

既存超高層鉄筋コンクリート造建物の保有耐震性能指標値の推定法と頻度分布

ESTIMATION METHOD AND FREQUENCY DISTRIBUTION OF SEISMIC CAPACITY INDEX FOR EXISTING HIGH-RISE RC BUILDINGS

秋田知芳*, 蒔田峻介**, 毎田悠承***, 和泉信之****

Tomofusa AKITA, Syunsuke MAKITA, Yusuke MAIDA and Nobuyuki IZUMI

This paper shows estimation equations of the seismic capacity index for serviceability limit state, reparability limit state and safety limit state of the existing high-rise RC buildings. The estimation equations are derived from the base shear coefficient C_B and the natural first period T_1 . These equations are applied to 373 existing high-rise RC buildings, then the frequency distributions of the seismic capacity index are obtained. It is found that the frequency distribution demonstrates the mountain shape with single peak in every limit state. The medians of the frequency distributions for serviceability limit state, reparability limit state and safety limit state are 0.66, 1.03 and 1.28 respectively.

Keywords : High-rise building, Seismic capacity index, Serviceability limit, Reparability limit, Safety limit, Time history response analysis

超高層建築物, 保有耐震性能指標値, 使用限界, 修復限界, 安全限界, 時刻歴応答解析

1. はじめに

鉄筋コンクリート造 (以下, 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な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。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。日本国内において高さ 60m を超える超高層 RC 造建築物は耐震構造, 制振構造および免震構造を合わせて現在までに 500 棟以上が建設されている。しかしながら, これらの超高層 RC 造建築物の保有耐震性能 (どの程度の大きさの地震動を受けた時に使用限界, 修復限界および安全限界に達するか) は, 評価手法が確立していないため十分に把握されていないのが現状である。

そのため著者らは既往の研究^{2)~5)}において, 超高層 RC 造建築物の保有耐震性能を表す保有耐震性能指標値 (以下, hI_s 値) を算定する方法を提案し, 既存超高層 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に適用して, 既存超高層 RC 造建築物の hI_s 値の分析を行ってきた。提案した算定法を用いて 500 棟を超える既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能を hI_s 値で表すことにより, 耐震性が高い (あるいは低い) 既存超高層 RC 造建築物がどの程度存在するかを, hI_s 値の頻度分布で示すことができる。しか

しながら, 既に建っている超高層 RC 造建築物の hI_s 値を算定するには一般には公開されていない設計資料の入手が必要となり, 500 棟を超える既存超高層 RC 造建築物に対して資料を収集し, 静的非線形荷重増分解析および時刻歴地震応答解析を行って hI_s 値を算定することは困難である。そこで, 既往の研究⁶⁾では既存超高層 RC 造建築物の hI_s 値を算定するため, 設計時の性能評価シートにおいてデータが公表されている設計用ベースシア係数 C_B と弾性 1 次固有周期 T_1 から hI_s 値を推定することを試み, 安全限界についてのみ検討を行った。

本論では, 使用限界, 修復限界, 安全限界の 3 つの限界状態に関して, 設計用ベースシア係数 C_B と弾性 1 次固有周期 T_1 から hI_s 値を推定する式を提案し, 各限界状態に関する hI_s 値の頻度分布を考察する。既往の研究⁵⁾では修復限界 I, 修復限界 II, 安全限界の 3 つの限界状態に関して hI_s 値を算定したが, 本論では評価する限界状態を使用限界, 修復限界, 安全限界の 3 つに見直し, 各限界状態の hI_s 値を算定し, 推定式の提案を行う。

2. 超高層 RC 造建築物の耐震性能評価法

本論で用いる超高層 RC 造建築物の耐震性能評価法 (hI_s 値の算定法) の概要を以下に示す。本評価法の詳細は文献⁵⁾を参照されたい。

2.1 評価の流れ

本評価法では, 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。耐震性能評価の流れを図 1 に示す。なお,

*山口大学大学院創成科学研究科 講師・博士 (工学)

**千葉大学大学院工学研究科 博士前期課程

***千葉大学大学院工学研究科 助教・博士 (工学)

****千葉大学大学院工学研究科 教授・博士 (工学)

Lecturer, Graduate School of Sciences and Technology for Innovation, Yamaguchi Univ., Dr. Eng.

Graduate Student, Graduate School of Engineering, Chiba University

Assistant Professor, Graduate School of Engineering, Chiba University, Dr. Eng.

Professor, Graduate School of Engineering, Chiba University, Dr. Eng.

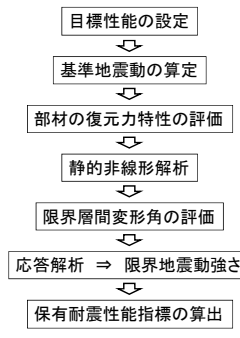


図1 耐震性能評価の流れ

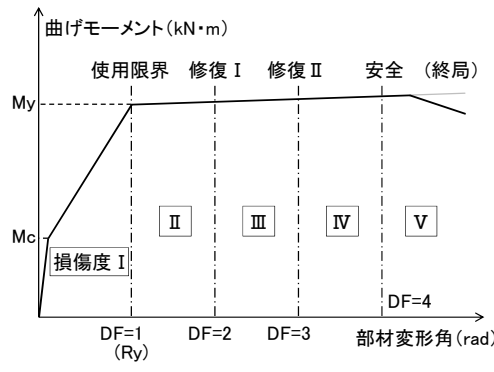


図2 復元力特性と限界状態の定義

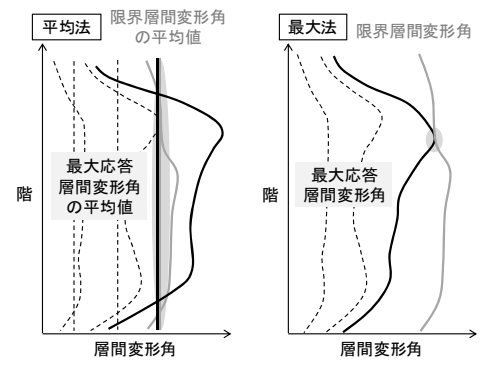


図3 限界地震動強さの判定方法

本評価法は梁降伏型の崩壊形を示す超高層 RC 造建築物を対象としているため、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、既往の研究⁹⁾で整理した部材実験から得られた部材の損傷（ひび割れ幅）と塑性率の対応関係を考慮して定義する。降伏点を基準とした塑性率（DF）で定義し、DF=1 を使用限界、DF=2 を修復限界Ⅰ、DF=3 を修復限界Ⅱ、DF=4 を安全限界とする。本評価法では、部材の損傷度を図2に示した区分に基づき評価し、塑性率が0～1を損傷度Ⅰ、1～2を損傷度Ⅱ、2～3を損傷度Ⅲ、3～4を損傷度Ⅳ、4以上を損傷度Ⅴとする。部材の限界状態を塑性率で定義したのは、塑性率が静的非線形荷重増分解析や時刻歴地震応答解析の結果から容易に求められるため、簡便で明快な評価手法とすることができるからである。

2.3 層の限界状態

(1) 部材の損傷度の評価

本評価法では、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、塑性率で定義した区分に基づいて柱等価損傷度を評価する。柱等価損傷度は梁部材の損傷度と同様、塑性率が0～1を損傷度Ⅰ、1～2を損傷度Ⅱ、2～3を損傷度Ⅲ、3～4を損傷度Ⅳ、4以上を損傷度Ⅴとする。なお、柱等価塑性率は柱に取りつく梁の塑性率の平均値で定義する。

(2) 損傷度に基づく限界状態の評価

柱等価損傷度を用いて各層の限界状態を評価し、各限界状態に相当する層間変形角を限界層間変形角とする。各層の限界状態は柱等価損傷度が等しい部材が負担するせん断力の比率（以下、部材比率）に基づいて評価する。既往の研究⁹⁾では部材比率に従って修復限界Ⅰ、修復限界Ⅱ、安全限界の3つの限界状態を評価したが、本論では、使用限界、修復限界、安全限界の3つの限界状態を評価する。使用限界は継続使用に支障をきたさないための評価項目であるため、部材比率によらず梁部材の塑性化状況に基づき評価を行うものとし、梁部材のいずれかが使用限界状態に達した時点として評価する。修復限界はある層において柱等価損傷度Ⅲの部材比率が20%を上回る、あるいは柱等価損傷度Ⅳの部材が発生した時点として評価する。安全限界は部材の安全限界に基づいて柱等価損傷度Ⅴの部材が発生した時点として評価する。なお、層の限界状態の評価は建物

全体の使用性、修復性、安全性を勘案して判定者が任意に設定することを想定している。ここでは、使用限界は建物（部材）の修復を必要とせずに地震後に継続して使用し続けられる限界と考えて設定している。安全限界は損傷度Ⅴの部材が発生した場合には、同じ層のその他の部材も損傷度Ⅴに近い状態になっているものが多いと考えて設定しているが、人命保護（建物の倒壊の恐れ）を考えた場合に比べると安全側となっている。また、本評価法では梁の塑性率の平均値から求める柱等価損傷度を判断基準に用いているため、多くの場合、複数の部材が損傷度Ⅴになった状態あるいは一つの部材が損傷度Ⅴを超える状態で安全限界と判断することとなる。

2.4 限界地震動の算定

本評価法では、設計時に時刻歴地震応答解析で一般的に使用されている基本振動系モデル（質点系モデル）を用いた時刻歴地震応答解析によって限界地震動を求めることを想定しているが、ここでは立体フレームモデルを用いている。時刻歴地震応答解析による最大応答層間変形角と静的非線形荷重増分解析から求めた限界層間変形角を比較することによって限界地震動強さの判定を行う。既往の研究⁹⁾では図3に示す平均法および最大法を限界状態によって使い分けて限界地震動強さを判定したが、ここでは、使用限界、修復限界、安全限界のいずれについても最大法を用いることとする。最大法は、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を限界地震動強さとして判定する方法であり、特定の層の損傷によって建物全体の損傷を評価するものである。各限界状態の限界地震動を算定し、基準地震動の最大速度に対する限界地震動の最大速度の倍率を保有耐震性能指標値として算出する。

3. 骨組モデルと保有耐震性能指標値

3.1 骨組モデルの概要

評価対象には、既往の研究⁹⁾で用いた既存超高層 RC 造建築物の骨組モデルを用いる。骨組モデルは構造技術の進展度により3つの設計年代（第1年代：1971年～1989年、第2年代：1990年～1999年、第3年代：2000年～）に分けて3棟ずつ作成した計9棟の基本モデルと、基本モデルの保有水平耐力の大きさを変えた強弱モデル18棟、基本モデルの剛性の大きさ（固有周期）を変えた剛柔モデル18棟の全45棟で構成される。表1に基本モデルの諸元を示す。各年代において高さの異なる骨組モデルを3棟ずつ作成し、基準階の階高やスパン長、柱支配面積、使用材料の強度を、設計時の性能評価シートに記載されたデータの分析結果に基づいて設定した。

表1 骨組モデル（基本モデル）の諸元

設計年代	第1年代						第2年代						第3年代							
	1G20		1G25		1G30		2G20		2G30		2G40		3G20		3G30		3G40			
モデル名	X		Y		X		Y		X		Y		X		Y		X		Y	
建築物高さ(m)	60.75		75.5		90.25		61.7		91.7		121.7		63.6		94.6		125.6			
階数	20		25		30		20		30		40		20		30		40			
基準階階高(m)	2.95		2.95		2.95		3		3		3		3.1		3.1		3.1			
柱芯面積(m ²)	675		787.5		945		600		900		1050		585		936		1170			
柱支配面積(m ²)	22.5		22.5		22.5		30.0		30.0		30.0		39.0		39.0		39.0			
スパン長(m)	4.5	5	4.5	5	4.5	5	5	6	5	6	5	6	6	6.5	6	6.5	6	6	6	6.5
スパン数	6	5	7	5	7	6	5	4	6	5	7	5	5	3	6	4	6	6	5	
塔状比	2.25	2.43	2.40	3.02	2.87	3.01	2.47	2.57	3.06	3.06	3.48	4.06	2.12	3.26	2.63	3.64	3.49	3.86		
F _c (N/mm ²)※1	36		36		42		36		48		60		42		54		70			
主筋強度(N/mm ²)※2	390		390		390		390		490		490		490		490		490			
平均重量(kN/m ²)※3	14.5[11.2]		14.3[11.3]		14.8[11.9]		15.5[11.8]		14.9[11.9]		14.4[11.7]		15.4[11.6]		14.3[11.4]		13.4[10.9]			
T ₁ (sec)	1.11	1.12	1.36	1.36	1.65	1.66	1.17	1.17	1.71	1.73	2.31	2.38	1.27	1.28	1.79	1.92	2.40	2.45		
T ₂ (sec)	0.39	0.39	0.47	0.46	0.58	0.58	0.41	0.41	0.58	0.59	0.77	0.78	0.45	0.43	0.62	0.64	0.78	0.79		
C _B (基本モデル)	0.163		0.130		0.113		0.145		0.105		0.074		0.134		0.090		0.068			
C _B (強モデル)	0.187		0.150		0.130		0.167		0.121		0.085		0.154		0.104		0.078			
C _B (弱モデル)	0.139		0.111		0.096		0.123		0.089		0.063		0.114		0.077		0.058			

※1: 使用コンクリートの中での設計基準強度F_c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

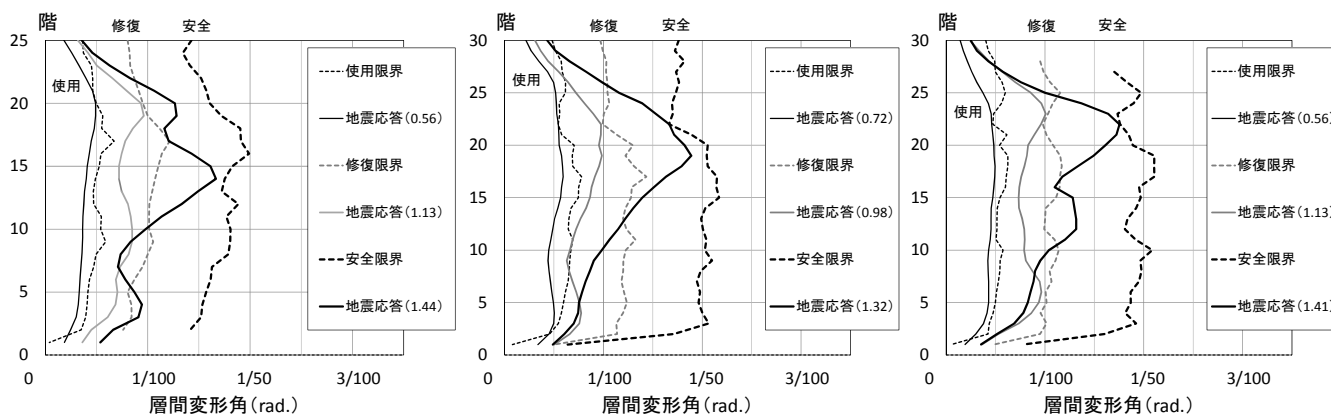


図4 限界地震動強さの算定例

3.2 保有耐震性能指標値の算定

(1) 解析概要

静的非線形荷重増分解析および時刻歴地震応答解析を実施して μ_{Is} 値を算定する。静的非線形荷重増分解析には、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、外力分布は A_1 分布に基づいて設定した。柱およ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。時刻歴地震応答解析にも同様の立体フレームモデルを用い、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)として、1次の減衰定数を3%と仮定した。入力地震動には μ_{Is} 値を算出するための基準地震動として、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)を使用した。なお、本論ではX方向についてのみ検討を行った。

(2) 保有耐震性能指標値の分布

図4に限界地震動強さの算定例を示す。図中の破線は静的非線形

荷重増分解析から得られた限界層間変形角の分布を表し、実線は時刻歴地震応答解析から得られた応答層間変形角を表している。また、図の凡例中のカッコの中は基準地震動の最大速度に対する限界地震動の最大速度の倍率を表している。限界地震動の判定は最大法によって行い、ある層において応答層間変形角が限界層間変形角に達した時の入力地震動を限界地震動としている。ただし、1階については限界層間変形角が2階梁の損傷のみで算出されるため他層より小さくなりやすいこと、2階梁の損傷は2階の限界層間変形角に反映されていることから判定から除外している。いずれのケースも使用限界においては各層の応答層間変形角の差は小さく、修復限界、安全限界と限界状態が進むに従って各層の応答層間変形角の差が徐々に大きくなっていく傾向がある。また、建物の上層階付近の応答が突出してくるケースが大半であり、修復限界および安全限界では、一部の階の変形の進展により限界地震動が算定されていることが分かる。

基準地震動(BCJ-L2波)の最大速度に対する限界地震動の最大速度の倍率を保有耐震性能指標値(μ_{Is} 値)として算定する。表2に骨組モデル45棟の各限界状態の μ_{Is} 値を示す。骨組モデルの μ_{Is} 値は

表 2 各限界状態時の保有耐震性能指標値の算定結果一覧

第 1 年代		指標値			第 2 年代		指標値			第 3 年代		指標値		
		使用	修復	安全			使用	修復	安全			使用	修復	安全
1G20X	基本	0.78	0.96	1.09	2G20X	基本	0.59	0.98	1.27	3G20X	基本	0.62	1.05	1.28
	強	0.83	1.08	1.26		強	0.66	1.13	1.46		強	0.70	1.24	1.46
	弱	0.65	0.82	0.89		弱	0.55	0.81	1.05		弱	0.51	0.83	1.08
	剛	0.93	1.26	1.47		剛	0.80	1.17	1.33		剛	0.78	1.02	1.15
	柔	0.61	1.08	1.28		柔	0.66	1.15	1.34		柔	0.74	1.04	1.26
1G25X	基本	0.56	1.13	1.44	2G30X	基本	0.70	0.98	1.23	3G30X	基本	0.56	1.13	1.41
	強	0.71	1.31	1.50		強	0.79	1.13	1.46		強	0.67	1.31	1.56
	弱	0.45	0.91	1.28		弱	0.58	0.84	1.07		弱	0.50	0.91	1.21
	剛	0.71	0.99	1.17		剛	0.66	1.15	1.37		剛	0.75	0.99	1.39
	柔	0.59	0.99	1.17		柔	0.70	1.16	1.19		柔	0.61	0.92	1.27
1G30X	基本	0.70	0.95	1.15	2G40X	基本	0.63	0.89	1.04	3G40X	基本	0.61	0.89	1.30
	強	0.80	1.07	1.31		強	0.78	1.01	1.17		強	0.68	1.03	1.47
	弱	0.57	0.84	0.97		弱	0.55	0.78	0.89		弱	0.53	0.78	1.15
	剛	0.67	1.09	1.43		剛	0.61	1.15	1.37		剛	0.63	1.07	1.26
	柔	0.71	1.09	1.35		柔	0.60	1.06	1.35		柔	0.55	0.83	1.57

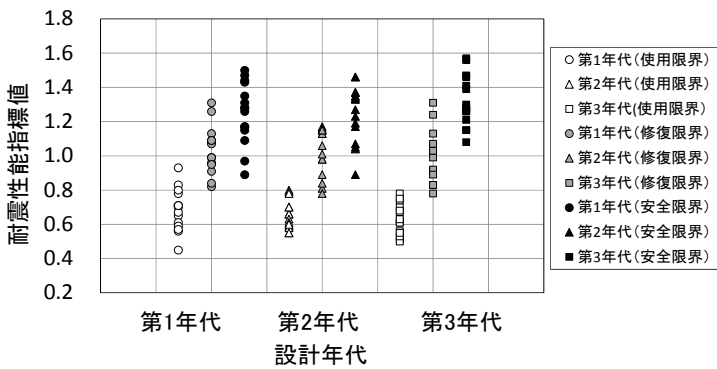


図 5 保有耐震性能指標値と設計年代の関係

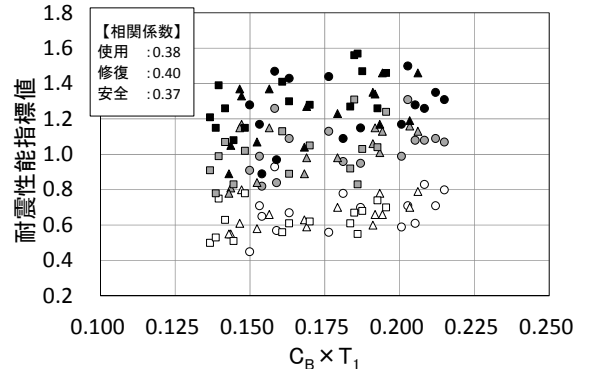


図 6 保有耐震性能指標値と $C_B \times T_1$ の関係

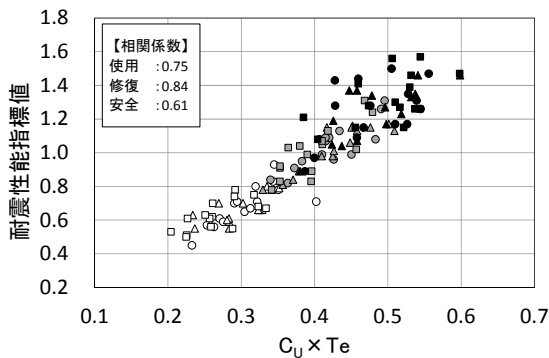


図 7 保有耐震性能指標値と $C_U \times T_e$ の関係

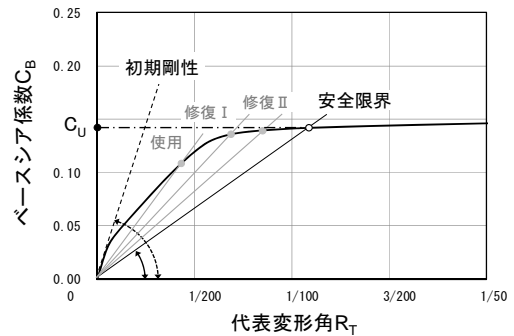


図 8 等価周期 T_e の算定例 (安全限界変形時)

使用限界で 0.45~0.93, 修復限界で 0.78~1.31, 安全限界で 0.89~1.57 の値となった。骨組モデルの hI_s 値の平均値は、使用限界で 0.67, 修復限界で 1.02, 安全限界で 1.28 である。モデルの種類別に hI_s 値を比較すると、基本モデルに対して強モデルは hI_s 値が大きく、弱モデルは hI_s 値が小さくなるのが分かる。一方、剛モデルおよび柔モデルでは、建物の固有周期が基本モデルと異なることから応答

の性状も異なるため、基本モデルに対して特定の傾向は認められなかった。

図 5 に hI_s 値と建物の設計年代の関係を示す。使用限界や修復限界では目立った傾向は見られないが、安全限界においては第 3 年代の指標値が全て 1.0 以上となっており、他の設計年代に比べてやや大きい傾向が見られる。第 3 年代の hI_s 値がやや大きいのは SD490

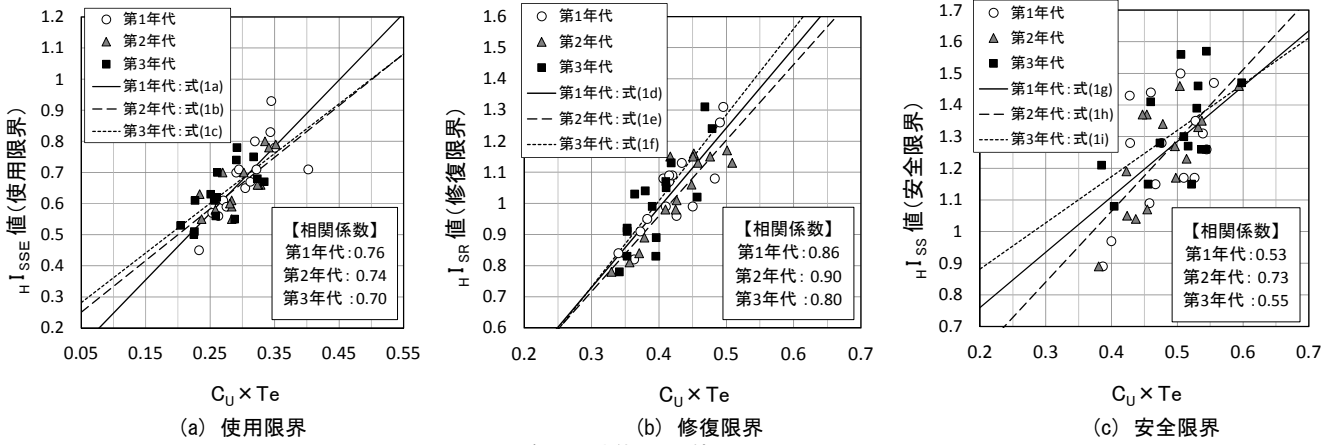


図9 各限界状態の hI_S 値と $C_U \times T_e$ の関係

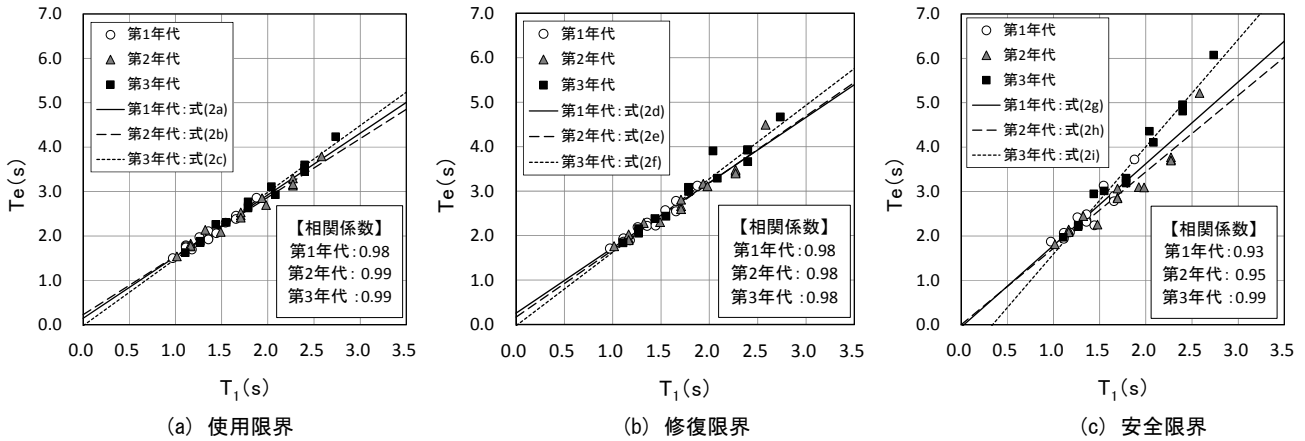


図10 各限界状態の T_1 と T_e の関係

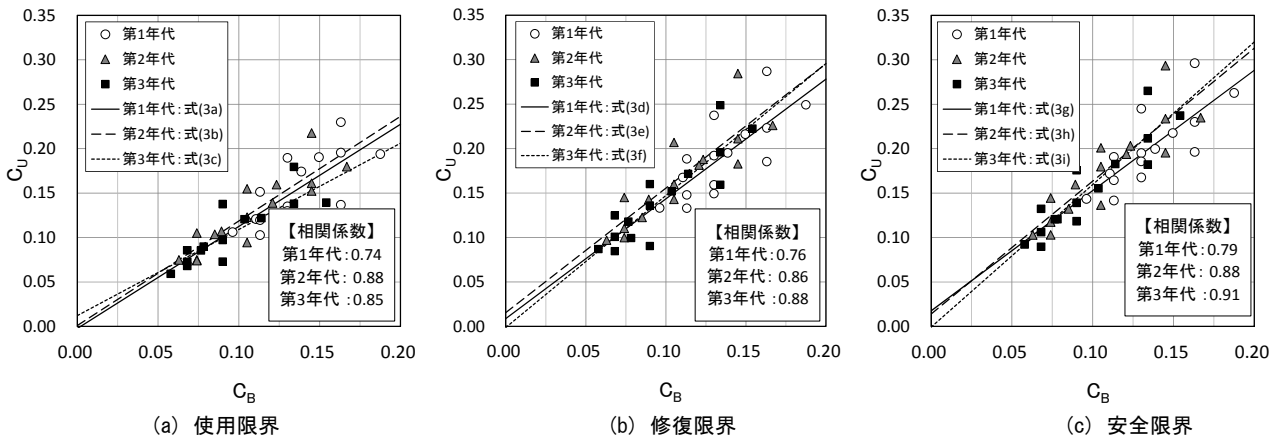


図11 各限界状態の C_B と C_U の関係

の鉄筋の使用頻度が高いことが一因になっていると考えられる。図6に hI_S 値と $C_B \times T_1$ の関係を示す。 $C_B \times T_1$ は周期の相違による入力増減を考慮した設計時のベースシアの大きさを表すもので、 T_1 の単位は秒であるが、 $C_B \times T_1$ は単位なしとする。 hI_S 値と $C_B \times T_1$ の関係には各限界状態ともゆるやかな正の相関が見られ、 $C_B \times T_1$ が大きくなる程、 hI_S 値も大きくなる傾向があるが、相関性はあまり明確ではない。図7に hI_S 値と $C_U \times T_e$ の関係を示す。 C_U は各限界状態時（骨組モデルが限界層間変形角に達した時）のベースシア係数であり、 T_e はその時の等価剛性から求めた等価固有周期である。なお、 T_e は図

8に示すように、骨組モデルの C_B と建物高さの2/3の位置の変形から求めた代表変形角 R_T の関係を表す曲線において、各限界状態時の変形に対応する割線剛性の初期剛性に対する低減倍率を、弾性1次固有周期 T_1 に乗じることで算出している。 $C_U \times T_e$ は周期の相違による入力増減を考慮した応答時のベースシアの大きさを表すもので、 T_e の単位は秒であるが、 $C_U \times T_e$ は単位なしとする。 hI_S 値と $C_U \times T_e$ の関係は、図6に示す hI_S 値と $C_B \times T_1$ の関係に比べて強い正の相関が見られ、 $C_U \times T_e$ が大きくなる程、各限界状態の hI_S 値が大きくなる傾向がより明確に表れている。

4. 保有耐震性能指標値の推定法

1章で述べたように2章で示した耐震性能評価法(hI_S 値の算定法)では、500棟を超える既存超高層RC造建築物の hI_S 値を算定することが困難である。一方、3章で示した hI_S 値の算定結果の分析から各限界状態の hI_S 値と $C_U \times T_e$ との間に強い正の相関があることが分かった。そこで本章ではその関係を用いて各限界状態の hI_S 値を推定する式を誘導する。ここでは既存超高層RC造建築物の hI_S 値を算定することを念頭に置き、設計時の性能評価シートにてデータが公開されている設計用ベースシア係数 C_B と弾性1次固有周期 T_1 から hI_S 値を算定する式を誘導する。

図9に骨組モデルの各限界状態の hI_S 値と $C_U \times T_e$ との関係を設計年代ごとに分類して示す。本章以降、使用限界の保有耐震性能指標値を hI_{SSE} 値、修復限界の保有耐震性能指標値を hI_{SR} 値、安全限界の保有耐震性能指標 hI_{SS} 値とそれぞれ呼称する。使用限界および修復限界では各設計年代で高い相関性を示し、安全限界では第1年代および第3年代で他と比べてやや相関性が劣るものの相関性が認められる。各限界状態の hI_S 値と $C_U \times T_e$ の関係を直線近似し、 hI_S 値と $C_U \times T_e$ の関係式として以下に示す式(1a)~(1i)が得られる。

【使用限界】

$$\text{第1年代} : hI_{SSE} = 2.14(C_U \cdot T_e) + 0.033 \quad (1a)$$

$$\text{第2年代} : hI_{SSE} = 1.66(C_U \cdot T_e) + 0.168 \quad (1b)$$

$$\text{第3年代} : hI_{SSE} = 1.60(C_U \cdot T_e) + 0.202 \quad (1c)$$

【修復限界】

$$\text{第1年代} : hI_{SR} = 2.56(C_U \cdot T_e) - 0.038 \quad (1d)$$

$$\text{第2年代} : hI_{SR} = 2.43(C_U \cdot T_e) - 0.012 \quad (1e)$$

$$\text{第3年代} : hI_{SR} = 2.76(C_U \cdot T_e) - 0.096 \quad (1f)$$

【安全限界】

$$\text{第1年代} : hI_{SS} = 1.75(C_U \cdot T_e) + 0.409 \quad (1g)$$

$$\text{第2年代} : hI_{SS} = 2.24(C_U \cdot T_e) + 0.170 \quad (1h)$$

$$\text{第3年代} : hI_{SS} = 1.46(C_U \cdot T_e) + 0.590 \quad (1i)$$

図10に T_1 と T_e の関係を示す。相関性が非常に高く、 T_1 の値から T_e の値を推定することが可能であることが分かる。 T_1 と T_e の関係を直線近似し、 T_1 と T_e の関係式として以下に示す式(2a)~(2i)が得られる。なお、 T_1 の値は超高層RC造建築物を対象としていることから、1~4秒程度を想定している。

【使用限界】

$$\text{第1年代} : T_e = 1.39T_1 + 0.147 \quad (2a)$$

$$\text{第2年代} : T_e = 1.32T_1 + 0.229 \quad (2b)$$

$$\text{第3年代} : T_e = 1.50T_1 - 0.021 \quad (2c)$$

【修復限界】

$$\text{第1年代} : T_e = 1.47T_1 + 0.257 \quad (2d)$$

$$\text{第2年代} : T_e = 1.51T_1 + 0.167 \quad (2e)$$

$$\text{第3年代} : T_e = 1.65T_1 - 0.025 \quad (2f)$$

【安全限界】

$$\text{第1年代} : T_e = 1.84T_1 - 0.053 \quad (2g)$$

$$\text{第2年代} : T_e = 1.72T_1 - 0.001 \quad (2h)$$

$$\text{第3年代} : T_e = 2.41T_1 - 0.822 \quad (2i)$$

図11に C_B と C_U の関係を示す。 T_1 と T_e の関係と比べるとややばらつきが大きい相関性は高く、 C_U の値から C_B の値を推定することが可能であることが分かる。 C_B と C_U の関係を直線近似し、 C_B と C_U の関係式として以下に示す式(3a)~(3i)が得られる。

【使用限界】

$$\text{第1年代} : C_U = 1.15C_B - 0.002 \quad (3a)$$

$$\text{第2年代} : C_U = 1.18C_B + 0.001 \quad (3b)$$

$$\text{第3年代} : C_U = 0.97C_B + 0.012 \quad (3c)$$

【修復限界】

$$\text{第1年代} : C_U = 1.35C_B + 0.009 \quad (3d)$$

$$\text{第2年代} : C_U = 1.40C_B + 0.016 \quad (3e)$$

$$\text{第3年代} : C_U = 1.48C_B - 0.001 \quad (3f)$$

【安全限界】

$$\text{第1年代} : C_U = 1.35C_B + 0.018 \quad (3g)$$

$$\text{第2年代} : C_U = 1.50C_B + 0.014 \quad (3h)$$

$$\text{第3年代} : C_U = 1.60C_B - 0.001 \quad (3i)$$

式(1a)~(1i)の T_e および C_U にそれぞれ、式(2a)~(2i)および式(3a)~(3i)を代入して、 $C_B \times T_1$ から hI_S 値を推定する式として式(4a)~(4i)が得られる。

【使用限界】

$$\text{第1年代} : hI_{SSE} = 3.42(C_B \cdot T_1) + 0.362C_B - 0.007T_1 + 0.033 \quad (4a)$$

$$\text{第2年代} : hI_{SSE} = 2.58(C_B \cdot T_1) + 0.450C_B + 0.002T_1 + 0.167 \quad (4b)$$

$$\text{第3年代} : hI_{SSE} = 2.33(C_B \cdot T_1) - 0.032C_B + 0.029T_1 + 0.201 \quad (4c)$$

【修復限界】

$$\text{第1年代} : hI_{SR} = 5.05(C_B \cdot T_1) + 0.885C_B - 0.033T_1 - 0.032 \quad (4d)$$

$$\text{第2年代} : hI_{SR} = 5.13(C_B \cdot T_1) + 0.568C_B + 0.057T_1 - 0.006 \quad (4e)$$

$$\text{第3年代} : hI_{SR} = 6.77(C_B \cdot T_1) - 0.101C_B - 0.005T_1 - 0.096 \quad (4f)$$

【安全限界】

$$\text{第1年代} : hI_{SS} = 4.36(C_B \cdot T_1) - 0.126C_B + 0.056T_1 + 0.408 \quad (4g)$$

$$\text{第2年代} : hI_{SS} = 5.76(C_B \cdot T_1) - 0.004C_B + 0.054T_1 + 0.170 \quad (4h)$$

$$\text{第3年代} : hI_{SS} = 5.66(C_B \cdot T_1) - 1.925C_B - 0.003T_1 + 0.591 \quad (4i)$$

式(4a)~(4i)を用いることにより、設計用ベースシア係数 C_B と弾性1次固有周期 T_1 から各限界状態の保有耐震性能指標値(hI_{SSE} 値、 hI_{SR} 値、 hI_{SS} 値)を推定することが可能となる。ただし、本推定式は骨組モデルにのみ基づいて得られたものであるため、平面形やスパン等に特徴がある建物への適用には注意が必要である。

5. 保有耐震性能指標値の頻度分布

4章で示した hI_S 値の推定式(4a)~(4i)を用いて、性能評価シート^{7),8)}に記載されている既存超高層RC造建築物373棟(第1年代:36棟、第2年代151棟、第3年代186棟)のベースシア係数 C_B と弾性1次固有周期 T_1 から既存超高層RC造建築物の各限界状態時の hI_S 値の頻度分布を推定する。ここでは、第1年代は第2年代および第3年代に比べて棟数が少ないため参考値とし、主に第2年代および第3年代について比較する。

既存超高層RC造建築物では、設計時の入力地震動が建設地域に

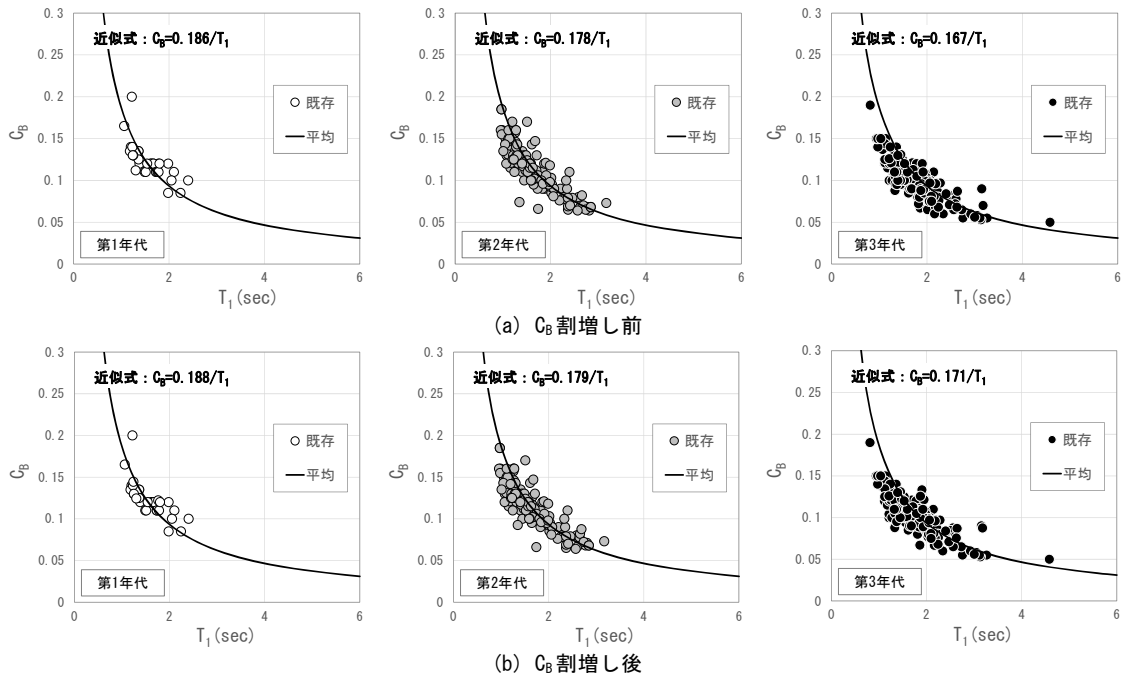


図 12 C_B の割増し前後における C_B と T_1 の関係

より低減されている場合がある。そのため、推定式を用いて各限界状態の h_{I_s} 値の頻度分布を推定するにあたって、入力地震動の低減の影響についても考慮する。具体的には性能評価シートに記載されている C_B の値に、 $1/Z$ (Z は地域係数) を掛けて C_B の割増しを行う。 C_B を割増すことによって、入力地震動が低減されている建築物については h_{I_s} 値が割増され、地域係数 1 の場合と同等な評価となる。図 12 に C_B の割増し前と割増し後の C_B と T_1 の関係を示す。各年代とも近似式の係数がわずかに大きくなるものの、割増しされる建築物が多くないため、 C_B と T_1 の関係に大きな差異は見られなかった。

既存超高層 RC 造建築物 373 棟について、式(4a)~(4i)を用いて推定した $h_{I_{SSE}}$ 値、 $h_{I_{SR}}$ 値、 $h_{I_{SS}}$ 値の頻度分布を図 13 に示す。頻度分布の形状はいずれの限界状態についても各年代とも概ね単峰の山形分布となっていることが分かる。また、いずれも中央値に比べて平均値がやや大きいことを勘案すると、頻度分布のピークは $h_{I_{SSE}}$ 値、 $h_{I_{SR}}$ 値、 $h_{I_{SS}}$ 値の小さい側にわずかに片寄っていると判断できる。

使用限界の保有耐震性能指標値 ($h_{I_{SSE}}$ 値) は、第 1 年代で 0.56~0.93、第 2 年代で 0.46~0.91、第 3 年代で 0.51~0.95 である。 $h_{I_{SSE}}$ 値の中央値は第 1 年代で 0.70、第 2 年代で 0.67、第 3 年代で 0.63 であり、第 2 年代に比べて第 3 年代が小さい値となっている。修復限界の保有耐震性能指標値 ($h_{I_{SR}}$ 値) は、第 1 年代で 0.93~1.42、第 2 年代で 0.72~1.55、第 3 年代で 0.68~1.80 である。 $h_{I_{SR}}$ 値の中央値は第 1 年代で 1.06、第 2 年代で 1.07、第 3 年代で 1.02 であり、使用限界と同様に第 2 年代に比べて第 3 年代が小さい値となっている。安全限界の保有耐震性能指標値 ($h_{I_{SS}}$ 値) は、第 1 年代で 1.10~1.58、第 2 年代で 0.82~1.82、第 3 年代で 1.08~2.01 である。 $h_{I_{SS}}$ 値の中央値は第 1 年代で 1.27、第 2 年代で 1.27、第 3 年代で 1.32 であり、第 2 年代に比べて第 3 年代が大きい値となっている。

図 14 に $h_{I_{SSE}}$ 値、 $h_{I_{SR}}$ 値、 $h_{I_{SS}}$ 値の累積頻度分布を各年代で区別して示す。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では、第 3 年代に比べて第 2 年代で保有耐震性能指標値が大きい

建物が多いのに対して、安全限界では第 3 年代で保有耐震性能が大きい建物が多いことが分かる。

6. まとめ

本論では、既存超高層 RC 造建築物の使用限界、修復限界および安全限界に関する保有耐震性能指標値 (h_{I_s} 値) を算定するため、データが公表されている設計用ベースシア係数 C_B と弾性 1 次固有周期 T_1 から h_{I_s} 値を推定する式を提案した。提案した推定式に基づいて既存超高層 RC 造建築物の使用限界、修復限界、安全限界に関する h_{I_s} 値を算定し、 h_{I_s} 値の頻度分布について考察を行った。以下に本論で得られた知見を示す。

- 1) 既存超高層 RC 造建築物の設計用ベースシア係数 C_B と弾性 1 次固有周期 T_1 から使用限界、修復限界、安全限界に関する h_{I_s} 値を推定する式を提案し、既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能の頻度分布を明示する方法を示した。
- 2) 静的非線形荷重増分解析および時刻歴地震応答解析に基づいて算定した骨組モデルの h_{I_s} 値は、使用限界で 0.45~0.93、修復限界で 0.78~1.31、安全限界で 0.89~1.57 の値となった。
- 3) 骨組モデルの h_{I_s} 値と $C_U \times T_e$ の関係、 T_1 と T_e の関係および C_B と C_U の関係は、各限界状態において設計年代別に見た場合に、ほとんどのケースで高い相関性を示した。
- 4) 推定式から求めた既存超高層 RC 造建築物の使用限界、修復限界、安全限界に関する h_{I_s} 値の頻度分布はいずれも単峰の山型分布となり、 h_{I_s} 値の小さい側にわずかにピークが片寄る。
- 5) 既存超高層 RC 造建築物の h_{I_s} 値の中央値は、使用限界では第 1 年代、第 2 年代、第 3 年代の順に 0.70、0.67、0.63、修復限界では 1.06、1.07、1.02、安全限界では 1.27、1.27、1.32 となった。第 3 年代の中央値は、使用限界および修復限界では第 2 年代に比べて小さくなるが、安全限界では第 2 年代に比べて大きくなる。

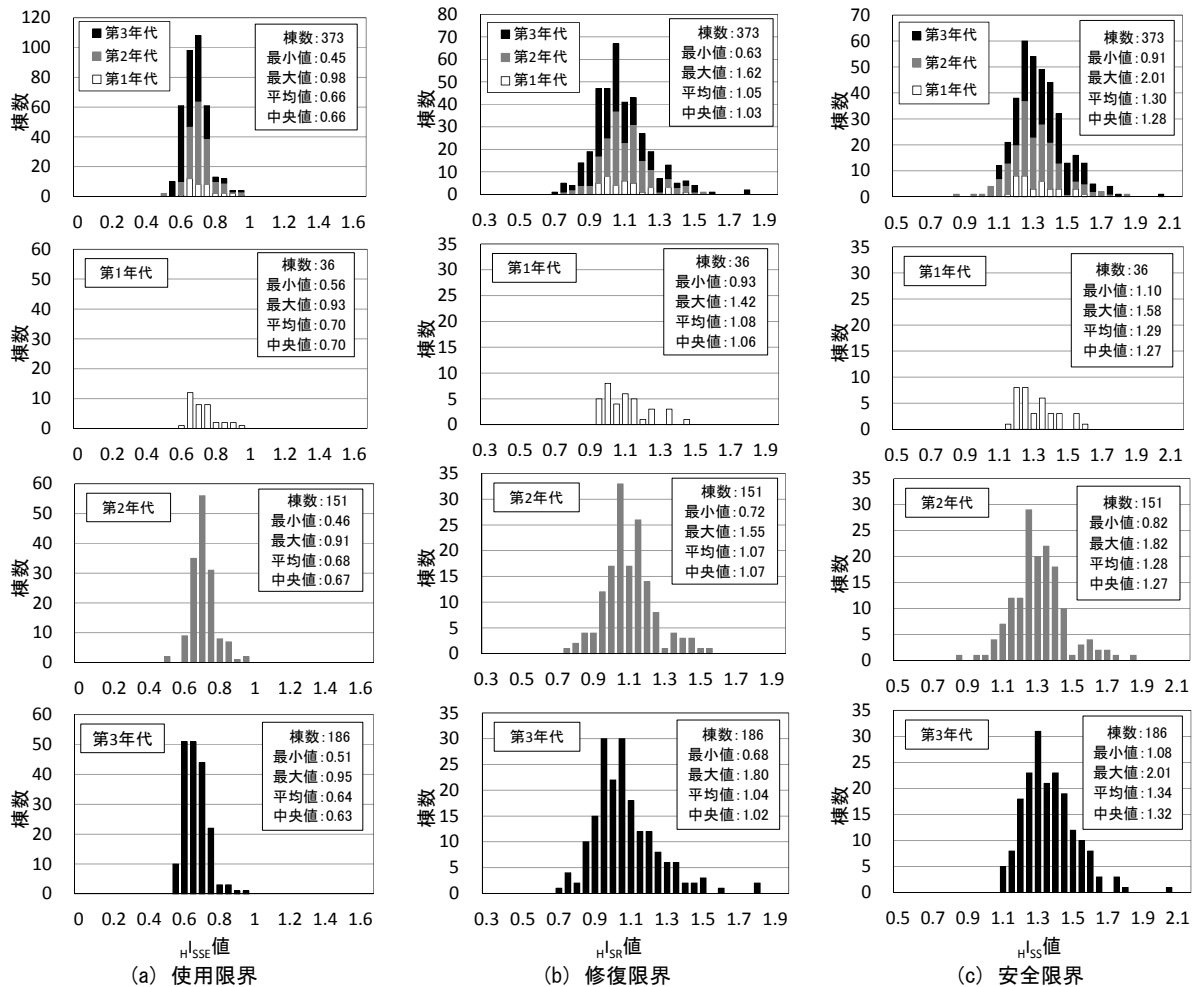


図 13 推定式による保有耐震性能指標値の頻度分布

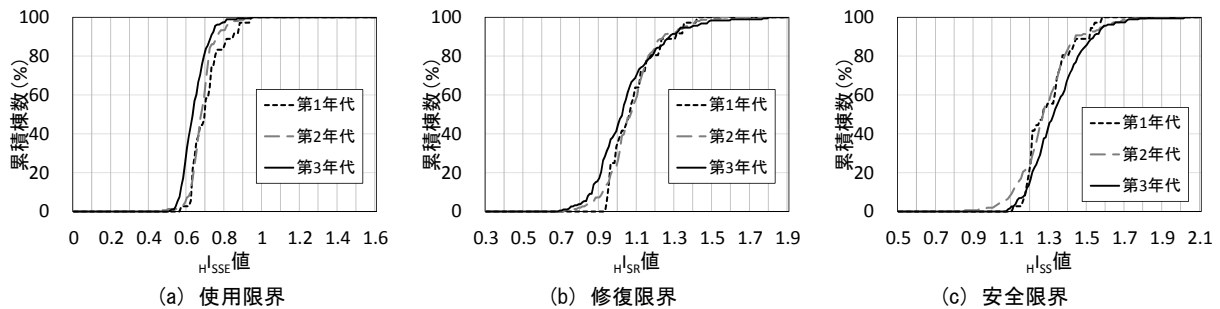


図 14 推定式による保有耐震性能指標値の累積頻度分布

実際の建物や観測地震動を用いた推定式の妥当性および精度の検証は今後の課題である。また、 H_{IS} 値で評価した建物が特定の地震動を受けた場合に生じる被害の程度について検討を行う予定である。

謝辞

本論の作成にあたって元千葉大学大学院生の岩田望氏には、解析およびデータ整理に際してご協力を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

1) 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

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) 秋田知芳，栗本耕太郎，石塚圭介，和泉信之：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，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，pp.853-858，2012.7
 4) 石塚圭介，濱田聡，秋田知芳，和泉信之：既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能評価法と指標値に関する考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.2，pp.907-912，2013.7
 5) 秋田知芳，石塚圭介，濱田聡，和泉信之：既存超高層鉄筋コンクリート造建築物の保有耐震性能指標と制振補強効果，構造工学論文集，Vol.60B，pp.1-12，2014.3
 6) 秋田知芳，石塚圭介，藤原実咲，和泉信之：既存超高層 RC 造建築物の安全限界に関する保有耐震性能指標値の頻度分布，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.2，pp.643-648，2014.7
 7) (財) 日本建築センター：ビルディングレター，No.1-No.525，1972.1-2009.9
 8) (財) 日本建築総合試験所：機関誌 GBRC，Vol.32-33，2007.10-2008.10