

論文 既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能評価に関する基礎的検討

秋田 知芳*1・栗本 耕太郎*2・石塚 圭介*3・和泉 信之*4

要旨: 既存超高層鉄筋コンクリート造建築物における使用限界状態, 修復限界状態, 安全限界状態に対する耐震性能評価の方法を提示した。設計年代ごとに既存超高層鉄筋コンクリート造建築物を模擬して作成した骨組モデルに対して, 提示した耐震性能評価法を適用し, 評価を行う際の課題を検討した。その結果, 設計年代が新しいほど修復限界時, 安全限界時の限界変形角が大きい傾向があること, 高次モードの影響によって高さ方向に応答のばらつきが顕著に表れる場合には, 耐震性能評価においてそのばらつきを考慮する必要があることが明らかとなった。

キーワード: 超高層建築物, 保有耐震性能, 使用限界, 修復限界, 安全限界, 骨組モデル, 設計年代

1. はじめに

日本国内において, 超高層鉄筋コンクリート造 (以下, RC 造) 建築物は現在までに 500 棟以上が建設されているが, これらの超高層 RC 造建築物の修復限界や安全限界など, 実際に保有する耐震性能は十分に把握されていない。社会資本の長寿命化が求められる省資源型社会において既存超高層 RC 造建築物の長期活用を図るには, その耐震性の向上をさせることが有効であるが, そのためにはまず既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能の実態を把握しておく必要がある。

RC 造建築物の耐震性能を評価する手法として, 「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針 (案)」¹⁾ (以下, 耐震性能評価指針) において, RC 造建築物全体の耐震性能を指標化して示す方法が提案されている。同指針は, 耐震性能を指標化し, 従来の設計のように基準のレベルを上回ることを確認するだけでなく, どの程度の耐震性能を有するものかを確定値および確率で表現しようとするものである。しかしながら, 同指針では 60m 以下の建物を対象としており, 超高層 RC 造建築物は対象外と

なっているため, 超高層 RC 造建築物の耐震性能評価に同指針を適用する際には超高層 RC 造建築物の特徴を適切に考慮することが必要となる。

超高層 RC 造建築物の耐震性能評価では, 高次モードの影響によって各層の損傷のばらつきが大きくなるため, 修復性の評価において, 個々の部材の損傷度から各層あるいは建物全体の損傷度を如何にして評価するかが重要なポイントとなる。

東北地方太平洋沖地震における新耐震以降の RC 造建築物の被害を見ても, 倒壊に至るような甚大な被害を受けたものは少なく, 人命を確保するという大地震時の安全性の基準は概ね満足していたといえる。その一方で, 継続的な使用が困難あるいは, 継続使用には大規模な修復が必要となる建物が数多くみられた。経済活動や社会生活に及ぼす影響を考えると, 大地震時の安全性のみならず, 使用性, 修復性を明示することが非常に重要である。

本論では, 耐震性能評価指針に基づいて超高層 RC 造建築物の保有耐震性能を評価する方法を提示し, 既存超

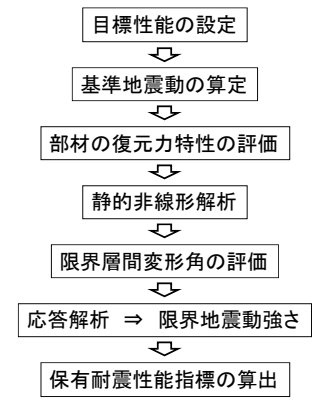


図-1 耐震性能評価の流れ

表-1 各評価ステップにおける評価方法

評価ステップ	耐震性能評価指針	本論における耐震性能評価
目標性能	使用性, 修復性 (I, II), 安全性	同左
基準地震動	極めてまれに発生する地震動の加速度応答スペクトルまたは時刻歴波形	時刻歴波形
部材の復元力特性	各限界状態と対応させながら, 部材の損傷に基づいて評価	復元力特性はトリリニアにモデル化し, 各限界状態は塑性率で定義
静的非線形解析	構造物および部材の力学的挙動および復元力特性を適切に表現しうるモデルを使用	同左
部材の損傷度	部材の損傷度は損傷度 I~IVの4段階とし, それぞれ部材の限界状態に応じて評価	部材の損傷度は損傷度 I~IVの4段階とし, 部材の限界状態 (塑性率) に応じて評価
限界層間変形角	その層の限界状態に相当する層間変形角として, 部材の損傷度に基づき適切に評価	同左
建物の限界変形	ある階に限界層間変形角が生じた時点における建物の代表高さの水平変形	算定しない
建物応答	等価1自由度系による応答値, 多質点系モデルまたは部材レベルの地震応答解析	部材レベルの地震応答解析
限界地震動強さ	建物の限界変形を生じさせる地震動の強さ	3つの方法 (2.4節参照) を比較検討
保有耐震性能指標	限界地震動の基準地震動に対する強さの比率	同左

*1 千葉大学大学院 工学研究科建築・都市科学専攻助教 博 (工) (正会員)

*2 千葉大学大学院 工学研究科建築・都市科学専攻博士前期課程 (正会員)

*3 千葉大学 工学部建築学科 (非会員)

*4 千葉大学大学院 工学研究科建築・都市科学専攻教授 博 (工) (正会員)

高層 RC 造建築物の構造特性に基づいて、設計年代ごとに作成した骨組モデルを対象に評価を行い、超高層 RC 造建築物の評価における課題を検討する。

2. 超高層 RC 造建築物の耐震性能評価法

2.1 評価法の概要と評価の流れ

本論では、耐震性能評価指針に基づいて超高層 RC 造建築物の耐震性能評価を行う。図-1に本論で用いる耐震性能評価の流れを、表-1に各評価ステップにおける評価方法を耐震性能評価指針と対応させて示す。なお、本論では梁降伏型の崩壊形を示す超高層 RC 造建築物の耐震性能を評価することを目標としているため、部材の評価は梁部材（一部柱部材）を対象としている。

2.2 部材の限界状態と損傷度

部材の復元力特性と各限界状態に相当する部材変形角の関係を図-2に示す。部材の復元力特性はひび割れ点および降伏点を有するトリリニア型の復元力特性にモデル化する。部材の限界状態は、降伏点を基準とした塑性率 (DF) で定義し、DF=1.0 を使用限界、DF=2.0 を修復限界 I、DF=3.0 を修復限界 II、DF=4.0 を安全限界とする。部材の損傷度は使用限界以下を損傷度 I、修復限界 I 以下を損傷度 II、修復限界 II 以下を損傷度 III、安全限界以下を損傷度 IV とする。なお、安全限界を超える部材は損傷度 V として表示する。

2.3 層の限界状態

(1) 部材の塑性率と損傷度

本論では、梁の塑性率から、それらの梁が取りつく柱の等価な塑性率（以下、柱等価塑性率）を算定し、算定された柱等価塑性率に基づいて、塑性率で定義した部材の限界状態に応じて損傷度を評価する。図-3に柱等価塑性率の算定例を示す。図-3で示した例では、柱等価塑性率が 1.75 の場合、柱の損傷度は II、柱等価塑性率が 2.25 の場合、柱の損傷度は III となる。

(2) 損傷度に基づく限界状態の評価

損傷度が等しい部材の比率から層の限界状態を定め、各限界状態に相当する層間変形角を限界層間変形角として定義する。層の限界状態と損傷度ごとの部材の比率を表-2に示す。0%はある層において当該損傷度の部材がひとつでもあるとその層が該当する限界状態に相当することを示している。表-3に損傷度が等しい部材の比率の算定例を示す。損傷度が等しい部材の比率には、損傷度が等しい部材の本数が全部材の本数に占める比率（部材本数の割合）と、それらの部材の負担するせん断力の比率（負担せん断力の割合）の差を、部材本数の割合に掛けた値を用いる。

2.4 保有耐震性能の評価

基準地震動には、検討用として、模擬地震動 BCJ-L2

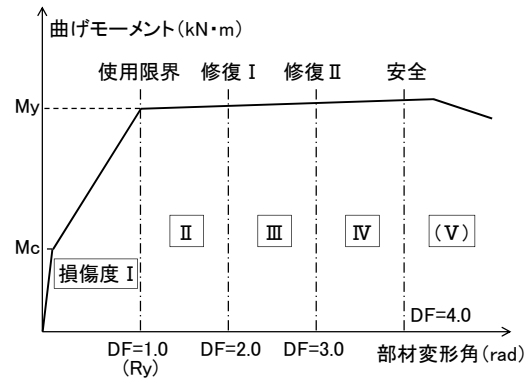
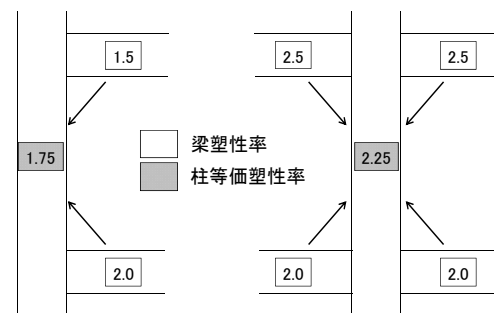


図-2 復元力特性と限界状態の変形角



(a) 梁が2本取りつく場合 (b) 梁が4本取りつく場合

図-3 柱等価塑性率の算定例

表-2 層の限界状態と損傷度ごとの部材の比率

層の限界状態	部材の損傷度				
	I	II	III	IV	(V)
層の使用限界状態	-	0%	0%	0%	
層の修復限界状態 I	-	-	20%	0%	
層の修復限界状態 II	-	-	-	0%	
層の安全限界状態	-	-	-	-	0%

表-3 損傷度が等しい部材の比率の算定例

損傷度	I	II	III	IV	(V)
部材本数の割合	60%	35%	5%	0%	0%
負担せん断力の割合	50%	40%	10%	0%	0%
割合の差	-10%	+5%	+5%	0%	0%
部材の比率	54% (60 × 0.90)	36.75% (35 × 1.05)	5.25% (5 × 1.05)	0%	0%

を使用し、立体フレームモデルの時刻歴地震応答解析により応答値を算定する。限界地震動強さの判定には、以下に示す3つの方法を用い、比較検討を行う。それぞれの判定方法の模式図を図-4に示す。

- ① 最大法：ある層の最大応答層間変形角が、その層の限界層間変形角に達した時の地震動の強さ
- ② 積分法：各層の最大応答層間変形角の積分値が、各層の限界層間変形角の積分値に達した時、または、ある層の最大応答層間変形角が、次の限界状態の各層の限界層間変形角の積分値に達した時の地震動の

強さ（ただし、安全限界については、ある層の最大応答層間変形角が、安全限界における各層の限界層間変形角の平均値に達した時の地震動強さ）

- ③ 重みづけ法：ある層の最大応答層間変形角が、その層の A_i 分布で重みづけした ($\sqrt{A_i}$ を掛けて求めた) 限界層間変形角に達した時の地震動強さ

最大法は、特定の層の損傷によって建物全体の損傷（耐震性能）を評価するものである。積分法は全ての層の損傷を合計して建物全体の損傷（耐震性能）を評価するが、各層の部材の重要度は同程度と見なすものである。重みづけ法は下層の部材ほど（部材耐力が大きいほど）重要度が高いと見なし、最下層を基準として上層の限界変形角を大きく見積もるものである。ここでは、重みづけに用いる値として耐力を間接的に表し、かつ上層に行くほど大きな値となることから A_i 分布を用いている。

3. 骨組モデル

3.1 骨組モデルの概要

評価対象として、著者らの既往の研究²⁾において作成した、既存超高層 RC 造建築物の骨組モデルを用いる。ここでは、3つの設計年代ごとに複数作成された骨組モデルの中から各年代で最も棟数が多い高さを模擬したものを1棟ずつ対象として選んだ。表-4に骨組モデルの諸元を、図-5に略軸組図および略伏図を示す。第1年代（1971年～1989年）は地上25階建（1G25）で、スパン長が4.5m及び5.0mであり、材料強度の最大をFc36及びSD390としている。第2年代（1990年～1999年）は地上30階建（2G30）で、スパン長が5.0m及び6.0mであり、材料強度の最大をFc48及びSD490としている。第3年代（2000年～）は地上30階建（3G30）で、スパン長が6.0m及び6.5mであり、材料強度の最大をFc54及びSD490としている。

骨組モデルは、1次固有周期 (T_1) と建物高さ (H) の関係 (T_1/H) が第1年代で0.0185、第2年代で0.019、第3年代で0.020を概ね満足するように作成されている。また、設計用ベースシア (C_B) と T_1 の関係 $C_B \times T_1$ が第1年代で0.19、第2年代で0.18、第3年代で0.17として設計用ベースシアを設定した。また骨組モデルはいずれも梁降伏型となるように設計しており、柱梁耐力比は図-6に示すように中柱で1.5～2.0程度の値となっている。

3.2 保有水平耐力と全体変形角

骨組モデルの保有水平耐力等を静的非線形荷重増分解析によって確認した。解析には立体フレームモデルを用い、外力分布は A_i 分布に基づいて設定した。柱及び梁の部材モデルは材端ばねモデルとし、曲げに対するスケルトンカーブは曲げひび割れ、曲げ降伏を考慮するトリリニア型とした。図-7に骨組モデルの層せん断力係数

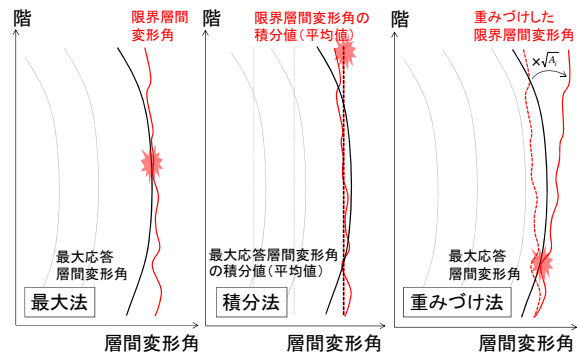


図-4 限界地震動強さの判定方法

表-4 骨組モデルの諸元

設計年代	第1年代		第2年代		第3年代	
モデル名	1G25		2G30		3G30	
方向	X	Y	X	Y	X	Y
建築物高さ(m)	75.5		91.7		94.6	
階数	25		30		30	
基準階階高(m)	2.95		3		3.1	
柱芯面積(m ²)	787.5		900		936	
柱支配面積(m ²)	22.5		30.0		39.0	
スパン長(m)	4.5	5	5	6	6	6.5
スパン数	7	5	6	5	6	4
塔状比	2.40	3.02	3.06	3.06	2.63	3.64
Fc(N/mm ²) ^{※1}	36		48		54	
主筋強度(N/mm ²) ^{※2}	390		490		490	
平均重量(kN/m ²) ^{※3}	14.3[11.3]		14.9[11.9]		14.3[11.4]	
T1(sec)	1.39	1.41	1.91	1.89	1.99	2.07
C _B	0.136		0.097		0.090	

※1: 使用コンクリートの中での設計基準強度Fcの最大値

※2: 使用主筋の中での最大値

※3: 基準階重量を柱芯面積(バルコニー含まず)で除した値 ([]内はバルコニーを含んだ面積で除した値)

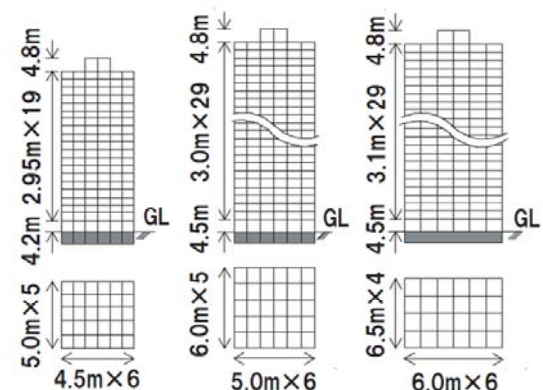


図-5 骨組モデルの略軸組図および略伏図

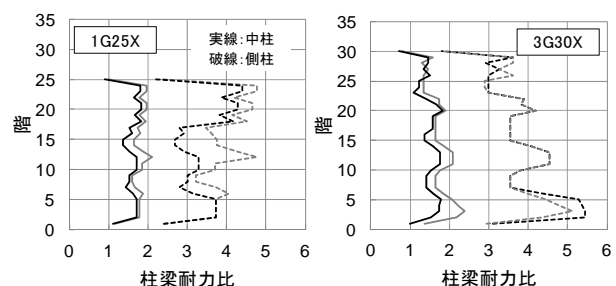


図-6 骨組モデルの柱梁耐力比

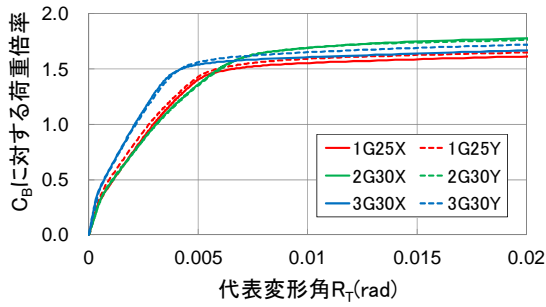


図-7 層せん断力係数と代表変形角の関係

表-5 検討用地震動

波形名称		El Centro NS	Taft EW	Hachinohe NS
L1地震動	最大速度 [cm/s]	25	25	25
	最大加速度 [cm/s ²]	254	251	166
L2地震動	最大速度 [cm/s]	50	50	50
	最大加速度 [cm/s ²]	509	503	332

と代表変形角 R_T (建物高さの 2/3 の位置の変形から算定) の関係を示す。骨組モデルはいずれも代表変形角 1/100rad の時点で設計用ベースシアの 1.5 倍~1.7 倍程度の耐力を発揮するようなモデルとなっている。

3.3 地震時応答値

骨組モデルの地震時応答値を時刻歴地震応答解析により確認した。解析には、柱・梁部材の弾塑性特性を考慮した立体フレームモデルに置換して、剛床仮定により水平変位を等値したモデルを用いる。柱・梁のスケルトンカーブはトリリニア型とし、復元力特性には TAKEDA モデルを使用した。除荷時剛性低下指数は梁で 0.50、柱で 0.40 とした。減衰は内部粘性型 (瞬間剛性比例) とし、1 次の減衰定数を 3% と仮定した。検討用地震動には表-5 に示す既往波 3 波 (El Centro NS 波、Taft EW 波、Hachinohe NS 波) を用いた。地震動の強さは最大速度値で基準化し、レベル 1 で 25cm/sec、レベル 2 で 50cm/sec とした。図-8 にレベル 1 およびレベル 2 地震動入力時の骨組モデルの最大応答層間変形角 (R_1 および R_2) と既存超高層 RC 造建築物の棟数分布との対応関係を示す。骨組モデルは棟数分布の多い部分と概ね一致していることが分かる。

4. 部材の限界状態と層の限界状態

4.1 梁および層の変形角

図-9 に梁の変形角と層の変形角の関係の一例を示す。本論で評価対象とする骨組モデルは梁降伏型であるため、層の変形角と梁の変形角が概ね比例関係にあることが分かる。したがって、層の損傷を梁の損傷で代表して評価することができる。

4.2 梁の塑性率と限界変形角

本論では、部材の限界状態を設定するために、部材の

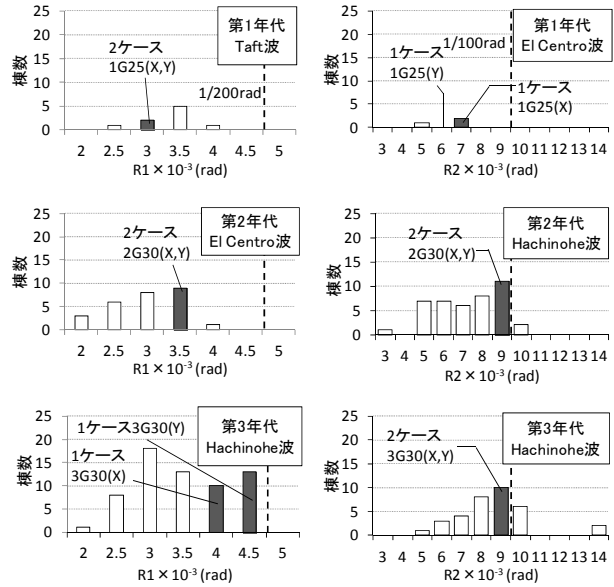


図-8 R_1 および R_2 の棟数分布との対応

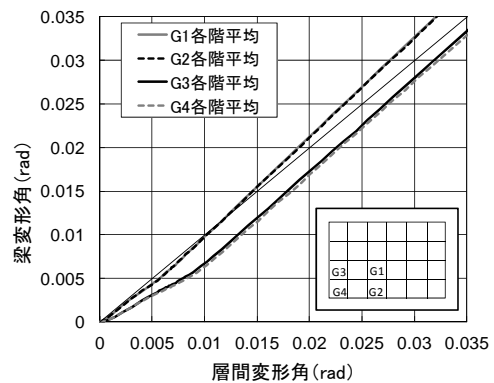


図-9 梁の変形角と層の変形角の関係 (3G30X)

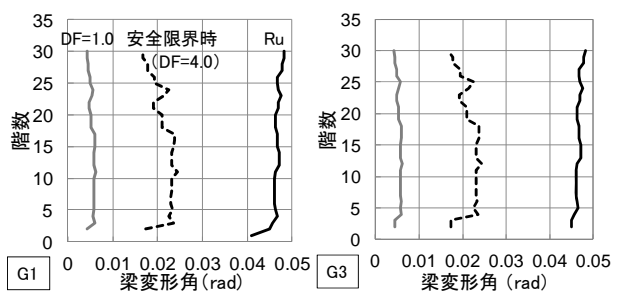


図-10 梁の変形角と塑性率の対応関係 (3G30X)

塑性率を採用している。ここでの評価では、梁部材を対象として行うため、設定した限界状態と梁の変形能力との関係を明らかにしておく必要がある。図-10 はは安全限界時の梁の変形角とせん断耐力³⁾から求めた梁の限界変形角 (R_u) の関係の一例を示したものである。塑性率 4.0 で定義した安全限界時の梁の変形角が限界変形角よりも小さいことから、定義した安全限界以上の変形能力を梁が有していることが分かる。

4.3 柱の損傷度と層の限界状態

柱の損傷度は、梁の塑性率から算定した柱等価塑性率に基づいて図-11 (3G30, X方向, 14階, 安全限界時)のように求まる。また、層の限界状態は、柱の損傷度に基づいて図-12 (3G30, X方向)のように求まる。 $R_T=1/80rad$ で14階が安全限界に達している。

4.4 層の限界変形角

4.3節で算定した限界状態より得られる限界層間変形角を限界状態ごとに図-13に示す。第1年代は、その他の年代に比べていずれの限界状態においても限界層間変形角は小さい。第2年代と第3年代を比較すると、使用限界および修復限界Iにおいては両者に差はあまり見られないが、修復限界IIおよび安全限界については、第3年代で限界層間変形角がやや大きい。年代が新しいほど、SD490の鉄筋の使用頻度が高いことが一因となっていると考えられる。また、いずれについても限界層間変形角は中間層でやや大きくなる傾向がある。

(2) 保有耐震性能評価結果

図-17に耐震性能評価結果として各モデルの限界地震動倍率を示す。今回用いた評価方法によると、既存超高層RC造建築物の安全限界時の限界地震動倍率は、模擬地震動BCJ-L2を基準地震動とした場合、1.3~1.7

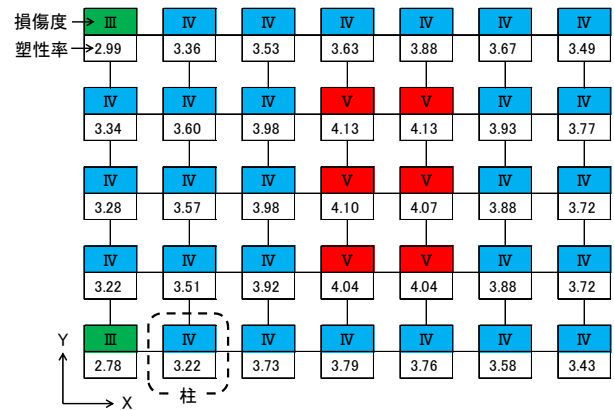


図-11 柱の損傷度の算定例 (3G30X, 14階)

5. 保有耐震性能の評価

5.1 基準地震動

基準地震動には検討用として、模擬地震動BCJ-L2 (最大速度 57cm/sec, 最大加速度 356cm/sec², 継続時間 120sec)を使用する。入力地震動は、倍率をカッコつきで表し、BCJ-L2 (1.0)のように表記する。なお、本論ではX方向についてのみ検討した。

5.2 保有耐震性能評価

限界地震動の判定に最大法、積分法、重みづけ法の3種類の方法を適用し、超高層RC造建築物の耐震性能評価に及ぼす影響を比較検討する。本論では、限界地震動強さの基準地震動に対する倍率を限界地震動倍率として定義し、耐震性能を表す指標とする。

(1) 限界地震動における層間変形角の分布

図-14, 図-15および図-16にそれぞれの判定方法による限界地震動における層間変形角の分布を示す。図-14の修復限界IIおよび安全限界を見ると分かるように、最大法を用いた場合、高次モードの影響によって上層部の層間変形角が大きくなるケースでは、限界地震動倍率を過小に評価しやすい。積分法を用いた場合、図-15に示すように今回対象とした骨組モデルでは、修復限界IIと安全限界の限界地震動倍率が同じになった。これは、修復限界IIにおいて中間層で最大応答層間変形角が大きくなるために、安全限界の限界層間変形角の積分値に達するからである。一方、重みづけ法を用いた場合では、積分法で修復限界IIと安全限界の限界地震動倍率が同じになるケースでも、安全限界の限界地震動倍率を修復限界IIよりも大きく評価することができています。

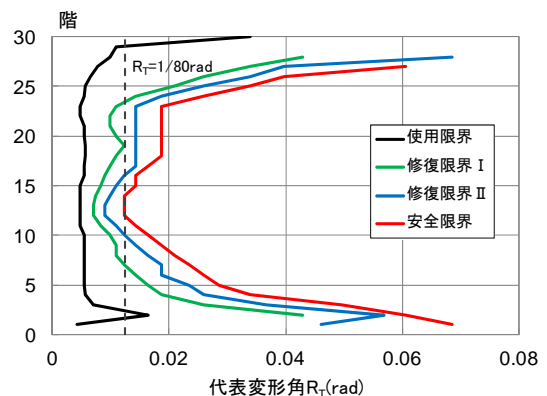


図-12 層の限界状態の算定例 (3G30X)

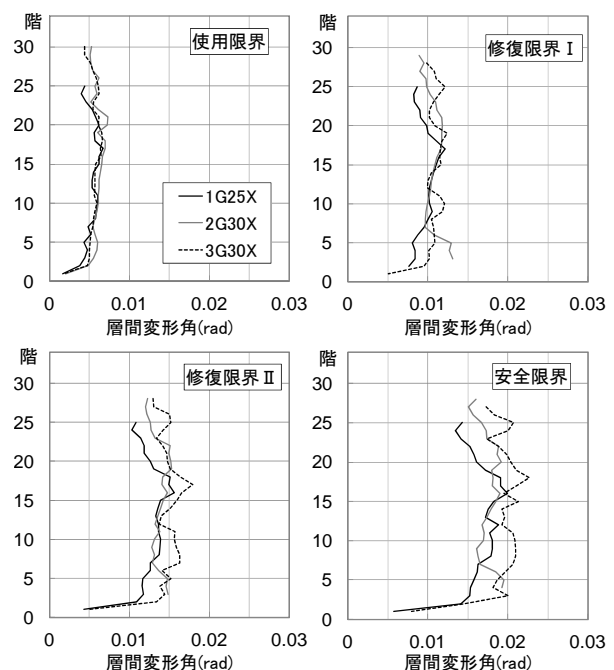
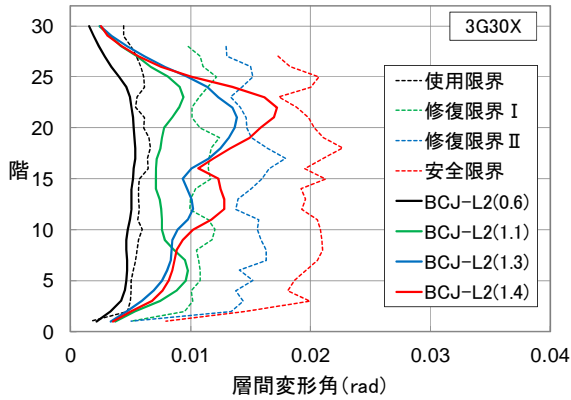
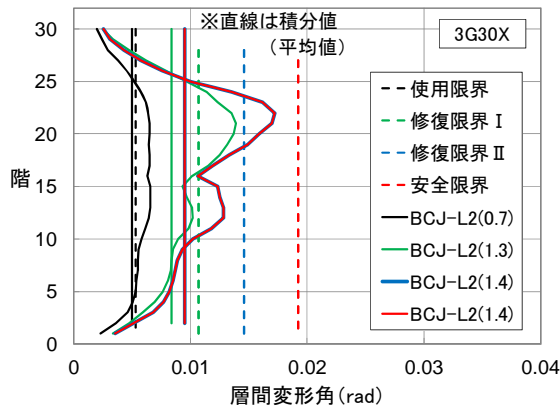


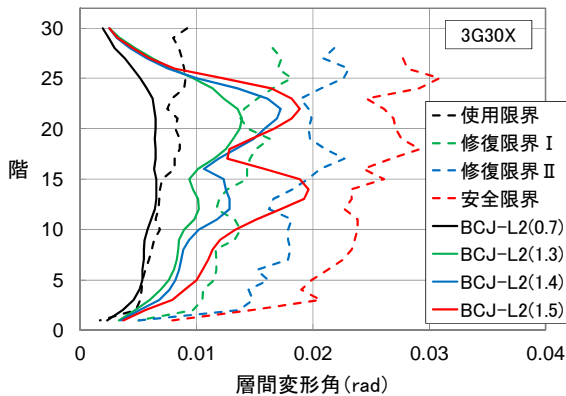
図-13 各限界状態における限界層間変形角



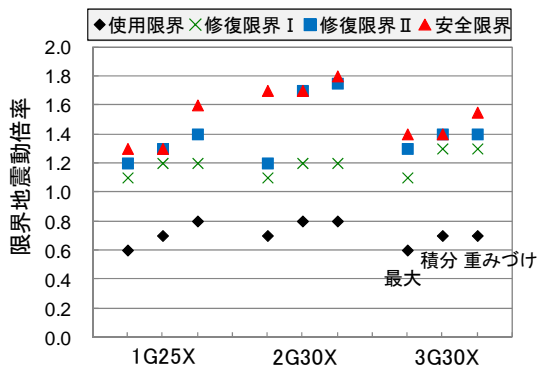
図一 1 4 限界地震動時の層間変形角分布 (最大法)



図一 1 5 限界地震動時の層間変形角分布 (積分法)



図一 1 6 限界地震動時の層間変形角分布 (重みづけ)



図一 1 7 耐震性能評価結果の一覧

程度となることが分かる。第2年代で修復限界IIおよび安全限界時の限界地震動倍率が他の年代に比べて大きくなっているが、これは各年代1ケースのみの比較結果であるため、年代別の保有耐震性能を議論するには、より多くのケースで評価を行う必要がある。また、最大法に比べて積分法では、使用限界時および修復限界時の限界地震動倍率が大きくなり、重みづけ法では全ての限界時に大きくなっていることが確認できる。

6. まとめ

本論では、超高層RC造建築物の耐震性能を評価するための方法を提示し、既存超高層RC造建築物を模擬した骨組モデルに適用して、超高層RC造建築物の耐震性能評価を行う際の課題を検討した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 本論で示した評価法によって、高さ方向の応答のばらつきを考慮して、各設計年代の超高層RC造建築物の耐震性能を評価することができる。
- 2) 本論で対象とした骨組モデルの限界層間変形角は、設計年代が新しいほど大きく、中間層でやや大きくなる傾向がある。
- 3) 既存超高層RC造建築物の安全限界時の限界地震動倍率は、模擬地震動BCJ-L2を基準地震動とした場合、1.3~1.7程度となる。
- 4) 最大法に比べて、積分法では使用限界時および修復限界時の限界地震動倍率が大きくなり、重みづけ法では全ての限界時に大きくなる。

今後は、各年代で耐力・剛性をパラメータとして作成した複数の既存超高層RC造建築物の骨組モデルを対象として、本論で提示した評価方法に基づいて評価を行い、既存超高層RC造建築物の保有する耐震性能の分布を検討していく予定である。

謝辞

本研究は科研費(課題番号:22560556)「既存超高層鉄筋コンクリート造建築物の保有耐震性能及び制振補強効果の評価」の助成を受けたものである。

参考文献

- 1) 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,400pp.,2004.1
- 2) 秋田知芳,栗本耕太郎,五百井壯,和泉信之:既存超高層鉄筋コンクリート造建築物の構造特性と骨組モデル,コンクリート工学年次論文集,Vol.33, No.2, pp.925-930,2011.7
- 3) 日本建築学会:鉄筋コンクリート建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説,440pp.,1999.8