

論文 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

金 裕錫^{*1}・壁谷澤 寿海^{*2}

要旨: 本研究では等価 1 自由度系縮約方法が耐力劣化システムまで適用可能であるかを模索する目的で耐力劣化型履歴モデルを用いた等価 1 自由度系縮約を試みた。検討方法としては破壊メカニズムを対象に、梁せん断破壊型、柱の曲げ降伏後耐力劣化型、そして、柱、梁両部材に耐力劣化が生じる建物を対象にして解析検討を行った。その結果、静的縮約法においては異種履歴モデルからなる建物の縮約時に弾塑性等価 1 自由度系の履歴モデルの設定に注意が必要であることや、柱のみに耐力劣化型履歴モデルを適用したケースにおいて縮約による予測精度が低い結果となった。

キーワード: 耐力劣化, 等価 1 自由度系, 鉄筋コンクリート, 高次モード

1. はじめに

Capacity Spectrum Method (CSM) は 1970 年代にはじめて紹介されて以来¹⁾, 性能基盤型工学において建物の解析, 設計および性能評価手段としてその重要な役割を果たしている。日本においても限界耐力計算の導入により CSM を採用することになり, 評価手法の精度および信頼性を高めるためには等価 1 自由度系縮約方法が重要であるとの認識のもとで, 縮約方法に関する数多くの研究が行われており, 立面および平面における構造部材の不規則的な配置による影響や, 高次モードの影響などを考慮できる縮約方法が提案されている^{2,3,4)}。

本研究では文献⁵⁾に採用されている縮約方法が耐力劣化システムまで適用可能であるかを模索する目的で耐力劣化型履歴モデルを用いて耐力劣化型フレーム構造の等価 1 自由度系縮約を試みた。検討方法としては破壊メカニズムを対象に, 梁せん断破壊型, 柱の曲げ降伏後耐力劣化型, そして, 柱, 梁両部材に耐力劣化が生じる建物を対象にして解析的検討を行った。

2. 履歴モデル概要

2.1 スケルトンカーブ

本研究で提案する耐力劣化型履歴モデルにおける大前提としては, スケルトンカーブや履歴ルールに用いる諸係数の算定法については今後の課題とし, 諸係数が与えられたときを想定し, 様々な履歴特性を持つ部材からなる建物の地震時挙動を検査することを目的とする。

力-変形関係の履歴モデルにおいては, スケルトンカーブの設定が必要であり, 部材の種類および破壊モード等によって多様な形を示す。また, これらのスケルトンカーブの各強度点は, 諸強度および剛性低下率の算出式を用いて求められており, その式は実験結果に基づいた経験式が多用されている。従って, 力-変形の履歴モデ

ルを用いた解析結果の精度はスケルトンカーブの設定に大きく依存することになる。

図-1a に本研究で提案する耐力劣化型モデルのスケルトンカーブを示す。ここでは, 異種部材または異なる破壊モードのスケルトンカーブが再現できるように最大 6 本の線でモデル化ができる。各特異点 (図-1a の 1~5) は, 通常の Tri-linear の包絡線に耐力劣化開始点 (3), 負勾配領域の分岐点 (4), そして残存耐力点 (5) を設けた形の設定が可能であり, 各パラメーターの設定により曲げ降伏型およびせん断破壊型のモデル化も可能である (図-1b, c)。ここで, p_1, p_2, p_3 はそれぞれ降伏変形に対する耐力低下開始点変形の比 (p_1), 耐力低下分岐点変形の比 (p_2), 残存耐力点変形の比 (p_3) であり, p_4, p_5 はそれぞれ降伏点耐力に対する耐力低下分岐点の耐力の比, 残存耐力点耐力の比を表す。

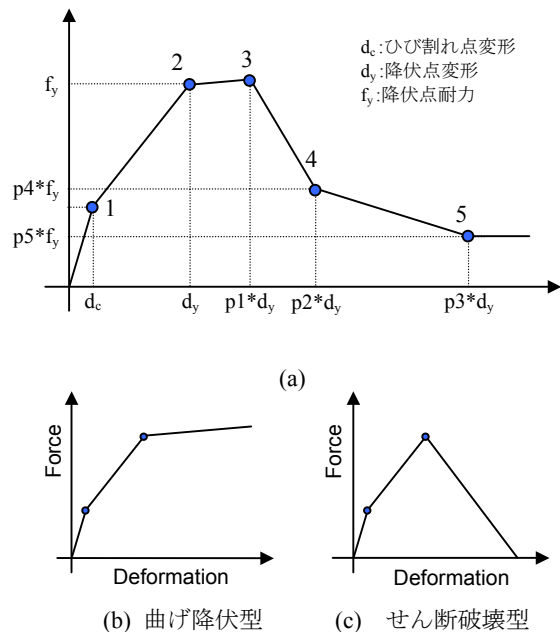


図-1 スケルトンカーブ

*1 東京大学 地震研究所 助教 工博 (正会員)

*2 東京大学 地震研究所 教授 工博 (正会員)

2.2 履歴ルール

武田スリップモデル (図-2a) を元に以下の履歴ルールを追加・修正した。載荷時には、スリップ現象等により指向点変形が前回ピーク点の変形より大きいのが実験結果からも観察でき、文献⁶⁾ではその影響を考慮した耐力劣化型履歴モデルを提案している。本研究でも、指向点を変更できるように新しい指向点を式(1)のように再設定した。(図-2b)

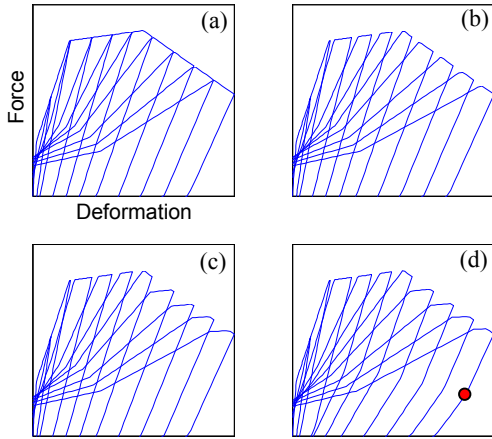


図-2 履歴ルール

$$d_{\max}^{\text{new}} = d_{\max} \cdot \left(\frac{d_{\max} - d'_{\max}}{d_y} \right)^{g1} \quad (1)$$

ここで、 d_{\max} : 前回ピーク、 d'_{\max} : 反対側における前回ピーク、 d_y : 降伏変形、 $g1$: パラメーター

また、耐力低下区間における載荷時には、新しい指向点の設定により、 d_{\max}^{new} に向かう途中に d_{\max} を通過することになるが、実験結果からはその d_{\max} 付近から d_{\max}^{new} までは耐力の上昇が見られず降伏棚のような挙動がよく観察できる。そこで、本提案モデルでも図-2cのようにモデル化した。この設定によりスケルトンカーブ上では負勾配領域にもかかわらず実際の剛性は正であるので安定した計算が可能である。最後に、除荷ルールとしては除荷領域に分岐点(●)を設け、pinching現象の再現を可能とした(図-2d)。

2.3 履歴モデルの適用

前節で示した耐力劣化型履歴モデルを用いて柱実験結果の再現を試みた。解析対象は文献⁷⁾の No.12 試験体であり、定軸応力度 0.16 の軸力で変位制御の繰り返し水平荷重を与えた試験体である。図-3 に試験体配筋図を示す。図-4 に実験結果と本耐力劣化型履歴モデルを用いて再現した解析結果の比較を示す。解析方法としては、最初の実験結果に基づいてスケルトンカーブを設定し、実験結果との良好な対応関係が得られるよう履歴ルールにおける諸パラメーターを設定した。前述したように

本研究ではスケルトンカーブおよび履歴ルールにおける諸係数の予測は現段階では不可能であるので、それは今後の課題とし、ここでは実験結果に基づいて実部材の履歴形状の再現に主眼を置いた。従って、ここで設定した諸係数の値は本試験体のみ適用可能な結果であって一般化するには更なる検討が必要である。

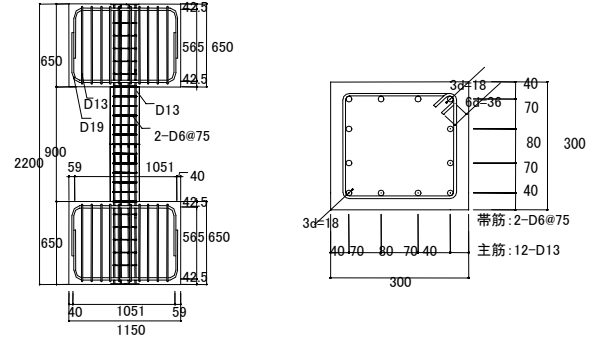
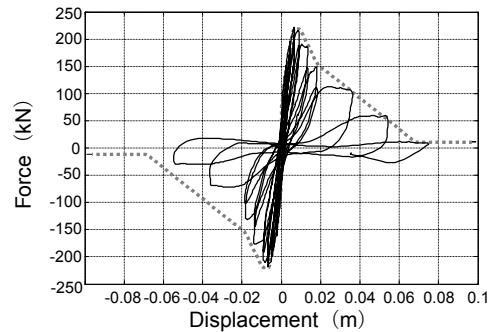
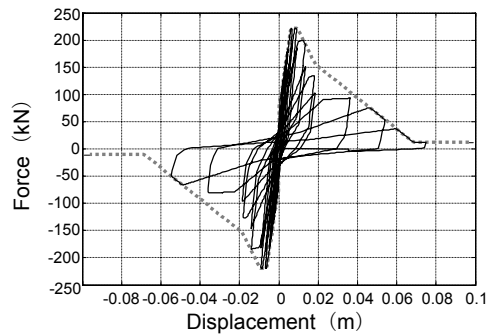


図-3 試験体配筋図 (単位 : mm)



(a) 実験結果



(b) 解析結果

図-4 実験結果と解析結果の比較

3 耐力劣化型純フレーム構造の等価 1 自由度系縮約

3.1 解析対象および解析方法

解析対象建物は、文献⁸⁾の実大 6 層試験体の耐震壁および雑壁 (腰壁, 袖壁) を取り除いた純フレームであり (図-5)、梁、柱の寸法および配筋などは文献⁸⁾と同様である。腰壁をなくし、短柱を長柱としてモデル化することにより X、Y 軸ともに対称平面を持つ偏心のない建物である。

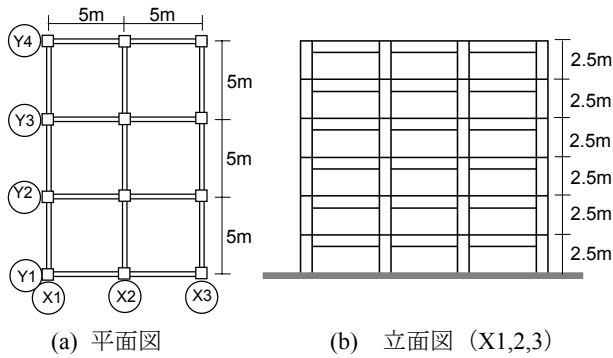


図-5 解析対象

図-5 に示す 6 層純フレームを材端ばねモデルからモデル化し、履歴モデルとしては後述するケースによって武田モデルと前章で提案した耐力劣化型履歴モデルを用いた。ここで、耐力劣化型モデルのスケルトンカーブ（耐力低下区間）および履歴ルールとしては図-4 の結果を採用しており（図-1 の $p_1=1.5, p_4=p_5=0.1$, 負勾配: $0.01 \cdot F_y/D_y$ ）、単純化のためスケルトンカーブの負勾配領域の分岐点(図-2d の●)をなくして 2 本の負勾配域を 1 本の線でモデル化した。また、履歴ルールにおいても単純化のため図-2b, c, d のルールは考慮せず、図-2a のスリップ現象のみを考慮した。ここで、スリップ剛性低下率およびスリップ剛性硬化係数はそれぞれ 0.5 と 1 の値を採用しており、武田モデルおよび耐力劣化型モデルにおける除荷剛性低下率 (γ) は本研究における全ての解析で 0.4 の値を用いた。従って、本研究では耐力劣化現象で観察される履歴特性（スケルトンカーブ、履歴ルール）のうちスケルトンカーブにおける耐力低下のみを対象としており、耐力劣化領域における履歴ルールなどの影響に関する検討は今後の課題とする。

ケーススタディとして、破壊モードの違いによる縮約方法の精度を調べる目的で、耐力劣化のない場合 (case1)、耐力劣化型履歴モデルを梁のみに適用した場合 (case2)、柱のみに適用した場合 (case3)、梁、柱ともに適用した場合 (case4) を対象に pushover 解析 (Mode-Adaptive Pushover 解析⁹⁾) および地震応答解析を行った。ここで、耐力劣化モデルを適用しない部材の履歴モデルとしては武田モデルを用いており、武田モデルおよび耐力劣化型モデルは曲げばねに適用した履歴モデルである。柱のせん断破壊現象を考慮するためには耐力劣化型のせん断ばねを設ける必要があるが、曲げばねとせん断ばねが同時に非線形化するとき、両ばねにおける釣り合い問題の解決法にまだ不明な点があるので本研究では対象外とした。従って、柱に耐力劣化型履歴モデルを適用した case3 は、破壊モードとしては曲げ降伏後の塑性ヒンジ域における耐力劣化現象を想定したものである。また、柱には軸ばねを設け、履歴モデルとしては軸剛性モデルを

適用した。

梁-柱接合部に節点を設けており、各節点は X, Y, Z 軸方向の水平成分 TX, TY, TZ と各軸周りの回転成分 RX, RY, RZ の 6 自由度を有しているが、その中で同階の TX, TY, RZ 成分は本解析で用いた剛床仮定によりカップリングの関係にある。数値積分法としては Newmark- β 法 ($\beta=1/4$)を用い、積分の時間刻み、 Δt を 0.01 秒として解析を行った。また、減衰は瞬間剛性比例型で減衰定数を 0.03 と設定した。入力地震動としては El Centro (NS 成分, Imperial valley, 1940)の最大速度を 100kine に基準化した波形を用いた。ただし、case4 においては 100kine 入力で残存耐力に達し、計算が不安定になったので 80kine の地震動を入力した。とくに骨組解析においては Y 方向を対象に地震応答解析および Pushover 解析を行った。

3.2 等価 1 自由度系縮約

本節では前述した 4 つのケースに対する静的 (式(2), (3))・動的等価 1 自由度系縮約(式(4), (5))を行い、縮約法の耐力劣化システムへの適用性および特性について検討を行う。式(2), (3), (4), (5)の詳細は文献^{2,3)}を参照されたい。

$${}_1S_d = \sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i^2 / \left(\sum_{i=1}^N {}_1P_i \cdot \delta_i \right) \cdot {}_1S_a \quad (2)$$

$${}_1S_a = \sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i^2 / \left(\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i \right) \cdot {}_1Q_B \quad (3)$$

$${}_1S_d(t) = \sum_{i=1}^N m_i \cdot \beta_i \cdot u_i \cdot \delta_i(t) / \sum_{i=1}^N (m_i \cdot \beta_i \cdot u_i) \quad (4)$$

$${}_1S_a(t) = \sum_{i=1}^N P_i(t) \cdot \delta_i(t) / \sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i(t) \quad (5)$$

ここで、 N : 層数、 m_i : i 層の質量、 ${}_1\delta_i$: 1 次 i 層変位、 ${}_1P_i$: 1 次 i 層外力、 ${}_1Q_B$: 1 次のベースシェアー、 ${}_1\beta_i \cdot u_i$: 1 次 i 層刺激関数、 ${}_1\delta_i(t)$: 1 次 i 層変位時刻歴、 $P_i(t)$: i 層の外力時刻歴

図-6 に各ケースの静的縮約 (式(2), (3)) および動的縮約 (式(4), (5)) により求めた S_a - S_d (代表荷重-代表変位) 関係の曲線を示す。耐力劣化のない case1 では両縮約方法による結果において良好な対応関係を示しているのに対し、耐力劣化型モデルを採用した case2, 3, 4 からは case1 に比べその対応関係の精度が低いのが観察できる。とくに柱のみに耐力劣化型履歴モデルを適用した case3 においては負側のスケルトンカーブ (静的縮約) と履歴形状 (動的縮約) に大きな差が見られる。

図-7 には 4 つのケースに対する静的縮約による S_a - S_d 曲線を比較して示す。耐力が低下するまではほぼ同様の結果になっており、ケースによって耐力低下の勾配が異なる結果となった。

Case4 の場合は梁、柱ともに耐力劣化型履歴モデルを採用したので等価 1 自由度系の S_a - S_d 関係もばねに適用したスケルトンカーブと同様な形状を示している。

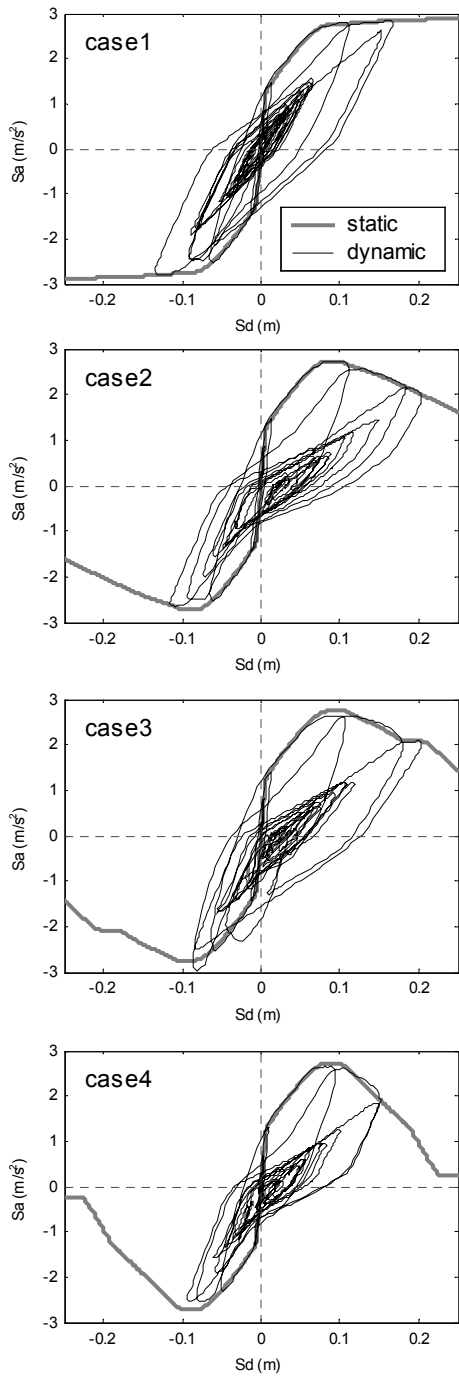


図-6 静的縮約および動的縮約の比較

一方、case2 (梁耐力低下) と case3 (柱耐力低下) を比較してみると、耐力低下域の勾配は case2 の方が若干緩やかであるものの終局的には case3 と同レベルの耐力に収まって行くのがわかる。図-8 に case2 と 3 において、 S_a と柱・梁の曲げモーメントを各値の最大値で基準化した結果を一緒に表している。ここで、柱は 1 階の隅柱であり、梁はその柱頭と繋がる 2 階の梁である。図からわ

かるように両ケースにおいて柱脚と梁端のモーメントが降伏棚或いは残存耐力棚に達したあとは (●以降)、代表荷重曲線 (S_a) の形状は柱頭のモーメントに依存しているのが確認できる (点線で囲んだ部分)。

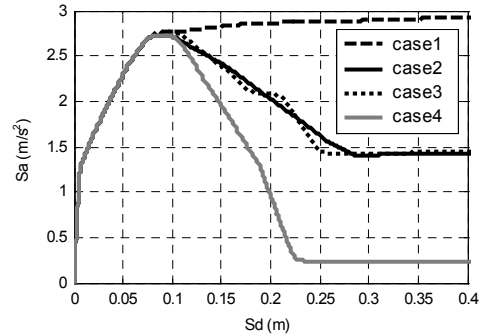
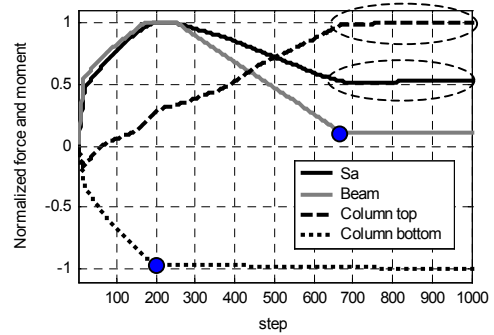
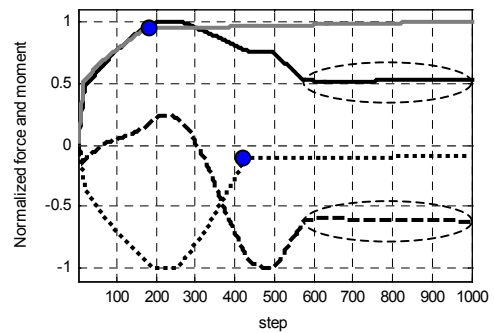


図-7 各ケースにおける静的縮約結果



(a) case2 (耐力低下: 梁)



(b) case3 (耐力低下: 柱)

図-8 等価 1 自由度系のせん断力と部材力

3.3 静的縮約 1 自由度系と動的縮約の比較

梁、柱に同履歴モデルを採用したケースにおいては (case1, case4) 両縮約方法による結果の間に良好な対応関係を示しているのに対し、梁と柱の片方のみに耐力劣化モデルを適用したケースはその対応関係の精度が低い結果となった。図-9 は case3 に対する静的縮約により得られた S_a - S_d 曲線をスケルトンカーブにモデル化し、1 自由度系の地震応答解析を行った結果と前節の動的縮約による S_a - S_d 関係を比較したものであり、その対応関係の精度がもっとも低い結果である。これは、本解析では梁降伏型の建物を対象としているため建物全体の履

履歴性状は梁の履歴特性に依存することにその原因があると考えられる。耐力劣化型モデルだけでなく耐力低下のない異なる履歴モデルを梁、柱にそれぞれ適用した場合もここでは示さないが同様な結果が得られた（例えば、梁：武田モデル、柱：原点指向型）。また、梁と柱に採用する履歴モデルにおける履歴エネルギー消費能力（履歴減衰）の差が大きいほど両方法における結果の対応関係の精度は低くなる結果であった。

以上の結果は静的縮約法を用いた等価1自由度系により建物の性能を評価する際、履歴モデル設定（履歴ルール）の重要性を示す結果である。即ち、梁先行曲げ降伏型の建物では武田モデルにより精度よく建物全体の挙動が評価できるものの、耐力低下のような明らかに異なる履歴特性が一部部材に現れる場合は1自由度系の履歴モデルの適用に注意が必要である。

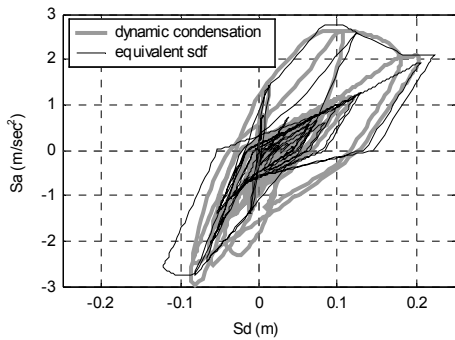


図-9 静的・動的縮約による等価1自由度系の比較

3.4 高次モードの影響

文献³⁾では高次モードに起因する層せん断力 ($Q_i(t)$) および層間変位 (${}_{st}\delta_i(t)$) をそれぞれ式(6)と式(7)により評価し、フレームの地震応答解析結果と良好な予測精度を報告している。本節では、耐力劣化システムに対する式(6)と(7)の予測精度について検討を行う。(式の詳細は文献³⁾を参照されたい。)

$$Q_i(t) = \sum_{i=1}^N m_i \left\{ \sum_{s=1}^2 {}_s\beta_s u_{i-s} S_a(t) - \left(1 - \sum_{s=1}^2 {}_s\beta_s u_i \right) \cdot \ddot{x}_0(t) \right\} \quad (6)$$

$${}_{st}\delta_i(t) = ({}_1\beta_1 u_i - {}_1\beta_1 u_{i-1}) \Delta(t) + ({}_h\beta_h u_i - {}_h\beta_h u_{i-1}) {}_h\Delta(t) \quad (7)$$

$${}_h\Delta(t) = \frac{\sum_{s=2}^N {}_s\bar{M}_s \Delta(t) + {}_1\bar{M}_e \Delta_e(t) - {}_1\bar{M}_1 \Delta(t)}{{}_2\bar{M} + {}_1\bar{M}_e - {}_1\bar{M}} \quad (8)$$

$${}_h\beta_h u_i = {}_2\beta_2 u_i + {}_1\beta_1 u_{ei} - {}_1\beta_1 u_i \quad (9)$$

ここで、 N ：層数、 m_i ： i 層の質量、 ${}_s\beta_s u_i$ ： s 次の i 層刺激関数、 $\ddot{x}_0(t)$ ：地動加速度、 ${}_1\Delta(t)$ ：等価1自由度系による時刻 t での代表変位、 ${}_s\bar{M}$ ： s 次の等価質量、 ${}_1\bar{M}_e$ ：弾性1次モードの等価質量、 ${}_1\Delta_e(t)$ ：弾性1次モードの等価変位、 ${}_1\beta_1 u_{ei}$ ：弾性1次モードの刺激関数

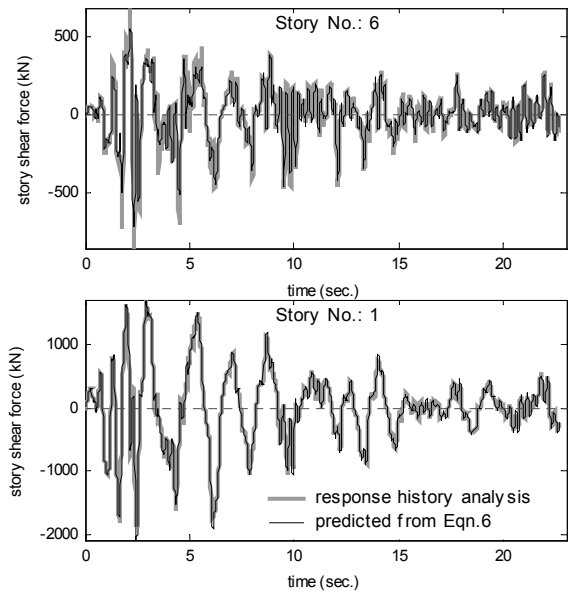
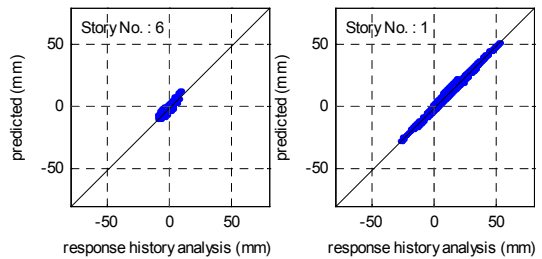
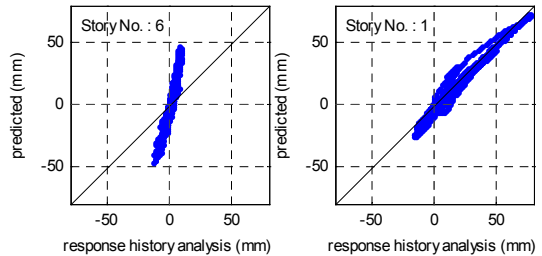


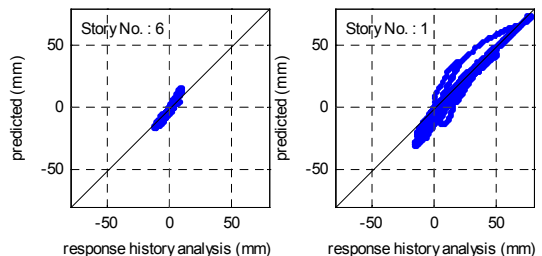
図-10 層せん断力の予測値と解析値 (case2)



(a) case2 (高次モード刺激関数：式(9))



(b) case3 (高次モード刺激関数：式(9))



(c) case3 (高次モード刺激関数：最大応答時)

図-11 層間変形の予測値と解析値

図-10にはcase2の式(6)による層せん断力の予測結果をフレームの地震応答解析値と比較して示す。図からわかるように1層と6層ともに予測値が地震応答解析値と

良好な対応関係を示している。また、**図-11a**には同じく case2 の式(7)による層間変位の結果を示している。6層では予測値が解析値を若干過大評価しているが、概ね解析値を精度よく再現しているのがわかる。

一方、case3 の場合は層せん断力の予測精度は case2 に比べ少し低い結果であったが、変位においては**図-11b**からわかるように6層(上層部)では解析結果をかなり過大評価する結果となった。その原因を探るため式(7)における高次モードの刺激関数 (${}_n\beta_n u_i$) の評価について検討を行った。式(7)では、高次モードの刺激関数分布が概ね2次モードに対応することで、式(9)のような約算式を提案している。

この仮定は**図-12a**で示すように case1 の場合は式(9)が2次モードに近似できるが、case3 の場合は**図-12b**のように2次モードとの対応関係がよくないのがわかる。従って、**図-12b**の‘Approximation’ (=式(9))より2次モードとの対応関係が良好な高次モード応答の最大時(‘At max. response’)の刺激関数を用いて層間変形を求めた結果を**図-11c**に示す。ここで、高次モード応答の最大応答時(‘At max. response’)以外の全ての刺激関数(式(4), (5), (6), (7), (9))は、文献³⁾と同様に等価1自由度系の最大応答時における1次モードを参照モード系として求めた結果である。**図-11b**と比較してみるとわかるように刺激関数の変更で予測層間変形と解析値との対応関係が改善された。

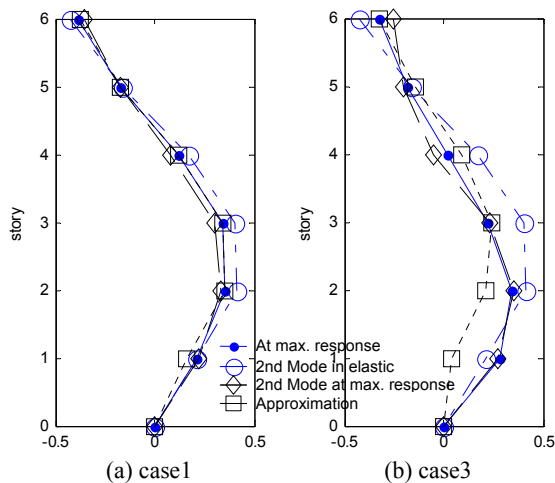


図-12 刺激関数分布

4. まとめ

耐力劣化型純フレーム構造に対し、柱と梁の耐力劣化性状の有無をパラメーターとした4ケースについて等価1自由度系縮約を行い、耐力劣化システムの縮約時の特性および縮約法の適用可能性について検討した。以下に得られた知見をまとめる。

(1) 梁、柱に異種履歴モデル(耐力低下の有無等)を採

用する場合、静的縮約により得られた S_a - S_d 曲線をスケルトンカーブとした弾塑性1自由度系モデルの地震応答解析の際は、異種履歴モデルの特性による履歴ルールの設定に注意が必要である。

- (2) 各ケースの縮約結果、柱のみに耐力劣化型履歴モデルを適用した場合の応答の予測精度がもっとも低い結果となり、ほかのケースにおいては概ね良好な予測精度を示した。
- (3) 高次モードを考慮した層間変位の予測は case3 (柱のみが耐力低下)において精度が低い結果となり、その原因としては高次モードの刺激関数(提案式(9)³⁾が2次モードに近似できないためであった。
- (4) 上記の記述は本研究で行われた検討内容に基づいた結果であり、一般化のためには地震動特性、履歴ルール特性等をパラメーターとした更なる検討が必要である。

参考文献

- 1) Freeman, S.A., Nicoletti, J.P. and Tyrell, J.V. (1975), Evaluation of Existing Buildings for Seismic Risk - A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington, Proceeding of U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Berkeley, U.S.A., pp.113-122
- 2) 倉本洋ほか, 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
- 3) 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
- 4) 岡野創ほか, 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
- 5) 日本建築学会, 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針・同解説, 2004
- 6) 梅村 恒, 市之瀬 敏勝, 大橋 一仁, 前川純一: 耐力低下を考慮したRC部材の復元力特性モデルの開発, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.1147-1152, 2002.7
- 7) Ousalem, H., Kabeyasawa T. et al.: Experimental Study on Seismic Behavior of Reinforced Concrete Columns Under Constant and Variable Axial Loadings, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.24, No.2, pp.229-234, 2002
- 8) 松森泰造, 白井和貴, 壁谷澤寿海: 大型振動台による鉄筋コンクリート耐震壁フレーム構造の耐震性に関する研究-実大6層試験体と3次元振動台実験結果の概要- 日本建築学会構造系論文集, No.614, pp.85-90, 2007.4
- 9) 松本和行, 倉本洋, 多層RC造建築物のモード適応型非線形荷重増分解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.24, No.2, pp.1111-1116, 2002.6