art-JKB, Art-SND の波形である。同図(a)～(c)より明かなように、本論文で用いる模擬地震動の継時特性は大きく異なる。

本論文では、模擬地震動の振幅を 0.5 倍、0.6 倍、0.7 倍の3段階に係数倍して解析を実施した。

4 解析結果

4.1 静的漸増载荷解析

Fig. 7 に、DB-MAP 解析で得られた各層の層せん断力-層間変位関係を示す。本論文では、DB-MAP 解析の各ステップでの最上階変位の増分は $3.90 \times 10^{-5} \text{m}$ とした。すなわち、最上階変位が建物高さの 1/100 ($=0.195 \text{m}$) に達するまでのステップ数は 5000 ステップである。

同図より Y1 通り 3 層短柱でのせん断破壊 (図中の[1]) 後で 3～5 層で層せん断力の低下とともに層間変位が増大していることがわかる。

次いで Fig. 8 に、式(11), (12)を用いて得られた等価 1 自由度系モデルの等価加速度 a_{e1} - 等価変位 d_{e1} 関係と、等価線形化法による最大応答の推定結果を示す。なお、Fig. 7 と Fig. 8 中の[1]～[4]は互いに対

応しており、図中[2]～[4]はそれぞれ入力倍率 0.5 倍、0.6 倍ならびに 0.7 倍に対応する応答点を示している。加えて、Fig. 8 中の T_{1eq} は、同図中の[1]～[4]のステップに対応する等価周期である。Fig. 7 より明かなように、本建築物では、層せん断力の低下に伴い層間変位が増大した層以外では除荷が生じている。従って、除荷が生じた層に関しては、等価線形化法における最大応答点に至るまでに経験した層間変位の最大値を、最大層間変位の推定値とした。なお、等価線形化法に基づく推定で最大層間変形角が最も大きくなったのは 4 層であり、その推定値は、入力倍率 0.5 倍では 1.94%、0.6 倍では 2.42%、0.7 倍では 2.95%となった。

Fig. 7 Story shear - story drift relationship

Fig. 8 Prediction of peak response of equivalent SDOF model

Fig. 9 Comparisons of peak story drift (Phase: Random)

Fig. 10 Comparisons of peak story drift (Phase: Record)

4.2 時刻歴応答解析結果と推定結果の比較

Fig. 9 と Fig. 10 に、各 Case での各層最大層間変形角の推定値を、時刻歴応答解析結果と比較して示す。ここで、Fig. 9 は位相ランダム波群 (Phase: Random) による結果、一方の Fig. 10 は位相観測波群 (Phase: Record) による結果である。Fig. 9 より、位相ランダム波群の模擬地震動 10 波に対する時刻歴応答解析結果は、静的漸増載荷解析で変形の大きくなった 3～5 層で等価線形化法による推定結果と概ね良好に対応していることがわかる。なお、時刻歴応答解析結果のばらつきは、入力倍率 0.5 倍の場合に最も大きくなった。

これに対し、Fig. 10 に示すように、位相観測波群の模擬地震動 5 波による時刻歴応答解析結果と推定結果の対応は、位相特性により大きく異なる結果となった。すなわち、入力倍率 0.5 倍の場合では、等価線形化法による推定結果は、全ての位相観測波群の模擬地震動 5 波による時刻歴応答解析結果に対し大幅に安全側の評価となり、特に模擬地震動 Art-SND による応答は推定結果と比べ著しく小さくなった。次

いで入力倍率 0.6 倍の場合では、推定結果と模擬地震動 Art-HAC, Art-TOM, Art-SND による応答解析結果は比較的近い結果となるものの、他 2 波による応答解析結果は推定結果と比べて非常に小さくなった。加えて、入力倍率 0.7 倍の場合でも、模擬地震動 Art-JKB による応答解析結果は推定結果と比べて小さくなった。加えて、模擬地震動 Art-ELC, Art-SND では、第 3～4 層にて応答解析結果と推定結果は同程度となったものの、第 5 層では応答解析結果は推定結果と比べて著しく小さくなった。これに対し模擬地震動 Art-TOM では、第 3～5 層にて応答解析結果は推定結果より大きくなった。

以上より、本論文での解析では、等価線形化法による推定結果は、位相ランダム波群の模擬地震動 10 波での時刻歴応答解析結果とは概ね良好に対応するものの、位相観測波群の模擬地震動 5 波での時刻歴応答解析結果との対応は大きくばらつく結果となった。

5 Substitute Damping に着目した位相特性による応答性状の違い

以下では、模擬地震動の位相特性により、等価線形化法による推定結果と時刻歴応答解析結果との対応に差異がみられた要因について検討する。具体的には、文献 28) の倉本の方法に基づき時刻歴応答解析結果の動的縮約を行い、得られる 1 自由度系の substitute damping¹⁵⁾ による等価粘性減衰定数の評価を行い比較する。なお以下では、動的縮約に基づき時刻歴応答解析結果より得られる 1 自由度系の応答 (等価加速度 $A_1^*(t)$ と等価変位の時刻歴 $D_1^*(t)$) を、「縮約等価 1 自由度系の応答」と表記する。加えて、最大等価変位 (正負両領域で絶対値の大きい方の値) の発生時刻を t_{peak} 、時刻 t_{peak} における $A_1^*(t)$ と $D_1^*(t)$ の絶対値をそれぞれ $A_1^*_{peak}$ 、 $D_1^*_{peak}$ とする。

5.1 最大応答発生時刻で評価した Substitute Damping の定義

文献 14) で菅野らは、応答中の等価粘性減衰定数の評価として、地震開始時から各ピーク発生時刻までの substitute damping の評価を行い、これを用いて等価線形化法による推定精度の検討を行っている。本論文では、文献 14) と同様にして縮約等価 1 自由度系の等価粘性減衰定数を評価する。地震終了時刻 t_{end} で評価した substitute damping を $_{end}h_{1s}$ とすると、これは文献 15) より式 (25) で得られる。

$$_{end}h_{1s} = -\frac{1}{2\omega_{1eq}} \frac{\int_0^{t_{end}} \dot{D}_1(t) a_g(t) dt}{\int_0^{t_{end}} \{\dot{D}_1(t)\}^2 dt} \quad (25)$$

$$\omega_{1eq} = \sqrt{D_1^*_{peak} / A_1^*_{peak}} \quad (26)$$

一方、最大応答発生時刻 t_{peak} で評価した substitute damping を $_{peak}h_{1s}$ とすると、これは文献 14) と同様に式 (27) で得られる。

$$_{peak}h_{1s} = -\frac{1}{2\omega_{1eq}} \frac{\int_0^{t_{peak}} \dot{D}_1(t) a_g(t) dt - \frac{1}{2} A_1^*_{peak} D_1^*_{peak}}{\int_0^{t_{peak}} \{\dot{D}_1(t)\}^2 dt} \quad (27)$$

ここで、式 (27) は、 t_{peak} までの単位質量あたりの入力エネルギーから時刻 t_{peak} における単位質量あたりの縮約等価 1 自由度系のポテンシャルエネルギーを引いた残りが、等価減衰による単位質量あたりの消費エネルギーと等しいとして導いたものである。

5.2 縮約等価 1 自由度系の Substitute Damping の評価

Fig. 11 に、縮約等価 1 自由度系の最大等価変位 $D_1^*_{peak}$ と時刻 t_{peak} で

の等価加速度 $A_1^*{}_{peak, end}h_{1s}$ ならびに $peakh_{1s}$ の関係を、静的漸増荷荷解析に基づく推定結果と比較して示す。同図において、上段は $D_1^*{}_{peak}$ と $A_1^*{}_{peak}$ 、中段は $D_1^*{}_{peak}$ と $endh_{1s}$ 、下段は $D_1^*{}_{peak}$ と $peakh_{1s}$ の関係である。

同図上段より、縮約等価 1 自由度系の $A_1^*{}_{peak} - D_1^*{}_{peak}$ 関係は、静的漸増荷荷解析に基づく等価加速度 nA_1^* —等価変位 nD_1^* 関係と概ね対応していることがわかる。加えて、位相ランダム波群の 10 波と位相観測波群の 5 波で、両者に大きな違いは見られない。これに対し、同図中段と下段より、substitute damping の評価に関しては、位相ランダム波群の 10 波と位相観測波群の 5 波で顕著な違いが見られることがわかる。すなわち、位相ランダム波群の 10 波に関しては、地震終了時刻で評価した $endh_{1s}$ と最大応答発生時刻で評価した $peakh_{1s}$ の両者とも、静的漸増荷荷解析に基づく等価粘性減衰定数 $n h_{1eq}$ —等価変位 $n D_1^*$ 関係と概ね対応していることがわかる。一方、位相観測波群の 5 波に関しては、地震終了時刻で評価した $endh_{1s}$ は静的漸増荷荷解析に基づく等価粘性減衰定数 h_{1eq} と良好な対応を示すものの、最大応答発生時刻で評価した $peakh_{1s}$ は静的漸増荷荷解析に基づく h_{1eq} との対応に大きなばらつきがあることがわかる。特に、模擬地震動 Art-JKB を入力倍率 0.7 倍とした場合では $peakh_{1s}$ は 0.514 となり、静的漸増荷荷解析に基づく h_{1eq} と比べて非常に大きくなった。ここで、式(27)による $peakh_{1s}$ が 0.514 と非常に大きな値となったのは、後述する Fig. 12 に示すように、時刻 t_{peak} は等価加速度 A_1^* の顕著な低下が生じた直後であり、せん断破壊型部材による履歴吸収が生じる一方、 A_1^* の低下に伴い単位質量当たりのポテンシャルエネルギーが著しく減少したためである。これに対し、模擬地震動 Art-SND を入力倍率 0.6 倍とした場合では $peakh_{1s}$ は 0.129 となり、静的漸増荷荷解析に基づく h_{1eq} に近い値となった。

5.3 縮約等価 1 自由度系の最大応答の評価

5.3.1 縮約等価 1 自由度系の履歴応答と substitute damping

次いで、地震終了時刻と最大応答発生時刻の異なる 2 つの時刻で評価した substitute damping での最大応答の評価を行い、縮約等価 1 自由度系の応答と比較する。Fig. 12 に、減衰定数として $peakh_{1s}$ ならびに $endh_{1s}$ を用いた線形時刻歴応答解析結果より得られた $pS_a - S_d$ 関係と縮約等価 1 自由度系の等価加速度 $A_1^*(t)$ —等価変位 $D_1^*(t)$ 関係の比較を示す。入力地震動は、同図(a)が位相ランダム波群より模擬地震動 Art-RAN08 (0.6 倍)、同図(b)が位相観測波群より模擬地震動 Art-SND (0.6 倍)、同図(c)が模擬地震動 Art-JKB (0.7 倍) である。ここで、同図の上段は、時刻 $t=0$ から最大応答発生時刻 t_{peak} までの応答と減衰定数として $peakh_{1s}$ を用いて得られる $pS_a - S_d$ 関係との関係、下段は時刻 $t=0$ から地震終了時刻 t_{end} までの応答と減衰定数として $endh_{1s}$ を用いて得られる $pS_a - S_d$ 関係との関係をそれぞれ比較する。加えて、図中の点線は、縮約等価 1 自由度系の $D_1^*(t_{peak})$ と $A_1^*(t_{peak})$ から定まる等価周期を表す。従って、図中の□は、応答スペクトルから推定した最大応答点を表す。

初めに、最大応答発生時刻で評価した $peakh_{1s}$ を用いた場合について検討する。同図(a)、(b)の上段より、模擬地震動 Art-RAN08 ならびに Art-SND (0.6 倍) の場合では、縮約等価 1 自由度系の最大応答点 (図中の●) が、 $peakh_{1s}$ を用いて応答スペクトルより推定した最大応答点 (図中の□) とほぼ一致していることがわかる。加えて、模擬地震動 Art-JKB (0.7 倍) の場合 (同図(c)の上段) でも、 $peakh_{1s}$ を用いて推定した最大応答点が縮約等価 1 自由度系の最大応答点と非常に近い点となっていることがわかる。次いで、地震終了時刻で評価した $endh_{1s}$ を用いた場合について検討する。同図(a)、(b)の下段より、模擬地震動 Art-

Fig. 11 Comparisons of $A_1^*{}_{peak}$, $endh_{1s}$, $peakh_{1s}$ obtained from time-history analyses and pushover analysis

RAN08 ならびに Art-SND (0.6 倍) の場合では、等価粘性減衰定数として $peakh_{1s}$ を用いた場合と同様、 $endh_{1s}$ を用いて推定した最大応答点が縮約等価 1 自由度系の最大応答点と非常に近い点となっているのに対し、模擬地震動 Art-JKB (0.7 倍) の場合 (同図(c)の下段) では $endh_{1s}$ を用いて推定した最大応答点が縮約等価 1 自由度系の最大応答点に対し過大評価となっていることがわかる。

上記の結果は、Fig. 10 (b)で示した、模擬地震動 Art-SND (0.6 倍) に対する時刻歴応答解析結果が、等価線形化法による推定結果と良好に対応する一方、模擬地震動 Art-JKB (0.7 倍) に対する時刻歴応答解析結果が等価線形化法による推定結果と比べて著しく小さくなったことと符合する。すなわち、等価線形化法による推定結果が模擬地震動 Art-JKB (0.7 倍) に対する応答を過大評価したのは、等価線形化法で用いた等価粘性減衰定数が、模擬地震動 Art-JKB に対しては過小評価であったと考える。

ここで、縮約等価 1 自由度系の最大応答に至るまでの履歴応答に着目する。初めに、Fig. 12(a)ならびに(b)の上段より、模擬地震動 Art-RAN08 ならびに Art-SND (0.6 倍) の場合では、等価加速度 $A_1^*(t)$ の絶対値が最大となる点を経た後で数回ループを繰り返した後で最大応答に至っていることがわかる。これに対し、同図(c)の上段より、模擬地震動 Art-JKB (0.7 倍) の場合では、等価加速度 $A_1^*(t)$ の絶対値が最大に至ると同一半ループで最大応答に至っていることがわかる。このことから、Art-JKB (0.7 倍) において、最大応答発生時刻で評価した $peakh_{1s}$ が、Fig. 11(b)に示すように静的漸増荷荷解析に基づく $n h_{1eq}$ — $n D_1^*$ 関係から大きく乖離した理由は、せん断破壊した部材の履歴吸収

Fig. 12 Comparisons of peak response obtained from reduced equivalent SDOF model and response spectrum

エネルギーが $_{peak}h_{1s}$ に強く反映されたためであると考えられる。一方、地震終了時刻で評価した $_{end}h_{1s}$ の値は、Art-JKB (0.7 倍) では 0.0525 と $_{peak}h_{1s}$ と比べて著しく小さい値となった。これは、 $_{end}h_{1s}$ の値は最大応答経路後の応答の影響を強く受け、せん断破壊した部材の履歴吸収エネルギーの影響が弱められてしまうためである。

5.3.2 Substitute damping を用いた最大応答点の推定精度

Fig. 13 に、Fig. 12 と同じ手順により、応答スペクトルから推定した最大応答 $S_d(T_{1eq}, h_{1s})$ と縮約等価 1 自由度系の最大応答変位 $D_1^*_{peak}$ の比と、縮約等価 1 自由度系の最大応答変位 $D_1^*_{peak}$ の関係を示す。同図において、(a)は地震終了時刻で評価した $_{end}h_{1s}$ を用いた場合の推定精度、(b)は最大応答発生時刻で評価した $_{peak}h_{1s}$ を用いた場合の推定精度である。同図(a)より、等価減衰定数として $_{end}h_{1s}$ を用いた場合、位相観測波群の模擬地震動 5 波では、位相ランダム波群の模擬地震動 10 波と比べて推定精度のばらつきが大きく、特に $D_1^*_{peak}$ が 0.1m 以下の範囲では推定精度が悪いことがわかる。これに対し同図(b)より、等価減衰定数として $_{peak}h_{1s}$ を用いた場合、位相観測波群の模擬地震動 5 波でのばらつきが同図(a)よりも抑制され、特に $D_1^*_{peak}$ が 0.1m 以下の範囲での推定精度が顕著に改善されていることがわかる。このことから、耐力低下を伴う建築物の最大応答を、substitute damping を用いた等価線形化法にて評価するためには、最大応答発生時刻で評価した $_{peak}h_{1s}$ の方が地震終了時刻で評価した $_{end}h_{1s}$ より適切であろうと考えられる。なお、位相ランダム波群の模擬地震動 10 波に関しては、 $_{peak}h_{1s}$ を用いて推定した場合の推定精度は、 $_{end}h_{1s}$ を用いた場合と同程度となった。

以上から、本論文での検討の範囲では、耐力低下を伴う既存建築物に関し、時刻歴応答解析結果と等価線形化法による推定結果が良好に対応したのは、地震終了時刻と最大応答発生時刻の両方で評価した substitute damping の差が小さい場合であると考えられる。

なお、位相観測波群の模擬地震動 5 波について、Fig. 13(b)に示す $S_d(T_{1eq}, _{peak}h_{1s})$ と $D_1^*_{peak}$ の比は、入力倍率 0.5 倍の場合は 1.17~1.49 であるのに対し、0.6 倍では 0.89~1.16、0.7 倍では 0.76~1.13 となった。このことは、Fig. 10 に示した、入力倍率 0.5 倍では等価線形化法による

Fig. 13 Accuracy of predicted peak from response spectrum

る推定結果は、全ての位相観測波群の模擬地震動 5 波による時刻歴応答解析結果に対し大幅に安全側の評価となった理由を、ここで議論した等価粘性減衰定数のみに帰することは難しいことを示している。従って、位相観測波群の模擬地震動に対して入力倍率 0.5 倍では推定結果が過大評価となった理由を説明するには、これに併せて耐力劣化域での等価周期の評価、加えて個々の模擬地震動のランダム性による影響なども併せて考慮する必要があると考えられる。

6 地震動の継時特性によるエネルギーの入力過程の違い

前節での検討で、模擬地震動 Art-JKB を入力倍率 0.7 倍としたの最大応答を等価線形化法により説明するには、最大応答発生時刻で評価した substitute damping に基づく等価粘性減衰定数 $_{peak}h_{15}$ を用いた方が地震終了時刻で評価した $_{end}h_{15}$ を用いるより適していること、ならびにこの場合は $_{end}h_{15}$ と比べると $_{peak}h_{15}$ が非常に大きな値となることを示した。しかしながら、模擬地震動 Art-JKB (0.7 倍) を入力した場合、Art-SND (0.6 倍) の場合とは異なり最大応答が大きく増大しなかった理由については、前節まででは議論し切れていない。そこで本節では、文献 29) の瞬間入力エネルギーの概念を用いて検討を進める。

本論では、前節で求めた縮約等価 1 自由度系の応答を用いて、 n 回目の半ループにおける単位質量あたりの縮約等価 1 自由度系の瞬間入力エネルギー $_{n}\Delta E_1^*/M_1^*$ を式(28)で定義する。

$$\frac{n\Delta E_1^*}{M_1^*} = - \int_{n-1t_m}^{n-1t_m+\Delta t} \dot{D}_1(t) a_g(t) dt \quad (28)$$

ここで、式(28)中の時刻 $n-1t_m$ は $(n-1)$ 回目の半ループでの等価変位 $D_1^*(t)$ のピーク発生時刻、 Δt は n 回目と $(n-1)$ 回目の半ループでのピーク発生時刻の間の時間 ($=n-1t_m - n-1t_m$) である。

Fig. 14 に、縮約等価 1 自由度系の等価変位 $D_1^*(t)$ の時刻歴と単位質量あたりの瞬間入力エネルギー $_{n}\Delta E_1^*/M_1^*$ の時刻歴を、両ケースについて示す。ここで、瞬間入力エネルギーの時刻歴の縦軸は、文献 29) に倣い半ループのピーク間の時間 Δt で除している。加えて、図中に示す $(\Delta E_1^*/M_1^*)_{\max}$ は、瞬間入力エネルギーの最大値が入力された半ループを表す。なお、図中の t_{Apeak} は、等価加速度 $A_1^*(t)$ の絶対値が最大となる時刻であり、以下ではこの時刻を縮約等価 1 自由度系にて顕著な耐力低下が始まる時刻と考える。同図(a)より、模擬地震動 Art-SND (0.6 倍) では、 $t_{Apeak} = 79.98$ 秒にて縮約等価 1 自由度系の等価加速度 $A_1^*(t)$ の絶対値が最大となり、その後約 15 秒間ほど応答して $t = 94.50$ 秒にて最大応答変位が発生したことがわかる。これに対し、同図(b)より、模擬地震動 Art-JKB (0.7 倍) では、 $t_{Apeak} = 8.50$ 秒にて縮約等価 1 自由度系の等価加速度 $A_1^*(t)$ の絶対値が最大となり、その直後の $t = 8.64$ 秒にて最大応答変位が発生したことがわかる。なお、瞬間入力エネルギーの最大値が生じたのは、両ケースとも最大応答が生じた半ループであり、Art-SND (0.6 倍) の場合は $(\Delta E_1^*/M_1^*)_{\max} = 0.213 \text{ m}^2/\text{s}^2$ 、Art-JKB (0.7 倍) の場合は $(\Delta E_1^*/M_1^*)_{\max} = 0.229 \text{ m}^2/\text{s}^2$ と同程度の値であった。

ここで、前出の Art-JKB (0.7 倍) の場合には Art-SND (0.6 倍) の場合とは異なり最大応答が大きく増大しなかった理由について、以下解釈が可能である。すなわち、Art-SND (0.6 倍) の場合には縮約等価 1 自由度系にて顕著な耐力低下が生じた後も繰り返し大きなエネルギーが入力して応答変位が大きく増大したのに対し、Art-JKB (0.7 倍) の場合では顕著な耐力低下が生じた後には大きなエネルギーが入力されず応答変位の顕著な増大は生じなかった、と考えられる。

7 まとめ

本論文では、文献 11), 13) の検討で用いた中層 SRC 造建築物を対象として、等価線形化法を用いて最大応答を推定し、模擬地震動の位相特性による推定精度の違いについて検討を行った。具体的には、位相角を一樣乱数で与えて継時特性を包絡線と与えた模擬地震動 10 波 (位相ランダム波群) と観測記録の位相特性を用いて作成した模擬地震動 5 波 (位相観測波群) の 2 グループの模擬地震動による時刻歴応答解

Fig. 14 Time-history of equivalent displacement and momentary input energy of reduced equivalent SDOF model

析を実施した。次いで、位相特性による推定精度の違いを、時刻歴応答解析の動的縮約に基づく縮約等価 1 自由度系の substitute damping¹⁵⁾ に着目して検討した。本論文で対象とした建築物は 1 例と非常に限られたものではあるが、その中で得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 本論文での解析では、等価線形化法による推定結果は、位相ランダム波群の模擬地震動 10 波での時刻歴応答解析結果とは良好に対応するものの、位相観測波群の模擬地震動 5 波での時刻歴応答解析結果との対応は大きくばらつくという結果となり、特に JMA Kobe 1995 の水平主軸成分の位相特性を用いた模擬地震動の場合、等価線形化法による推定結果は大幅に安全側の結果となった。
- (2) 時刻歴応答解析の動的縮約より得られる縮約等価 1 自由度系の等価減衰の評価として、a) 従来の地震終了時刻での substitute damping に加えて、b) 縮約等価 1 自由度系の最大応答発生時刻での substitute damping の評価を行ったところ、位相ランダム波群による時刻歴応答解析結果では両者が一致するものの、位相観測波群による時刻歴応答解析結果では、最大応答発生時刻での substitute damping が地震終了時刻での substitute damping と比べて大幅に大きくなる場合も見られた。特に、JMA Kobe 1995 の位相特性を用いた模擬地震動の場合に顕著となった。
- (3) 本論文の検討範囲では、耐力低下の伴う建築物の縮約等価 1 自由度系の最大応答を応答スペクトルにて評価する場合、最大応答発生時刻での substitute damping の方が、地震終了時刻での substitute damping と比べて良好に対応した。
- (4) 本論文での検討の範囲では、耐力低下の伴う既存建築物の最大応答の推定に関し、時刻歴応答解析結果と等価線形化法による推定結果が良好に対応したのは、地震終了時刻と最大応答発生時刻の両方で評価した substitute damping の値が近い場合であった。

なお、本論文での解析結果では、等価線形化法による最大層間変形角が 2% の場合、等価線形化法による推定結果は位相観測波群の模擬地震動による時刻歴応答解析結果に対し安全側の評価となった。従って、本論文の結果から判断すると、最大応答変形角が 2% 程度であれば、耐力低下の伴う既存建築物の最大応答を、実用的には等価線形化法により安全側に評価できると考えられる。なお、本論文で用いた位相観測波群の模擬地震動は、観測波の位相スペクトルをそのまま用いて作成した地震動であるが、応答スペクトルと位相差分を単一に定めても、これに対応する模擬地震動は無数に存在する。従って、本論文の結果は、観測波位相に関しては個々の位相差分に対する一例に過ぎない点に留意する必要がある。今後、応答スペクトルと位相差分が同一な模擬地震動群で、平均的な応答とばらつきを求めて本手法の応答推定精度の評価を行うとともに、実効的な継続時間が短い地震動で一撃で最大応答に至る可能性が高い場合に対し、等価粘性減衰定数の評価にせん断破壊した部材の履歴吸収エネルギーを適切に考慮するなど、応答推定精度の改善へ向けて検討する必要があると思われる。

謝辞

本論文は、日本建築学会構造委員会の既存中層 RC 建物の耐震性能評価小委員会ならびに既存中層 RC 建物の耐震性能評価指針作成小委員会（以下、本委員会と表記。委員会主査：山口大学教授 稲井栄一先生）の静的 WG において行った検討を、著者個人の見解を個人の責任で取りまとめたものである。本委員会の委員各位、ならびに、2014 年度日本建築学会大会（近畿）PD において出席の多くの方々より貴重なご意見を頂きました。加えて、堀江建築工学研究所の田子茂様には集合住宅の資料をご提供いただきました。時刻歴応答解析では、独立行政法人建築研究所の大川出博士作成の模擬地震動、(独)防災科学技術研究所の k-Net の観測記録、ならびに東京工業大学翠川研究室にて復元された 1968 年十勝沖地震における八戸港湾の記録をそれぞれ使用させていただきました。また、本研究の実施にあたり、文部科学省科学研究費 基盤研究 (C)「損傷状態を陽な形で評価する次世代耐震診断法のための地震時最大応答推定手法の開発」(課題番号 26420556, 研究代表者：秋田県立大学教授 西田哲也先生)の助成を受けました。加えて、査読者からの有益なご指摘により本論文を改善することができました。ここに関係各位に謝意を示します。

参考文献

- 1) American Society of Civil Engineering (ASCE): Seismic rehabilitation of existing buildings, ASCE/SEI 41-06, 2007.
- 2) British Standard Institution: Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. General rules, seismic actions and rules for buildings, BS EN1998-1, 2004
- 3) 倉本 洋, 勅使川原 正臣, 小鹿 紀英, 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.
- 4) 日本建築学会構造委員会: 既存中層鉄筋コンクリート造建物の等価線形化法を用いた耐震性能評価法, 2014 年度日本建築学会大会 (近畿) パネルディスカッション資料, 2014.9.
- 5) 岡野 創, 吉川 和秀, 小鹿 紀英, 荒木 玄之: 耐力劣化を考慮した等価線形解析法に関する研究: その 1 並列 1 自由度系による考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.1013-1014, 2004.8.
- 6) 小原 由佳, 稲井 栄一, 丸橋 奈々子: 耐力低下型復元力特性を有する RC 造建築物の地震応答の推定に関する基礎的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.707-708, 2010.9.
- 7) 野々上 佳奈, 稲井 栄一, 丸橋 奈々子: 耐力劣化型部材が混在する

- 鉄筋コンクリート造建築物の地震応答の等価線形化法による評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.653-654, 2012.9.
- 8) 岡野 創, 小鹿 紀英, 吉川 和秀: 高次モードを考慮した等価線形化法によるせん断型モデルの応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 591 号, pp.113-121, 2005.5.
- 9) 吉川 和秀, 岡野 創, 小鹿 紀英: 脆性部材を含むせん断型モデルの等価線形化法による地震応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 603 号, pp.47-54, 2006.5.
- 10) 藤井 賢志: せん断破壊する部材を含む既存鉄筋コンクリート造建物の地震時最大応答の推定, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.787-792, 2010. 6.
- 11) 藤井 賢志, 倉本 洋: 縮約等価 1 自由度系による既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の地震応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 77 巻第 678 号, pp.1227-1236, 2012. 8.
- 12) 藤井 賢志: 地震動の入力方向を考慮した既存鉄筋コンクリート造偏心建物の耐震性能評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 77 巻第 674 号, pp.565-574, 2012. 4.
- 13) 藤井 賢志: 主題解説(1) 既存建築物の地震応答と静的評価, 既存中層鉄筋コンクリート造建物の等価線形化法を用いた耐震性能評価法, 2014 年度日本建築学会大会 (近畿) パネルディスカッション資料, pp.3-20, 2014.9.
- 14) 菅野 秀人, 櫻井 真人, 藤井 賢志, 西田 哲也: せん断柱と曲げ柱からなる並列 1 自由度系モデルの擬似動的実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 37, No. 2, pp.673-678, 2015.7.
- 15) 柴田 明德: 最新 耐震構造解析, 森北出版, 1981.6.
- 16) 日本建築防災協会: 2001 年度改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 2001. 10.
- 17) 日本建築防災協会: 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 1997. 12.
- 18) 芳村 学, 高稻 宜和: 崩壊変形を含む鉄筋コンクリート柱の荷重低下域における挙動の定式化, 日本建築学会構造系論文集, 第 587 号, pp.163-171, 2005.1.
- 19) 松川 和人, 前田 匡樹, 三浦 耕太, 高橋 香葉子: 曲げ柱とせん断柱が混在する鉄筋コンクリート造架構の崩壊変形角推定に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 58B, pp.25-32, 2012.3.
- 20) 松川 和人: 部材の耐力低下を考慮した鉄筋コンクリート造純ラーメン架構の終局安全性評価, 東北大学博士論文, 2012.3.
- 21) 宮下 卓也, 藤本 晃弘, 向井 智久, 衣笠 秀行, 福山 洋: 耐力低下する柱部材の骨格曲線の評価精度を考慮した RC 造建物の耐震安全性評価法 その 2 RC 柱部材の DB を用いた骨格曲線評価式の精度検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.593-594, 2013.9.
- 22) 向井 智久, 宮下 卓也, 衣笠 秀行: 主題解説(2) 鉄筋コンクリート造柱部材の耐力劣化域を含む骨格曲線の評価, 既存中層鉄筋コンクリート造建物の等価線形化法を用いた耐震性能評価法, 2014 年度日本建築学会大会 (近畿) パネルディスカッション資料, pp.21-33, 2014.9.
- 23) 保木 和明, 芳村 学: 脆性的な挙動を示す既存中層鉄筋コンクリート造集合住宅の耐震性評価 一柱の実験結果に基づく検討一, 日本建築学会構造系論文集, 第 610 号, pp.145-152, 2006.12.
- 24) K. Muto, T. Hisada, T. Tsugawa, S. Bessho: Earthquake Resistant Design of a 20 Story Reinforced Concrete Buildings, Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, pp. 1960-1969, 1973.
- 25) 藤井 賢志: RC 造弱小モデルの地震応答観測記録を用いた静的非線形解析の推定精度の検証, 第 13 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 4248 - 4255, 2010.11.
- 26) 建設省建築研究所, 日本建築センター: 設計用入力地震動作成手法技術指針 (案), 1993.3.
- 27) 翠川 三郎, 三浦 弘之: 1968 年十勝沖地震の八戸港湾での強震記録の再数値化, 日本地震工学会論文集, 第 10 巻第 2 号, pp.12-21, 2010.5.
- 28) 倉本 洋: 多層建築物における等価 1 自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測, 日本建築学会構造系論文集, 第 580 号, pp.61-68, 2004.6.
- 29) 中村 孝也, 堀 則男, 井上 範夫: 瞬間入力エネルギーによる地震動の破壊特性評価と応答変形の推定, 日本建築学会構造系論文集, 第 513 号, pp.65-72, 1998.11.

ACCURACY OF PREDICTED PEAK RESPONSE OF EXISTING MIDDLE-RISE STEEL REINFORCED CONCRETE BUILDING USING EQUIVALENT LINEARIZATION TECHNIQUE

Kenji FUJII*

* Prof., Dept. of Architecture and Civil Engineering, Faculty of Engineering, Chiba Institute of Technology, Dr.Eng.

1. Introduction

The prediction of peak seismic response of buildings under given seismic input is an important issue for the seismic performance evaluation of existing building. For this purpose, a simplified procedure which is combination of the pushover analysis of building model and evaluation of peak response of equivalent SDOF model by using equivalent linearization technique has been developing. Since this simplified procedure has been mainly applied to ductile buildings, the accuracy of this procedure in case of old existing buildings with non-ductile members is one of the problem to be investigated. In this paper, peak seismic response of an existing middle-rise steel reinforced concrete (SRC) building, which is composed both brittle and ductile members, is evaluated by the equivalent linearization technique and its accuracy is discussed.

2. Outline of the equivalent linearization technique

In this section, the formulation of an equivalent SDOF model representing the first modal response and the determination of equivalent SDOF model (equivalent acceleration A_1^* - equivalent displacement D_1^* relationship) based on pushover analysis result are summarized. The calculation of equivalent damping used in equivalent linearization technique, h_{1eq} , from the response of each nonlinear spring is described in detail.

3. Building and ground motions data

In the first part of this section, the detail of an example seven-story SRC building is described. This example building consists of SRC part (the first and second stories) and RC part (upper from the third story). The strength degradation of brittle members is considered in both equivalent linearization technique and time-history analyses. In the latter part of this sections, the characteristics of artificial ground motion is described. In this study, two groups of artificial ground motions, whose response spectra is identical, are used for numerical time-history analyses. The first group (phase: random) is ten artificial ground motions, and their phase angle are given by uniform random value and envelope function. The second group (phase: record) is five artificial ground motions, and their phase angle are given from records of past earthquakes.

4. Comparisons of the predicted peak results to time-history analysis results

The predicted peak response is compared to the time-history analyses results. The results show that the accuracy of the predicted peak response by the equivalent linearization technique is strongly depends on the phase characteristics of ground motions; the predicted results agrees with those obtained from time-history analyses in case of the first group (phase: random), while they differ significantly in case of some ground motions of the second group (phase: record).

5. Discussions on the difference of the nonlinear peak response of an analyzed building based on the substitute damping

In this section, the substitute damping defined at peak response, $_{peak}h_{1s}$, and defined at the end, $_{end}h_{1s}$, are calculated from the time-history analyses results. Next, the peak response calculated by using response spectrum is compared to those of time-history analysis results. The results show that the closer peak response can be obtained by using $_{peak}h_{1s}$ than $_{end}h_{1s}$. The comparisons of $_{peak}h_{1s}$ and $_{end}h_{1s}$ also reveal that the value of $_{peak}h_{1s}$ is significantly influenced by the hysteresis energy of brittle members and it strongly depends on characteristics of ground motions, while the value of $_{end}h_{1s}$ is less significantly influenced by characteristics of ground motions.

6. Conclusions

- 1) The predicted results agreed with those obtained from time-history analyses, in case of the phase characteristics of input artificial ground motions are given uniform random value and envelope function.
- 2) To calculate the peak response of building with non-ductile members by using response spectrum, the substitute damping defined at peak response may be suitable than that defined at end.

(2015年9月4日原稿受理, 2015年12月4日採用決定)