

論文 魚骨形 RC 骨組の上部減築に伴う耐震性変化の確率論的評価

金子 健作*1

要旨: 維持管理費の削減などを目的とした減築改修が近年注目されている。本論文では、現行の建築基準法で設計された 10 階建ての鉄筋コンクリート造建物を想定し、魚骨形骨組を用いた地震応答解析により、減築後の耐震性能を検討した。柱梁耐力比が小さい場合、全体崩壊機構を実現した建物は、減築後に中間層崩壊が生じた。反対に柱梁耐力比が大きい場合、下層部に変形が集中した。この度合は、一様乱数位相角の模擬地震動の方が観測地震動より大きい。種々の限界状態の超過確率を評価した結果、建物の軽量化にも拘らず、4 層減築の場合は耐震性能が悪化し、6 層減築の場合に耐震性能の向上が認められた。

キーワード: 減築, 耐震改修, 耐震性能, フラジリティ評価, 崩壊機構, 柱梁耐力比

1. はじめに

近年、1981 年以前に建設された鉄筋コンクリート造の既存不適格建築物を中心として、軽量化による耐震性能の向上を期待した減築改修が試みられている。また、人口減少時代の到来を踏まえ、維持管理費の削減や空き家問題を解決するの一つの手段として、減築の有効性が主張されている¹⁾。この場合には、現行の建築基準法で耐震設計された建物も減築の対象となり得るであろう。

著者は過去に、現行の建築基準法で設計された中高層の鉄筋コンクリート造建物等を想定し、補強をせず上部の数層を減築した場合に、地震時の下層の層間変位が減築前より却って増大する可能性があることを指摘した²⁾。この損傷の増大は、層剛性の分布が変化することで振動モードが変化し、かつ減築後の耐力が上層で過剰になり、その結果生じる塑性変形の集中が理由であることを明らかにした。さらに、この変形集中の度合いは、建物階数に対する減築層数の比で整理できることを示した²⁾。ただし、この分析には幾つかの仮定を設けていた。まず、減築による柱の長期軸力の変化を無視し、建物特性の変化は質点と要素の除去で反映している。それゆえ、分析に用いた質点系モデルの層の剛性と復元力特性は、いずれも減築前後で同一である。また、地震応答解析モデルとして質点系モデルに依拠しており、梁降伏型の全体降伏機構型や柱降伏型の層崩壊機構を峻別せずに層の変形集中を議論していた。そのため、既報の質点系モデルで得た変形集中の蓋然性をより詳細な解析モデルを用いて、再度検証しておくことが必要であると考ええる。

本論文では、現行の建築基準法で耐震設計された鉄筋コンクリート造建物等を想定し、柱と梁をそれぞれ単一の魚骨柱と魚骨梁に集約した魚骨形骨組モデルを用い(図-1)、改めて減築後の建物の損傷集中の可能性を議論することを目的とする。なるべく実状に近い建物の剛

性分布や耐力分布を想定し、種々規定した建物の限界状態を超過する確率を時刻歴地震応答解析で評価することにより、減築後の耐震性能の変化を検証する。

2. 検討条件

2.1 対象建物

対象は、10 階建ての中層鉄筋コンクリート造の事務所建物とし、階高 3.9m (1 階のみ 4.5m) かつスパン 6m (検討方向)×8m の整形な純ラーメン架構とする。使用材料は表-1、部材断面は表-2 のとおりである。これらの諸元は、日本建築防災協会の構造設計・部材断面事例集³⁾をもとにした。解析上の柱の長期荷重の取り扱い、後述する軸力を考慮した曲げ耐力に反映する。地震応答解析に用いる単位重量は、12kN/m²とする。剛性については、床スラブの協力幅による剛性増大率 ϕ を用いて、梁の断面 2 次モーメントを算定する。片側スラブと両側スラブ付きの梁に対して、それぞれ ϕ を 1.5, 2 と略算し⁴⁾、その平均値 $\phi=1.75$ を採用する。部材のせん断・付着破壊

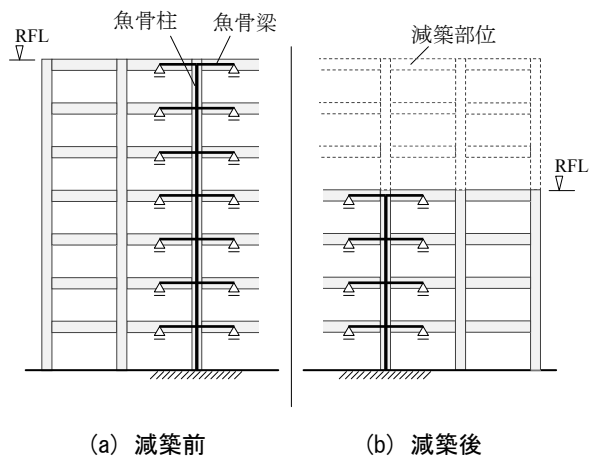


図-1 上層減築の概要

*1 東京工業大学 環境・社会理工学院建築学系 助教 博士(工学) (正会員)

は生じないものとし、非線形特性は部材の曲げのみを考慮する。ひび割れ耐力 M_c は、終局耐力 M_u の 1/3 とする。最下層のせん断力係数を 0.3 とし、 A_i 分布に適合する地震層せん断力から、柱の反曲点高さ比を 0.5 として求まる危険断面位置での曲げモーメントを梁の曲げ終局耐力 bM_u とする。これに、柱梁耐力比 α を乗じて柱の曲げ終局耐力 cM_u の候補を定める。 α は 1.1, 1.4 の 2 ケースを設定し、同一の建物では、 α は全層で同じとする。ただし、1 階の柱は、常に $\alpha = 2.0$ とした柱頭の終局耐力と同一とする。現実的な柱の配筋を踏まえ、下から 3 層ごとにグループ化し、その中で cM_u の候補の最大値を実際の曲げ終局耐力 cM_u に定める。配筋量が同一でも軸力に応じて終局耐力は異なるが、第 4 章で導入する耐力のばらつきを導入する際の簡便性から、前述の規則を用いた。

表-1 使用材料

コンクリート
Fc27 (8 階以上)
Fc30 (6, 7 階)
Fc33 (4, 5 階)
Fc36 (1~3 階)

表-2 部材断面

魚骨梁 (単位 mm)
400×850 (R 階)
500×900 (9~10 階)
550×950 (5~8 階)
550×1000 (2~4 階)

注)魚骨柱は全て 1000×1000 とする。

2.2 減築の取り扱い

減築は、該当する階の魚骨柱および魚骨梁の除去により考慮する。

減築後の部材の耐力は、次のように考える。まず、減築後の諸量を表すのに (ˆ) の記号を用いて、減築前の諸量と区別する。減築後の建物の柱および梁の曲げ終局耐力 $\hat{c}M_u, \hat{b}M_u$ は、次式の略算式⁵⁾により算定する。

$$(\text{柱}) \quad \hat{c}M_u = 0.8a_t\sigma_y D + 0.5\hat{N}D \left(1 - \frac{\hat{N}}{bD\sigma_B}\right) \quad (1a)$$

$$(\text{梁}) \quad \hat{b}M_u = 0.9a_t\sigma_y d \quad (1b)$$

ここで、式(1)中のそれぞれの記号は、 a_t : 引張主筋の断面積、 σ_y : 主筋の降伏強度、 d : 梁の有効せい、 D : 柱のせい、 N : 軸力 (圧縮側を正)、 σ_B : コンクリートの圧縮強度である。柱の軸力 N は、減築した後の建物重量により算出した値を用いる。

減築後の柱の曲げ耐力の変化量 $\Delta_c M_u (= \hat{c}M_u - cM_u)$ は、式(1a)と軸力比 $\eta = N / (\sigma_B bD)$ を用いて式展開をすると、次のように表される。

$$\frac{\Delta_c M_u}{cM_u} = \frac{c\Delta\eta(2\eta + \Delta\eta - 1)}{-q - c(1 - \eta)\eta} \quad (2)$$

ここに、 $q = p_t\sigma_y / \sigma_B$ 、 c は定数 0.625 (= 0.5/0.8) である。また、 p_t は引張鉄筋比であり、2.1 節の規則のもとに設定した cM_u と式(1a)から逆算して、 p_t の値を求める。

以上が、地震応答解析に用いる減築後の柱耐力の評価方法である。

ここではさらに、単純化した条件ではあるが、式(2)

の変化則を図的に、またより一般的に解釈することを試みる。まず次式で定義される減築率 τ を導入する。

$$\tau = \Delta n / n \quad (3)$$

ここに、 $n, \Delta n$ は、それぞれ減築前の建物階数および減築層数である。本来、柱の軸力分布は高さ方向に階段状に変化するが、これを均した直線分布に置き換える。さらに、基部で 0、減築前と後の屋上階でそれぞれ 1 となるように基準化した高さ方向の座標 $\zeta, \hat{\zeta}$ を導入する。問題を簡潔にするため、次の仮定を導入する。屋上を含む各階重量は同一とし、減築後の屋上階は減築前の当該階から変化しないとする。減築率 τ と座標 ζ を用いて、柱の軸力の変化量 $\Delta N (= \hat{N} - N)$ は、次のように表される。

$$\frac{\Delta N}{N} = -\frac{\tau}{1 - \zeta} \quad (4)$$

式(4)を $\Delta\eta/\eta$ と読み替え、これを式(2)に代入した結果を図-2 に示す。ここでは一例として、高さ方向に対して $q = 0.1$ に固定し、減築前の最下層の軸力比 η を変化させた。図から、減築率 τ が大きくなるほど、耐力が全体的に低下することがわかる。また、軸力比 η が大きいほど、上層部の耐力の低下の度合いが相対的に大きくなる。例えば、 $\tau = 0.4, \eta = 0.15$ のときに、減築後の頂部 $\hat{\zeta} = 1$ と基部 $\hat{\zeta} = 0$ で $\hat{c}M_u / cM_u$ は、それぞれ 0.59 および 0.78 となる。一方で、式(1b)から、減築によって梁の終局耐力は変化しないことは自明である。そのため、減築した後の骨組では、柱梁耐力比の変化が各階で異なるようになり、その変化の仕方は、概略すれば図-2 の分布形と相似的になる。ただし、柱梁耐力比が相対的に大きく減少する減築後の上層では、応答自体も著しく低下するから²⁾、減築により新たに層崩壊が起こり得るとすれば、その位置は中間層となるはずである。その仮説を次章で検証する。

なお、減築後の曲げひび割れ耐力 $\hat{c}M_c$ については、その評価式として、

$$\hat{c}M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B}Z_c + \frac{1}{6}ND \quad (5)$$

を用いると⁴⁾、終局耐力と同様の以下の関係が得られる。

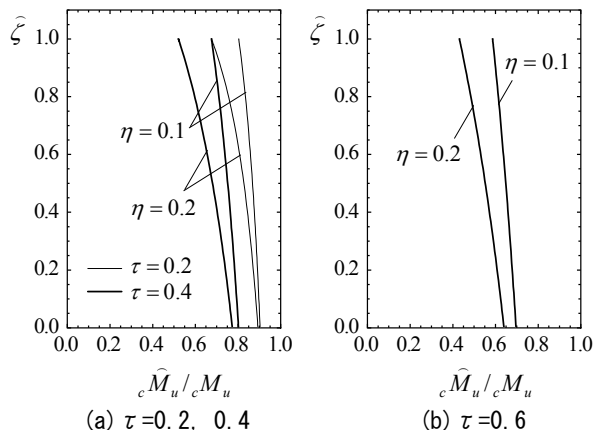


図-2 減築に伴う魚骨柱の曲げ終局耐力の変化

$$\frac{{}_c\hat{M}_c}{{}_cM_c} = \frac{\Delta\eta\sqrt{\sigma_B}}{0.56 + \eta\sqrt{\sigma_B}} \quad (6)$$

これは、 ${}_c\hat{M}_u / {}_cM_u$ 分布に比較的良く似たものとなる。そのため、本研究では、減築後も ${}_c\hat{M}_c / {}_c\hat{M}_u = {}_cM_c / {}_cM_u$ の関係を保持するものとする。

以上の検討条件を整理したものを表-3 に示す。減築層数の上下限は、文献2)と同じとした。

表-3 検討パラメータ

項目	記号	範囲	備考
建物階数	n	10	固定
減築率	τ	0.2~0.6	文献2)と同一
最下層の柱の軸力比*1	η	0.2以下	固定
柱梁耐力比*1	α	1.1, 1.4	-

*1いずれも減築前の値を示す。

3. 時刻歴応答解析による減築後の層間変形角の評価

3.1 解析方法

図-1 に示した魚骨形骨組モデルについて、具体的に説明する。鉄筋コンクリート構造計算規準⁴⁾に従って柱梁接合部内には剛域を設け、剛域外は弾性とする。柱・梁部材の非線形特性は、各接合部端に設けた剛塑性回転ばねで表現する(図-3(a))。復元力特性については、骨格曲線をトリリニア型とし(図-3(b))、履歴則には修正 Takeda モデルを用い、除荷時の剛性低下指数を 0.4 とする。各階の質量の与え方は、魚骨柱と魚骨梁の節点に集中質量を設定する。建物の内部粘性減衰は瞬間剛性比例型で与え、1次モードに対して3%の減衰定数とする。時間積分スキームには、Newmark の β 法 ($\beta=0.25$) を用いる。柱の軸力変動および $P-\Delta$ 効果は考慮しない。

3.2 検討用地震動

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; 図-4) 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、全周期で

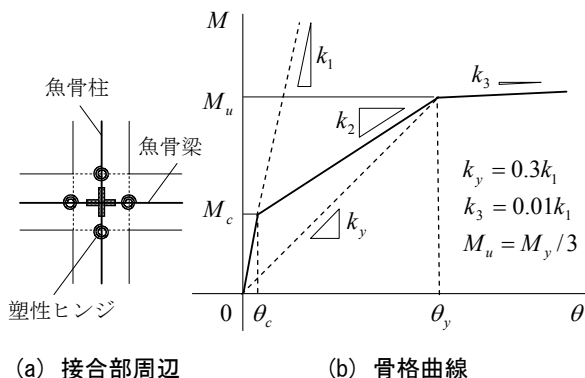


図-3 柱梁部材の曲げ非線形特性の設定

1.23 とする。振幅包絡関数は Jennings 型、位相角は一様乱数および継続時間は 120 秒とし、正弦波合成法により、位相角の異なる 20 波の模擬地震動を生成する。

これ以外に、表-4 に示す計 20 波の観測地震動を検討に用いる。これらは、PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) の地震動データベース NGA-West2 から、マグニチュード M_w を 5.0 以上、地盤の表層 30m の平均 S 波速度 V_{s30} を 1~3 m/s として、応答スペクトル群の標本平均が告示スペクトルに適合するように、地震波群を選定したものである。その加速度応答スペクトル(減衰定数 $h=0.05$) は、図-4 に示すとおりである。模擬地震動および観測地震動の最大速度 PGV の標本平均は、ともに 0.67 m/s であった。

3.3 減築による振動モードの変化

質点系モデルと魚骨形骨組モデルの応答特性の違いをまず弾性範囲内で把握するため、減築後の振動モードの変化を考察する。

各階の刺激関数 ψ の上下階の差分を γ とし、その減築後の変化量を $\Delta\gamma$ とする。減築後に層剛性が変化しない

表-4 検討用地震動(観測波)の一覧

地震名(発生源)	年	M_w	観測地点	倍率*
Friuli (Italy)	1976	6.5	Codroipo	5.4
Imperial Valley (US)	1979	6.5	Delta	1.8
			El Centro Array #12	3.4
Victoria (Mexico)	1980	6.3	Chihuahua	2.7
Superstition Hills (US)	1987	6.5	El Centro Imp. Co. Cent	1.5
			Westmorland Fire Sta	2.4
Loma Prieta (US)	1989	6.9	Foster City - APEEL 1	1.8
			Salinas - John & Work	5.8
Chi-Chi (Taiwan)	1999	7.6	CHY027	7.5
			CHY076	5.6
			CHY025	6.9
Nigata (Japan)	2004	6.6	NIG014	2.8
Chuetsu-oki (Japan)	2007	6.8	Hinodecho Yoshida Tsubame City	3.7
			NIG022	4.1
Iwate (Japan)	2008	6.9	Furukawa Osaki City	1.8
El Mayor-Cucapah (Mexico)	2010	7.2	Chihuahua	1.9
			MICHOACAN DE OCAMPO	1.0
			Calexico Fire Station	2.0
Darfield (NZ)	2010	7.0	Christchurch Cashmere High School	1.8
			DORC	6.1

*原波の加速度振幅に乘じる値を示す。

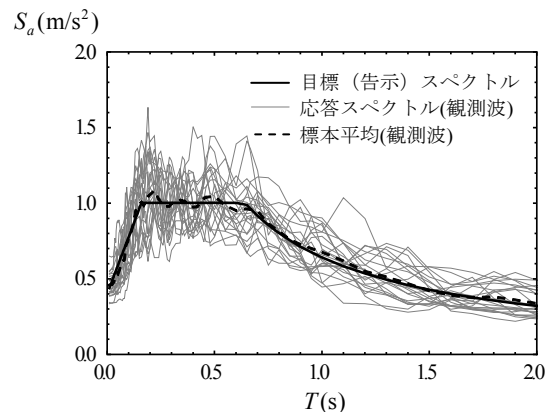


図-4 検討用地震動の加速度応答スペクトル

と仮定すれば、 $\Delta\gamma$ を次式で評価できる²⁾。

$$\frac{\Delta\gamma}{\gamma} = \frac{\cos\left(\frac{\pi}{2}\zeta\right)\sec\left(\frac{\pi}{2}\zeta(1-\tau)\right)}{1-\tau} - (1-a\tau) \quad (7)$$

ここに、 $a(=0.5)$ は回帰係数である。式(7)右辺の第1項は、一様な剛性のせん断棒の理論式であり、第2項は、層剛性の変化を考慮するための補正項である。式(7)は層剛性が台形分布やAi分布に比例する場合など多様な剛性分布に対応できることに特徴がある。

図-5に魚骨形骨組モデルの固有値解析による刺激関数とその差分 γ の変化率を示す。図-5(a)から、減築前では刺激関数が概ね直線状の分布であるのに対し、減築後は曲線的となるのがわかる。これは、下層の層間変形角の集中を唆している。これを表したのが図-5(b)である。減築層数の増加により、下層で層間変形角に対応する γ が増加している。式(7)の評価式(図中の実線)はこの結果と概ね合致している。このことから、減築による層剛性の変化は、特に留意する必要はないといえる。

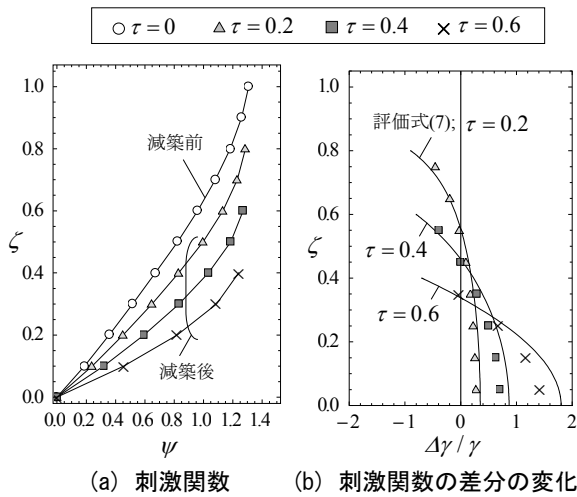


図-5 減築後の刺激関数およびその差分の変化

3.4 減築に伴う崩壊機構および最大応答の変化

20波の地震動の時刻歴地震応答解析により得られた柱と梁の塑性率の標本平均 μ_c, μ_b の分布を図-6に示す。柱の塑性率は、柱頭と柱脚のうちで大きい値を記載している。掲載図は、最大層間変形角が概ね1/100radになるように図-4の地動の振幅を1.5倍している。このときのPGVは1.0m/sである。 $\alpha=1.1$ の場合、減築後の建物($\eta=0.2, 0.4$)では、柱の配筋量が変わる4階で中間層崩壊が生じた。一方で $\alpha=1.4$ の場合には、減築後に最下層で変形が集中するものの、それでもなお、減築前に実現された梁降伏型の全体崩壊機構は保持している。

$\alpha=1.4$ を対象として、層間変形角の標本平均の分布を図-7に示す。模擬地震動の場合には、地震動強さが大

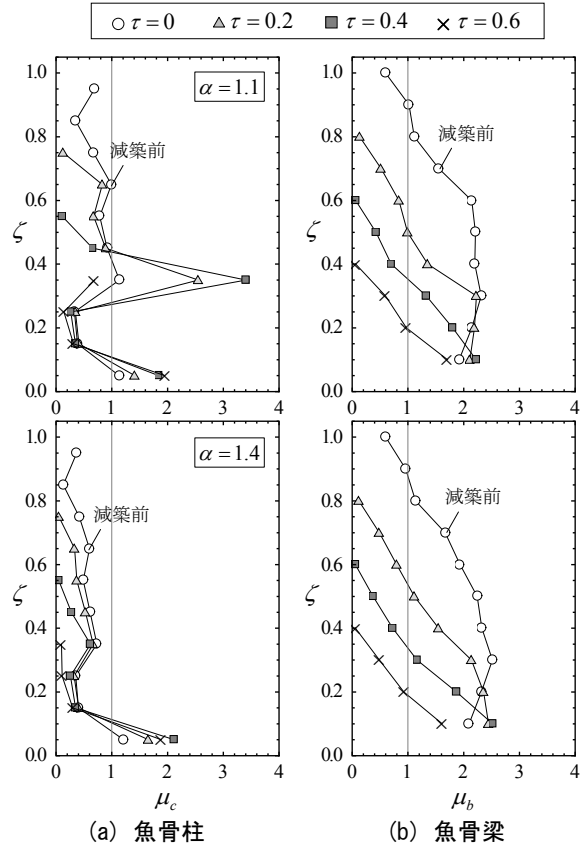
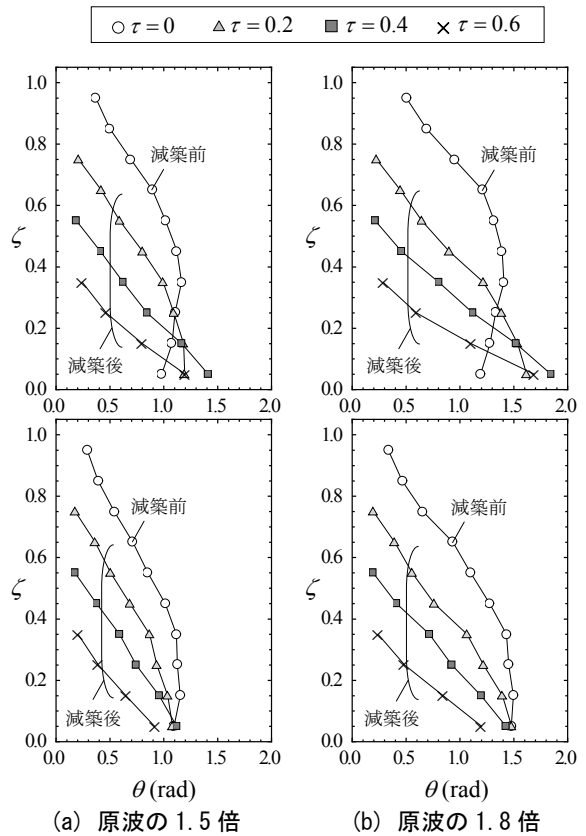


図-6 減築層数による部材塑性率の変化(模擬地震動)



(上段: 模擬地震動, 下段: 観測地震動)

図-7 地震動強さによる層間変形角分布の変化

きいほど、下層部の損傷集中が顕著に現れている。しかし、せん断型質点系モデルでは、最下層の層間変形角が減築により最大で2倍ほど増加する事実²⁾と対比すると、本結果の層間変形角の増加の幅はそれよりも随分と小さい。この理由の一つとして、せん断型質点系モデルでは崩壊機構を峻別できず、弾性柱の心棒効果による応力再配分が適切に評価されていないことが挙げられる。また、観測地震動の場合には、減築後の最下層の層間変形角は、 $\tau=0.4$ までは元の建物と同程度である。地震動強さが変化しても、この傾向は変わらない点が模擬地震動と異なる点である。

以上から、著者が提案した減築後の建物下層部の損傷集中の簡易評価式²⁾は、認知されていなかった損傷集中現象の問題を提起する目的には意味を成したが、その精度については、今後の研究で修正が必要であることが明らかになった。

4. 部材耐力の不確かさを考慮した減築後の耐震性評価

4.1 ばらつきの導入

全体崩壊機構を実現する $\alpha=1.4$ の場合に限定し、部材耐力のばらつきを導入する。さらに、地震動強さに応じて減築量に応じた耐震性能の変化を確率的に評価する。

材料強度のばらつきと耐力評価式の精度を考慮した統計量が種々提案されている^{6),7)}。ここでは表-5の値に基づき⁶⁾、ばらつきを正規分布として部材耐力を設定する。複数の確率変数の相関については、上下の柱は完全相関、左右の梁は完全相関、柱と梁は独立とする。また、便宜上、曲げ終局耐力とひび割れ耐力のばらつきは完全相関とする。耐力以外の諸元は、すべて確定値とする。

独立事象となる確率変数の総数が増えると、一般のモンテカルロシミュレーションでは収束解を得るのに必要なサンプリング数が急激に増す。これを回避するため、Latin超方格サンプリング⁸⁾(LHS)法を用い、一つの確率変数に対してサンプリング数を20とする。本報では、極稀頻度事象の再現ではなく、減築層数ごとに異なる分布特性の大小関係を中央値付近で把握することを目的とした粗いサンプリングとしている。

表-5 部材の曲げ終局耐力のばらつき

部材	実現値の平均 設計値	変動係数
魚骨柱	1.24	0.080
魚骨梁	1.18	0.103

4.2 減築層数に応じた限界状態の超過確率

検討に用いる地震波群の平均PGV(=V)を地震動強さとし、Vを0.2 m/sから2.0 m/sまで0.025刻みで地動振幅を漸増させ、最大の層間変形角 θ が限界層間変形角 θ_a

を超過する確率(損傷確率)を時刻歴解析から求める。離散的に算定した損傷確率Prから、その中央値と対数標準偏差を求め、対数正規分布の累積分布関数に回帰する。

変形性能の設定は、鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)⁹⁾で示されている純ラーメン架構の標準値を参考に、表-6のとおりに確定値として定める。

表-6 各限界状態の設定

限界状態	限界層間 変形角 θ_a (rad)
使用限界	1/200
修復限界 I	1/100
修復限界 II	1/75
安全限界	1/50

種々の限界状態を超過する確率と地震動強さの関係(fragility 曲線)を図-8 および図-9 に示す。図の横軸は入力地震動群のPGVの標本平均であり、縦軸は応答層間変形角が限界層間変形角を超過する確率である。いずれの地震動でも、限界層間変形角が大きくなるにつれて応答のばらつきが大きくなり、曲線の勾配が小さくなる。同一の限界状態では、減築前よりも減築後の建物の方が勾配が若干大きい。これは、減築後の建物では、最大層間変形角が発生する位置が下層に限定されるためと推測される。模擬地震動では、 $\tau=0.4$ の場合、限界状態時の層間変形角が大きくなるにつれて、それを与える平均PGVは、減築後に小さくなる傾向にある。これは減築による建物の耐震性の悪化を意味している。使用限界や修復限界Iについては、この変化は小さいものの、修復限界IIや安全限界に至らしめるPGVは、減築後に明らかに小さくなる。これとは反対に、 $\tau=0.6$ では、いずれの限界状態に至らしめるPGVも大きくなる。このことから、減築により建物の耐震性の向上を目指すならば、もとの建物の階数に応じて、一定層数以上を減築する必要があると言える。以上のことは、観測地震動でも概ね当てはまるが、減築による耐震性能の悪化は模擬地震動に比べて小さいようである。

5. まとめ

10階建ての中層鉄筋コンクリート造建物に限定し、それを魚骨形骨組でモデル化し、上部を減築した場合に生じる層間変形角を時刻歴地震応答解析により評価した。得られた結論を以下に要約する。

- 1) せん断型質点系モデルに比べて、魚骨形骨組モデルの方が減築後の下層部の変形の集中度合は小さい。このことから、減築後の建物の耐震性能を評価するためには、崩壊機構を明確に峻別できる地震応答解析モデルを用いるべきである。

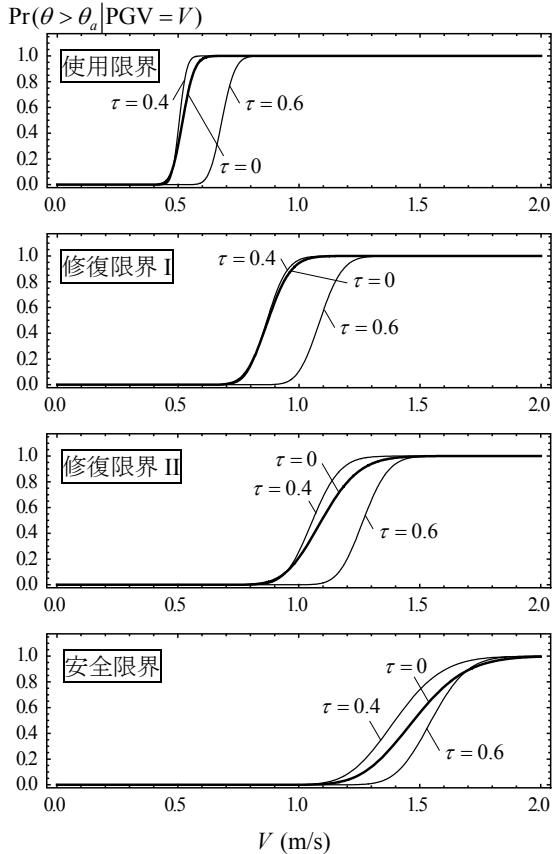


図-8 フラジリティ曲線（模擬地震動）

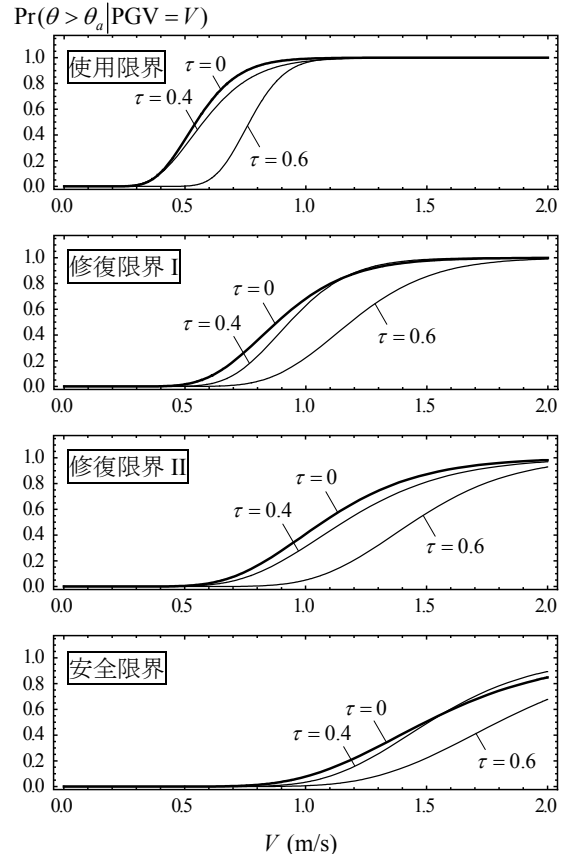


図-9 フラジリティ曲線（観測地震動）

- 2) 部材耐力のばらつきを考慮して、種々の限界状態の超過確率を検討した結果、減築層数が4の場合の超過確率は、減築前のそれに比べて大きくなる。限界状態の層間変形角が大きくなるほど、この差は大きくなる。一方、減築層数が6の場合には、いずれの場合にも超過確率が小さくなる。
- 3) 2)の結果から、建物の上層を減築しても単純には耐震性は向上せず、確実な耐震性能の向上を期待するならば、もとの建物階数に応じて一定層数以上を減築する必要がある。
- 4) 減築後の建物の下層に変形が集中する度合は、模擬地震動よりも観測地震動を入力した場合の方が小さい傾向にあった。これが一般性のある結論については、地震動を変えたさらなる分析が必要である。

今後は、広範な構造種別、用途および軒高の建物について、骨組モデルを用いた地震応答解析により、減築後の耐震性能を整理する予定である。

参考文献

- 1) 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

- 2) 金子健作：既存中高層コンクリート系建物における上層減築に伴う下層の地震損傷集中化の可能性，日本建築学会構造系論文集，Vol.82，No.731，pp.87-95，2017.1
- 3) 日本建築防災協会：構造設計・部材断面事例集，日本建築防災協会，pp.320-335，2007
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010，日本建築学会，2010
- 5) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，日本建築学会，1990
- 6) 江原礼子，前田匡樹：部材耐力の不確実性を考慮したRC骨組の弾塑性地震応答解析，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.3，2000
- 7) 森口英樹，中埜良昭，藤原薫：部材強度のばらつきを考慮した柱梁耐力比と柱ヒンジ発生確率，日本建築学会構造系論文集，No.509，pp.119-126，1998.7
- 8) 日本原子力学会：原子力発電所の地震を起因とした確率論的安全評価実施基準：2007，2007
- 9) 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（案）・同解説，日本建築学会，2004