

論文 表層地盤の影響を考慮した既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能指標値の頻度分布推定

大月 智弘^{*1}・KAN PHANNARITH^{*2}・毎田 悠承^{*3}・和泉 信之^{*4}

要旨: 巨大地震の発生が危惧されており, 既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能の評価が急務である。本研究では, 表層地盤の影響を考慮した既存超高層 RC 造建築物の耐震性能を把握するため, 3 種類の地盤による告示波を基準地震動とした保有耐震性能指標値の算出を行い, 回帰分析により骨組の構造特性から保有耐震性能指標値を算定する推定式を検討した。次に, 推定式を用いて告示波に対する既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能指標値の頻度分布を推定し, その傾向を考察した。その結果, 指標値の頻度分布は表層地盤が軟弱なほど小さい側に片寄ることなどを示した。

キーワード: 超高層 RC 造建築物, 耐震診断, 耐震性能評価, 限界状態, 静的非線形解析, 地震応答解析

1. はじめに

日本国内における, 超高層鉄筋コンクリート造(以下, RC 造) 建築物の建設数は現在までに 600 棟を超えているが, 実際にそれらが保有する耐震性能は十分に把握されていない。また, 巨大地震の発生が危惧されており, 既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能指標は耐震診断や耐震補強の必要性などを考える際に必要となるため, その評価方法は非常に重要である。そのため, 著者らは, 既往の研究¹⁾などにおいて「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)」²⁾の基本的な考え方にに基づき, 超高層 RC 造建築物の保有耐震性能指標値を算出する方法を示した。そして既存超高層 RC 造建築物の構造特性を模擬する骨組モデルに本評価法を適用し, 基準地震動に日本建築センター模擬波(BCJ-L2)を用いた既存超高層 RC 造建築物の安全限界状態に関する保有耐震性能指標値(基準指標値)の推定分布を報告した³⁾。さらに, 3種類の表層地盤を設定して増幅させた地震動(告示波)を基準地震動とした保有耐震性能指標値(告示指標値)を算出し, 基準指標値との対応を示した⁴⁾。本研究では, 既存超高層 RC 造建築物の告示指標値の頻度分布を把握するため, 既往の研究と同様に既存超高層 RC 造建築物を模擬した骨組モデルを対象として各表層地盤に応じた3種類の告示波を用いて地震応答解析を行い, 告示指標値を算出する。そして, 骨組の構造特性から告示指標値を推定する方法を検討する。次に, 既存超高層 RC 造建築物を基礎構造の違いにより表層地盤を分類し, 本推定法を用いて既存超高層 RC 造建築物の使用・修復・安全限界状態に関する告示指標値の頻度分布推定を行い, その頻度分布形状やばらつきに関して考察する。

2. 超高層 RC 造建築物の保有耐震性能指標評価

評価対象は梁曲げ降伏型の全体崩壊形を許容する超高層 RC 造骨組であるため, 梁部材を対象として損傷評価を行う(図-1)。梁部材の塑性率からそれらの梁部材が取り付く柱部材の等価塑性率を算定し(図-2), 柱等価損傷度(1~5)を評価する。損傷度の等しい柱が負担するせん断力の比率から層の限界状態(使用限界, 修復限界, 安全限界)を表-1のように定める。静的非線形解

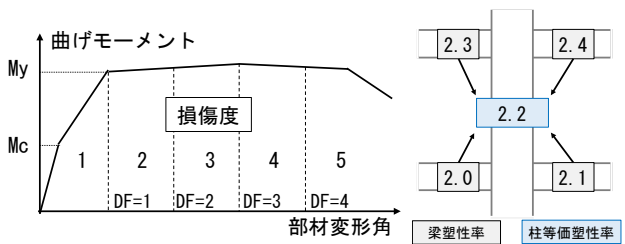


図-1 梁部材の損傷度

図-2 柱の等価塑性率

表-1 部材比率と層の限界状態

層の限界状態	各柱等価損傷度の部材比率				
	1	2	3	4	5
層の使用限界状態 (梁部材の塑性化状況に基づき評価)	—	—	20%以上	0%以上	許容しない
層の修復限界状態	—	—	—	—	0%以上
層の安全限界状態	—	—	—	—	0%以上

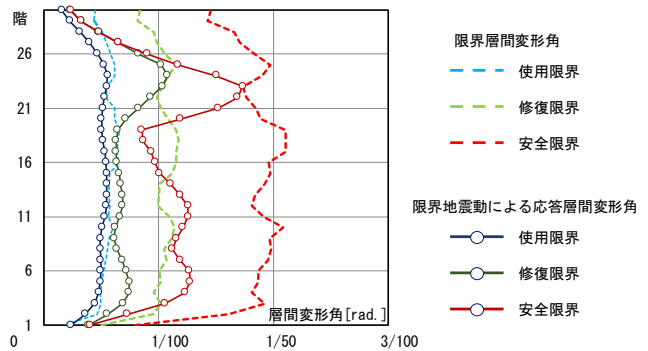


図-3 限界地震動による応答層間変形角の例

*1 千葉大学大学院 融合理工学府創成工学専攻建築学コース博士前期課程 (学生会員)

*2 千葉大学 工学部建築学科

*3 千葉大学大学院 工学研究院 助教 博士(工学) (正会員)

*4 千葉大学大学院 工学研究院 教授 博士(工学) (フェロー会員)

表-2 骨組モデルの諸元

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 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	6.5
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 _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]	
T1 (sec) ※4	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
C _B (基本モデル) ※5	0.163		0.130		0.113		0.145		0.105		0.074		0.134		0.090		0.068	
C _B (強モデル) ※5	0.187		0.150		0.130		0.167		0.121		0.085		0.154		0.104		0.078	
C _B (弱モデル) ※5	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）
 ※4：立体骨組モデルの弾性固有周期のうち各方向の1次に相当する周期 ※5：1階の短期許容応力度設計用地震力を1階以上の総重量で除した値

析により、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算定する。また、地震応答解析の最大層間変形角が限界層間変形角に達した時の地震動を限界地震動とし（図-3）、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各限界状態の保有耐震性能指標とする。詳しくは文献[1]によられたい。

3. 解析概要

3.1 対象建築物

解析対象には既往の研究[1]において作成した既存超高層RC造建築物を模擬した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～）に分けて設定されている（表-2）。設計年代別に3棟ずつ、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棟および剛性の大きさを変えた剛柔モデル18棟、計45棟を解析対象とする。

強モデルは梁の曲げ耐力を1.15倍したモデル、弱モデルは0.85倍したモデルであり、剛モデルは梁の剛性を1.2倍および層重量を0.8倍したモデル、柔モデルは梁の剛性を0.8倍および層重量を1.2倍したモデルである。

3.2 解析計画

基本モデルに強弱モデル、剛柔モデルを加えた計45棟のモデルに対し、静的非線形解析により限界層間変形角を算定した後、地震応答解析により限界地震動を算定する。静的非線形解析では外力分布をA_i分布に基づき設定する。地震応答解析では入力倍率を漸増させて実施する。なお、安全限界変形角は特定層の最大層間変形角が

表-3 検討用地震動の諸元

波形名称	最大速度 (cm/s)	最大加速度 (cm/s ²)	継続時間 (sec)
BCJ-L2	57	356	120
CODE-BCJ-L2(1種地盤)	52	343	120
CODE-BCJ-L2(2種地盤)	54	330	120
CODE-BCJ-L2(3種地盤)	69	287	120

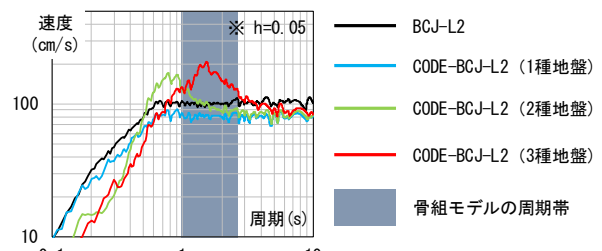


図-4 擬似速度応答スペクトル

1/50rad程度であるため、本解析ではP-δ効果は考慮していない。

3.3 解析モデル

解析モデルは、柱・梁部材の弾塑性特性を考慮した立体フレームモデルを用いる。柱および梁部材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する。復元力特性にはTAKEDAモデルを用いる。除荷時剛性低下指数は梁で0.50、柱で0.40とする。内部粘性減衰は瞬間剛性比例型で、1次減衰定数は3%とする。

3.4 検討用地震動

検討用地震動は、レベル2相当の模擬地震動である日本建築センター模擬波（BCJ-L2）のほかに、3種類の表層地盤を設定し、現行法告示に加速度応答スペクトルが規定される工学的基盤波を増幅させた基礎入力波（告示波）である（表-3、図-4）。3種の告示波は、1種地盤（堅固）、2種地盤（標準）、3種地盤（軟弱）に相当す

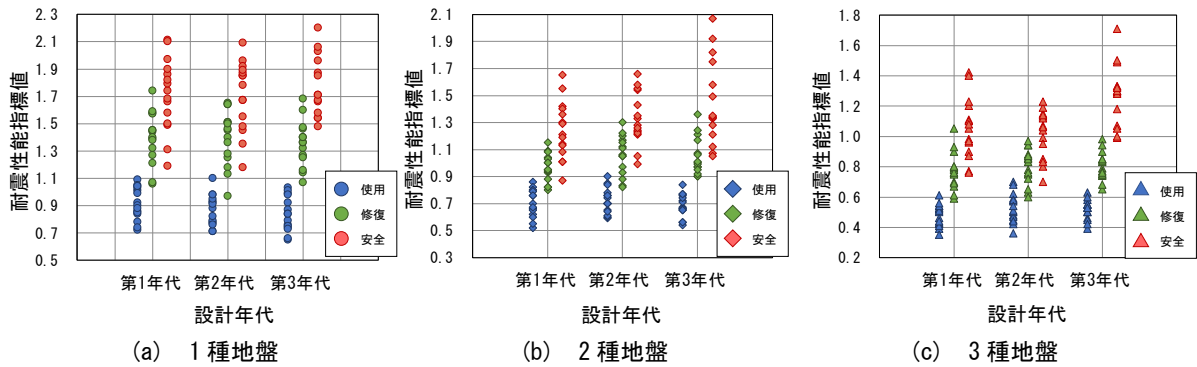


図-5 地盤種別ごとの告示指標値

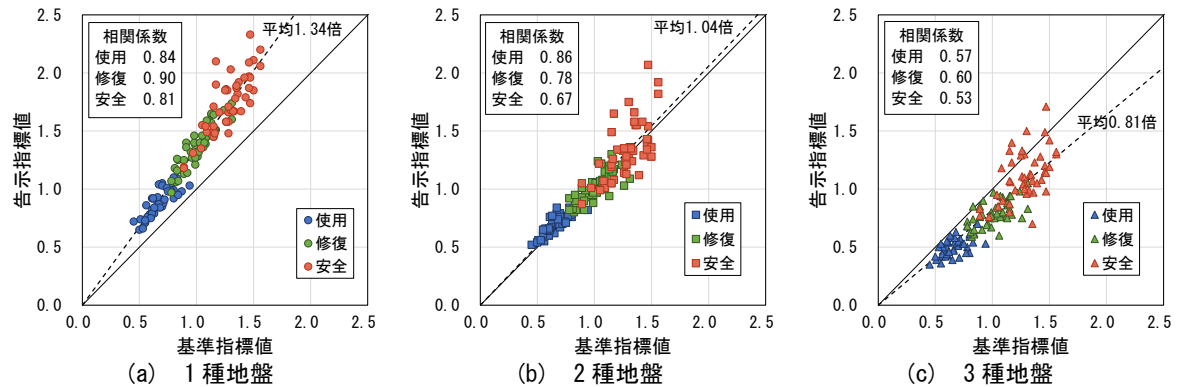


図-6 基準指標値と告示指標値

る実在地盤を選定し、BCJ-L2 と同一位相として地盤応答解析により求める。なお、実在地盤と地盤種別は同一で表層地盤が異なる場合の検討は、今後の課題としたい。

4. 告示波と保有耐震性能指標値

4.1 告示指標値

各地盤種別の告示指標値を図-5に示す。1種地盤の告示指標値の平均値は使用限界が0.87, 修復限界が1.38, 安全限界が1.74である。2種地盤の告示指標値の平均値は使用限界が0.70, 修復限界が1.02, 安全限界が1.34である。3種地盤の告示指標値の平均値は使用限界が0.51, 修復限界が0.79, 安全限界が1.12である。設定する地盤が軟弱になるほど各限界状態に関する告示指標値は小さくなることわかる。

4.2 基準指標値と告示指標値

告示指標値と既往の研究で示された基準指標値との対応を図-6に示す。基準指標値と告示指標値は地盤種別に関わらず各限界状態において概ね比例関係となっていることがわかる。各地盤種別の告示指標値は基準指標値に対して1種地盤が約1.34倍, 2種地盤が約1.04倍, 3種地盤が約0.81倍となっている。

5. 告示指標値の推定

告示指標値の推定方法の検討を行う。告示指標値の推定には、骨組の構造特性との相関性から得られる推定式を用いる。

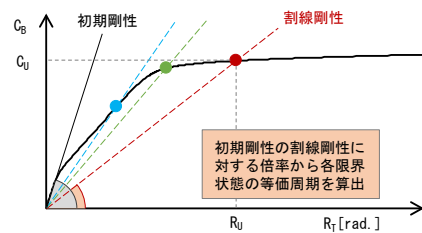


図-7 等価周期の算出

5.1 告示指標値と構造特性の相関性

(1) 等価周期

等価周期 (T_e) は骨組の設計用ベースシア係数 (C_B) と全体水平変形角 (R_T) との関係において各限界状態における限界状態時のベースシア係数 (C_U) とその時の R_T から算出される割線剛性と初期剛性ととの比率から算出される限界状態時の周期である (図-7)。

骨組の弾性1次固有周期 (T_1) と各限界状態の T_e との関係を図-8に示す。 T_1 と T_e には強い相関があることから、回帰分析により T_1 から T_e を推定する。第1年代の相関係数がやや小さい傾向があるが、他の年代に比べて階数が小さく固有周期 (表-2) がやや短いためであると考えられる。特に3種地盤では図-4に示す骨組モデルの弾性1次固有周期帯において増幅が大きいため、その傾向が強く見られる。

(2) 各限界状態時のベースシア係数

骨組の C_B と各限界状態に関する C_U との関係を図-9に示す。 C_B と C_U には強い相関があることから、回帰分析により C_B から C_U を推定する。

(図-8.9.10 共通凡例)

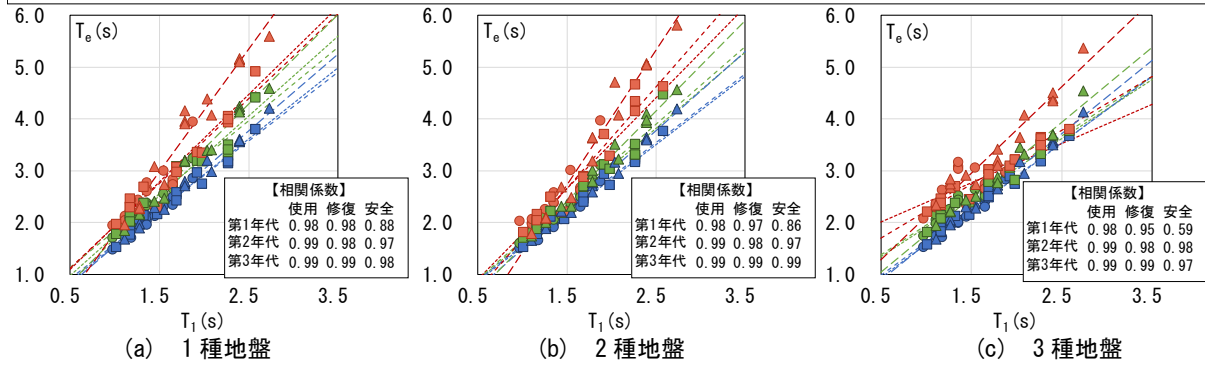
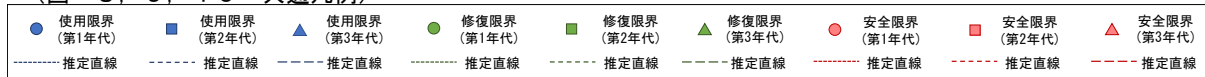


図-8 T_e と T_1 の関係

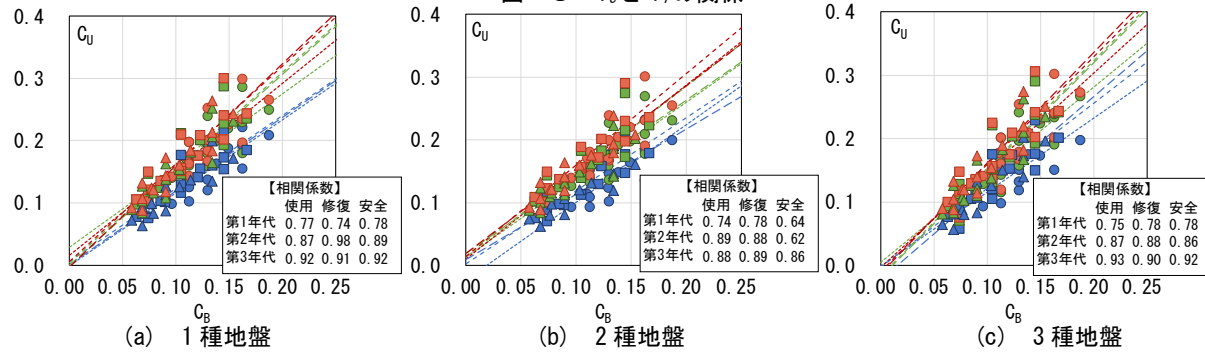


図-9 C_U と C_B の関係

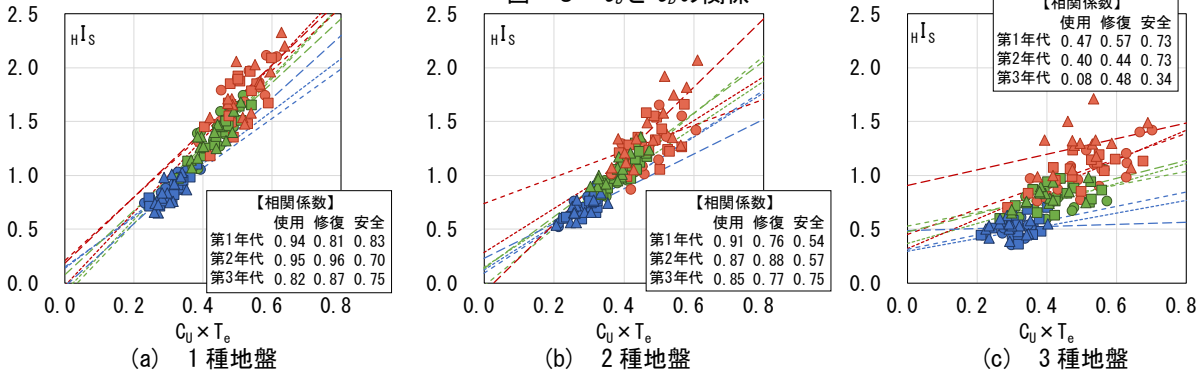


図-10 HIs と $C_U \times T_e$ の関係

(3) 告示指標値と $C_U \times T_e$

告示指標値と $C_U \times T_e$ との関係を図-10に示す。告示指標値と $C_U \times T_e$ には相関があることから、回帰分析により $C_U \times T_e$ から告示指標値を推定する。3種地盤では相関係数が小さい傾向があるが、これは前述したように骨組モデルの周期帯における3種地盤の増幅が1種・2種に比べて大きいことなどによるためと考えられる。

5.2 告示指標値の推定式

前述の回帰分析により得られた $C_U \times T_e$ を用いて告示指標値を推定する式に、 C_U 、 T_e をそれぞれ C_B 、 T_1 から推定する式を代入し、 C_B と T_1 から告示指標値を推定する以下の式(1)を得る。なお式中の HIs は告示指標値を表し、各限界状態に関する式中の係数 A、B、C、D はそれぞれ表-4、表-5、表-6に示すものとする。

$$HIs = A \cdot C_B \times T_1 + B \cdot C_B + C \cdot T_1 + D \quad (1)$$

5.3 推定値の対応

推定式によって得られた算定値と解析結果から得られた告示指標値との対応を図-11に示す。推定値の95%を含む範囲は使用限界で±24%、修復限界で±27%、安全限界で±29%となっている。推定値と解析値の差は柔モデルでやや大きい傾向が見られ、基本モデルに比べて弾性水平剛性がやや小さい骨組では推定式の精度に留意したい。推定式による算定値は限界状態が進むにつれて多少のばらつきがあるものの、基本モデルの誤差は最大でも10%~20%とであるため、骨組の C_B と T_1 から告示指標値を概ね推定できるといえる。なお、既存建物の骨組モデルに応じた基本・強弱・剛柔モデルに関する重み付けなどの検討は今後の課題としたい。

表-4 使用限界に関する推定式の係数

	1種地盤			2種地盤			3種地盤		
	第1年代	第2年代	第3年代	第1年代	第2年代	第3年代	第1年代	第2年代	第3年代
A[1/s]	4.443	4.511	5.481	3.249	3.372	3.271	1.312	1.290	0.240
B	0.662	0.755	0.338	0.573	0.529	-0.051	0.258	0.334	0.028
C[1/s]	0.007	0.056	-0.026	-0.035	0.013	0.025	-0.008	-0.002	-0.003
D	0.019	-0.074	-0.041	0.092	0.069	0.111	0.222	0.277	0.482

表-5 修復限界に関する推定式の係数

	1種地盤			2種地盤			3種地盤		
	第1年代	第2年代	第3年代	第1年代	第2年代	第3年代	第1年代	第2年代	第3年代
A[1/s]	6.127	7.045	7.874	3.658	5.818	4.593	1.615	1.210	2.037
B	0.738	1.944	0.004	0.452	0.564	-0.708	1.010	0.807	0.454
C[1/s]	0.134	0.043	0.001	0.018	0.058	0.081	0.007	-0.011	-0.023
D	0.013	-0.082	0.063	0.224	-0.091	0.220	0.336	0.528	0.470

表-6 安全限界に関する推定式の係数

	1種地盤			2種地盤			3種地盤		
	第1年代	第2年代	第3年代	第1年代	第2年代	第3年代	第1年代	第2年代	第3年代
A[1/s]	7.896	8.382	12.055	1.467	1.129	6.115	1.590	2.027	2.385
B	1.100	1.621	-3.191	0.035	-0.141	-2.644	3.442	2.222	0.534
C[1/s]	0.095	0.064	-0.015	0.064	0.086	0.131	-0.007	-0.006	-0.017
D	0.016	-0.002	0.187	0.875	0.999	0.455	0.313	0.446	0.865

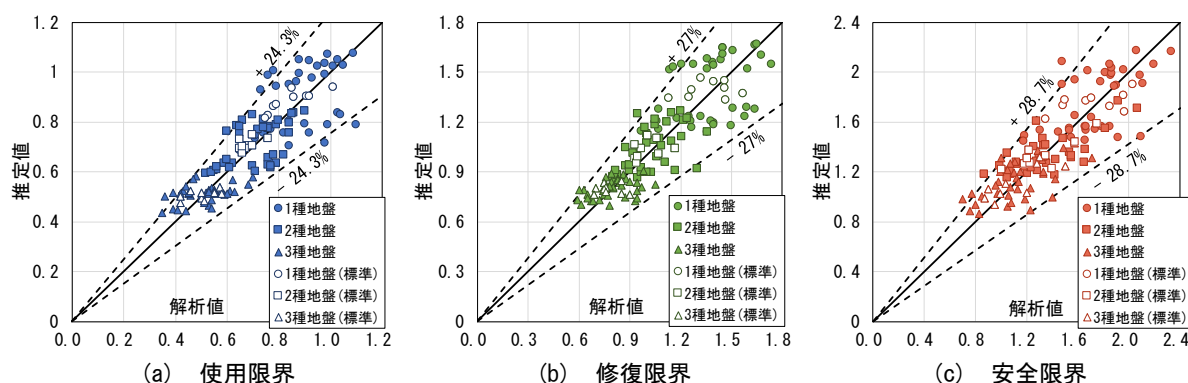


図-11 推定値と告示指標値の対応

6. 既存超高層 RC 造建築物の告示指標値の推定分布

6.1 告示指標値の頻度分布形状

既存超高層 RC 造建築物 373 棟³⁾を、基礎構造により 3 種類の地盤種別に分類し、不明なものを除いた 351 棟を対象とする。ここでは、直接基礎は 1 種地盤、杭先端深さが 40m 未満の杭基礎は 2 種地盤、40m 以上の杭基礎は 3 種地盤に分類する。それぞれの告示指標値を式(1)によって算定し、その結果を図-12、図-13、表-7 に示す。推定分布は平均値に対して中央値が小さく、ピークがやや小さい方に片寄っていることがわかる。また、推定分布の平均値は各限界状態において表層地盤が軟弱になるほど小さくなり、指標値が小さい側に 3 種地盤が、大きい側に 1 種地盤が片寄る形となっている。

6.2 既存超高層 RC 造建築物の耐震性能の検討

ここでは、告示指標値が 0.5, 0.75, 1.0 すなわち告示波の 0.5, 0.75, 1.0 倍入力時にそれぞれ使用, 修復, 安全限界に達する頻度分布の割合を見ることにより、告示波に対する相対的な耐震性能を検討する(図-13)。使用限界に関する告示指標値が 0.5 未満の割合は 1 種地盤で 0%, 2 種地盤で 0%, 3 種地盤で 2%となっており、全体では 1%である。告示波 0.5 倍入力時に使用限界に達するものはほとんどないことがわかる。修復限界に関する告示指標値が 0.75 未満の割合は 1 種地盤で 0%, 2 種地盤で 0%, 3 種地盤で 2%となっており、全体では 1%である。安全限界に関する告示指標値が 1.0 未満の割合は 1 種地盤で 0%, 2 種地盤で 3%, 3 種地盤で 7%とな

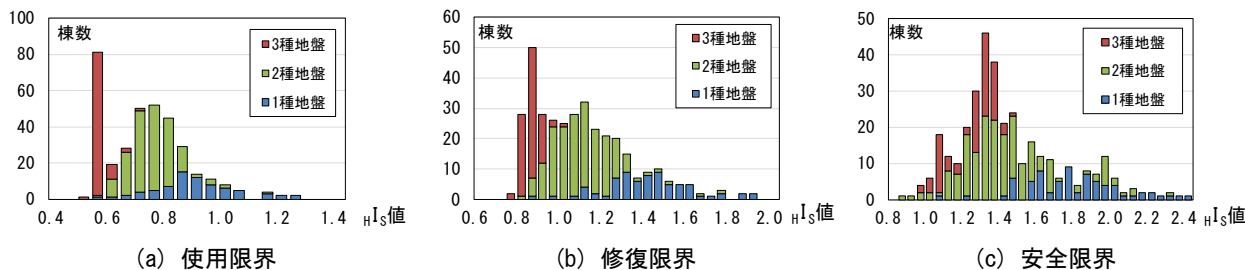


図-12 告示指標値の推定分布

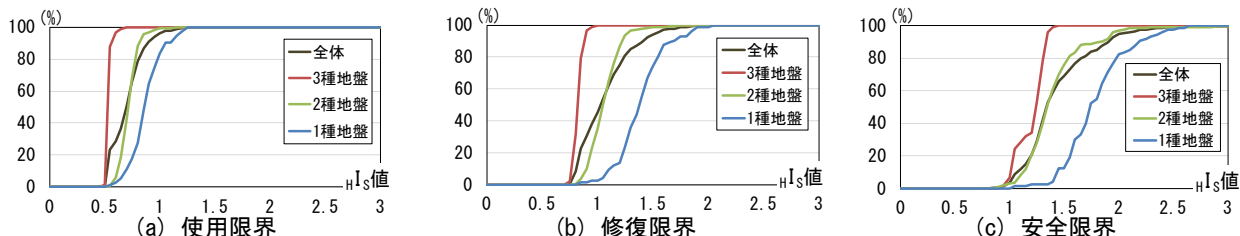


図-13 告示指標値の推定分布（累計分布）

表-7 $H1s$ 値の頻度分布代表値

	使用限界				修復限界				安全限界			
	全体	1種	2種	3種	全体	1種	2種	3種	全体	1種	2種	3種
棟数	351	73	187	91	351	73	187	91	351	73	187	91
最大値	1.24	1.24	1.11	0.66	2.02	2.02	1.71	0.96	3.08	2.64	3.08	1.40
最小値	0.50	0.51	0.52	0.50	0.73	0.82	0.79	0.73	0.80	1.04	0.80	0.93
中央値	0.70	0.86	0.71	0.52	1.04	1.39	1.05	0.81	1.33	1.74	1.34	1.24
平均値	0.70	0.87	0.72	0.53	1.07	1.39	1.06	0.82	1.43	1.79	1.40	1.20
標準偏差	0.15	0.14	0.08	0.03	0.24	0.22	0.14	0.04	0.33	0.30	0.30	0.13

っており、全体では4%である。告示波 1.0 倍入力時に安全限界に達するものは極めて少ないが、余裕度検討レベルに相当する 1.5 倍入力時には 2 種地盤においても安全限界に達するものがあることがわかる。

7. まとめ

既存超高層 RC 造建築物を模擬したモデルに対して、3 種類の表層地盤による増幅を考慮した告示波を用いて保有耐震性能指標値を算出し、その傾向を分析した。また、分析により得られた推定式を用いて既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能指標値を算出し、その頻度分布について考察した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 各限界状態に関する告示指標値は、設計年代に関わらず表層地盤が軟弱なほど小さくなる。
- 2) 告示指標値は基準指標値に対して概ね比例関係となっており、1 種地盤で約 1.34 倍、2 種地盤で約 1.04 倍、3 種地盤で約 0.81 倍である。
- 3) 骨組の設計用ベースシア係数 C_B と弾性 1 次固有周期 T_1 を用いた推定式により、告示指標値の推定が概ね可能である。
- 4) 推定した頻度分布において使用限界に関する告示指標値が 0.5 を下回るものはほとんどなく、安全限界に関する告示指標値が 1.0 を下回る割合は小さい。今後は、同一種別の表層地盤の違いによる影響および

基本・強弱・剛柔モデルの重み付けなど推定方法についてさらに検討していきたい。

謝辞

本研究は、科研費「長周期地震動を受ける既存超高層 RC 造建築物の被災度評価及び減災対策（課題番号 17K06630）」の助成を受けたものである。また、千葉大学と泉研究室の蒔田峻介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, 和泉信之ほか: 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
- 2) 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, pp.59-77, 2004.1
- 3) 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
- 4) 岩田望, 藤原実咲, 濱田聡, 和泉信之: 既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能評価における基準地震動と指標値, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.667-672, 2015.7