

# 論文 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

秋田 知芳<sup>\*1</sup>・石塚 圭介<sup>\*2</sup>・藤原 実咲<sup>\*2</sup>・和泉 信之<sup>\*3</sup>

**要旨:** 安全限界などの既存超高層 RC 造建築物が実際に保有する耐震性能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。本論では既存超高層 RC 造建築物の耐震性能を評価するため、データが公表されている設計用ベースシア係数と弾性 1 次固有周期から安全限界に関する保有耐震性能指標値を推定する式を提案した。提案式を用いて既存超高層 RC 造建築物 373 棟の指標値を算定し、その頻度分布について検討した。その結果、指標値の頻度分布は単峰の山型で指標値の小さい側にわずかにピークが片寄ることや、頻度分布の平均値や中央値は年代が新しいものでやや大きいことなどを明らかにした。

**キーワード:** 超高層 RC 造建築物, 耐震性能, 安全限界, 固有周期, ベースシア係数, 推定式

## 1. はじめに

日本国内において、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。また、既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能がどのような頻度分布であるか（比較的高いものが多いか否かなど）も不明である。

そのため、著者らは高さ 60m を超える超高層 RC 造建築物の保有耐震性能を評価する方法について研究を行ってきた<sup>1),2),3)</sup>。まず初めに、既存超高層 RC 造建築物のデータベースを作成して、既存超高層 RC 造建築物の構造特性（設計用ベースシア係数  $C_B$  や弾性 1 次固有周期  $T_1$  など）の分布を分析し、分析結果に基づいて既存超高層 RC 造建築物を模擬した解析用骨組モデルを作成した<sup>1)</sup>。次に、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 ( $H_{IS}$  値) を算定する方法を既往の指針<sup>4)</sup>に基づいて提案し、基礎的な検討を行った<sup>2)</sup>。さらに、提案した算定法を用いて作成した解析用骨組モデルの  $H_{IS}$  値を算出し、 $H_{IS}$  値と構造特性との関係について検討を行った<sup>3)</sup>。これにより超高層 RC 造建築物の保有耐震性能を  $H_{IS}$  値で表すことが可能となった。

しかしながら、提案した算定法では  $H_{IS}$  値を算定する際に、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う必要があるため、既に建っている超高層 RC 造建築物の  $H_{IS}$  値を算定することが事実上できない。そこで本論では、既存超高層 RC 造建築物の  $H_{IS}$  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  $H_{IS}$  値を推定する式を提案し、既存超高層 RC 造建築物の  $H_{IS}$  値の算定を試みる。本論では手始めとして安全限界に関する  $H_{IS}$  値のみを対象として検討する。提案した式に基づいて算定した  $H_{IS}$  値の頻度分布形状や評価のばらつきに関して考察を行い、 $H_{IS}$  値の頻度分布の特徴を明らかにする。

地震動ごとに  $H_{IS}$  値の必要値（例えば  $H_{IS}$  値が 1.2 など）を定めることにより、どの程度の割合の既存超高層 RC 造建築物が必要値を満足しているか、あるいは満足していないかを  $H_{IS}$  値の頻度分布からおおよそ把握することができ、既存超高層 RC 造建築物の補強の必要性を判断する目安として活用できる。なお、 $H_{IS}$  値の必要値についての検討は今後の課題としたい。

## 2. 保有耐震性能指標値 ( $H_{IS}$ 値) の頻度分布推定の流れ

### 2.1 $H_{IS}$ 値の頻度分布推定の位置付け

ここでは、本論 ( $H_{IS}$  値の頻度分布推定) の位置付けを、既往の研究<sup>1),2),3)</sup>との関係から述べる。図-1 に既存超高

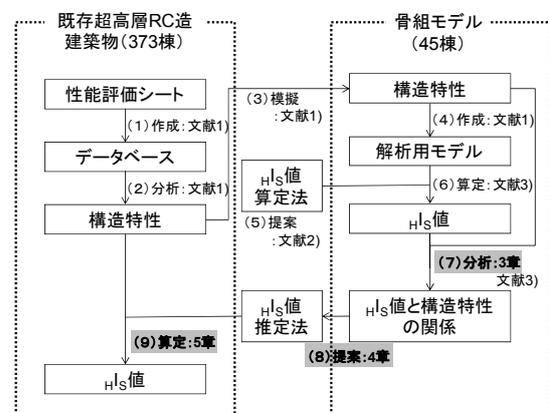


図-1 既存超高層 RC 造建築物の  $H_{IS}$  値算定のフロー図

\*1 千葉大学大学院 工学研究科建築・都市科学専攻助教 博士 (工学) (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 (学生会員)

\*3 千葉大学大学院 工学研究科建築・都市科学専攻教授 博士 (工学) (正会員)

層 RC 造建築物の  $H_{IS}$  値算定のフロー図を示す。まず初めに、既存超高層 RC 造建築物 373 棟分の性能評価シート<sup>5),6)</sup>を収集してデータベースを作成し(図中の手順(1)),  $C_B$  や  $T_1$  をはじめとする構造特性の分布を分析する(手順(2))。次に、分析した構造特性の分布に基づいて既存超高層 RC 造建築物を模擬した解析用骨組モデル45棟を作成して(手順(3)および(4)), 既往の指針<sup>4)</sup>に基づいて提案した  $H_{IS}$  値の算定法(手順(5))を用いて骨組モデルの  $H_{IS}$  値を算定する(手順(6))。続いて、算定した  $H_{IS}$  値と構造特性の関係を分析し(手順(7)), 構造特性( $C_B$  と  $T_1$ ) から  $H_{IS}$  値を推定する方法を提案する(手順(8))。最後に、提案した推定法を用いて既存超高層 RC 造建築物の  $H_{IS}$  値を算定して(手順(9)), その頻度分布を推定する。

本論の内容は、手順(7)、(8)および(9)に該当し、手順(7)の骨組モデルの  $H_{IS}$  値と構造特性との関係の分析を3章で、手順(8)の  $H_{IS}$  値の推定法の提案を4章で、手順(9)の  $H_{IS}$  値の算定および算定された  $H_{IS}$  値の頻度分布の考察を5章でそれぞれ示す。

## 2.2 $H_{IS}$ 値の算定法の概要

ここでは、既往の研究<sup>2)</sup>で提案した  $H_{IS}$  値の算定法について概要を述べる。 $H_{IS}$  値の算定法の詳細については文献2)を参照されたい。表-1に  $H_{IS}$  値の算定法の評価ステップと評価方法を示す。静的非線形荷重増分解析により得られる梁の塑性率に基づいて限界層間変形角を算定した後、時刻歴地震応答解析を実施して限界地震動を求め、限界地震動の基準地震動に対する強さの比率で  $H_{IS}$  値を算定することが、本算定法の基本的な手順である。なお、本算定法は梁降伏型の崩壊形を示す超高層 RC 造建築物の保有耐震性能を評価することを目的としているため、部材の評価は梁部材を対象としている。本算定法における要点を以下に示す。

- 1) 限界状態を梁の塑性率で定義していること(図-2)

- 2) 静的非線形荷重増分解析により限界層間変形角を求めていること
- 3) 時刻歴地震応答解析の最大応答層間変形角が限界層間変形角に達する時の地震動の強さを限界地震動強さとしていること

図-2は梁の復元力特性と限界状態の定義を示したものである。梁の限界状態は、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を安全限界としている。梁の損傷度を図-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

表-1  $H_{IS}$  値の算定法の評価ステップと評価方法

評価ステップ	評価方法
1: 目標性能	使用性, 修復性, 安全性
2: 基準地震動	時刻歴波形
3: 部材の復元力特性	復元力特性はトリニアにモデル化し, 各限界状態は塑性率で定義(図-2)
4: 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
5: 部材の損傷度	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(図-2)
6: 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
7: 建物応答	部材レベルの地震応答解析
8: 限界地震動強さ	建物の限界変形角を生じさせる地震動の強さ
9: 保有耐震性能指標値	限界地震動の基準地震動に対する強さの比率

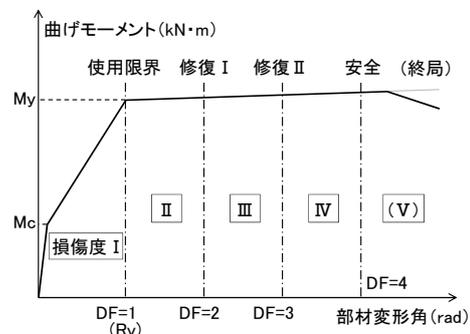


図-2 梁の復元力特性と限界状態の定義

表-2 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	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 <sup>2</sup> )	675		787.5		945		600		900		1050		585		936		1170	
柱支配面積(m <sup>2</sup> )	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	6.5
スパン数	6	5	7	5	7	6	5	4	6	5	7	5	5	3	6	4	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 <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) <sup>※1</sup>	36		36		42		36		48		60		42		54		70	
主筋強度(N/mm <sup>2</sup> ) <sup>※2</sup>	390		390		390		390		490		490		490		490		490	
平均重量(kN/m <sup>2</sup> ) <sup>※3</sup>	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 <sub>1</sub> (sec)	1.11	1.12	1.36	1.36	1.65	1.66	1.17	1.17	1.69	1.71	2.27	2.35	1.27	1.27	1.79	1.92	2.34	2.40
C <sub>B</sub>	0.163		0.130		0.113		0.145		0.105		0.074		0.134		0.090		0.068	

※1: 使用コンクリートの中での設計基準強度F<sub>c</sub>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

を損傷度Ⅲ, 3~4を損傷度Ⅳ, 4以上を損傷度Ⅴとしている。また, 既往の研究<sup>2),3)</sup>および本論では, 基準地震動にBCJ-L2(最大速度57cm/sec, 最大加速度356cm/sec<sup>2</sup>, 継続時間120sec)を用いて $H_I S$ 値を算定している。長周期帯(周期1秒以上)で平滑な応答スペクトルであるため固有周期の相違による $H_I S$ 値の変動が小さく抑えられることと, 表層地盤の増幅を考慮していないため告示波よりもやや大きい入力とすることが基準地震動にBCJ-L2を用いた理由である。

### 3. 骨組モデルの $H_I S$ 値と構造特性の関係

#### 3.1 骨組モデルの概要

ここでは, 既往の研究<sup>1)</sup>において作成した既存超高層RC造建築物の骨組モデルについて述べる。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, 計9棟が作成されており, これを基本モデルと呼称する。表-2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, 性能評価シート<sup>5),6)</sup>に記載されたデータの分析結果に基づいて設定した。また本論では, 基本モデルに加え, 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と, 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を追加した。強モデルは梁の曲げ耐力を基本モデルに対して1.15倍し, 弱モデルは0.85倍している。一方, 剛モデルは基本モデルに対して梁の剛性を1.2倍および層重量を0.8倍にし, 柔モデルは梁の剛性を0.8倍および層重量を1.2倍にしてい

る。したがって, 骨組モデルは基本モデル9棟, 強弱モデル18棟および剛柔モデル18棟の計45棟である。なお, 骨組モデルはいずれも梁降伏型である。

#### 3.2 $H_I S$ 値と構造特性の関係

##### (1) $H_I S$ 値と設計年代

骨組モデル45棟のX方向について2.2節で示した算法によって安全限界に関する $H_I S$ 値を算定した。算定した $H_I S$ 値と設計年代の関係を図-3に示す。第1年代および第2年代に比べて第3年代において $H_I S$ 値がやや大きくなっていることが分かる。第3年代の $H_I S$ 値がやや大きいのは, 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。

##### (2) $H_I S$ 値と $C_B \times T_1$

図-4に $H_I S$ 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の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。 $H_I S$ 値と $C_B \times T_1$ の関係には正の相関が見られ,  $C_B \times T_1$ が大きくなる程,  $H_I S$ 値が大きくなる傾向があるが,  $C_B \times T_1$ から $H_I S$ 値を推定できる程明確なものではない。

##### (3) $H_I S$ 値と $C_U \times T_e$

図-5に $H_I S$ 値と $C_U \times T_e$ の関係を示す。 $C_U \times T_e$ は周期の相違による入力の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。 $C_U$ は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。図-4の $H_I S$ 値と $C_B \times T_1$ の關係に比べて $H_I S$ 値と $C_U \times T_e$ の關係にはより強い正の相関が見られ,  $C_U \times T_e$ が大きくなる程,  $H_I S$

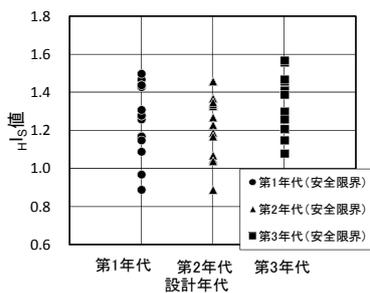


図-3  $H_I S$ 値と設計年代の関係

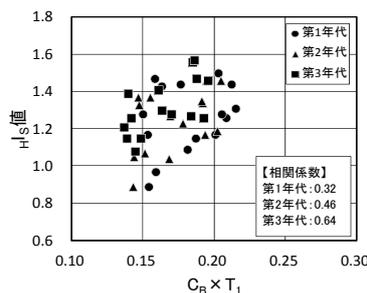


図-4  $H_I S$ 値と $C_B \times T_1$ の関係

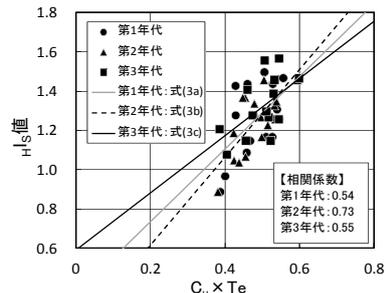


図-5  $H_I S$ 値と $C_U \times T_e$ の関係

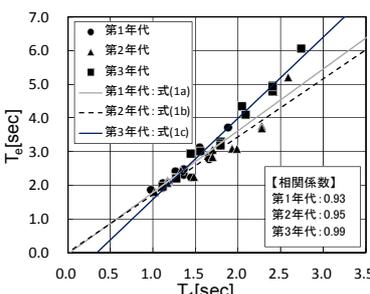


図-6  $T_1$ と $T_e$ の関係

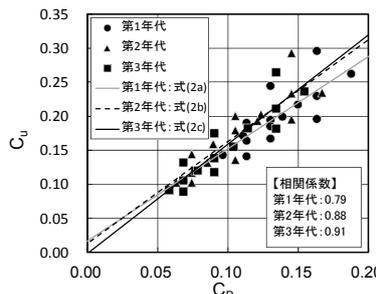


図-7  $C_B$ と $C_U$ の関係

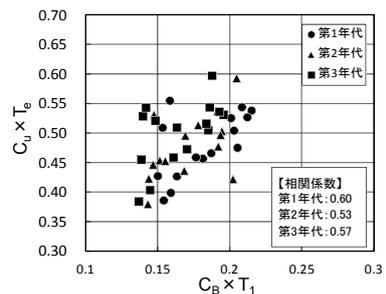


図-8  $C_B \times T_1$ と $C_U \times T_e$ の関係

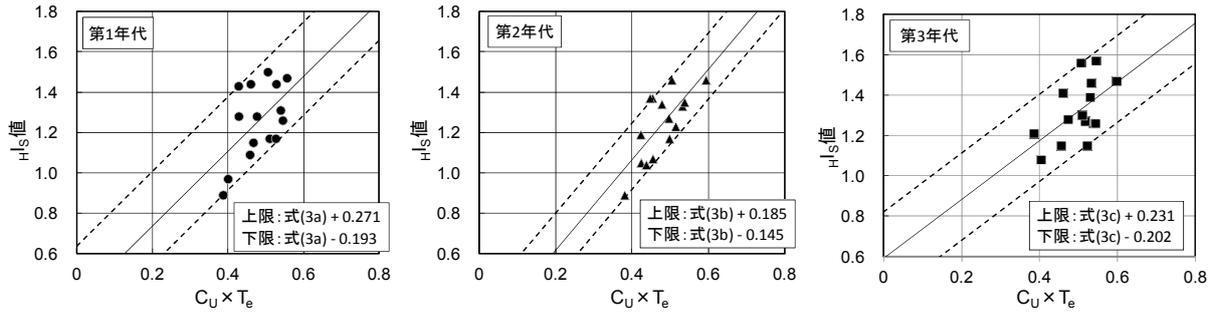


図-9  $H_{IS}$  値の推定におけるばらつきの考慮

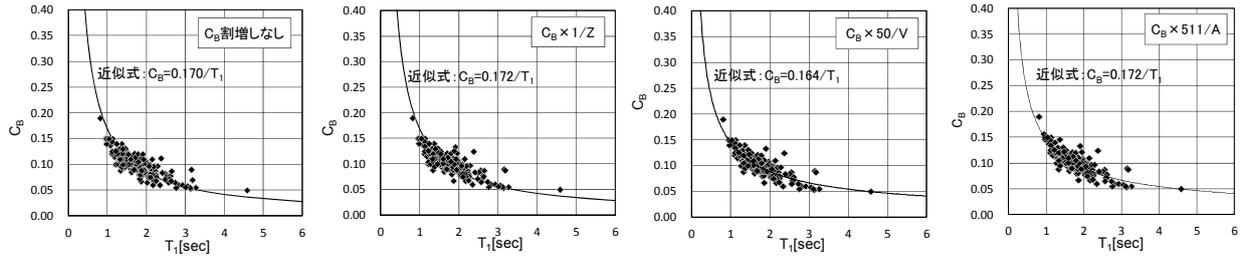


図-10  $C_B$  と  $T_1$  の関係

値が大きくなる傾向がより明確になる。ある程度のばらつきの幅はあるものの、 $C_U \times T_e$  から  $H_{IS}$  値を推定することが概ね可能であると考えられる。

#### (4) $T_1$ と $T_e$ の関係および $C_B$ と $C_U$ の関係

図-6に  $T_1$  と  $T_e$  の関係、図-7に  $C_B$  と  $C_U$  の関係をそれぞれ示す。 $T_1$  と  $T_e$  の関係および  $C_B$  と  $C_U$  の関係にはいずれも強い相関があり、概ね比例しているため、 $T_1$  から  $T_e$  を、 $C_B$  から  $C_U$  をそれぞれ推定することが可能であると考えられる。一方、図-8に示す  $C_B \times T_1$  と  $C_U \times T_e$  の関係には  $T_1$  と  $T_e$  の関係や  $C_B$  と  $C_U$  の関係ほどは相関がなく、 $C_B \times T_1$  の値から  $C_U \times T_e$  の値を直接推定するよりも、 $T_1$  から  $T_e$  を、 $C_B$  から  $C_U$  をそれぞれ推定する方が良いと考えられる。

### 4. $H_{IS}$ 値の推定法

#### 4.1 $H_{IS}$ 値と $C_U \times T_e$ の関係に基づく推定式

3.2節の分析結果から  $H_{IS}$  値を  $C_B$  と  $T_1$  から推定する推定式を誘導する。なお、以下の式(1)~(4)に用いる  $T_1$  と  $T_e$  の単位はいずれも秒である。また、 $H_{IS}$  値は限界地震動の基準地震動に対する強さの比率(表-1の評価ステップ9参照)であるため単位はないが、式(3)および式(4)は  $H_{IS}$  値を推定する実験式のような位置づけであるため、両辺の単位は一致しなくてもよい。図-6に示した  $T_1$  と  $T_e$  の関係を直線近似して、 $T_1$  と  $T_e$  の関係式として各年代について式(1a)~(1c)が得られる。

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

$$\text{第2年代: } T_e = 1.72T_1 - 0.001 \quad (1b)$$

$$\text{第3年代: } T_e = 2.41T_1 - 0.821 \quad (1c)$$

なお、 $T_1$  の値は超高層RC造建築物であることから、1

~4秒程度を想定している。図-7に示した  $C_B$  と  $C_U$  の関係を直線近似して、 $C_B$  と  $C_U$  の関係式として各年代について式(2a)~(2c)が得られる。

$$\text{第1年代: } C_U = 1.35C_B + 0.018 \quad (2a)$$

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

$$\text{第3年代: } C_U = 1.64C_B - 0.001 \quad (2c)$$

また、図-5に示した  $H_{IS}$  値と  $C_U \times T_e$  の関係を直線近似して、 $C_U \times T_e$  から  $H_{IS}$  値を推定する式として式(3a)~(3c)が得られる。

$$\text{第1年代: } H_{IS} = 1.85(C_U \cdot T_e) + 0.366 \quad (3a)$$

$$\text{第2年代: } H_{IS} = 2.24(C_U \cdot T_e) + 0.170 \quad (3b)$$

$$\text{第3年代: } H_{IS} = 1.46(C_U \cdot T_e) + 0.590 \quad (3c)$$

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

$$\begin{aligned} \text{第1年代: } H_{IS} &= 4.60(C_B \cdot T_1) - 0.132C_B \\ &\quad + 0.061T_1 + 0.364 \quad (4a) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{第2年代: } H_{IS} &= 5.78(C_B \cdot T_1) - 0.003C_B \\ &\quad + 0.054T_1 + 0.170 \quad (4b) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{第3年代: } H_{IS} &= 5.77(C_B \cdot T_1) - 1.966C_B \\ &\quad - 0.004T_1 + 0.591 \quad (4c) \end{aligned}$$

式(4a)~(4c)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  $T_1$  から保有耐震性能指標値 ( $H_{IS}$  値) を推定することが可能となる。

#### 4.2 頻度分布のばらつきの考慮

式(4a)~(4c)は図-5から分かるように、 $H_{IS}$  値と  $C_U \times T_e$  の関係の平均的な値を取る。したがって、 $H_{IS}$  値の頻度分布のばらつきを考慮するため、図-9に示すように各年代について分布の上限と下限を通るように式

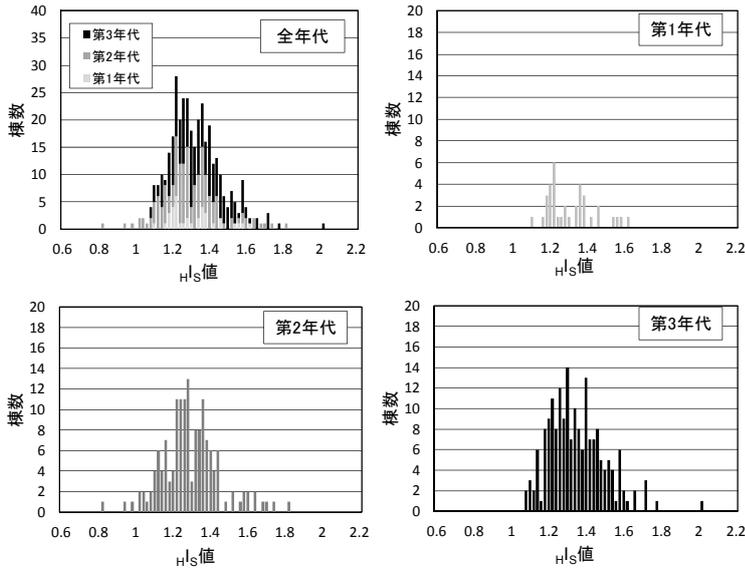


図-1-1 安全限界に関する  $H_{1S}$  値の頻度分布

表-3  $H_{1S}$  値の頻度分布代表値

	全年代	第1年代	第2年代	第3年代
棟数	373	36	151	186
最小	0.82	1.10	0.82	1.08
最大	2.01	1.60	1.82	2.01
平均	1.31	1.30	1.28	1.34
中央値	1.29	1.27	1.27	1.32

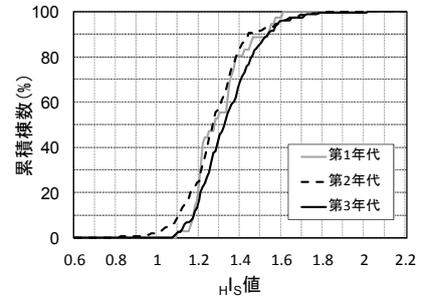


図-1-2  $H_{1S}$  値の累積頻度分布

(3a)~(3c)の切片を増減させる。図-9中の数値は上限および下限について式(3a)~(3c)の切片の増減値を示している。この増減値の分だけ式(4a)~(4c)の切片も増減することになる。

#### 4.3 入力地震動の低減に応じた $C_B$ の割増し

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や建設時期、設計者の判断などによって低減されている場合がある。そのため、推定式(4a)~(4c)を用いて  $C_B$  と  $T_1$  から  $H_{1S}$  値を算定して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<sup>5),6)</sup>示されている  $C_B$  の値に、 $1/Z$  ( $Z$  は地域係数)、 $50/V$  ( $V$  は入力レベル 2 での速度値 (単位: cm/sec)) および  $511/A$  ( $A$  は El Centro NS 波入力時の加速度値 (単位: cm/sec<sup>2</sup>)) をそれぞれ掛けて  $C_B$  の割増しを行う。El Centro NS 波入力時の加速度値を用いるのは、既存超高層 RC 造建築物のほとんどで El Centro NS 波による検討が行われているからである。 $C_B$  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  $H_{1S}$  値が割増され、地域係数 1、入力レベル 2 での速度 50cm/sec および El Centro NS 波 50cm/sec 基準化時の加速度 511cm/sec<sup>2</sup> と同等な評価となる。

図-1-10に第3年代に関して  $C_B$  の割増し前と割増後の  $C_B$  を  $T_1$  との関係で示す。いずれのケースも、割増される建築物は多くないため、 $C_B$  と  $T_1$  の関係には大きな差異は見られない。なお、第1年代および第2年代に関しても第3年代と同様、大きな差異は見られなかった。

### 5. $H_{1S}$ 値の頻度分布推定

#### 5.1 $H_{1S}$ 値の頻度分布形状

既存超高層 RC 造建築物 373 棟について、式(4a)~(4c)

を用いて推定した安全限界に関する  $H_{1S}$  値の頻度分布を全年代と各年代に分けて図-1-1に、 $H_{1S}$  値の頻度分布の代表値 (平均値および中央値) の一覧を表-3に示す。また、各年代の  $H_{1S}$  値の累積頻度分布を図-1-2に示す。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年代と第3年代について比較する。図-1-1より、各年代とも概ね単峰の山型分布となっていることが分かる。表-3より、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  $H_{1S}$  値の小さい側にわずかに片寄っていると判断できる。また、図-1-2より第2年代に比べて第3年代で  $H_{1S}$  値が大きいものが多いことが分かる。

#### 5.2 $C_B$ の割増しの影響

第3年代について  $C_B$  を割増さない場合と割増した場合の安全限界に関する  $H_{1S}$  値の頻度分布を図-1-3に、 $H_{1S}$  値の頻度分布の代表値 (平均値および中央値) の一覧を表-4に示す。また、それぞれの  $H_{1S}$  値の累積頻度分布を図-1-4に示す。これらより、 $C_B$  を割増しても  $H_{1S}$  値の頻度分布にはあまり影響が無いことが分かる。

#### 5.3 相対的な耐震性能の検討

推定式のばらつきを考慮して算定した安全限界に関する  $H_{1S}$  値の累積分布を図-1-5に示す。ここでは、 $H_{1S}$  値が 1.0、すなわち基準地震動 (BCJ-L2) の 1.0 倍入力時に安全限界に達することを目安にして頻度分布の割合を見ることにより、相対的な耐震性能について検討する。図-1-5より  $H_{1S}$  値が 1.0 未満となる割合は第1年代で 0%~19.4%、第2年代では 0%~16.6%、第3年代では 0%~16.6%、となっている。本論で示した  $H_{1S}$  値の推定法では、 $H_{1S}$  値が 1.0 を下回る割合は、およそ 0%~20%の範囲となる事が分かる。

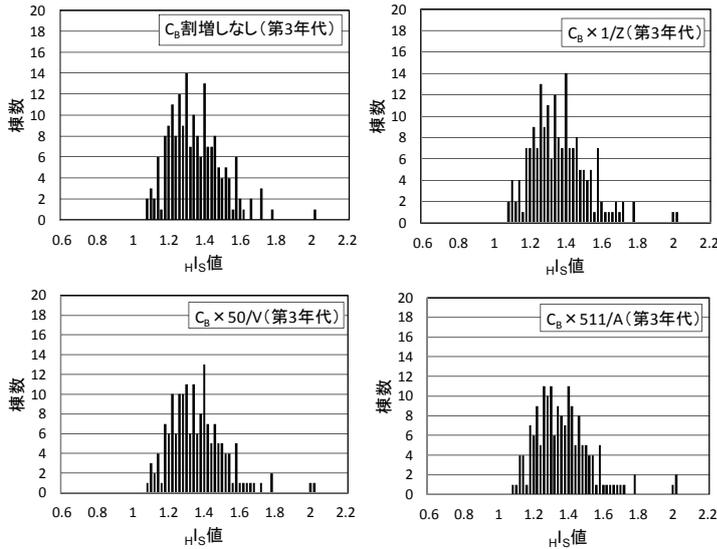


図-1-3 安全限界に関する  $H_{1S}$  値の頻度分布 ( $C_B$  割増し)

表-4  $H_{1S}$  値の頻度分布代表値 ( $C_B$  割増)

	割増なし	1/2	50/V	511/A
棟数	186	186	168	169
最小	1.08	1.08	1.08	1.08
最大	2.01	2.01	2.01	2.01
平均	1.34	1.36	1.35	1.36
中央値	1.32	1.34	1.34	1.34

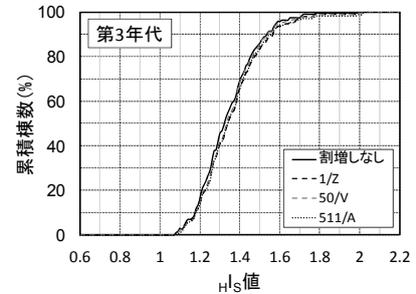


図-1-4  $H_{1S}$  値の累積頻度分布 ( $C_B$  割増)

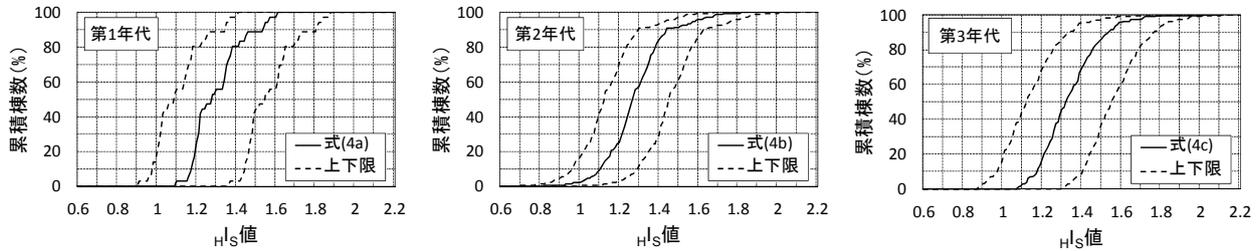


図-1-5  $H_{1S}$  値の累積頻度分布 (推定式のばらつき考慮)

## 6. まとめ

本論では、既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能指標値 ( $H_{1S}$  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、 $H_{1S}$  値を推定する式を提案し、既存超高層 RC 造建築物の安全限界に関する  $H_{1S}$  値の算定を行い、 $H_{1S}$  値の頻度分布について考察を行った。以下に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、安全限界に関する  $H_{1S}$  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) 既存超高層 RC 造建築物の安全限界に関する  $H_{1S}$  値は単峰の山型分布となり、 $H_{1S}$  値の小さい側にわずかにピークが片寄る。
- 3) 既存超高層 RC 造建築物の安全限界に関する  $H_{1S}$  値の頻度分布の代表値 (平均値および中央値) は、第 3 年代でやや大きい。
- 4) 地震動入力 of 低減の影響を考慮して  $C_B$  を割増しても、既存超高層 RC 造建築物の安全限界に関する  $H_{1S}$  値の頻度分布への影響は小さい。
- 5) 推定式のばらつきを考慮すると、既存超高層 RC 造建築物の安全限界に関する  $H_{1S}$  値が 1.0 を下回る割合は、およそ 0%~20% となった。

使用限界および修復限界に関する検討および  $H_{1S}$  値の必要値に関する検討が今後の課題である。

## 謝辞

データ整理にあたっては、千葉大学和泉・秋田研究室の卒論生・大塚響子氏の多大なる協力を得ました。ここに記して感謝の意を示します。

## 参考文献

- 1) 秋田知芳ほか：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
- 2) 秋田知芳ほか：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
- 3) 石塚圭介ほか：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
- 4) 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
- 5) (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
- 6) (財)日本建築総合試験所：機関誌 GBRC，Vol.32-33，2007.10-2008.10