

論文 セン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

藤井 賢志*¹

要旨：本論文では、せん断破壊する部材と曲げ破壊する部材の混在した既存鉄筋コンクリート造建物を対象として、1次モード形の変動と部材のせん断破壊による耐力低下を考慮した変位モード強制型静的漸増載荷解析を用いて、等価1自由度系に縮約して地震時最大応答の推定を試みた。検討の結果、変位モード強制型静的漸増載荷解析と時刻歴応答解析で崩壊形が一致する場合には、等価線形化法で崩壊層での最大層間変形角を安全側に推定できるものの、崩壊形が異なる場合には危険側の推定結果となる事がわかった。

キーワード：既存鉄筋コンクリート造建物、等価線形化法、静的漸増載荷解析、せん断破壊、耐力低下

1. はじめに

1981年以前の古い耐震設計基準により設計された既存鉄筋コンクリート造建物（以下 RC 造建物と表記）の耐震性能評価において、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する部材（以下、それぞれせん断破壊型部材、曲げ破壊型部材と表記）が混在する場合の地震応答の評価は、重要かつ不可避の課題である。そこで、現行の既存 RC 造建物の耐震診断基準¹⁾においては、久野・岡田の研究²⁾に基づき、先にせん断破壊した部材を順次取り除いて評価する考え方が採用されている。

一方で近年では、静的漸増載荷解析に基づき建物を等価1自由度系モデルに縮約して地震応答を推定する手法が、日本の建築基準法施行令のみならず欧米の耐震診断基準³⁾での地震応答評価法の1つとして採用されている。しかしながら、耐力低下を伴うせん断破壊型部材と曲げ破壊型部材が混在した建物を対象とした非線形地震応答の推定に関する検討は、せん断型モデルを用いた検討例⁴⁾は見られるものの、骨組モデルを対象とした検討例⁵⁾は限られており、この応答推定手法の適用可能性については検討の余地が残されている。

本論文では、せん断破壊型と曲げ破壊型の部材の混在した既存鉄筋コンクリート造建物を対象として、1次モード形の変動を考慮した変位モード強制型静的漸増載荷解析を用いて、地震時最大応答の推定を試みる。

2. 解析諸元

2.1. 解析建物モデル

解析対象建物は、旧基準により設計された建物を想定した、図-1ならびに図-2に示す4層建物モデルである。階高は1層が3.5m、2層以上では3.2m、桁行方向は4.5mスパンの無限均等骨組とする。本研究では、梁間方向は十分に耐力を有しているものとし、桁行方向の

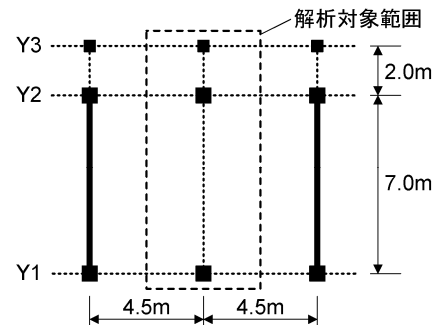


図-1 解析対象建物の平面図

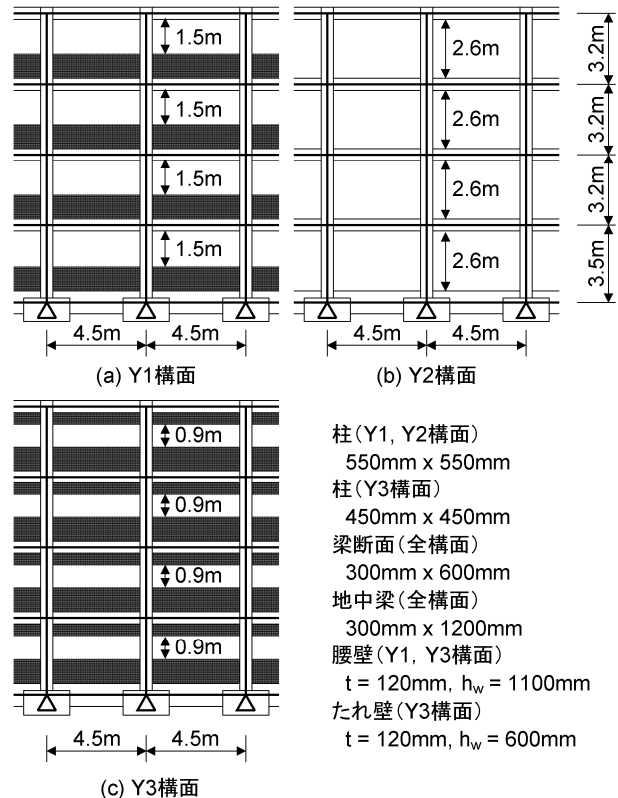


図-2 解析対象建物の軸組図

みを検討対象とする。コンクリート基準強度は 18MPa、使用鉄筋は、主筋が SD30（降伏強度 343MPa）、せん断補強筋ならびに床スラブ筋、壁筋が SR24（降伏強度

*1 千葉工業大学 工学部建築都市環境学科准教授 博（工）（正会員）

294MPa)である。建物重量は、単位床重量で11.8kN/m²と仮定する。表-1に配筋一覧を示す。本解析対象建物の耐震2次診断におけるIs値(F=1.0における値)は、1層では0.33、2層では0.34となり、1層で最小となる。

本研究では、部材単位でモデル化した平面骨組を用いて静的漸増载荷解析および時刻歴応答解析を実施する。モデル化に際し、各構面は柱1本とそれに付く両側の梁を、梁の中央で切り出した魚骨型のモデルとして扱う事とし、剛床仮定に基づき同一階の床において全構面で同一の水平変位が生じるようにモデル化した。加えて、梁・柱部材は断面矩形部分の図心を通る線材でモデル化し、各部材の剛域はフェイス位置まで(腰壁・垂れ壁が存在する部材の場合は壁端部まで)とした。部材モデルは、材中央部にせん断ばね、剛域端に曲げばねを有する材端ばねモデルを用いた。部材の曲げ強度 M_y およびせん断終局強度 Q_{su} は文献1)に基づき定めた。ただし、腰壁および垂れ壁の付いた梁の曲げ降伏強度 M_y は文献8)の方法により定めた値とした。各部材の破壊形式は、Y1およびY3構面の1層柱と2層柱、Y3構面の2階梁と3階梁がせん断破壊型、他の部材は曲げ破壊型となった。

各部材の復元力特性のモデル化を図-3に示す。図-3(a)に示すように、曲げ破壊型部材では非線形挙動を材端曲げばねで表現してせん断ばねは弾性挙動として扱い、一方で図-3(b)に示すように、せん断破壊型部材では非線形挙動をせん断ばねで表現する事として曲げばねは弾性挙動として扱う事とした。これは、非線形せん断ばねと非線形曲げばねが直列した場合での不釣り合い力の解除の際の数値計算上の問題を回避するためである。加えて、本研究では各部材の復元力特性は正負対称として扱い、図-3(a)中の M_c 、 M_y ならびに曲げ降伏時剛性低下率 α_y は正負両側での算定値の平均を採用した。ここで、柱およびT字梁の曲げ降伏時剛性低下率 α_y は菅野式⁶⁾より定め、一方の腰壁および垂れ壁の α_y は文献8)の方法により定めた値の正負両側の平均値とした。

一方、図-3(b)に示すせん断破壊型部材のせん断ばねにおける、見かけ上のせん断終局時せん断ひずみ γ_{sus} は以下の手順により定めた。部材の内法長さを l_0 、コンクリートのヤング係数を E_c 、部材の断面2次モーメントを I 、曲げ降伏時せん断力を Q_{my} 、ひび割れ時せん断力を $Q_{su}/3$ と仮定し、せん断終局時変形 δ_{su} を式(1)より定めた。

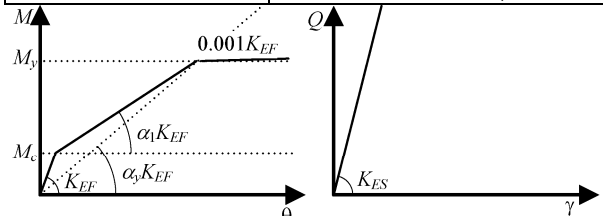
$$\delta_{su} = \frac{l_0^3}{12E_c I} \left\{ \frac{Q_{su}}{3} + \frac{2Q_{su}/3}{Q_{my} - Q_{su}/3} \left(\frac{1}{\alpha_y} Q_{my} - \frac{Q_{su}}{3} \right) \right\} \quad (1)$$

見かけ上のせん断終局時せん断ひずみ γ_{sus} は、 δ_{su} から弾性曲げ変形分を差し引いたものとして式(2)より定めた。

$$\gamma_{sus} = \frac{1}{l_0} \left(\delta_{su} - \frac{l_0^3}{12E_c I} Q_{su} \right) \quad (2)$$

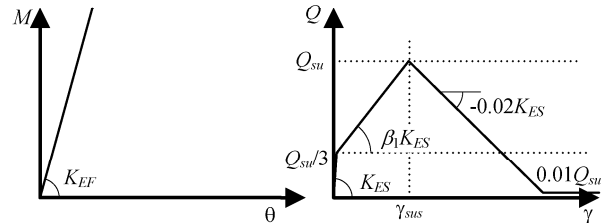
表-1 配筋一覧

		主筋	せん断補強筋
梁 (全構面)	4~R 階	3-D19 (上下)	2-9φ@200
	2~3 階	4-D19 (上下)	
地中梁 (全構面)		3-D19 (上下)	2-9φ@200
柱 (Y1, Y2 構面, 全層)		8-D22	
柱 (Y3 構面, 全層)		8-D19	
床スラブ		9 φ@300 ダブル	
壁 (腰壁, 垂れ壁)		9 φ@300 シングル 端部筋 1-13 φ	



(1) 曲げ破壊型部材の曲げばね (2) 曲げ破壊型部材のせん断ばね

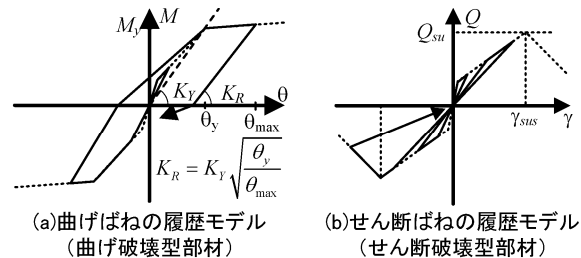
(a) 曲げ破壊型部材のモデル化



(1) せん断破壊型部材の曲げばね (2) せん断破壊型部材のせん断ばね

(b) せん断破壊型部材のモデル化

図-3 各部材の復元力特性のモデル化



(a) 曲げばねの履歴モデル (曲げ破壊型部材) (b) せん断ばねの履歴モデル (せん断破壊型部材)

図-4 非線形ばねの履歴モデル

なお、非線形せん断ばねにおいて、耐力低下域で応答する場合は、弾性時の剛性の0.001倍の値を見かけ上の瞬間剛性として用い、その後不釣り合い力を次ステップで処理する事としている。加えて、数値解析上の安定性の問題回避のため、せん断終局強度 Q_{su} の0.01倍まで耐力が低下した後では、非線形せん断ばねはその耐力を維持することとした。

各部材の非線形ばねの履歴モデルを図-4に示す。曲げ破壊型部材の非線形曲げばねは、図-4(a)に示す武藤モデル⁹⁾を降伏点以降で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、せん断破壊型部材における非線形せん断ばねは、図-4(b)に示す原点指向型モデルとした。解析建物モデルの弾性1次～3次固有周期はそれぞれ0.166秒、0.057秒および0.034秒である。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、せん断破壊型部材において耐力低下域で応答する場合、前述の見かけ上の瞬間剛性に対して減衰を定める事とした。

2.2. 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 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 10 波とした。ここで、模擬地震動の位相特性は観測記録 6 波 (El Centro 1940 (ELC), Taft 1952 (TAF), Hachinohe 1968 (HAC), Tohoku Univ. 1978 (TOH), JMA Kobe 1995 (JKB), Fukiai 1995 (FKI), 60 秒間の記録を使用) の主軸成分を用いる一方、残り 4 波については一様乱数とした。なお、位相特性を一様乱数とした模擬地震動において、包絡関数は文献 10)におけるレベル 2 地震動（継続時間；120 秒）を用いた。本研究では、模擬地震動の振幅を 0.20 倍、0.25 倍、0.30 倍、0.35 倍、0.40 倍の 5 段階に係数倍して解析を行った。

3. 静的漸増載荷解析

3.1. 変位モード強制型静的漸増載荷解析の流れ

文献 11)において、筆者は非線形領域での 1 次モード形の変動を考慮した変位モード強制型静的漸増載荷解析を提案している。本論文では、これを耐力低下の生じる骨組に適用し、これに基づき等価 1 自由度系縮約を行う事とした。変位モード強制型静的漸増載荷解析の仮定条件は以下の 4 つである。

- 1) 部材の非線形ばねの復元力特性は正負対称である。
- 2) 多層骨組の各ステップにおける 1 次モードベクトルは、当該ステップでの各部材の等価剛性に基づき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）に対する割線剛性に近似できる。
- 4) 各ステップで多層骨組に強制する変形分布は上記 2)、3)より定まる 1 次モード形 ϕ_1 と相似とする。

ここで、解析は最上階床（ N 階床）の水平変位 y_N で制御するものとし、増分変位を Δy とする。現ステップでの多層骨組の全体等価剛性マトリクスを ${}_n\mathbf{K}_{EQ}$ 、質量マトリクスを $\mathbf{M}$ とし、仮定条件 2)と 3)に基づき現ステップでの 1 次モードベクトル ${}_n\phi_1$ を式(3)より定める。

$$\left(-{}_n\omega_{eq}^2\mathbf{M}+{}_n\mathbf{K}_{EQ}\right){}_n\phi_1=0 \quad (3)$$

ここで、1 次モードベクトル ϕ_1 は最上階床で 1 となるように基準化する事とする。式(3)より得られた現ステップでの 1 次モードベクトル ${}_n\phi_1$ を用いて、次ステップでの 1 次モードの等価変位 ${}_{n+1}D_1^*$ を式(4)から定める。

$${}_{n+1}D_1^*=({}_ny_N+\Delta y)/{}_n\beta_1 \quad (4)$$

$${}_n\beta_1={}_n\phi_1^T\mathbf{M}\mathbf{1}/{}_n\phi_1^T\mathbf{M}_n\phi_1 \quad (5)$$

ここで、 ${}_n\beta_1$ は現ステップでの 1 次モードの刺激係数、 $\mathbf{1}$ は全ての成分が 1 となるベクトルである。次いで仮定条件 4)より次ステップでの各階床の水平変位ベクトル ${}_{n+1}\mathbf{d}$ が式(6)より得られる。

$${}_{n+1}\mathbf{d}={}_n\beta_1{}_n\phi_1{}_{n+1}D_1^* \quad (6)$$

一方、全体剛性マトリクス ${}_n\mathbf{K}_{EQ}$ は、骨組の各節点の鉛直・回転方向の自由度を含んだ剛性マトリクスを静的縮約して得られる各構面の剛性マトリクスから得られるものであるため、式(6)のみでは次ステップでの各節点変位の鉛直・回転成分を求める事ができない。そこで、本解析では各階床の増分水平変位 $\Delta_n\mathbf{d}$ ($={}_{n+1}\mathbf{d}-{}_n\mathbf{d}$) を求め、各構面の瞬間剛性マトリクスより各節点増分変位の鉛直・回転成分を求める。各節点増分変位から次ステップでの部材の応力が得られれば、内力と釣合う外力として次ステップでの復元力ベクトル ${}_n\mathbf{f}_R$ が得られる。一方、部材の剛性変化に伴い節点に生じる不釣り合い力の鉛直およびモーメント成分は次ステップで解除する事で処理している。解析のフローは文献 11)を参照されたい。

なお、せん断破壊により耐力低下が生じる部材では耐力低下域で瞬間剛性が負の値となるが、本解析では最大点割線剛性が正の値となる限り、耐力低下域においても 1 次モードベクトルは耐力低下が生じない場合と同様に算定可能である。ただし、各節点変位の鉛直・水平成分の算定において部材の瞬間剛性が必要となるため、本解析では時刻歴応答解析と同様、見かけ上の瞬間剛性を弾性時の剛性の 0.001 倍として算定を行う事としている。

3.2. 静的漸増載荷解析結果

時刻歴応答解析に先立ち、前節で述べた方法に基づき変位モード強制型静的漸増載荷解析を実施する。文献 1)では、耐震 3 次診断で静的漸増載荷解析を用いる場合のせん断破壊型部材の扱いとして、せん断破壊した部材から順次両端ピン部材に置換して複数回の静的漸増載荷解析を行う事で、耐力低下を模擬する方法が示されている。そこで本研究では、(1)非線形せん断ばねの耐力の耐力低下を、負勾配領域を含む復元力特性により直接的に扱う方法(以下では Case 1 と表記)、(2)文献 1)と同様に、せん断破壊した部材を順次両端ピンに置換する方法(以下では Case 2 と表記)の 2 つの方法で解析を行う事とした。ここで、Case 2 では、せん断破壊した部材を両端ピン部材に置換する際、置換後の骨組でのせん断破壊していない部材での剛性低下の影響は無視した。

図-5 に Case 1 と Case 2 での各構面の崩壊過程の比較、図-6 には Case 1 における各層層せん断力-層間変形の関係をそれぞれ示す。ここで、図-6 中に示している(1)、

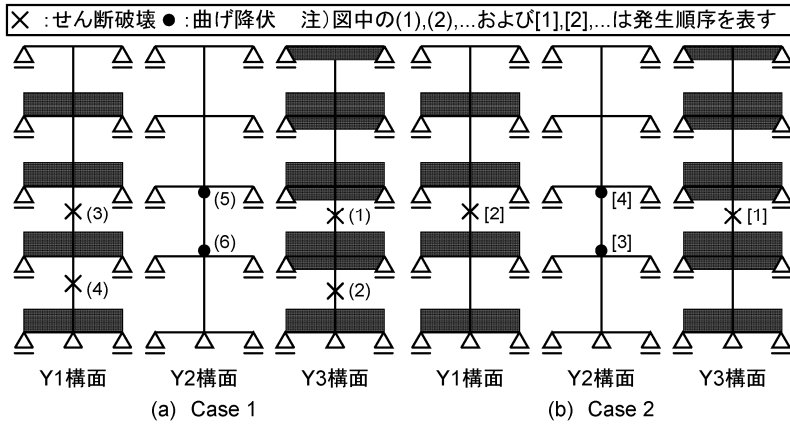


図-5 各構面の崩壊過程の比較

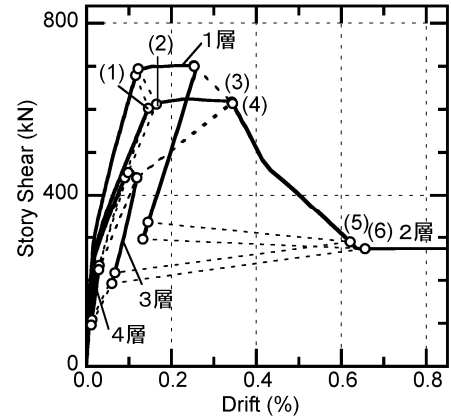


図-6 各層層せん断力-層間変形角関係 (Case 1)

(2)・・・(6)の番号は、図-5に示している各部材がせん断破壊あるいは曲げ降伏したステップを表している。

図-5(a)および図-6より、Case 1では最初にY3構面の2層柱、1層柱、次いでY1構面2層柱と1層柱で順にせん断破壊が生じ、この時点で2層の層間変形角の急激な増加が始まる一方で他の層では逆に除荷により層間変形は減少して、最終的にはY2構面2層柱の柱頭と柱脚の降伏により2層での層崩壊に至る事がわかる。

一方、図-5においてCase 1とCase 2の比較を行うと、最終的な崩壊形が2層での層崩壊となる事は両者で一致しているものの、詳細において若干の違いが生じている。すなわちCase 1では、Y1構面とY3構面において2層と1層の柱でせん断破壊が生じているのに対し、Case 2でY1構面とY3構面でせん断破壊しているのは2層柱のみであり、1層柱にはせん断破壊が生じていない。加えて、Case 1ではY2構面の2層柱の降伏順序は、柱頭が先で柱脚が後となっている。以上の違いが生じた要因としては、1) Case 2ではせん断破壊した部材は瞬時に耐力を全て失うと仮定して両端ピン部材に置換しているが、Case 1では耐力低下域では仮定した復元力特性に応じて耐力が徐々に低下しているため、2) Case 2ではせん断破壊した部材を両端ピン部材に置換する際、置換後の骨組においてせん断破壊していない部材での剛性低下の影響は無視しており、せん断破壊後の置換骨組において非線形領域での1次モード形がCase 1とは異なるため、の2点である。なお、変位モード強制型静的漸増载荷解析では、耐震2次診断でIs値が最小となる1層での層崩壊とならなかった理由としては、本解析対象建物では基礎梁の影響により1層の剛性が相対的に高くなる事により、1次モード形が1層より2層で層間変形が大きくなる形となったためと考えられる。

図-7に等価加速度 A_1^* -等価変位 D_1^* 関係ならびに等価粘性減衰定数 h_{1eq} -等価変位 D_1^* 関係を、Case 1とCase 2で比較して示す。ここで、変位モード強制型静的漸増载荷解析の結果より、各ステップにおける1次モードの

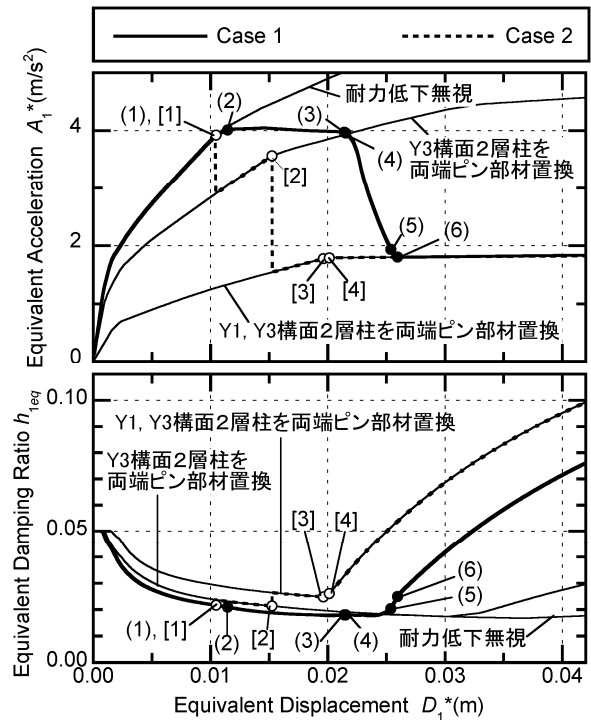


図-7 等価加速度・等価粘性減衰定数と等価変位の関係

等価加速度 ${}_n A_1^*$ 、および等価粘性減衰定数はそれぞれ式(7)、(8)より得られる。

$${}_n A_1^* = {}_n \beta_1 {}_n \Phi_1^T {}_n \mathbf{f}_R / {}_n M_1^* \quad (7)$$

$${}_n h_{1eq} = \sum_i {}_n h_{eqi} \cdot {}_n W_{ei} / \sum_i {}_n W_{ei} \quad (8)$$

$${}_n M_1^* = {}_n \beta_1 {}_n \Phi_1^T \mathbf{M} \mathbf{1} \quad (9)$$

ここで、 ${}_n M_1^*$ は現ステップでの1次等価質量、 ${}_n h_{eqi}$ は各ばねの等価粘性減衰定数、 ${}_n W_{ei}$ は各ばねのポテンシャルエネルギーである。ここで、各ばねの等価粘性減衰定数 ${}_n h_{eqi}$ は、曲げ破壊型部材では式(10)より、せん断破壊型部材では式(11)よりそれぞれ定める。

$${}_n h_{eqi} = \begin{cases} h_0 \sqrt{{}_n K_{EQi} / K_{Ei}} & {}_n \mu_i < 1 \\ 0.25 \left(1 - 1/\sqrt{{}_n \mu_i} \right) + h_0 \sqrt{{}_n K_{EQi} / K_{Ei}} & {}_n \mu_i \geq 1 \end{cases} \quad (10)$$

$${}_n h_{eqi} = h_0 \sqrt{{}_n K_{EQi} / K_{Ei}} \quad (11)$$

ここで、 h_0 は RC 部材の等価粘性減衰定数の初期値 (= 0.05), ${}_nK_{EQi}$, K_{Ei} はそれぞれ現ステップでの非線形ばねの等価剛性および弾性剛性, ${}_n\mu_i$ は曲げ破壊型部材の非線形曲げばねの塑性率である。なお、式(10), (11)は文献 12)と同様に減衰を瞬間剛性比例型と仮定した場合に適合するように修正したものである。

図-7 より、等価加速度 A_1^* —等価変位 D_1^* 関係を Case 1, 2 で比較すると、Y3 構面の 2 層柱がせん断破壊する時の A_1^* , D_1^* は当然ながら Case 1, 2 で一致するが、Y1 構面の 2 層柱がせん断破壊する時 (Case 1 では図中の(3), Case 2 では図中の[2]) では Case 2 の方が Case 1 と比べて A_1^* , D_1^* とともに小さくなっている事、および Y2 構面の 2 層柱が曲げ降伏する時の D_1^* が Case 2 (図中の[3], [4]) では Case 1 (図中の(5), (6)) と比べて小さくなっている事がわかる。加えて、等価粘性減衰定数 h_{1eq} —等価変位 D_1^* 関係 Case 1, 2 で比較すると、Case 2 の方が Case 1 と比較して同一の D_1^* に対する h_{1eq} が大きくなっている事がわかる。

4. 時刻歴応答解析結果

4.1. 最大層間変形の推定結果

次いで、等価線形化法により最大層間変位を推定し、時刻歴応答解析結果との比較を行う。ここで、最大応答の推定には前章の Case 1 と Case 2 の両者の結果を用いる事とした。減衰による応答スペクトルの低減 $F(h_{1eq})$ は式 (12)を用いて算定した。

$$F(h_{1eq}) = 1.5 / (1 + 10h_{1eq}) \quad (12)$$

図-8 に最大層間変形角の推定結果を、入力倍率別に示す。図-8 より、入力倍率が 0.20 倍と 0.25 倍では等価線形化法による推定結果は Case 1, Case 2 で一致し、かつ時刻歴応答解析結果を安全側に推定できている事がわかる。一方、入力倍率が 0.30 倍の場合では、推定結果では 2 層で層崩壊となるものの、時刻歴応答解析では 2 層で層崩壊したケースはなく、1 層で層崩壊したケースでは 1 層の層間変形角の推定値が時刻歴応答解析結果を下回った。加えて、入力倍率が 0.35 倍、0.40 倍の場合では、2 層で層崩壊が生じたケースにおいては、2 層の最大層間変形角の推定値が時刻歴応答解析結果の最大値と概ね対応している一方、1 層で層崩壊、および 1 層と 2 層での部分崩壊 (Y1 構面と Y3 構面の 1・2 層柱でせん断破壊、Y2 構面の 2 階梁と 1 層柱脚と 2 層柱頭で曲げ降伏) となったケースでは、1 層の最大層間変形角の推定値が時刻歴応答解析結果を下回った。なお、入力倍率が 0.30 倍、0.35 倍、0.40 倍のいずれのケースにおいても Case 1 と Case 2 の差異は非常に小さくなった。この事より、文献 1)と同様にしてせん断破壊した部材を順次両端ピン

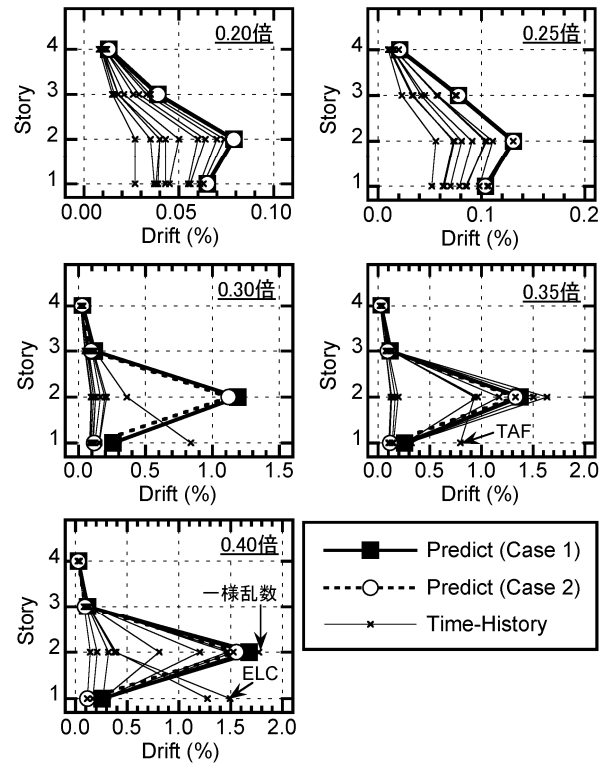


図-8 最大層間変形角の推定結果

に置換する方法で、せん断破壊する部材を含む建物の最大応答の推定の際に、耐力低下の影響を近似的に取り扱う事ができると考えられる。

4.2. 1次モード応答の評価

ここでは、時刻歴応答解析結果で静的漸増載荷解析結果と同様に 2 層で層崩壊した場合と、静的漸増載荷解析結果とは異なり 1 層のみで層崩壊が生じた場合と、2 層での部分崩壊が生じた場合の 3 ケースについて、文献 13)に沿って 1 次モード成分の抽出を行い、静的漸増載荷解析結果との比較を行う。時刻歴応答解析結果により得られた変位ベクトル $\mathbf{d}(t)$, 復元力ベクトル $\mathbf{f}_R(t)$ から式(13)により、1 次モード成分の等価変位 $D_1^*(t)$, 等価加速度 $A_1^*(t)$ を求める。

$$D_1^*(t) = \frac{\beta_1 \Phi_1^T \mathbf{M} \mathbf{d}(t)}{M_1^*}, A_1^*(t) = \frac{\beta_1 \Phi_1^T \mathbf{f}_R(t)}{M_1^*} \quad (13)$$

なお、式(13)中の 1 次等価質量 M_1^* は、1 次モード成分の抽出にて用いた 1 次モードベクトルを用いて式(9)より算定した。図-9 に、(a)静的漸増載荷解析と同様に 2 層で層崩壊した場合 (入力倍率: 0.40 倍, 位相: 一様乱数), (b) 1 層で層崩壊した場合 (入力倍率: 0.40 倍, 位相: ELC), (c) 1 層と 2 層で部分崩壊した場合 (入力倍率: 0.35 倍, 位相: TAF) の 3 ケースについて抽出した 1 次モード成分の $A_1^*(t)-D_1^*(t)$ 関係を、静的漸増載荷解析結果 (Case 1) と重ねて示す。図-9 (a)より、2 層で層崩壊が生じた場合には、抽出された 1 次モード成分の履歴応答は規則的なループを描いており、かつピーク値は静的漸増載荷解

析結果より得られた $A_1^*-D_1^*$ 関係と非常に良好に対応する事がわかる。一方、図-9 (b), (c) より、静的漸増載荷解析結果と異なる崩壊形が生じた場合には、抽出された 1 次モード成分の履歴応答は不規則なループを描いており、かつピーク値は静的漸増載荷解析結果との対応が悪い事がわかる。これは、高次モード応答の影響により崩壊形が変動した結果、1 次モード形が静的漸増載荷解析結果とは異なる形になったためであると考えられる。

5. まとめ

本論文では、せん断破壊型と曲げ破壊型の部材の混在した既存鉄筋コンクリート造建物を対象として、1 次モード形の変動を考慮した変位モード強制型静的漸増載荷解析を用いて、地震時最大応答の推定を試みた。結論を以下に記す。

- (1) 変位モード強制型静的漸増載荷解析と時刻歴応答解析で崩壊形が一致する場合は、等価線形化法で崩壊層の最大層間変形角を安全側に推定できるものの、崩壊形が異なる場合には、崩壊層の最大層間変形角の推定結果は危険側の結果となった。
- (2) せん断破壊した部材を順次両端ピンに置換して複数回の静的漸増載荷解析に基づき推定を行った結果は、非線形せん断ばねの耐力の耐力低下を直接的に扱って推定した結果と比較して差異は小さい。
- (3) 時刻歴応答解析結果から抽出された 1 次モード成分は、静的漸増載荷解析結果と時刻歴応答解析で崩壊形が一致する場合には規則的なループを描きかつピーク値は静的漸増載荷解析結果と良好に対応するものの、崩壊形が異なる場合には静的漸増載荷解析結果との対応は悪い。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準・同解説，2001. 10
- 2) 久野 雅祥，岡田 恒男：耐震壁をもつ低層鉄筋コンクリート建物の地震応答（1 質点壁フレーム並列系の応答），日本建築学会関東支部研究報告集，pp.41-44，1975
- 3) 例えば American Society of Civil Engineering (ASCE): Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-06, 2007
- 4) 例えば吉川 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
- 5) 例えば金 裕錫，壁谷澤 寿海：耐力劣化型 RC フレーム構造の等価 1 自由度系縮約に関する研究，コ

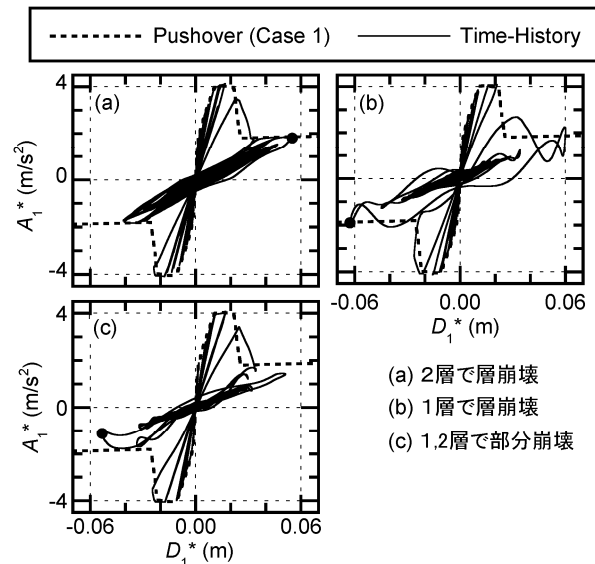


図-9 1 次モード成分の履歴応答

ンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.2，pp.943-948，2009. 6

- 6) 菅野 俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究，コンクリートジャーナル，Vol. 11，No. 2，pp.1-9，1973.2
- 7) 菅野 俊介，東端 泰夫，山口 育雄：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究（その 18：初ひびわれ時及び降伏時の剛性），日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），構造系，pp.1323-1324，1974.10
- 8) 高橋 之，上田 博之，角 彰，市之瀬 敏勝，祖父江 美枝，田中 弘臣：腰壁と袖壁を有する鉄筋コンクリート部材の曲げ設計モデル，日本建築学会構造系論文集，第 74 巻第 641 号，pp.1321-1326，2009.7
- 9) 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
- 10) 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
- 11) 藤井 賢志：粘弾性制震部材を用いた RC 造多層偏心骨組の変位モード強制型静的漸増載荷解析，日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），B-2，pp.783-784，2009. 8
- 12) 吉川 和秀，岡野 創，小鹿 紀英：高次モードを考慮した単層偏心建物の地震応答評価，日本建築学会構造系論文集，第 621 号，pp.57-65，2002. 12
- 13) 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