

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	既存中高層コンクリート系建物の上層減築に伴う下層の地震損傷集中化の可能性
Title(English)	Possible Failure Mechanism of Lower Stories Induced by Subtraction of Upper Stories in Existing Concrete Frame Structures
著者(和文)	金子健作
Authors(English)	Kensaku Kaneko
出典(和文)	日本建築学会構造系論文集, Vol. 82, No. 731, pp. 87-95
Citation(English)	Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 82, No. 731, pp. 87-95
発行日 / Pub. date	2017, 1
Rights	日本建築学会
Relation	is version of: https://www.jstage.jst.go.jp/article/aijs/82/731/82_87/_article/-char/ja/
Note	本文データは学協会の許諾に基づきJ-STAGEから複製したものである

既存中高層コンクリート系建物の上層減築に伴う下層の地震損傷集中化の可能性

POSSIBLE FAILURE MECHANISM OF LOWER STORIES INDUCED BY SUBTRACTION
OF UPPER STORIES IN EXISTING CONCRETE FRAME STRUCTURES

金子 健作*

Kensaku KANEKO

This paper discusses the seismic performance of concrete frame structures in which the upper stories are subtracted. Mid-to-high-rise buildings are assumed, which are designed in the current building standards law in Japan. A shear spring model with multi degree of freedom is employed. An eigenvalue analysis shows that approximately triangle shaped vibration mode is changed into quarter sinusoidal shape after the several mass are removed. An estimation method of the ductility factor at the bottom story within the framework of response spectrum method is proposed. Finally, the estimation method and nonlinear time history analyses show that the subtractions of the upper stories possibly deteriorate the seismic performance contrary to expectations.

Keywords : Downsizing, Seismic retrofit, Seismic performance, Vibration characteristics, Reinforced concrete structure, Steel reinforced concrete structure

減築, 耐震改修, 耐震性能, 振動特性, 鉄筋コンクリート造, 鉄骨鉄筋コンクリート造

1. はじめに

近年、耐震性の不足する既存の建物の上層を数層撤去し、建物を軽量化して耐震性を向上させる減築の試みがなされている。このような減築は、木造住宅を除けば、庁舎¹⁾や公営住宅^{2), 3)}、学校施設⁴⁾、民間施設^{5), 6)}などの鉄筋コンクリート造や鉄骨鉄筋コンクリート造などの幅広いコンクリート系建物を中心として、先駆的な実例がある。減築は、建物の耐震性向上を意図するだけに留まらず、維持管理費の削減や旧東ドイツにおけるライネフェルデの団地再生例⁷⁾のように都市単位での空き家問題を解決することもある。予測される国内の継続的な人口減少や低炭素社会の実現の中で生じる複合的な問題を解決する上で⁴⁾、減築に期待される役割の範囲は、建物の建設年代の新旧に拘らず、拡大していくと考えられる。

制振部材の後付けにより耐震性の向上を図る制振改修では、通常、時刻歴地震応答解析により、その改修効果が確認される。これとは対照的に、減築では、各階が支持する重量が減少した分を構造耐震性指標 I_s 値の上昇で評価し、耐震性の向上が工学的に判断されるのが通例であると推測される。一方で、著者は過去に、減築と増築を組み合わせた新しい耐震改修構法を研究開発する過程で、減築により建物の耐震性能が必ずしも向上しないことを地震応答解析により経験した⁸⁾。この期待と異なる現象は、減築により生じる損傷集中化が原因ではあるものの、一般化された結論は得られなかった。

著者の知る限り、減築による耐震性の変化について、直接論じた研究は存在しない。しかしながら、結局のところ、減築による建物の動特性を変化させる主な要因は、軒高の減少による固有周期の低下、慣性質量の減少によるベースシア係数の増加ならびに最上層と最下層の剛性や耐力の比率の変化の4つである。層剛性に関しては、耐震診断基準^{9), 10)}の形状指標 S_d に高さ方向の剛性バランスの尺度で

ある剛性率が導入されている。しかしながら、剛性率はピロティ階などの特定の弱層を本来対象としており、全体的な剛性バランスを説明するには不十分である。一方、層の耐力分布に関しては、損傷集中則を介して、特定層への変形集中を評価しようという研究¹¹⁾がある。この研究の骨子は、層の塑性率が一様分布となる最適降伏せん断力係数分布の存在を認め、この分布からの差異を用いて、損傷を配分するものである。これとは別の方法として、梅村・柴田が提案した偏差係数法^{12), 13)}がある。益野・柴田^{14), 15)}は、この方法を用いて、様々な箇所で起こり得る層崩壊部の塑性率を予測できることを示している。偏差係数法は、弾性応答解析を必要とする反面、最適降伏せん断力係数分布が不要である特徴がある。この点は、本論文で取り扱う減築後の建物の応答を評価するのに適している。なぜならば、減築後の建物の最適降伏せん断力係数分布は、一般的に耐震設計された建物と同じとは限らないからである。

そこで、本論文では、鉄筋コンクリート造や鉄骨鉄筋コンクリート造を包括したコンクリート系建物を対象として、偏差係数法を用いて、上層を減築した後の建物の耐震性能の変化を議論する。本研究が掲げる最終的な目標は、1981年以前の既存不適格建築物を含む建物を対象とすることであるが、本報では、まずその足掛かりとして、 A_i 分布に適合する層の耐力分布を有する建物に限定する。既存不適格建築物を除外した理由は、そのような建物では、減築前から既に損傷集中が生じやすく、減築後に新たに生じる特定層への損傷集中の本質を見抜くうえで混乱をきたすためである。減築後の層の耐力分布や剛性分布の変化に着目し、質点系モデルを基本として、応答スペクトル法に基づく応答予測法の構築をおこなう。はじめに、減築前の層の塑性率が比較的一様となる建物について、減築後に振動モード形状が望ましくない方向へと変化することを指摘する。変

* 東京工業大学環境・社会理工学院建築学系
助教・博士(工学)

Assist. Prof., School of Environment and Society, Department of Architecture and
Building Engineering, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

化した振動モードと偏差係数法の考え方を援用して、減築後に耐震性が悪化する可能性があることを理論的に説明する。最後に、非線形時刻歴地震応答解析をおこない、どのような建物でも損傷集中が生じ得ることを示す。なお、理論的な定式化に依拠する目的は、精緻な応答予測法を構築することにあるのではなく、損傷集中がそれなりの蓋然性をもって発生し得ることを主張するためである。

2. 減築が誘発する建物下層部の損傷集中現象の例示

本章では、具体的な一つの建物を取り上げて、本論文が主張する減築による下層部の損傷集中現象を例示する。

2.1 建物概要および入力地震動

はじめに、本論文全体に共通する検討条件について述べておく。建物は、7階から14階建てまでを範囲とする中高層のラーメン形式の鉄筋コンクリート構造あるいは鉄骨鉄筋コンクリート構造を想定する。それらの地震応答解析モデルには、基礎固定のせん断型質点系モデルを用いる（図1）。各階の質量 m および階高 $\Delta H (=3\text{m})$ は、すべての階で同一の値とする。層の復元力特性には、骨格曲線にトリリニア型、履歴則にTakedaモデルを用い、除荷時の剛性低下指数は0.4とする。減築の解析上の取り扱い、該当質点と要素の除去とする（図1）。除去しない要素の層剛性や層耐力は、共に減築前から不変とする。これは、減築に伴う柱の軸力の変化と水平力に対する柱曲げモーメントの反曲点位置の変化を無視したこととなる。内部粘性減衰は瞬間剛性比例型で与え、減築後の建物諸元に対して、0.03の減衰定数を設定する。層の降伏耐力 Q_y の高さ方向の分布は、後述する2.2節以外ではすべて、Ai分布から定める。層のひび割れ耐力 Q_c は、 Q_y の1/3とする。降伏時の層間変形角 θ_y は、各層で同一の値1/150 radとし、降伏時の割線剛性 k_y は、初期剛性 k_1 の3/10とする（図2）。このとき、ひび割れ時の層間変形角 θ_c は1/10 θ_y となる。最下層の降伏せん断力係数 C_y は、0.3とする。

階数の異なる様々な建物に対して、減築が耐震性に及ぼす効果を基準化するため、次式で表される減築率 η を導入する。

$$\eta = \Delta N / N \quad (1)$$

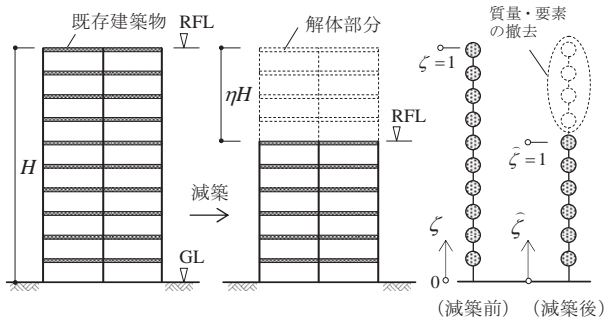


図1 減築の概要と地震応答解析モデル

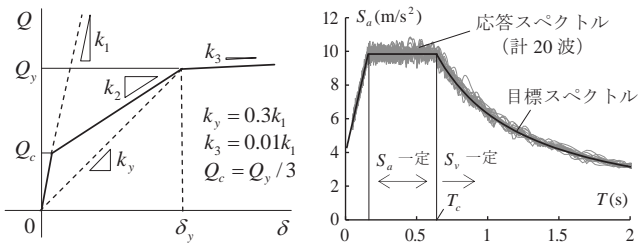


図2 層の骨格曲線

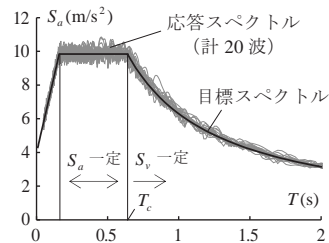


図3 加速度応答スペクトル

ここに、 N は減築前の建物の層数、 ΔN は減築層数である。さらに、地盤面で0かつ屋上で1となるように無次元化した高さ方向の座標 ζ を導入すると（図1）、 $\zeta H = (1-\eta)H$ が減築後の建物の高さとなる。本論文で検討する減築率 η は、0.6以下とする。

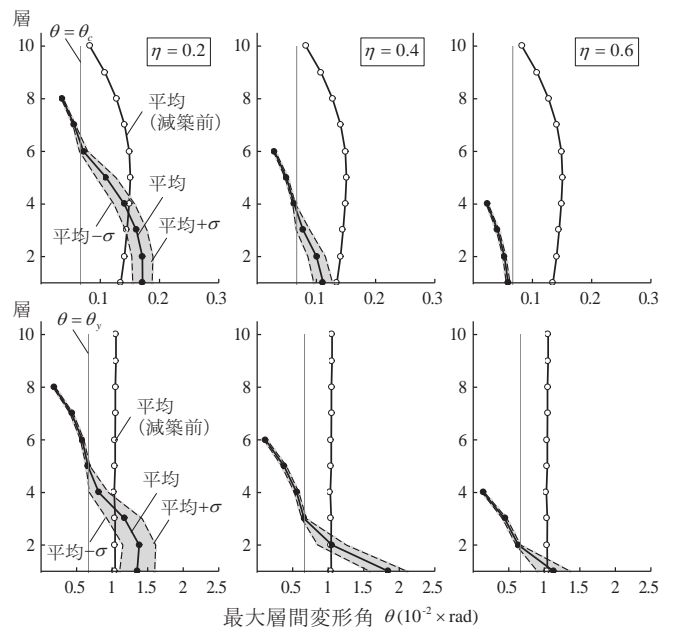
検討用の地震動は、平成12年建設省告示第1461号に定める地震動の解放工学的基盤における応答スペクトルに基づき、第2種地盤を想定した地表面での加速度応答スペクトル S_a （告示スペクトル）に適合する模擬地震動とする。地盤増幅特性を表す G_s は、全周期帯で1.23の値とする。これは、 $C_y = 0.3$ の7階建て建物について、最大層間変形角 θ が概ね1/80 radに達することを想定している。模擬地震動は正弦波合成法により生成し、加速度の振幅包絡関数はJennings型、位相角は一様乱数とし、継続時間は120秒とする。位相角の異なる計20波を用意し（図3）、以降で時刻歴解析結果を記載する際には、断りのない限り、この20波の入力に対する複数の応答の標本平均を用いる。

2.2 多質点系による非線形時刻歴応答解析

時刻歴応答解析をととして、強さの異なる2つの地震動（稀に生じる地震動と極めて稀に生じる地震動）を入力としたときの減築層数の増加による層間変形角分布の変化を考察する。

ここでは、減築層数の増加に伴う損傷集中の変化を理解しやすい形で伝えることを目的として、本節でのみ特別に、一様な層間変形角分布を実現する最適降伏せん断力係数分布を援用して、層の耐力分布を設定する。2.1節で述べた地震動条件に対して生成された地震動のうち、極めて稀に生じる地震動に対して、時刻歴解析から収束計算¹⁰⁾により推定した最適降伏せん断力係数分布を用いる。例題の建物は、10階建てとし、最下層の層せん断力係数 C_y を0.3とする。

層間変形角分布を図4に示す。稀に生じる地震動では、減築層数の増加に伴い下層に変形が集中する傾向にあるものの、 $\eta = 0.2$ 以外のケースでは、層間変形角は、全層で減築前から減少している。これに対して、極めて稀に生じる地震動では、下層部で層間変形角が極端に大きくなっている。また、減築後の約上半分の層の応答は、



（上段：稀に生じる地震動、下段：極めて稀に生じる地震動）

図4 減築層数と層間変形角分布の関係（10階建て建物）

弾性限以下となっている。

このような損傷集中現象は、定性的であれば、理由を述べるのは至極単純である。減築により、層の剛性分布や耐力分布は図5のようになる。減築は、下層に対する上層の層剛性の比を上昇させる(図5(a))。極言すれば、減築により、層剛性分布は一様に近くなる。このとき、減築前に逆三角形型の形状であった振動モード ϕ は、1/4波長の正弦波形状に変化する(図5(b))。これにより、下層部の層間変形角がある程度集中する。ただし、これは稀・極稀両者の地震動に共通することである。さらに悪いことには、減築は耐力分布をも一様にさせようとするものである(図5(c))。言い換えれば、中層から上層にかけて耐力が過剰になる。したがって、弾性時振動モードの変化と過剰な上層の耐力の影響が相乗して、損傷集中を誘発する。

ここで重要なことは、半分近くの層を減築しても、最下層に限定すれば、減築前よりも層間変形角が大きくなっている事実である。このような現象の蓋然性を明らかにするために、次章以降では、層の剛性分布や耐力分布に着目して、本章で例示した層の損傷集中現象を応答スペクトル法で予測することを試みる。この予測法を確立する過程で、損傷集中をもたらす因子を分析する。

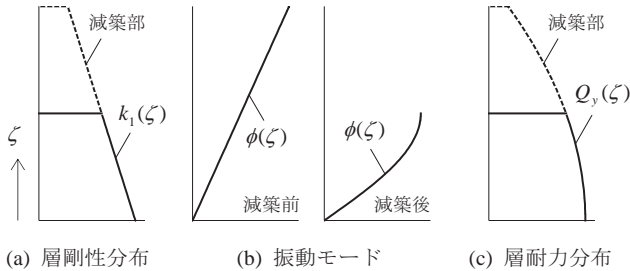


図5 減築による建物諸元の変化の模式図

3. 線形弾性範囲における最大応答変化の基本特性

本章では、躯体のひび割れ前の線形弾性応答範囲に限定して、下層部の応答が増幅する原因を振動モードの変化の観点から説明する。

3.1 振動モード特性の変化

振動モードを考察するうえでの層剛性分布の設定について、まず述べる。上層にいくに従い直線的に減少する分布(L型)、Ai分布による層せん断力に比例する分布(Q型)、逆三角形の1次振動モードを実現する剛性分布(M型)¹³⁾の3種類を用いる。L型の場合、最下層に対する最上層の剛性の比を1/3とする。L型分布は、初期剛性分布に良く見られる分布である。一方、Q型剛性分布は、降伏時の割線剛性分布に対応するものである。いずれの剛性分布においても、固有値解析から算定される1次固有周期 T が、 $T=0.06N$ の値に一致するように、調整した剛性の絶対値を用いる。

1次モード成分の寄与が層間変位の応答に支配的であるとする。極稀に生じる地震動強さでは、建物の非線形化を踏まえた等価固有周期が初期のその概ね2倍であると考えれば、多くの建物の固有周期は、初期に応答スペクトルの加速度応答一定領域に属するものの、非線形時には速度応答一定領域に達する。さらに、減築層数の増加に伴い、(初期)固有周期は低下していく。そのため、対象とする応答スペクトルの周期帯については、加速度応答スペクトル S_a と速度応答スペクトル S_v がそれぞれ一定となる両者の領域を含める。

弾性仮定による最大層間変形角 θ_e は、次のように求められる。

$$(S_a \text{ 一定領域}) \quad \theta_e(\zeta) = \gamma(\zeta) \frac{S_a(h)}{\omega^2}, \quad \hat{\theta}_e(\zeta) = \hat{\gamma}(\zeta) \frac{S_a(h)}{\hat{\omega}^2} \quad (2a, b)$$

$$(S_v \text{ 一定領域}) \quad \theta_e(\zeta) = \gamma(\zeta) \frac{S_v(h)}{\omega}, \quad \hat{\theta}_e(\zeta) = \hat{\gamma}(\zeta) \frac{S_v(h)}{\hat{\omega}} \quad (2c, d)$$

ここに、 $\gamma, \hat{\gamma}$ はそれぞれ減築前後の1次モードの刺激関数 $\psi, \hat{\psi}$ の当該層上下床位置の差分を階高で除した値である。連続的な記述をすれば、 $\gamma, \hat{\gamma}$ はそれぞれ次のように表される。

$$\gamma(\zeta) = \frac{1}{H} \frac{d\psi}{d\zeta}, \quad \hat{\gamma}(\zeta) = \frac{1}{H} \frac{d\hat{\psi}}{d\zeta} \quad (3a, b)$$

また、 $\omega, \hat{\omega}$ はそれぞれ減築前後の1次の固有円振動数である。以降、記号 $(\hat{\cdot})$ は、減築後の諸量を減築前のそれと区別するのに用いる。

いま、工学的に関心があるのは、減築後の層間変形角 $\hat{\theta}_e$ である。しかしながら、その値自体は建物特性に強く影響されてしまう。ここではまず、その変化量を $\Delta\theta_e (= \hat{\theta}_e - \theta_e)$ として、元の値からの変化率 $\Delta\theta_e/\theta_e$ に着目する。この変化率を、刺激関数、固有円振動数 ω および有効質量 M^{eff} のそれぞれの変化率で記述することを試みる。

図6は、種々の剛性分布(L型、Q型、M型)や建物階数 $N=7\sim 14$ に対して、減築層数を様々に変化した質点系モデルの固有値解析から、それぞれの動特性を得た結果である。ここで、 $\Delta\omega$ や ΔM^{eff} は減築に伴う元の値からの変化量である。この図からわかるように、 $\Delta\omega/\omega$ や $\Delta M^{eff}/M^{eff}$ はともに、元の剛性分布にあまり依存しない。

この結論を踏まえて、地震応答解析モデルを単純化する。一様断面を有し、かつ材のせん断変形のみを考慮した片持ち梁(以下、せん断梁)の微分方程式の解に倣い⁸⁾、変化率を次式で評価する。

$$\frac{\Delta\omega}{\omega} \approx \frac{\eta}{1-\eta}, \quad \frac{\Delta M^{eff}}{M^{eff}} \approx \eta \quad (4a, b)$$

むしろ、層剛性分布が一様でない場合には、式(4a)や式(4b)はともに近似解に過ぎない。しかし、図6に示すように、式(4)は、質点系モデルの結果と良く対応している。このような単純化が可能である理由は、Rayleigh商で表される固有振動数や有効質量は固有関数 ϕ の空間積分で表されるため、層剛性が各階で異なる場合でも、せん

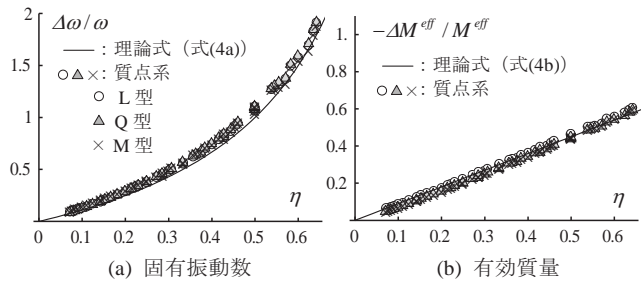


図6 減築による建物の1次モード特性の変化

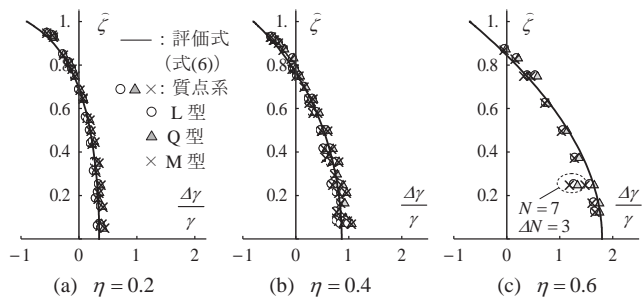


図7 減築による1次の刺激関数の差分の変化率

断梁の近似解からの変化が比較的鈍感であるためである。

つぎに、 $\Delta\gamma/\gamma$ 分布を考察する。これには、減築後の屋上で座標値が 1 になるようにした次の座標変換の導入が便利である (図 1)。

$$\hat{\zeta} = \frac{\zeta}{1-\eta} \quad (5)$$

この $\hat{\zeta}$ を用いれば、図 7 のような $\Delta\gamma/\gamma$ 分布が得られる。 $\eta=0.2$ と記した結果は、実際には $\eta=0.18\sim0.22$ の複数の結果を一つの図にまとめている。また、 $\eta=0.4$ は $0.36\sim0.44$ 、 $\eta=0.6$ は $0.57\sim0.63$ の範囲としている。図から理解されることは、上層のごく一部を除いて、減築に伴い全体的に $\Delta\gamma/\gamma$ の値が増加することである。この簡潔な理由は、刺激関数が 1 となる等価高さが低くなるためである。また、下層にいくにつれて $\Delta\gamma/\gamma$ は相対的に大きくなり、元の層剛性分布に依存しない単一の曲線が見出せる。これを踏まえて、この $\Delta\gamma/\gamma$ の分布と減築率 η の関係を半理論的に誘導する。

減築による固有振動数の変化を導いたときと同様に、連続体であるせん断梁を想定する。このせん断梁の振動モードの形状は、減築前と後で常に相似形を保つことから、次式の関係が誘導される。

$$\frac{\Delta\gamma}{\gamma} = \frac{\cos\left(\frac{\pi}{2}\hat{\zeta}\right)\sec\left(\frac{\pi}{2}\hat{\zeta}(1-\eta)\right) - b(\eta)}{1-\eta} \quad \text{for } \hat{\zeta} \in [0,1] \quad (6)$$

ここで、項 b が定数 1 のとき、せん断梁の理論解に対応する。層の剛性分布が一樣でないときには、 b は減築率 η の関数となり、経験的に定める必要がある。任意の $\hat{\zeta}$ に対して、 $\eta=0$ で $\Delta\gamma/\gamma=0$ となる必要条件を勘案して、 b を次式の関数形で表してみる。

$$b = 1 - a\eta \quad (7)$$

$\hat{\zeta}=0$ の特別な場合として、式(6)と式(7)から次式が得られる。

$$\Gamma \equiv \frac{\Delta\gamma}{\gamma} \bigg|_{\hat{\zeta}=0} = \left(a + \frac{1}{1-\eta} \right) \eta \quad (8)$$

ところで、式(6)は連続体の微分方程式の境界条件を課した結果であるため、 $\hat{\zeta}=0$ で $\Delta\gamma/\gamma$ はその勾配が 0 となる。そのため、 $\hat{\zeta}=0$ の近傍では、 $\Delta\gamma/\gamma$ の高さ方向の変化が緩やかである。また、図 7 からわかるように、質点系にも同様の傾向がある。ゆえに、質点系における最下層の $\Delta\gamma/\gamma$ を便宜的に式(8)で評価する。図 8(a)に示す最下層の $\Delta\gamma/\gamma$ から、最小二乗法により回帰係数 a を同定すると、 $a=0.5$ を得る。この値を式(6)と式(7)に代入して、理論解と質点系を比較した結果を図 7 に示してある。質点系の結果に合致するように調整した最下層は言うまでもなく、その他の位置でも、式(6)は様々な減築率に対して質点系の結果と一致している。なお、誤差が他よりも大きな特別な場合は、元の階数 7 で減築層数が 4 の場合 ($\eta=4/7 \approx 0.57$) である。この場合、減築後の建物階数が 3 となるため、連続体近似の精度が落ちる。この誤差は図 8(a)にも現れている。

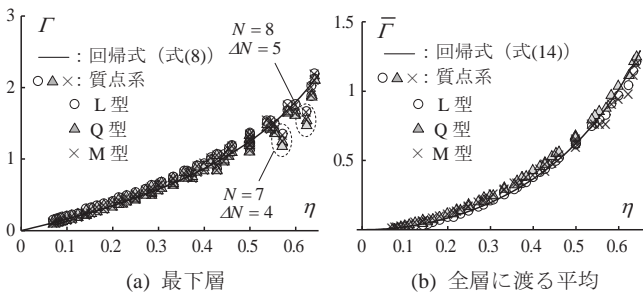


図 8 刺激関数の差分の変化率

3.2 最大層間変形角の変化

3.1 節で導いた振動モード形状の変化則を用いて、当初の目的である減築率と最大層間変形角分布の関係を記述する。減築前後の同一層どうしの層間変形角の比 $\hat{\theta}_e/\theta_e$ (以降、応答変化率 R_e)

$$R_e(\zeta) = \frac{\hat{\theta}_e(\zeta)}{\theta_e(\zeta)} \quad \text{for } \zeta \in [0, 1-\eta] \quad (9)$$

を導入し、 R_e の大小により、減築による耐震性能の変化を論じる。

式(2)を式(9)に代入し、 $\hat{\gamma}=\gamma+\Delta\gamma$ を考慮すると、次式を得る。

$$R_e = R_e^{\text{SDOF}}(\eta) \cdot G(\zeta) \quad (10a)$$

$$R_e^{\text{SDOF}} = (1-\eta)^q, \quad G(\zeta) = 1 + \frac{\Delta\gamma}{\gamma} \quad (10b, c)$$

ここに、 R_e^{SDOF} は、減築による振動モードの変化を無視して多質点系を等価 1 質点系に縮約した際に予想される代表変位 D の応答低減率と見做せる。式(2)から、式(10b)の指数 q は、 S_a 一定領域で $q=2$ 、 S_v 一定領域では $q=1$ となる。また、式(10c)の $\Delta\gamma/\gamma$ の評価には、誘導した式(6)～式(8)を利用することができる。

式(9)とは異なるもう一つの応答変化率として、減築前後の層間変形角の算術平均の比 \bar{R}_e を導入する。

$$\bar{R}_e = \frac{\int_0^1 \hat{\theta}_e(\hat{\zeta}) d\hat{\zeta}}{\int_0^1 \theta_e(\hat{\zeta}) d\hat{\zeta}} \quad (11)$$

式(11)の \bar{R}_e は、減築前の 1 次モードのモード座標系で表した一般化変位 (代表変位) の比の近似値と見做せる。式(2)～式(4)を式(11)に代入すると、式(11)は次のように書き改められる。

$$\bar{R}_e = R_e^{\text{SDOF}}(\eta) \cdot \frac{\int_0^1 \gamma(\hat{\zeta}) G(\hat{\zeta}) d\hat{\zeta}}{\int_0^1 \gamma(\hat{\zeta}) d\hat{\zeta}} \quad (12)$$

さらに、下層から中層にかけて、減築前の γ が一樣分布に近いことを踏まえれば、式(12)は次のように近似できる。

$$\bar{R}_e \approx R_e^{\text{SDOF}}(\eta) \cdot \int_0^1 G(\hat{\zeta}) d\hat{\zeta} = R_e^{\text{SDOF}}(\eta) \cdot (1 + \bar{\Gamma}(\eta)) \quad (13a)$$

$$\bar{\Gamma} = \int_0^1 \frac{\Delta\gamma(\hat{\zeta})}{\gamma(\hat{\zeta})} d\hat{\zeta} \quad (13b)$$

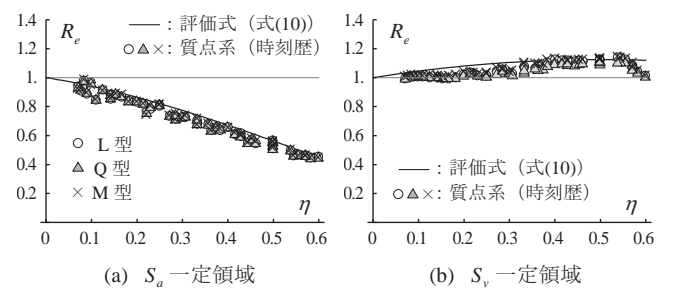


図 9 時刻歴解析による最下層の層間変形角の応答低減率

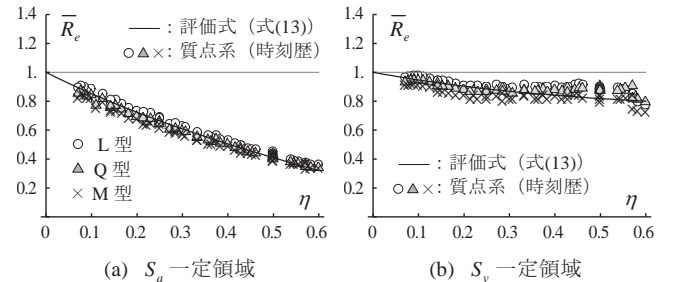


図 10 時刻歴解析による層間変形角の平均値の応答低減率

ここで、 \bar{F} の定積分には特殊関数が必要である。そのため、適当な回帰式を定めた上で、式(6)を代入した式(13b)を数値積分することにより、回帰係数を推定した。それらは、次のとおりである。

$$\bar{F} = (1 - e^{-\lambda \eta}) \Gamma, \quad \lambda = 1.38 \quad (14a, b)$$

式(14)により、最下層の応答低減率を評価したものを図 8(b)に示す。質点系の結果と良く対応していることがわかる。また、図 9 と図 10 は、 R_e, \bar{R}_e の評価式 (式(10a)と式(13a)) とそれらに対応する値を質点系モデルの時刻歴応答解析から求めて、両者を比較したものである。 $N=7\sim 14$, $\Delta N=1\sim 8$ (ただし、 $\eta \in [0.2, 0.6]$ を満たす組み合わせのみ) とした。固有周期 T は、 S_a 一定領域では $T=0.06N$ の関係から求めた。また、 S_v 一定領域では、階数に拘らず $T=2s$ に固定した。 $T=2s$ の意味は、14 階建ての建物で構造躯体のひび割れによる周期の伸びを $\sqrt{3}$ 倍、降伏による周期の伸びを $\sqrt{2}$ 倍としたときの等価固有周期 T_{eq} の値であり、検討範囲の上限値と見做した値である。図からわかるように、 R_e, \bar{R}_e のいずれについても、提案した評価式は妥当である。

以上の関係式を用いると、ひび割れ前の弾性応答時の応答低減率は、図 11 のようになる。 S_a 一定領域では、減築により全層で応答が大きく減少しているのに対して、 S_v 一定領域では、基部 ($\zeta=0$) から 1/3 までにあたる下層で応答が増加していることがわかる。

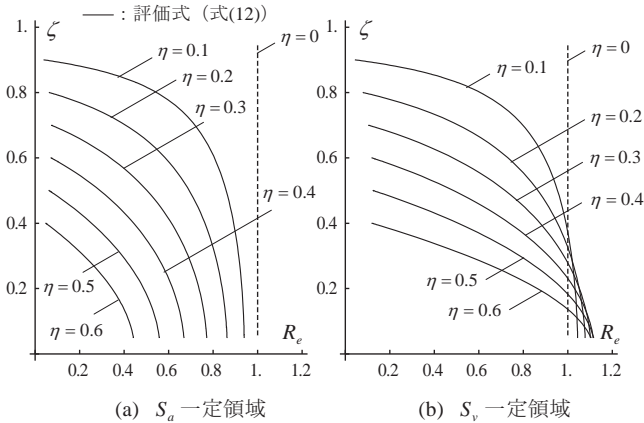


図 11 連続体の最大層間変形角比の分布の推定 (線形弾性時)

4. 応答スペクトル法に基づく減築後の建物の最大応答予測法

第 3 章で得られた減築率と弾性応答の関係と偏差係数法を組み合わせ、時刻歴解析を介さずに弾塑性応答を推定する手法を述べる。

4.1 偏差係数と応答低減率の関係

弾性仮定による最大層間変形角 θ_e 、降伏時の層間変形角 θ_y を用いて、(応答) 層間変形角の偏差係数 α_e と降伏変形角の偏差係数 α_y は、それぞれ次式で定義される^{12), 13)}。

$$\alpha_e(\zeta) = \frac{\theta_e(\zeta)}{\int_0^1 \theta_e(\zeta) d\zeta}, \quad \alpha_y(\zeta) = \frac{\theta_y(\zeta)}{\int_0^1 \theta_y(\zeta) d\zeta} \quad (15a, b)$$

なお、文献 12) の原式は、層間変位の偏差係数を用いているが、本報の階高一定の条件から、これを層間変形角で置き換えた。

減築後は、式(15)の諸量は、それぞれ以下のように書き表される。

$$\hat{\alpha}_e(\hat{\zeta}) = \frac{\hat{\theta}_e(\hat{\zeta})}{\int_0^1 \hat{\theta}_e(\hat{\zeta}) d\hat{\zeta}}, \quad \hat{\alpha}_y(\hat{\zeta}) = \frac{\hat{\theta}_y(\hat{\zeta})}{\int_0^1 \hat{\theta}_y(\hat{\zeta}) d\hat{\zeta}} \quad (16a, b)$$

ただし、 α_y と $\hat{\alpha}_y$ については、式(15b)と式(16b)の被積分関数は共通であり、積分範囲のみが異なる。さらに、2.1 節で述べたように、各階で降伏変形角 θ_y は一定値と考えているから、結局は $\hat{\alpha}_y = \alpha_y$ である。減築後の層間変形角の偏差係数 $\hat{\alpha}_e$ は、減築前の値と 2 つの応答低減率 R_e, \bar{R}_e を用いて、次式のように表される。

$$\hat{\alpha}_e(\zeta) = \frac{\hat{\theta}_e(\zeta)/\theta_e(\zeta)}{\left\{ \int_0^1 \hat{\theta}_e(\hat{\zeta}) d\hat{\zeta} \right\} / \left\{ \int_0^1 \theta_e(\zeta) d\zeta \right\}} = \frac{R_e(\zeta)}{\bar{R}_e} \alpha_e(\zeta) \quad \text{for } \zeta \in [0, 1-\eta] \quad (17)$$

前述した偏差係数と弾性仮定による見かけ上の塑性率 θ_e/θ_y を用いて、次式で層の塑性率 μ が推定できる¹³⁾。

$$\mu = \left(\frac{\alpha_e}{\alpha_y} \right)^p \frac{\theta_e}{\theta_y}, \quad \hat{\mu} = \left(\frac{\hat{\alpha}_e}{\alpha_y} \right)^{\hat{p}} \frac{\hat{\theta}_e}{\theta_y} \quad (18a, b)$$

式(18)において、 p や \hat{p} が大きいほど損傷集中がより顕著になる。このことから、 p, \hat{p} は損傷集中指数と呼ぶべき指標である。秋山の損傷集中則¹¹⁾における指数と全く同一の物理量ではないものの、損傷集中の多寡を表す意味においては、同様の働きを有する。指数 p は、1~2 程度の値とされているが¹⁴⁾、本研究では、指数 p を減築の前後で区別した。なぜならば、最大応答が弾性限以下であれば、明らかに $p=0$ だからである。このように、指数 p, \hat{p} はある範囲内を取り得ると考えられるが、その詳細については 4.3 節で後述する。

式(18b)に式(18a)、式(15)~式(17)、式(10d)および式(13a)を代入すると、減築後の塑性率 $\hat{\mu}$ は、減築前の値 μ と次のような関係となる。

$$\hat{\mu} = R_{ep} \mu, \quad R_{ep} = \frac{R_e^{\hat{p}+1}}{R_e^{\hat{p}}} \left(\frac{\alpha_e}{\alpha_y} \right)^{\hat{p}-p} \quad (19a, b)$$

地震動条件を固定して生じる塑性率の大小を耐震性の尺度と見做すと、 R_{ep} が 1 を超える場合、減築により耐震性が悪化する可能性があることを意味している。ところで、 α_y は一様分布であり、 α_e も比較的一様な分布であるため、式(19b)の第 2 因子 (括弧内の値) の影響は相対的に小さい。また、後述するように実は $p \approx \hat{p}$ となることを勘案すれば、式(19b)を次のように近似をすることができる。

$$R_{ep} \approx \frac{R_e^{\hat{p}+1}}{R_e^{\hat{p}}} \quad (20)$$

第 2 章で例示したように、少なくとも減築前に塑性率の分布が一様に近ければ、損傷は最下層に集中する。したがって、工学的に興味のある部位 $\zeta=0$ の塑性率の変化率を以下に特別に表しておく。

$$R_{ep} = R_{ep}^{\text{SDOF}} \frac{(1+\Gamma)^{\hat{p}+1}}{(1+\bar{F})^{\hat{p}}} \quad (\text{最下層; } \zeta=0) \quad (21)$$

ここで、 R_{ep}^{SDOF} は等価 1 質点系に縮約した際の応答低減率である。

R_{ep}^{SDOF} や指数 p の具体的な値は後述するが、とりあえず、これら

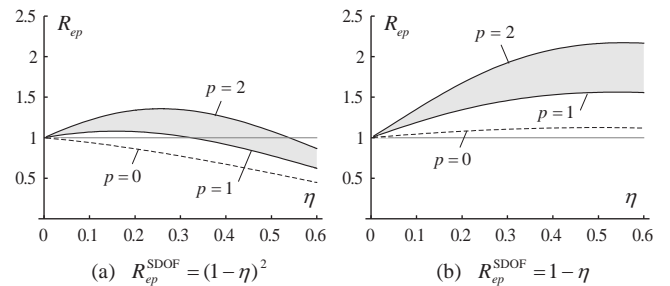


図 12 偏差係数法による最下層の塑性率の変化の推定

の変数を種々変化させたときの R_{ep} を図 12 に示す。弾塑性時には、 $p=1\sim 2$ となる推測の下、これらの条件に含まれる領域を灰色で塗りつぶしてある。この範囲では、 R_{ep} は最大で 2 程度になる。この値は、第 2 章で例示した図 4 の $\eta=0.4$ のときの R_{ep} の値と概ね対応している。なお、 $p=0$ は、図 9 の弾性時に対応する。 $p=0$ かつ S_v 一定領域では、 η に拘らずに、 R_{ep} は概ね 1 に近いのであるが、弾塑性時には、 η が大きいほど R_{ep} が大きくなる特徴がある。

特定の建物と地震動条件に対して図 12 の知見を活かすうえで、残された課題は、 R_{ep}^{SDOF} と損傷集中指数 p の具体的な評価法である。

4.2 等価 1 質点系における弾塑性時の最大応答

等価 1 質点系に縮約した際の骨格曲線の変化について説明したうえで、 R_{ep}^{SDOF} を如何にして定義すべきかについて述べる。なお、ここで述べる 1 質点系は、各層に渡る平均的な変位を評価するために便宜的に導入した概念である。特定層の変形が集中する問題を等価 1 質点系で解く際に、塑性化の進展に伴い外力分布を逐次変化させて縮約する方法^{例え 17)}とは、目的が異なることに注意されたい。

等価 1 質点系の骨格曲線がトリリニア型で表されるものとし、その第 1、第 2 および第 3 剛性をそれぞれ K_1, K_2 および K_3 とする。Pushover 解析をすることなく減築後の骨格曲線を推定できるよう、次の仮定を導入する。ひび割れ耐力 Q_c や降伏耐力 Q_y が減築後も不変であるとし、第 1 剛性に対する第 2、第 3 剛性の比も不変であるとする⁸⁾。これらの仮定と式(4)の関係から、以下の式が成立する。

$$\hat{Q}_c = Q_c, \quad \hat{Q}_y = Q_y \quad (22a, b)$$

$$\hat{K}_1 = \frac{1}{1-\eta} K_1, \quad \frac{\hat{K}_2}{\hat{K}_1} = \frac{K_2}{K_1}, \quad \frac{\hat{K}_3}{\hat{K}_1} = \frac{K_3}{K_1} \quad (22c-e)$$

式(22)の骨格曲線の変化則は、図 13 のように図化される。ここでは、減築に伴い建物の質量が変化することを踏まえて、図の縦軸には、層せん断力 \hat{Q} を減築後の重量（有効質量 \hat{M}^{eff} × 重力加速度 g ）で除した層せん断力係数 $\hat{\alpha}$ を用いている。横軸は、減築前の建物の等価高さ $2/3H$ で基準化した減築後の代表変位 \hat{D} である。有効質量は減築率と式(4b)の関係があるため、骨格曲線の第 2 折れ点は、減築前の第 2 折れ点座標に $1/(1-\eta)$ を乗じた曲線上を推移する（図 13）。

この減築後の骨格曲線を用いて、減築後の代表変位 \hat{D} がどのように変化していくかについて説明する。 S_v 一定領域では、経験的に変位一定則が成立する^{例え 13)}。減築により固有周期が $(1-\eta)$ 倍されることを考慮すれば、次式の関係が得られる。

$$(S_v \text{ 一定領域}) \quad R_{ep}^{SDOF} \equiv \frac{\hat{D}}{D} = 1-\eta \quad (23)$$

ゆえに、略算的には、等価高さが減築後に $(1-\eta)$ 倍となることを踏

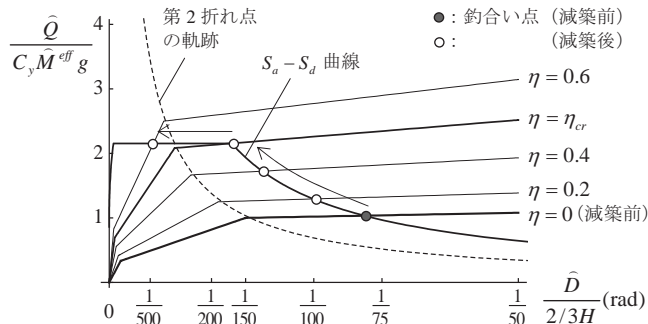


図 13 減築による骨格曲線の変化と釣合い経路

まえると、等価 1 質点系では、減築後も塑性率は変わらない結論を得る。当然ながら、塑性率が不変であれば、等価減衰定数 h^{eq} も同様に不変である。すなわち、 $\hat{h}^{eq} = h^{eq}$ である。

以上のことは、限界耐力計算法からも同じ結論に達する。図 13 には、2.1 節で述べた応答スペクトルの $S_a - S_d$ 曲線を示してある。塑性化による h^{eq} の増加を踏まえた $S_a - S_d$ 曲線と骨格曲線群の交点（釣り合い点）を図に記載している。先の知見を用いれば、減衰付加を考慮した $S_a - S_d$ 曲線は、減築後も変わらない。減築前の釣り合い点を一度求めれば、減築後の釣り合い点は収束計算なしで求まる。つまり、第 2 折れ点の軌跡との関係から、結局、減築後も塑性率が変わらないことは明らかである。ただし、 S_v 一定領域から S_a 一定領域に移ると、はじめて塑性率は減少する。

本論文の主題とはやや異なるが、最大絶対加速度応答の変化についても少し触れておきたい。言うまでもなく、減築に伴い降伏せん断力係数が上昇するため、減築により絶対加速度が著しく上昇する。減築前後の絶対加速度の比 $R_{ep,a}^{SDOF}$ は、次式のように評価される。

$$R_{ep,a}^{SDOF} \equiv \frac{\ddot{D}}{\ddot{D}} = \frac{1}{1-\eta} \quad (24)$$

多質点系では、絶対加速度応答の上昇は、式(24)よりも緩和される。

図 14 は、式(22)の骨格曲線と Takeda モデルの履歴則を用いた等価 1 質点系における減築率と代表応答の関係を弾塑性時刻歴解析により求めた結果である。 $C_y = 0.3$ とし、減築前の最大層間変形角が $1/100 \text{ rad}$ 以上となる条件のみを対象とした。式(23)や式(24)の応答変化率の予測式は、質点系の結果と良く対応していることがわかる。

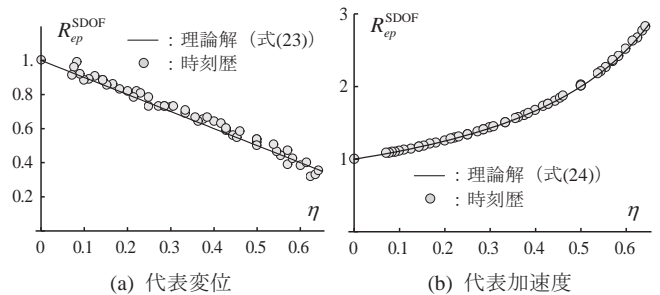


図 14 減築率と等価 1 質点系の最大応答の関係

4.3 損傷集中指数

本研究で取り扱う減築問題に限定して、既往の研究で曖昧にされていた、偏差係数に用いる指数 p, \hat{p} を明らかにする。これにより、式(19)～式(21)の応答予測式が利用可能となる。

応答予測式が備えるべき条件として、弾性応答時から弾塑性応答時までの予測結果の連続性が担保されることが肝要である。指数 \hat{p} は建物の何らかの巨視的な応答量に対応づけられると考えられる。そこで、この巨視的量を等価 1 質点系の塑性率に期待してみる。

等価 1 質点系では、減築後も塑性率が変化しないという 4.2 節の知見から、減築前・後の等価固有周期をそれぞれ T_{eq}, \hat{T}_{eq} とすると、次の関係が成立するべきである。

$$\hat{T}_{eq} = (1-\eta)T_{eq} \quad (25)$$

もしも、式(25)が多質点系においても成立すれば、指数 \hat{p} を定める手がかりとなる。図 15 は、 $T_{eq} = 2\pi \cdot \max |u(t)| / \max |\dot{u}(t)|$ から推測したものである。ここに、 u, \dot{u} は、それぞれ地盤面からの相対変位

と相対速度である。多質点系では、 $\hat{\zeta} = 2/3$ 近傍の質点の u, \dot{u} を T_{eq} の評価に用いた。多質点系でも、減築後の等価固有周期は、式(25)の関係式を満足している。このことから、多質点系の平均塑性率が等価1質点系の塑性率と概ね対応すると考えられる。

続いて、損傷集中指数 \hat{p} について述べる。 $N=10, C_y=0.3$ として、地震動原波の加速度振幅に 0.05~1.5 のスケールファクターを乗じたものを新たな入力地震動として、時刻歴応答解析から求めた多質点系の平均塑性率 μ_{mean} と指数 \hat{p} の関係を図 16 に示す。図の縦軸の \hat{p} は、式(21)を \hat{p} について解いた式の R_{ep} に質点系モデル ($N=10, \eta=0.3$) の結果を代入して求めた。この図から、指数 \hat{p} に対して、以下の評価式を提案する。

$$\hat{p} \approx \mu_{mean}, \quad \mu_{mean} = \int_0^1 \hat{\mu}(\zeta) d\zeta \quad (26a, b)$$

益野¹⁴⁾は、 $p=1$ と $p=2$ とした場合の両者の応答予測値の比較において、精度は後者の方が高いことを示している。このときの平均塑性率は、概ね 2 であった。式(26)はこれに対応しており、既往の研究と連続した結果となっている。むろん、式(26)は、減築に関して特別に考察した結果であり、一般化された層の変形集中問題に適用できるかは、議論の余地があることには注意されたい。

本節での結論をまとめると、等価1質点系では、減築後も塑性率が変化しないことから、 \hat{p} は減築率に依存しないことになる。したがって、以降では、 p と \hat{p} を区別しないことにする。

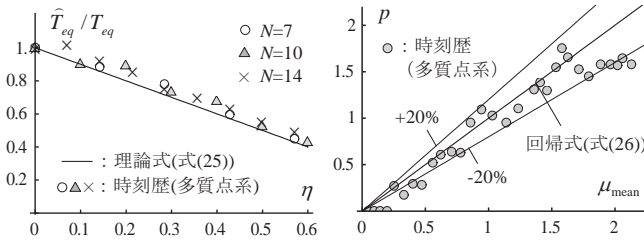


図 15 減築率と固有周期比の関係 図 16 平均塑性率と指数 p の関係

4.4 減築後の建物が属する応答スペクトルの周期帯

4.2 節で触れたように、減築後の建物の等価固有周期 T_{eq} が S_v 一定あるいは S_a 一定領域のどちらに属するかには注意を払わなければならない。当初 T_{eq} が S_v 一定領域にある建物が、 η_{cr} だけ減築した後に S_a 一定領域に遷移する場合を想定する。減築後の代表変位 \hat{D} が $(1-\eta_{cr})D$ となるから、減築後について、次式が成立する。

$$(1-\eta_{cr})D = S_d(T_c, \hat{h}_{eq}) \quad (27)$$

ここに、 T_c は S_a 一定領域と S_v 一定領域の境界を決める周期である (図 3)。ここで、減築前に成り立つ代表変位 $D = S_d(T_{eq}, h_{eq})$ を式(27)に代入して、これを η_{cr} について解くと、次式を得る。

$$\eta_{cr} = 1 - \frac{S_d(T_c, \hat{h}_{eq})}{S_d(T_{eq}, h_{eq})} \quad (28)$$

さらに、4.2 節で述べた $\hat{h}_{eq} \approx h_{eq}$ の事実と T_{eq} が S_v 一定領域にあることを考慮すれば、 η_{cr} は、次式から算定することができる。

$$\eta_{cr} = 1 - T_c / T_{eq} \quad (29)$$

4.5 最下層の塑性率の推定方法

これまでの検討結果を総括して、偏差係数法により層の塑性率を推定する。

最も関心のある最下層に着目する。 $\eta \leq \eta_{cr}$ では、 S_v 一定領域の

式(21)を用いる。一方、 $\eta > \eta_{cr}$ では、 $\partial R_{ep} / \partial \eta$ が S_a 一定領域の式と同じになるように定式化すると (図 17)、次式となる。

$$R_{ep} = R_{ep1}, \quad R_{ep1} = (1-\eta) \frac{(1+\Gamma)^{p+1}}{(1+\bar{\Gamma})^p} \quad \text{for } \eta \leq \eta_{cr} \quad (30a, b)$$

$$R_{ep} = R_{ep2} + R_{ep1} \Big|_{\eta=\eta_{cr}}, \quad R_{ep2} = (1-\eta)^2 \frac{(1+\Gamma)^{p+1}}{(1+\bar{\Gamma})^p} \quad \text{for } \eta > \eta_{cr} \quad (30c, d)$$

式(30)の応答予測式の利用の仕方は、次のとおりである。応答スペクトルが与えられれば、限界耐力計算法から、減築前の等価1質点系の塑性率 μ^{SDOF} と等価固有周期 T_{eq} が求まる。 $\mu_{mean} \approx \mu^{SDOF}$ と見做せば、式(26)から任意の層数を減築した後の損傷集中指数 $\hat{p}(=p)$ が求まり、 T_{eq} と式(29)から η_{cr} が求まることになる。

5. 模擬地震動に対する減築後の建物の損傷集中評価

5.1 最下層の塑性率

第4章で述べた応答予測手法と質点系の時刻歴解析結果とを比較し、予測手法の妥当性を検証するとともに、減築率と最下層の塑性率分布の関係を明らかにする。建物は、階数 N を 7, 10 および 14 の3通りとする。いずれも、最下層の降伏せん断力係数 C_y は 0.3 とする。このとき、等価1質点系の塑性率 μ^{SDOF} は、 $N=7, 10, 14$ に対して、それぞれ 1.9, 1.7, 1.6 であった。建物の階数ごとに最下層の塑性率を整理した結果を図 18 に示す。質点系の時刻歴解析結果には、 $n=20$ 波の入力に対する応答の標本平均±標準誤差 (σ) と標本平均±標準誤差 (σ/\sqrt{n}) を用いることにより、応答のばらつきの範囲を示している。図に見るように、同一の応答スペクトルから生成した模擬地震波でも応答のばらつきは大きいものの、式(30)の予測値は質点系の結果の平均に近い値を与えている。7階建ての場合、 R_{ep} は最大で約 2 に達し、建物階数が多くなるにつれて R_{ep} が小さくなる傾向にある点が、両手法の結果で対応している。予測手法の原理に照らせば、この傾向は、建物階数が多いほど塑性率が小さくなる結果、損傷集中が若干緩和されることから説明される。また、質点系の結果を良くみると、評価した η_{cr} 付近で極大点となっている。結果の記載は割愛するが、減築率と最大応答の関係におけるこのような極大点の存在は、地震動強さや建物耐力を変えても常に認められた。

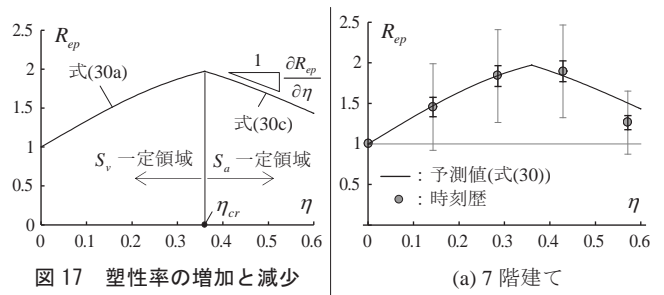


図 17 塑性率の増加と減少

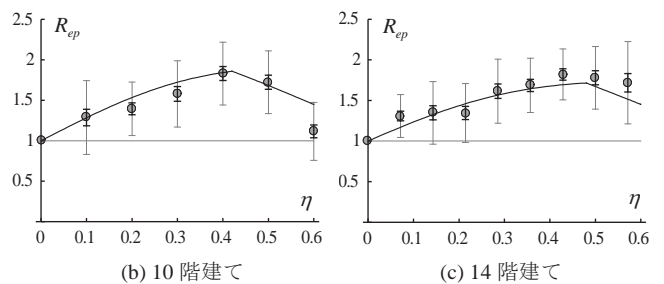


図 18 最下層の塑性率の予測値と時刻歴解析結果の比較

5.2 塑性率分布

減築後の塑性率分布を元の塑性率分布で除して、高さ方向に整理した $R_{ep}(\zeta)$ を図 19 と図 20 に示す。いずれの場合も、 $\eta < \eta_{cr}$ となるため、式(20)から R_{ep} を求めた。図から、最下層以外では、式(20)は層間変形角を過大評価する傾向にある。この特徴は、偏差係数法の欠点を受け継いだものとなっている。第 2 章でも言及したように、減築後の建物では、多くの層が弾性範囲の応答になることを勘案して、図には、式(20)で $q=2$ とした予測値を併記した。このような予測の補正は恣意的ではあるものの、両者の建物について、上半分の層では、補正した予測値と質点系の応答値が対応するようである。

以上から、最大応答の予測手法の成り立ちを鑑みると、時刻歴応答解析で示された減築後の建物の最下層の損傷集中現象は、層の剛性分布と耐力分布の変化に原因があることが立証された。

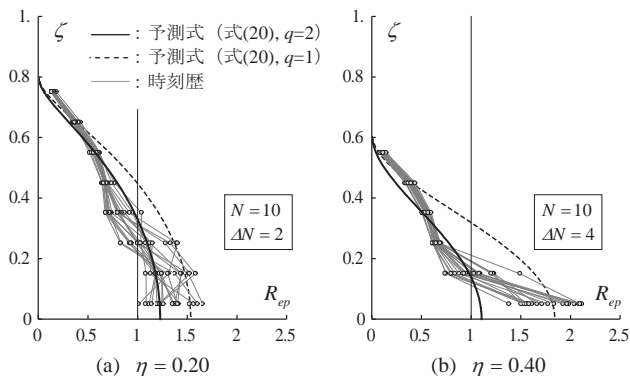


図 19 塑性率分布の予測値と時刻歴解析結果の比較 (10 階建て)

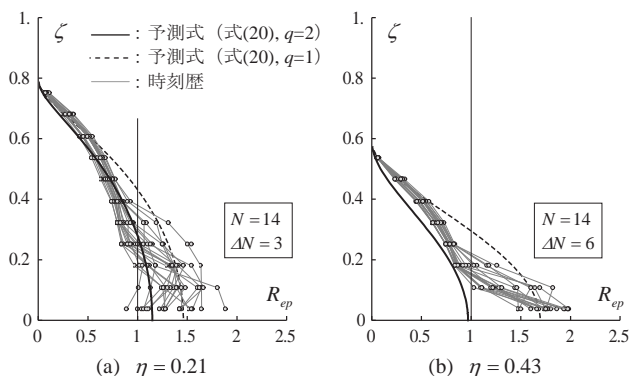


図 20 塑性率分布の予測値と時刻歴解析結果の比較 (14 階建て)

6. まとめ

Ai 分布による耐力分布を有する中高層コンクリート系建物を対象として、上層を減築した場合に生じる下層の地震損傷集中現象を質点系に依拠して考察した。得られた結論を以下に要約する。

- 1) 減築層数の増加により、高さ方向の層剛性分布が一様に近づいていき、この結果、逆三角形に近い振動モードが 1/4 波の正弦波形状に近づいていく。これは、下層部に変形集中を至らしめる。
- 2) 減築後の建物の刺激関数について、減築前からの変化率の高さ方向の分布に着目すると、層の剛性分布によらない単一の曲線が見出される。この単一曲線を減築層数の関数として表した。
- 3) 躯体がひび割れる前の線形応答の範囲では、建物の固有周期が応答スペクトルのどの周期帯に属するかにより、減築による最大応

答の変化の傾向が異なる。加速度応答一定領域では、減築層数の増加に伴い、減築後の最大層間変形角は全層で単調に減少する。これに対して、速度応答一定領域では、減築層数に拘らずに、下層での層間変形角は概ね一定である。

- 4) 減築後の層間変形角の偏差係数は、減築前のそれと 2 種類の応答変化率により表される。一つは、同一層での減築前後の層間変形角の変化率であり、もう一つは、各層に渡る層間変形角の平均の減築前後の変化率である。前述の 2) 項の減築層数と刺激関数の関係とこの 2 つの応答変化率を定式化した。これらにより、減築層数と層の塑性率の変化の関係が偏差係数法により表される。
- 5) 模擬地震動を対象として、偏差係数法により予測した最下層の塑性率は、質点系の弾塑性時刻歴応答解析により得た結果と良く一致する。ただし、中層から上層にかけての弾性応答となる層については、偏差係数法による予測値は過大評価となる。

本報では、層剛性や層耐力分布を主軸に分析をしたため、崩壊機構を峻別することは不問とした。今後、魚骨型骨組モデルあるいは平面骨組モデルを用いた時刻歴応答解析により、崩壊機構を明確にしたうえで、損傷集中現象をさらに精査して報告する予定である。

また、既存不適格建築物を含めて本研究の知見を一般化するためには、減築による中間層崩壊部位の撤去の効果、現行の建築基準法とのせん断力係数分布の相違、耐力と靱性の関係などの本論文で考慮していない影響を含めて、総合的に検討する必要がある。

参考文献

- 1) 建築保全センター：Re : Building maintenance & management, BMM リポート 青森県庁舎耐震・長寿命化改修事業, No.190, 減築による庁舎機能確保, pp.84-87, 2016.4
- 2) 日経アーキテクチャ 2013 年 1 月 25 号, No.992, pp.41-43, 2013.1
- 3) 勝野哲博, 福島祥司：5 階建中層 RC 構造物の大規模減築実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.1101-1104, 2012.9
- 4) ロングライフビル推進協会：BELCA NEWS 特集 減築時代の幕開け, pp.21-61, No.143, 2013.4
- 5) 建築画報, No.355, pp.100-101, 2013.7
- 6) 久瀬由依, 高味えり, 土田崇仁, 坂本良祐, 宿里勝信, 青木孝義, 人見真由：減築を伴う鉄筋コンクリート造建物の動力学特性について その 1 減築前の建物の振動特性, 日本建築学会東海支部研究報告集, pp.289-292, 2015.2
- 7) NPO 団地再生研究会：合人社計画研究所：団地再生まちづくり-建て替えずに蘇る団地, 水曜社, pp.109-111, 2006.6
- 8) 金子健作, 金箱温春, 樽見優希, 伊藤麻理, 元結正次郎, 北岡拓也：マスダンパー効果を利用した既存中層 SRC 造建物の頂部減増築による制振改修設計法, 日本建築学会構造系論文集, No.726, pp.1243-1253, 2016.8
- 9) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準, 2001
- 10) 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 2009 年改訂版, 2009
- 11) 秋山宏：建築物の耐震極限設計 第 2 版, pp.75-79, 東京大学出版
- 12) 柴田明徳：地震による高層建物の撓み量, 日本建築学会論文報告集 号外, p.133, 1965.9
- 13) 柴田明徳：最新耐震構造解析 (第 3 版), 森北出版, 2014
- 14) 益野英昌, 柴田明徳：偏差係数法を用いた地震による建築物の中間層崩壊現象の検討, 日本建築学会技術報告集, No.23, pp.83-86, 2006.6
- 15) 益野英昌, 柴田明徳：偏差係数法を用いた地震による建物の層間崩壊現象の検討：上部層, 下部層崩壊の場合, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.203-204, 2006.9
- 16) 松島豊：ホワイトノイズを受ける多自由度系の最適せん断力係数分布, 日本建築学会論文報告集, No.342, pp.22-29, 1984.8
- 17) 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, No. 580, pp.61-68, 2004.6

POSSIBLE FAILURE MECHANISM OF LOWER STORIES INDUCED BY SUBTRACTION OF UPPER STORIES IN EXISTING CONCRETE FRAME STRUCTURES

Kensaku KANEKO *

* Assist. Prof., School of Environment and Society, Department of Architecture and Building Engineering, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

This paper discusses the seismic performance of concrete frame structures in which the upper stories are subtracted for seismic rehabilitation. Existing reinforced concrete buildings and steel reinforced concrete buildings are considered in this study. Most of structural engineers seemingly assume that the seismic performance of such a retrofitted building is improved due to decrement of the total inertial mass. Accordingly, this retrofitting technique has been implemented in old buildings which are insufficient to meet the current building standards law in Japan. This study clarifies how the seismic performance is changed by removing the upper stories through both theoretical approach and nonlinear time history analyses.

Mid-to-high-rise buildings having seven-to-fourteen stories are employed. It is assumed that these buildings are designed in the current building standards law in Japan. A shear spring model with multi degree of freedom is employed in order to directly assess the distribution of the stiffness and strength of the stories along the height. Both a trilinear envelope curve and a degrading hysteresis rule are considered in each story. The variation of the seismic performance is evaluated in terms of maximum inter-story drift angles (IDA).

Firstly, fundamental natural periods and corresponding vibration modes are discussed in elastic range. The distribution of the story stiffness is varied in accordance with the increasing of the number of the subtracted upper stories. As a result, eigenvalue analyses show that the approximately triangle shaped vibration mode is changed into a quarter sinusoidal shape after the several mass are removed from the top of the analysis model. This phenomenon is linked to an increase of the IDA in the lower stories in elastic range. Time history analyses also demonstrate that the IDA slightly increases at the bottom story if the natural period of the retrofitted building belongs to the range where spectral velocity is constant.

Secondary, an evaluation method of IDA without time history analysis is proposed within the framework of the response spectrum method. This proposed method clarifies the relation between amplification factors of the bottom IDA and the number of the subtracted stories. Subsequently, the method is developed with the deviation coefficients of elastic story response and a yield drift angle for each story. Variation of ductility factors are summarized in terms of the number of the subtracted stories.

Finally, both the proposed method and nonlinear time history analysis conclude that the bottom IDA increases by two times at most in comparison with the original building. The reason is that the ductility factor is spatially concentrated due to subtraction of the upper stories contrary to expectations. In other words, the subtractions of the upper stories possibly deteriorate the seismic performance.

(2016年8月10日原稿受理, 2016年10月6日採用決定)