

論文 せん断破壊による耐力低下の扱いが既存建築物の変位モード強制型静的漸増載荷解析結果に与える影響

藤井 賢志*1

要旨: 本論文では、せん断破壊後の耐力低下の扱いとして、せん断破壊後に部材はせん断耐力を瞬時に喪失するという仮定のもとで、非線形領域での1次モード形の変動と耐力低下を考慮した既存建築物の変位モード強制型静的漸増載荷解析の方法を示す。加えて、せん断破壊後の耐力低下の扱いが解析結果に与える影響について検討する。検討の結果、負勾配の程度を急にしたときの解析結果は、変位が大きくなるにつれて、せん断破壊後に瞬時に全耐力を喪失すると仮定したときの解析結果に漸近することがわかった。

キーワード: 既存建築物, 静的漸増載荷解析, 耐力低下, 地震応答評価

1. はじめに

既存鉄筋コンクリート造(以下RC造)建築物の地震応答評価において、変形能力の乏しい部材のせん断破壊による耐力低下の扱いが重要な課題となる。既往の多自由度系の非線形応答評価に関する検討では、せん断破壊後の部材の耐力低下の扱いの方法として、耐震診断基準¹⁾と同様に全せん断耐力を瞬時に喪失と仮定する場合³⁾と、せん断破壊後の耐力低下の挙動を負勾配を用いてモデル化する場合(例えば^{4)~6)}と2つに大別できる。前者の方法は、モデル化が簡便かつ単純明快であり、かつ耐力低下が最も厳しい状況を想定しているため安全側のモデル化であるが、これを骨組モデルで扱う際には、せん断耐力喪失時に解放されるせん断力の扱いが問題となる。一方、後者の方法では、前者と比べて実験結果により近いせん断破壊後の挙動を反映させることが可能である⁷⁾。しかしながら、このモデル化による解析結果の妥当性は、負勾配の仮定に大きく依存するものの、現状では全てのせん断破壊型部材に対して耐力低下域を適切にモデル化するのは難しい。加えて、耐力低下域では負勾配による数値解析上の問題が生じる可能性もある。従って、静的非線形解析による既存建築物の耐震性能評価法の開発のためには、耐力低下の影響と非線形領域での1次モード形の変動を考慮して、安定した解析結果が確実に得られる静的漸増載荷解析手法が不可欠である。

本論文では、せん断破壊後の耐力低下の扱いとして前者の考え方を採用して、文献5)の方法を基として、非線形領域での1次モード形の変動と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の方法を示す。加えて、せん断破壊後の耐力低下の扱いが解析結果に与える影響について検討する。なお、耐力低下を伴う建築物の等価1自由度系縮約による非線形地震応答評価の適用可能性については本論文では議論の対象外とするが、これに関しては既往の文献5), 6)等を参照されたい。

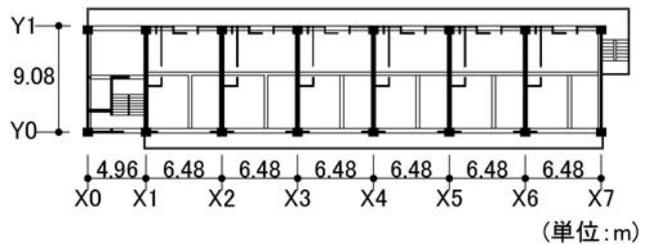


図-1 基準階平面図

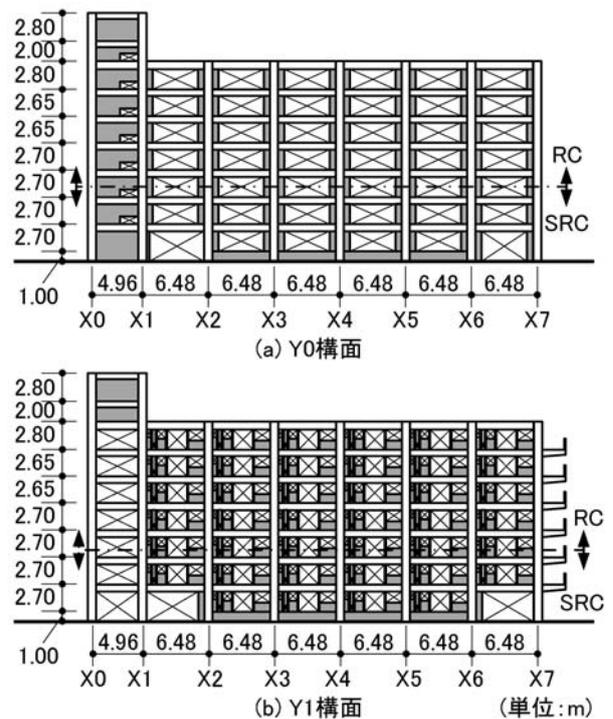


図-2 構面軸組図

2. 解析対象建築物

2.1. 対象建築物の概要

検討解析対象建築物は、文献6)の検討で用いた1978年建設(団地管理年度)の地上7階建ての集合住宅(地下階なし)である。図-1に基準階平面図、図-2に構面軸組図、図-3に構面の詳細軸組図を示す。解析対象

*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)

建築物の詳細に関しては文献 6)を参照されたい。

2.2. 対象建築物のモデル化

本研究では、文献 6)と同様、対象建築物の桁行方向のみを検討対象とし、部材レベルの平面骨組によりモデル化とした。梁および柱部材は、矩形断面図心を通る線材に、耐震壁はスパン中央を通る線材に置換した。剛域はフェイス位置までとした。各部材は材中央部にせん断ばねを有する材端剛塑性ばねモデルでモデル化した。図-4 に各部材の非線形ばねの復元力特性を示す。ここで、各部材は診断基準^{1), 2)}に従ってせん断終局耐力 Q_{su} ならびに曲げ終局モーメント M_y を求めて曲げ破壊型とせん断破壊型に分類し、別々の方法によりモデル化した。すなわち、曲げ破壊型部材 (曲げ柱、梁) においては、曲げばねにより部材の非線形挙動を代表させることとし、曲げばねを非線形挙動、せん断ばねを線形弾性挙動とした。ただし、曲げ壁ならびに袖壁付き柱に関しては、せん断ひび割れによる剛性低下の影響を考慮して、せん断ばねの挙動を2折れ線による非線形挙動とした。一方、せん断破壊型部材 (柱、せん断壁) については、せん断ばねにより部材の非線形挙動を代表させることとし、せん断ばねを非線形挙動、曲げばねを線形弾性挙動とした。加えて、図-4(b)に示すように、1層・2層柱では充腹型の SRC 造であることを考慮してせん断降伏耐力に達した後は耐力を維持するものとしてモデル化する一方、他のせん断破壊型部材ではせん断終局耐力 Q_{su} に到達後に耐力低下が生じるとした。一方、鉛直部材の軸方向変形に関しては線形弾性挙動とした。各部材における非線形ばねの復元力特性の仮定 (曲げばねにおける降伏点割線剛性低下率 α_y 、せん断ばねにおける第2折れ線の剛性低下率 β_1 の仮定) の詳細については、モデル化を文献 6) と同じとしているため、こちらを参照されたい。

3. 静的非線形解析における耐力低下の扱い

3.1. せん断ばねにおける耐力低下のモデル化

本論文では、せん断破壊による耐力低下の扱いとして、以下の2種類を検討対象とする。図-5 にせん断ばねにおける耐力低下のモデル化を示す。

Case A 負勾配により耐力低下域をモデル化する場合：本論文では、図-5(a)に示すように耐力低下域を含めて4折れ線で復元力特性をモデル化した。ここで、耐力低下域 (第3折れ線) の勾配の第1折れ線に対する比率 β_2 の値として、 -0.01 、 -0.02 、 -0.04 の3通りを仮定した。なお、耐力低下後にせん断ばねの耐力を Q_{su} の0.01倍を維持すると仮定しているのは、数値計算の安定性を確保するためである。これにより、せん断ばねが耐力を0.01倍となるときのせん断変形角の値は、 $\beta_2 = -0.01$ のときには $0.029 \sim 0.034$ 、 $\beta_2 = -0.02$ のときには $0.017 \sim 0.019$ 、

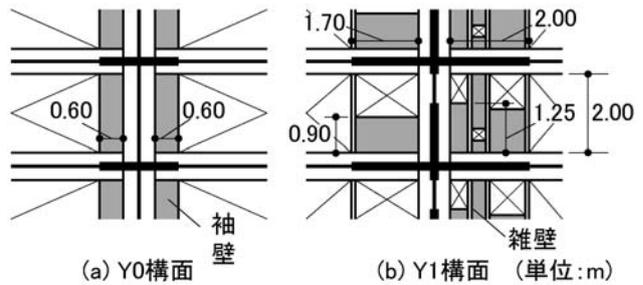


図-3 構面の詳細軸組図

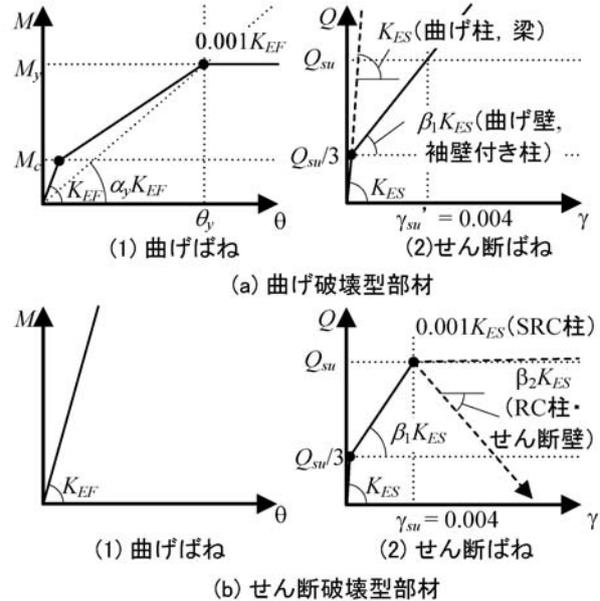


図-4 各部材の非線形ばねの復元力特性

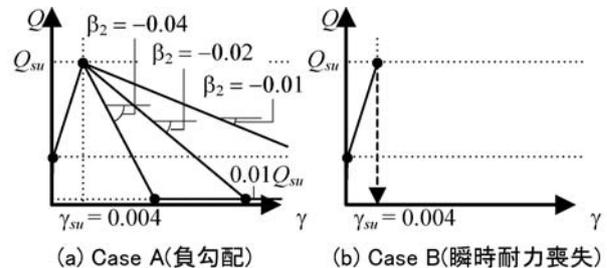


図-5 せん断ばねにおける耐力低下のモデル化

$\beta_2 = -0.04$ のときには $0.010 \sim 0.012$ となる。以下では、 $\beta_2 = -0.01$ 、 -0.02 、 -0.04 の場合をそれぞれ Case A1, Case A2, Case A4 と表記する。なお、数値計算上の問題を回避するため、耐力低下域では、解析時に用いる見かけ上の瞬間剛性として第1折れ線の傾きの $1/10000$ の値を用いた。加えて、各ばねの履歴モデルとしては、文献 6) と同じで、非線形せん断ばねでは原点指向型、非線形曲げばねでは Muto モデル⁸⁾において、曲げ降伏後の除荷剛性を曲げばねの塑性率の平方根に逆比例で低下するように修正したモデルを用いた。

Case B 瞬時に全耐力を喪失する場合：本論文では、図-5(b)に示すようにせん断変形がせん断終局点に至ると、せん断ばねはせん断破壊して、瞬時に全耐力を喪失すると仮定した。これは、先の Case A において、 $\beta_2 = -$

∞ と仮定する場合に相当する。なお、せん断ばねは、せん断破壊後にはせん断力を全く負担しないものとした。

3.2. せん断破壊により瞬時に耐力を喪失する場合における静的非線形解析の概要

本論文では、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」⁵⁾により静的非線形解析を行い、この結果に基づき等価1自由度系縮約を行う。ここで、文献5)における「変位モード強制型静的漸増載荷解析」の仮定は以下の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水平変位ベクトル ${}_n\mathbf{d}$ は、上記2), 3)より定まる1次モードベクトル ${}_n\beta_{1n}\phi_1$ と相似形とする。

ここで、ベクトルの添え字の n はステップ数である。本研究では、前節で述べた Case B に関しては、以下の仮定を追加した。

- 5) 各部材の非線形ばねの除荷剛性は、部材の破壊形式にかかわらず、上述の仮定3)に基づく等価剛性（＝割線剛性）とする。

本研究における、せん断破壊後に全耐力を瞬時に喪失する場合での解析上での扱いを図-6に示す。同図に示すように、1つ以上の部材でせん断破壊に至ったステップにおいて、解析上では骨組の全節点変位（水平・鉛直ならびに回転成分）を一旦原点まで戻す。この際、仮定5)より、各部材の非線形ばねの復元力ならびに変形は原点に戻る。次に、せん断破壊した部材を、後述するせん断剛性が0の部材に置換し、再度静的漸増載荷解析を行う。なお、せん断破壊していない部材の非線形ばねでは、再載荷時の剛性は割線剛性とする。以上により、通常の「変位モード強制型静的漸増載荷解析」の繰り返しで、せん断破壊による部材の耐力喪失を考慮した解析が可能となる。

以下では、せん断破壊した部材を耐力喪失後に置換する「せん断剛性が0の部材」の部材剛性マトリクスを誘導する。図-7に示す、中央にせん断ばねを有する部材について、材端モーメント増分を ΔM_A , ΔM_B , 材端たわみ角を $\Delta\theta_A$, $\Delta\theta_B$ で表すと、両者の関係は式(1)で表される。

$$\begin{Bmatrix} \Delta\theta_A \\ \Delta\theta_B \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 2f_0 + f_s & -f_0 + f_s \\ -f_0 + f_s & 2f_0 + f_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta M_A \\ \Delta M_B \end{Bmatrix} \quad (1)$$

ここで、式(1)中の f_0 , f_s は図-7に示す部材の曲げ柔

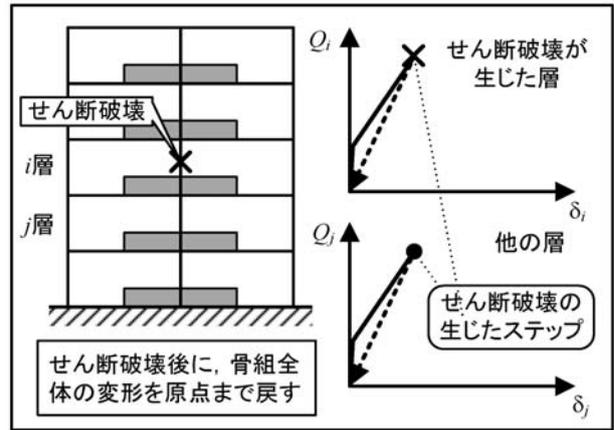


図-6 耐力を瞬時に喪失する場合での解析上の扱い

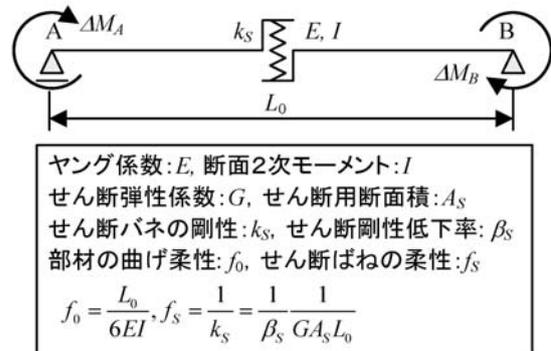


図-7 中央にせん断ばねを有する部材

性、せん断ばねの柔性である。加えて、説明の簡略化のため、ここでは部材端の剛域を省いている。式(1)より、 ΔM_A , ΔM_B を $\Delta\theta_A$, $\Delta\theta_B$ で表すと式(2)が得られる。

$$\begin{Bmatrix} \Delta M_A \\ \Delta M_B \end{Bmatrix} = \frac{1}{\begin{bmatrix} 1+2(f_0/f_s) & -1+(f_0/f_s) \\ -1+(f_0/f_s) & 1+2(f_0/f_s) \end{bmatrix}} \begin{Bmatrix} \Delta\theta_A \\ \Delta\theta_B \end{Bmatrix} \quad (2)$$

式(2)において、 $(f_0/f_s) \rightarrow 0$ とすると、「せん断剛性が0の部材」の部材剛性マトリクスが式(3)の形で得られる。

$$\begin{Bmatrix} \Delta M_A \\ \Delta M_B \end{Bmatrix} = \frac{1}{6f_0} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\theta_A \\ \Delta\theta_B \end{Bmatrix} \quad (3)$$

なお、全耐力を瞬時に喪失した部材のモデル化として、

これとは別に、両側の剛域端にピンを有する部材に置換する方法も考えられる。しかしながら、本研究では、せん断破壊型部材ではせん断ばねに部材の非線形挙動を代表させて曲げばねは線形弾性挙動とするモデル化を採用したため、これとの整合性を取るため、せん断剛性のみを0とした部材で置換することとした。

4. 静的非線形解析結果

4.1. 解析方法

本論文では、Case A1, Case A2, Case A4 (負勾配)では文献5)に示す「変位モード強制型静的漸増載荷解析」により解析を行った。一方、Case B (せん断破壊後に瞬時に全耐力を喪失)の場合には、前章にて述べた方法により、せん断破壊した部材を逐次置換することで「変位モード強制型静的漸増載荷解析」を行った。なお、本論文では、解析の効率化のため、1つ以上の部材でせん断変形角 γ がせん断終局変形角 γ_{su} に至ったステップにおいて、 γ が γ_{su} の0.99倍以上となった部材もまとめて置換することとした。加えて、数値計算の精度と安定性確保のため、最上階での変位増分 Δy の大きさを、文献6)での解析の1/5である $\Delta y = 3.90 \times 10^{-5} \text{m}$ とした。すなわち、最上階変位が建物高さの1/100 (=0.195m)に達するまでに要するステップ数は5000ステップである。解析は、いずれかの層で層間変形角が1/50に至るまで行った。

4.2. 負勾配の程度の違いが解析結果に与える影響

初めに、負勾配の程度の違いが解析結果に与える影響について検討する。図-8に、層せん断力-層間変位関係を、Case A1, Case A2ならびにCase A4の結果を比較して示す。同図(a)より、Case A1の場合では、3層と4層で層間変位が著しく増大していることから、3~4層での部分崩壊となっていることがわかる。一方、同図(b), (c)よりCase A2, Case A4の場合では、3層と4層のみならず5層でも層間変位が著しく増大していることから、3~5層での部分崩壊となっていることがわかる。なお、文献6)での解析はCase A2 ($\beta_2 = -0.02$)の場合に対応するが、

本論文での崩壊形は文献6)での静的漸増載荷解析結果(3~4層での部分崩壊)とは異なる結果となった。これは、本論文の解析では、変位増分 Δy の大きさを1/5にしたことにより、耐力低下域での1次モード形の変動が急激になったためであると考えられる。

以上より、文献5)の「変位モード強制型静的漸増載荷解析」により耐力低下の生じる建築物の解析を行う場合、その結果は負勾配の程度に大きく依存し、崩壊形が異なる結果となることもあることがわかる。

4.3. 等価1自由度系縮約

次いで、静的漸増裁可解析結果に基づき等価1自由度系縮約を行い、耐力低下の扱いによる違いを比較する。文献5)と同様にして、各ステップにおける1次モードの等価加速度 ${}_n A_1^*$ 、等価変位 ${}_n D_1^*$ はそれぞれ式(4)~(7)より求めた。

$${}_n A_1^* = {}_n \beta_1 {}_n \phi_1^T {}_n \mathbf{f}_R / {}_n M_1^* \quad (4)$$

$${}_n D_1^* = {}_n \beta_1 {}_n \phi_1^T \mathbf{M}_n \mathbf{d} / {}_n M_1^* \quad (5)$$

$${}_n \beta_1 = {}_n \phi_1^T \mathbf{M} \mathbf{1} / {}_n \phi_1^T \mathbf{M}_n \phi_1 \quad (6)$$

$${}_n M_1^* = {}_n \beta_1 {}_n \phi_1^T \mathbf{M} \mathbf{1} \quad (7)$$

ここで、 ${}_n \mathbf{f}_R$ は現ステップでの復元力ベクトル、 ${}_n M_1^*$ は1次等価質量、 \mathbf{M} は質量マトリクス、 $\mathbf{1}$ は全ての要素が1のベクトルである。

図-9に、等価1自由度系縮約により得られた等価加速度 A_1^* - 等価変位 D_1^* 関係を、モデル化の違いごとに比較して示す。ここで、図中のCase Bの結果(黒の太い実線)は、解析結果(灰色の細い実線)の包絡線である。加えて、図中の[1]~[3]の番号は図-8と同じ点を表している。同図より、Case A2, Case A4の結果は等価変位 D_1^* が大きくなるにつれてCase Bの結果に漸近しているのに対し、最も負勾配の緩やかなCase A1は他3ケースと比べて等価加速度が大きくなっていることがわかる。

ここで、Case A2, Case A4の結果がCase Bの結果に漸近した理由を調べるため、層せん断力と層間変形の分布を調べる。図-10に、4層の層間変形角が $R = 1/100$ な

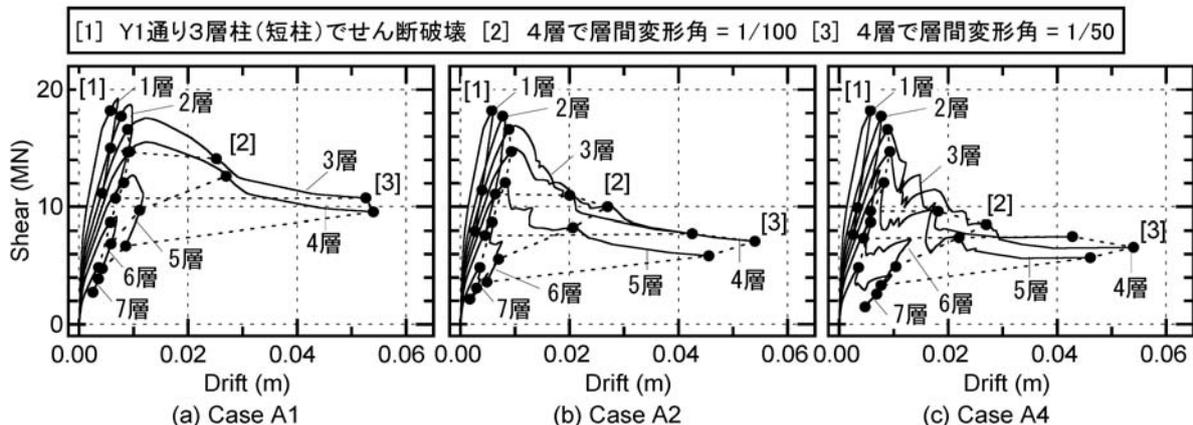


図-8 層せん断力-層間変位関係 (Case A: 負勾配)

らびに $R = 1/50$ に達したステップ (図-8, 図-9 での[2], [3]に対応) における層せん断力と層間変形角の分布を比較して示す。同図(a)より, $R = 1/100$ の場合には全てのケースで層せん断力が異なっているものの, $R = 1/50$ の場合には Case A2, Case A4 は Case B の結果とほぼ一致していることがわかる。加えて同図(b)より, $R = 1/100$ ならびに $R = 1/50$ の両方において, Case B の結果は Case A2, Case A4 とほぼ一致し, 3~5 層において層間変形角が大きくなっていることがわかる。従って, 図-9 において, Case A2, Case A4 の結果は等価変位 D_1^* が大きくなるにつれて Case B の結果に漸近している理由は, Case A2, Case A4 の崩壊形が Case B と同じ 3~5 層での部分崩壊となり, かつ等価変位 D_1^* が大きくなるにつれて, Case A2 と Case A4 においてせん断破壊した部材の耐力が十分に低下したためであると考えられる。

4.4. 変位分布・復元力分布と 1 次モード形

ここで, 耐力低下を伴う骨組に関する「変位モード強制型静的漸増載荷解析」の問題点を検討する。

「変位モード強制型静的漸増載荷解析」では, 各ステ

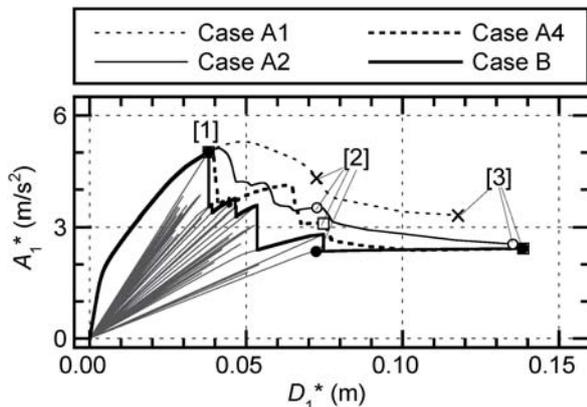


図-9 等価 1 自由度系縮約結果の比較

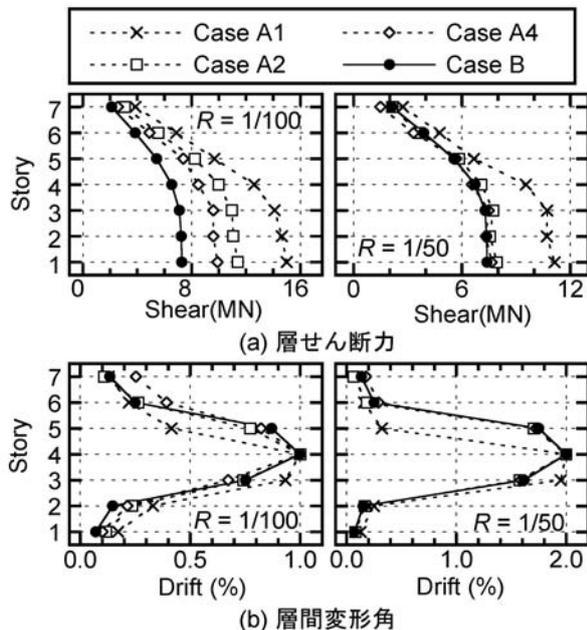


図-10 層せん断力・層間変形角の比較

ップでの 1 次モード形に相似となるように水平変位を強制させる解析であるため, 各ステップの変位ベクトル ${}_n \mathbf{d}$ から 1 次モード形は式(8)により対応づけられる。

$${}_n \beta_1 {}_n \Phi_1 = {}_n \mathbf{d} / {}_n D_1^* \quad (8)$$

一方, 各ステップにおいて, 変位分布を強制された結果として得られる復元力ベクトル ${}_n \mathbf{f}_R$ が 1 次モードによる分布と一致しているならば, ${}_n \mathbf{f}_R$ から 1 次モード形は式(9)により対応付けられることになる。

$${}_n \beta_1 {}_n \Phi_1 = \mathbf{M}^{-1} {}_n \mathbf{f}_R / {}_n A_1^* \quad (9)$$

ここで, 本研究でのケースにおいて, 適切に非線形領域での 1 次モード形の変動が考慮できていたのであれば, 式(9)による 1 次モード形は式(8)のものと同じと考えられる。そこで以下では, 個々のケースについて, 両者の比較を行う。

図-11 に, 4 層での層間変形角が 1/50 に達したステップ (図-8, 図-9 での[3]に対応) における, 式(8), 式(9)より逆算した 1 次モード形をモデル化の違いごとに比較して示す。なお, いずれのケースでも, せん断破壊が生じる直前までは, 両者が完全に一致していることは確認している。同図(a)~(c)より, 負勾配を用いた Case A1, Case A2, Case A4 のいずれにおいても, 変位分布から逆算した 1 次モード形 (式(8)) と復元力分布から逆算した 1 次モード形 (式(9)) で明らかな差がみられること, 特にその傾向は同図(c)の Case A4 において顕著となっていることがわかる。その一方, 同図(d)より明らかなように, Case B では式(8)と式(9)による結果はほぼ完全に一致していることがわかる。

ここで, 負勾配により耐力低下域をモデル化した Case A の 3 ケースにおいて, 変位分布ならびに復元力分布からそれぞれ逆算した 1 次モード形が一致しなかった理由として, 以下の 3 つが考えられる。すなわち, Case A の

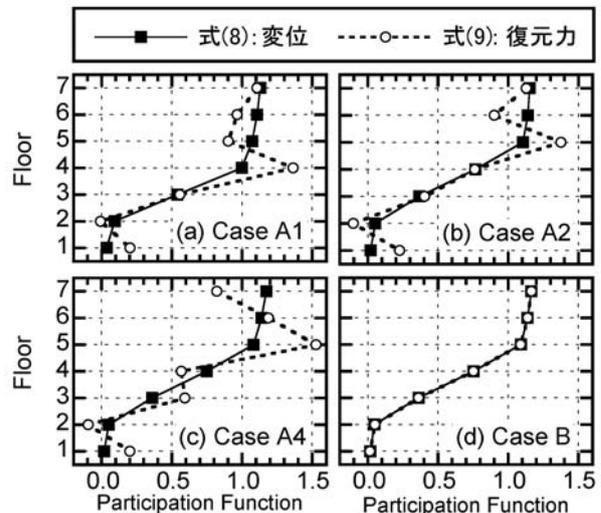


図-11 逆算した 1 次モード形の比較

解析では、(a) 建築物全体が耐力低下域に入ったときに、1次モード形の急激な変動が生じていること、(b) 負勾配領域に入った非線形せん断ばねにおいて、瞬間剛性マトリクス作成の際に、数値計算の安定性確保のため、負の値である真の瞬間剛性ではなくて、0に近い正の値を見かけ上の瞬間剛性として用いていること、(c) 既に降伏している曲げ破壊型部材において除荷剛性が等価剛性(割線剛性)とは異なること、の3点である。ここで、(a)に関しては、変位増分を小さくして、別途検討したところ、その場合には耐力低下域での1次モード形の変動がむしろ急激となる現象が確認されている。

一方、Case Bに関しては、本論文で示した方法では、せん断破壊による耐力低下を、変形を原点まで戻した後で当該部材をせん断剛性が0の部材に置換することで模擬していること、ならびに全ての部材の除荷剛性をその破壊形式にかかわらず割線剛性としているため、上記(a)~(c)の問題を回避できていると考えられる。なお、Case Bの方法で、変位増分を大きくして解析の安定性を別途検討したところ、最上階での変位増分を本論文の解析の20倍の $\Delta y = 7.80 \times 10^{-4} \text{m}$ とした場合でも、本論文で示した等価1自由度系縮約結果(図-9)とほぼ一致する結果が得られた。従って、Case Bの方法は、Case Aと比べて変位増分の大小に対して安定した解析法であると考えられる。

5. まとめ

本論文では、せん断破壊後に部材はせん断耐力を瞬時に喪失するという仮定のもとで、非線形領域での1次モード形の変動と耐力低下を考慮した、既存建築物の変位モード強制型静的漸増載荷解析の方法を示した。加えて、せん断破壊後の耐力低下の扱いが解析結果に与える影響について検討した。結論を以下に記す。

- (1) 負勾配を用いて耐力低下をモデル化した場合、1次モード形の変動を考慮した静的漸増載荷解析結果は負勾配の程度により大きく影響を受け、負勾配の緩急により崩壊形が異なる場合もある。
- (2) 負勾配の程度を急にした場合の静的漸増載荷解析結果は、変位が大きくなるにつれて、せん断破壊後に瞬時に全耐力を喪失すると仮定したときの解析結果に漸近する結果となった。
- (3) 負勾配を用いて耐力低下をモデル化した場合、耐力低下が生じた後では、変位分布ならびに復元力分布からそれぞれ逆算した1次モード形の差異が顕著となった。その一方、せん断破壊後に全ての耐力を瞬時に喪失すると仮定して、本論文で示した方法により解析した場合、変位分布ならびに復元力分布からそれぞれ逆算した1次モード形はほ

ぼ完全に一致した。

以上より、せん断破壊型部材における耐力低下域でのモデル化の不確実性等を考慮すると、静的漸増載荷解析と等価1自由度系縮約に基づいて対象建築物の地震応答評価を行う場合には、本論文で示した方法により静的漸増載荷解析を行う方が良いと考えられる。

謝辞

本論文は、日本建築学会構造委員会の既存中層RC建築物の耐震性能評価小委員会(以下、本小委員会と表記。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、著者個人の責任で取りまとめたものである。検討に際し、稲井先生ならびに大阪大学教授の倉本洋先生をはじめとする本小委員会の委員各位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本論文の解析で用いた集合住宅の資料をご提供いただきました。ここに謝意を示す。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：2001年改訂版 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
- 2) 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，1997.12
- 3) 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
- 4) 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，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.2，pp.943-948，2009.6
- 5) 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.943-948，2010.7
- 6) 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
- 7) 松川 和人ほか：脆性部材を有するRC造架構の構造性能評価に関する実験 その2 耐力低下部材を含む架構の解析，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，C-2，pp.809-810，2011.8
- 8) K. Muto, T. Hisada, T. Tsubawa, 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