

# 論文 特定の地震動に対する既存超高層 RC 造骨組の耐震性能指標の推定

KAN PHANNARITH\*1・五十嵐 直人\*2・秋田 知芳\*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 造建築物の耐震対策には地震時の被災度の把握が急務である。本研究は, 特定の地震動に対する既存超高層 RC 造骨組の被災度の予測に用いる耐震性能指標の推定法を考察したものである。まず, 特定の地震動に対する耐震性能指標値の推定方法を示して, 告示波及び長周期地震動に対する既存骨組モデルの耐震性能指標値を算出し, 推定法の精度について考察する。次に, 推定法を適用して, 告示波に対する既存超高層 RC 造骨組の耐震性能指標値の頻度分布を算定し, 既往の研究で示された頻度分布と比較検討する。

**キーワード:** 超高層 RC 造建築物, 既存建築物, 耐震診断, 耐震性能評価, 被災度, 地震応答解析

## 1. はじめに

巨大地震の発生が危惧されており, 既存超高層建築物の耐震性の検討は急務である。著者らは, 超高層鉄筋コンクリート (以下, RC) 造建築物の耐震性能評価について研究している (例えば<sup>1)</sup>)。超高層 RC 造建築物は多数建設されているが, 詳細な設計データは公開されていない。そのため, 公開設計データから既存超高層 RC 造骨組の被災度予測の流れを図-1 に示す。「1」では, 既存超高層 RC 造建築物の公開設計データから, 短期許容応力度設計用ベースシア係数 ( $C_B$ ) と弾性 1 次固有周期 ( $T_1$ ) を調査する<sup>2)</sup>。「2」では, 既存建築物を模擬した骨組モデル 27 棟について, 非線形地震応答解析を実施して保有耐震性能指標 ( $HLS$ ) を算定する<sup>3)</sup>。次に, 既存骨組モデルの  $HLS$  値と  $C_B, T_1$  との関係を用いて, 既存建築物の  $C_B, T_1$  から  $HLS$  値分布を推定する<sup>4)</sup>。「3」では, 地震動の擬似速度応答スペクトル ( $\rho S_V$  曲線) と  $HLS$  値から特定の地震動に対する耐震性能指標 ( $sLS$ ) を算定し,  $HLS$  値分布から  $sLS$  値分布を推定する。「4」では,  $sLS$  値から被災度を推定して, 既存超高層 RC 造骨組の被災度を予測する。本論文は「3」に関する研究である。なお, 「1」及び「2」は著者らの文献 2), 3) 等で既に報告しており, 「4」は今後報告する予定である。

本研究では, 特定の地震動に対する既存超高層 RC 造骨組の被災度の予測に用いる耐震性能指標の推定法を考察する。まず, 特定の地震動に対する  $sLS$  値の推定方法を示して, 告示波及び長周期地震動に対する既存骨組モデルの  $sLS$  値を算出し, 推定法の精度について考察する。次に, 推定法を適用して, 告示波に対する既存超高層 RC 造骨組の  $sLS$  値の頻度分布を算定し, 既往の研究で示された頻度分布と比較検討する。

## 2. 保有耐震性能指標の算定

著者らの評価法<sup>1)</sup>では, 梁曲げ降伏型の全体崩壊形を形成する超高層 RC 造骨組を対象とするため, 梁の塑性率に基づき損傷度を評価する。梁の塑性率から取り付く柱の等価塑性率を算定し, 柱の負担せん断力の比率から層の限界状態を定める。層の安全限界状態は該当層の梁の損傷度が 5 (塑性率 4 以上に相当) となる状態である。

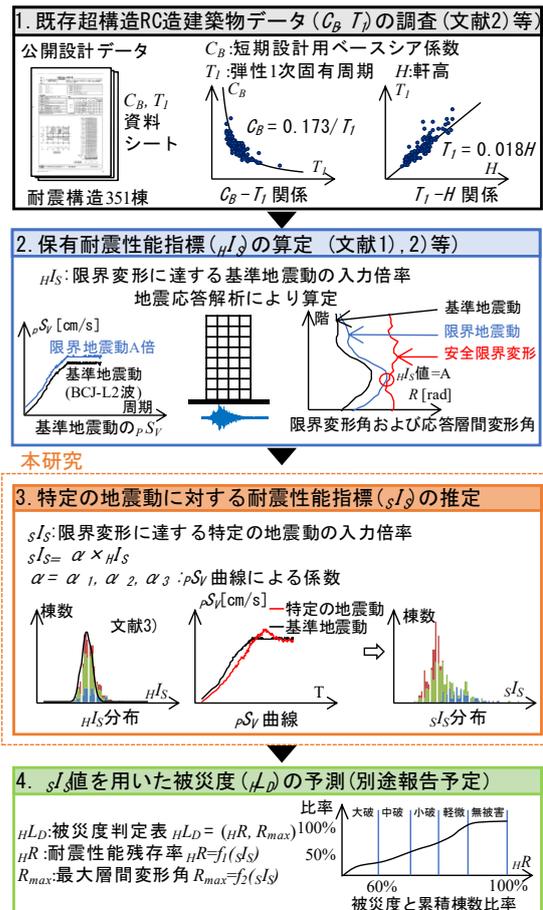


図-1 既存超高層 RC 造骨組の被災度予測の流れ

\*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 山口大学大学院創成科学研究科 講師 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)

静的非線形解析により、各階の限界層間変形角を算出する。その後、漸増入力非線形地震応答解析により、ある層の層間変形角 ( $R$ ) が限界層間変形角に達した時の地震動の入力倍率を保有耐震性能指標値とする (図-1「2」)。詳しくは文献1)によらる。なお、基準地震動 (日本建築センター模擬波 BCJ-L2 波) に対する耐震性能指標値を保有耐震性能指標値 ( $HIS$  値) とし、特定の地震動に対する耐震性能指標値を  $sIs$  値とする。

### 3. 耐震性能指標の推定方法

$sIs$  値の推定には、 $HIS$  値とともに、安全限界変形時の骨組モデルの等価周期 ( $T_e$ , 図-2) における基準地震動の擬似速度応答値 ( $\rho S_{V1}$ ) と特定の地震動の擬似速度応答値 ( $\rho S_{V2}$ ) の比率を用いる (図-3)。

式(1)は1次モードのみを考慮した推定式であり、式(2)と(3)は高次モードの影響を検討するため、2次まであるいは3次まで考慮した推定式である。なお、1次、2次及び3次等価周期の算出には初期剛性に対する安全限界変形時の等価剛性の低下率を用いる (図-2)。

$$sIs1 = f1 HIS \quad (1)$$

$$sIs2 = (Af1 + Bf2) HIS \quad (2)$$

$$sIs3 = (Cf1 + Df2 + Ef3) HIS \quad (3)$$

ここで、 $A = \beta_1 / (\beta_1 + \beta_2)$        $B = \beta_2 / (\beta_1 + \beta_2)$   
 $C = \beta_1 / (\beta_1 + \beta_2 + \beta_3)$      $D = \beta_2 / (\beta_1 + \beta_2 + \beta_3)$   
 $E = \beta_3 / (\beta_1 + \beta_2 + \beta_3)$   
 $f1$ : 等価1次固有周期  $T_{e1}$  での擬似速度応答値の比率 (=  $\rho S_{V2}(T_{e1}) / \rho S_{V1}(T_{e1})$ )  
 $f2$ : 等価2次固有周期  $T_{e2}$  での擬似速度応答値の比率 (=  $\rho S_{V2}(T_{e2}) / \rho S_{V1}(T_{e2})$ )  
 $f3$ : 等価3次固有周期  $T_{e3}$  での擬似速度応答値の比率 (=  $\rho S_{V2}(T_{e3}) / \rho S_{V1}(T_{e3})$ )  
 $\beta1$ : 弾性1次刺激係数,  $\beta2$ : 弾性2次刺激係数,  
 $\beta3$ : 弾性3次刺激係数

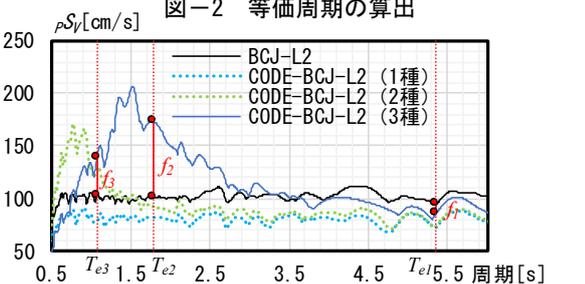
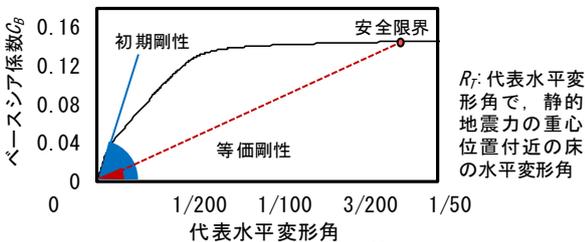


図-3 等価周期の擬似速度応答値の比率

## 4. 骨組モデルと検討用地震動

### 4.1 解析対象骨組モデル

解析には既往の研究<sup>1)</sup>の既存超高層 RC 造建築物を模擬した骨組モデルを用いる。既存骨組モデルは、構造技術の進展度により3つの設計年代に分けて設定されている (表-1)。設計年代別に3棟ずつ、計9棟の標準モデルと、標準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、計27棟を解析対象とする。なお、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倍したモデルである。

### 4.2 解析方法

27棟の骨組モデルを対象に、 $A_i$  分布に基づく外力分布による静的非線形解析 (図-4) を実施して安全限界層間変形角 ( $R_S$ ) を算定する。なお、代表水平変形角 ( $R_T$ ) は、静的地震力の重心位置付近の床の水平変形角である。次に、地震動の入力倍率を連続的に増大させる漸増入力地震動解析を実施し、 $R$  が  $R_S$  に達する地震動の入力倍率を算定する (図-5)。内部粘性減衰は瞬間剛性比例型とし、1次の減衰定数を3%とする。なお、 $R_S$  は概ね  $1/65 \sim 1/50 \text{ rad}$  程度であるが、 $R$  が  $R_S$  に達する層は数少ないため、本解析では柱の P- $\delta$  効果は考慮しない。

表-1 骨組モデルの諸元

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-)		
	1G20	1G25	1G30	2G20	2G30	2G40	3G20	3G30	3G40
モデル名	X	X	X	X	X	X	X	X	X
方向	X	X	X	X	X	X	X	X	X
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
Fc (N/mm <sup>2</sup> ) ※1	36	36	42	36	48	60	42	54	70
主筋強度 (N/mm <sup>2</sup> ) ※1	390	390	390	390	490	490	490	490	490
T1 (sec) ※2	1.11	1.36	1.65	1.17	1.71	2.31	1.27	1.79	2.40
T2 (sec) ※3	0.39	0.47	0.58	0.41	0.58	0.77	0.45	0.62	0.78
C <sub>B</sub> (標準モデル)	0.163	0.130	0.113	0.145	0.105	0.074	0.134	0.090	0.068
C <sub>B</sub> (強モデル)	0.187	0.150	0.130	0.167	0.121	0.085	0.154	0.104	0.078
C <sub>B</sub> (弱モデル)	0.139	0.111	0.096	0.123	0.089	0.063	0.114	0.077	0.058

※1: 使用材料最大値    ※2: 弾性1次固有周期    ※3: 弾性2次固有周期

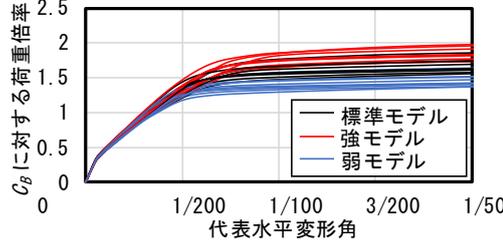


図-4 既存骨組モデルの C<sub>B</sub> と R<sub>T</sub> との関係

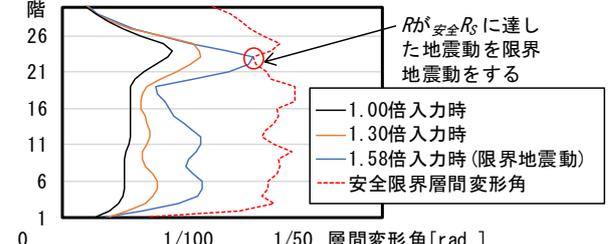


図-5 限界地震動による応答層間変形角の例

### 4.3 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、剛床仮定により水平変位を等値した立体フレームモデルである。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する。復元力特性には、TAKEDAモデルを用い、軸力の作用や履歴性状を参考して除荷時剛性低下指数は梁を0.50<sup>5)</sup>、柱を0.40とする。

### 4.4 検討用地震動

検討用地震動は、日本建築センター模擬波（BCJ-L2、基準地震動）のほかに、3種類の表層地盤を設定して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底波（告示波）、および南海トラフ地震を想定した中京圏及び大阪圏における長周期地震動24波<sup>6)</sup>を用いる（表-2、図-6、図-7）。なお、告示波における3種類の表層地盤は地盤種別の1種地盤（堅固）、2種地盤（標準）、3種地盤（軟弱）に相当する地盤である。また、長周期地震動は基盤波および3種類の表層地盤（No.1, No.2, No.3）を考慮した基礎底波を用いる。なお、No.1 および No.2 は2種地盤を、No.3 は3種地盤を想定している。詳しくは文献6)によらるたい。

—基盤波 —No.1 地盤 —No.2 地盤 —No.3 地盤 h=0.05

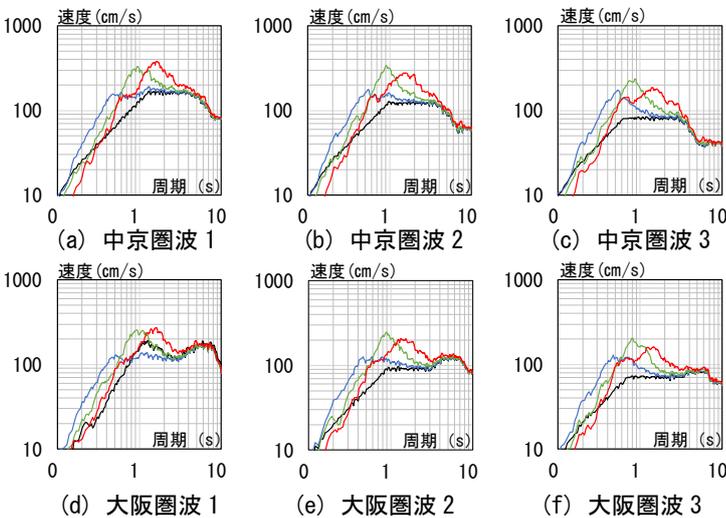


図-6 長周期地震動の擬似速度応答スペクトル

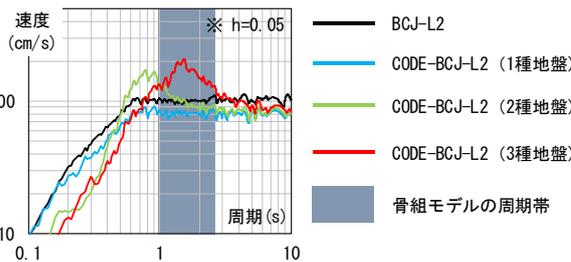


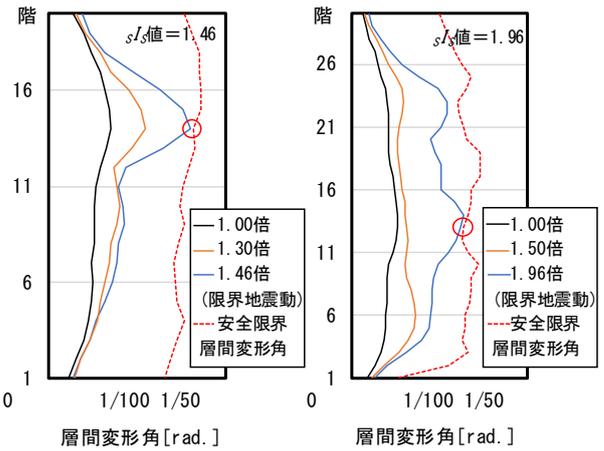
図-7 告示波の擬似速度応答スペクトル

## 5. 耐震性能指標値の推定精度

### 5.1 告示波に対する推定精度

#### (1) 耐震性能指標値の精算

著者らは、既往の研究<sup>7)</sup>において告示波に対する $sI_s$ 値を検討した。その際、静的非線形解析により安全 $R_s$ を算出した後、3章に示す推定法ではなくレベル2告示波を用いて地震応答解析を実施して、 $R$ が安全 $R_s$ に達した時の告示波の入力倍率として $sI_s$ 値を精算した（図-8）。



(a) モデル 3G20

(b) モデル 3G30

図-8 告示波に対する $sI_s$ 値の精算例

表-2 検討用地震動の諸元

波形名称	最大速度	最大加速度	継続時間
	(cm/s)	(cm/s <sup>2</sup> )	
BCJ-L2 (基準地震動)	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
中京圏波1 (基盤波)	59	265	656
中京圏波1 (No.1地盤)	60	551	656
中京圏波1 (No.2地盤)	78	429	656
中京圏波1 (No.3地盤)	91	356	656
中京圏波2 (基盤波)	40	292	656
中京圏波2 (No.1地盤)	49	494	656
中京圏波2 (No.2地盤)	67	410	656
中京圏波2 (No.3地盤)	73	305	656
中京圏波3 (基盤波)	31	267	656
中京圏波3 (No.1地盤)	40	485	656
中京圏波3 (No.2地盤)	48	407	656
中京圏波3 (No.3地盤)	51	318	656
大阪圏波1 (基盤波)	46	263	656
大阪圏波1 (No.1地盤)	51	303	656
大阪圏波1 (No.2地盤)	69	213	656
大阪圏波1 (No.3地盤)	59	233	656
大阪圏波2 (基盤波)	36	250	656
大阪圏波2 (No.1地盤)	38	398	656
大阪圏波2 (No.2地盤)	51	405	656
大阪圏波2 (No.3地盤)	49	256	656
大阪圏波3 (基盤波)	29	293	656
大阪圏波3 (No.1地盤)	35	460	656
大阪圏波3 (No.2地盤)	45	383	656
大阪圏波3 (No.3地盤)	43	240	656

(2) 精算値と推定値の対応

前述の地震応答解析から算定した  $s_s$  値（精算  $s_s$  値）と推定式により算出した  $s_s$  値（推定  $s_s$  値）との関係を図-9 に示す。なお、推定  $s_s$  値には、式(1)による  $s_{s1}$  値、式(2)による  $s_{s2}$  値、式(3)による  $s_{s3}$  値がある。

精算  $s_s$  値の推定  $s_s$  値に対する比率は、 $s_{s1}$  値では平均値が 1.00、変動係数が 0.17、 $s_{s2}$  値では平均値が 1.04、変動係数が 0.11、 $s_{s3}$  値では平均値が 1.01、変動係数が 0.13 である。式(2)や式(3)は、式(1)に比べてばらつきがやや小さく精度が良い。また、式(2)と式(3)では、 $s_{s2}$  値の約±22%、 $s_{s3}$  値の約±23%の範囲に精算  $s_s$  値の 95% が含まれている。これらのことから、式(2)あるいは式(3)により  $s_s$  値の推定が概ね可能である。

次に、式(2)による表層地盤別に精算  $s_s$  値と推定  $s_s$  値との関係を図-10 に示す。推定  $s_s$  値に対する精算  $s_s$  値の比率の平均値は、1 種地盤が 1.08、2 種地盤が 1.00、3 種地盤が 1.03 である。1 種地盤では、精算  $s_s$  値が推定  $s_s$

値より概ね大きくなる。

5.2 長周期地震動に対する推定精度

(1) 耐震性能指標値の精算

長周期地震動 24 波を用いて地震応答解析を実施して、 $R$  が安全  $R_s$  に達した時の長周期地震動の入力倍率として  $s_s$  値を精算する。精算  $s_s$  値の平均値は、工学的基盤(No.0)が 1.58、No.1 地盤が 1.61、No.2 地盤が 1.17 であり、3 種地盤を想定した No.3 地盤が 0.84 であり小さい。

(2) 精算値と推定値の対応

長周期地震動 24 波について地震応答解析から算定した精算  $s_s$  値と推定式により算出した  $s_s$  値（推定  $s_s$  値）との関係を図-11 に示す。精算  $s_s$  値の推定  $s_s$  値に対する比率は、 $s_{s1}$  値では平均値が 1.07、変動係数が 0.33、 $s_{s2}$  値では平均値が 1.14、変動係数が 0.31、 $s_{s3}$  値では平均値が 1.16、変動係数が 0.33 である。推定式の精度には、大きな違いはなく、推定  $s_s$  値は精算  $s_s$  値より概ねやや小さい傾向が見られる。

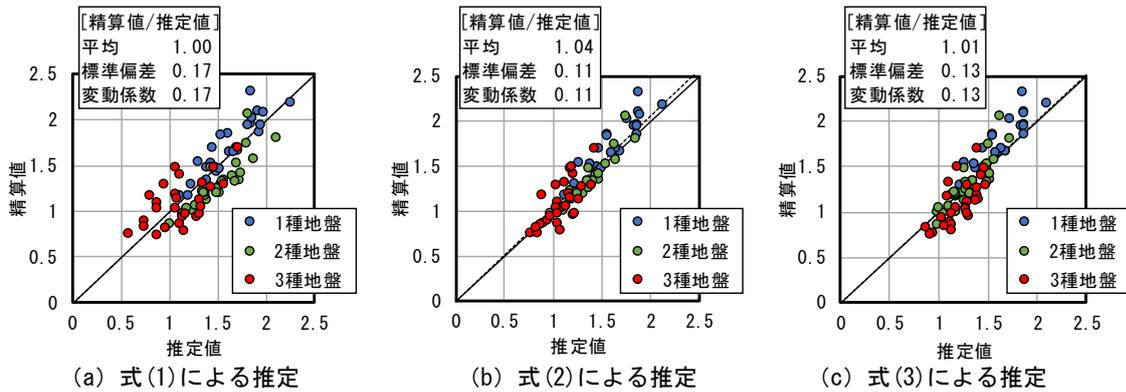


図-9 告示波に対する精算値と推定式が異なる推定値との関係

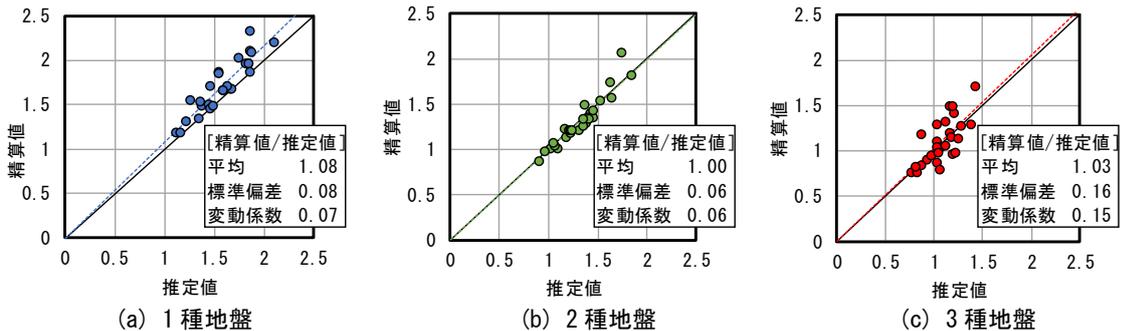


図-10 表層地盤が異なる告示波に対する精算値と式(2)による推定値との関係

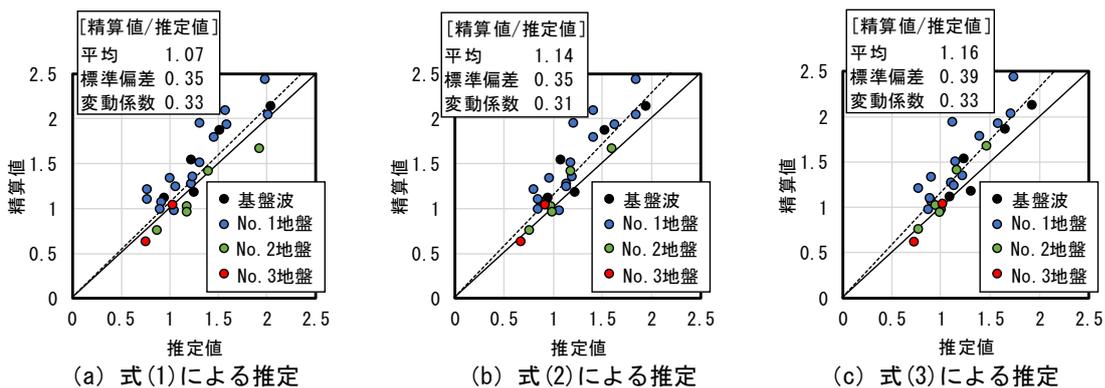


図-11 長期地震動に対する精算値と推定式が異なる推定値との関係

## 6. 耐震性能指標値分布の推定

ここでは、告示波に対する  $sI_s$  値について既往の研究で示された精算  $sI_s$  値を用いた推定分布と、本推定法を用いて得られた推定  $sI_s$  値の頻度分布を比較することにより、推定式ごとの分布形状と推定精度について考察する。

### 6.1 対象建築物

対象とする既存超高層 RC 造骨組は 351 棟<sup>3)</sup>である。既往の研究では、直接基礎は 1 種地盤、杭先端深さが 40m 未満の杭基礎を 2 種地盤、杭先端深さが 40m 以上の杭基礎を 3 種地盤として分類している。

### 6.2 保有耐震性能指標値の分布

既往の研究<sup>3)</sup>において算出された既存超高層 RC 造骨組の  $hI_s$  値の頻度分布を図-12 に、その代表値を表-4 に示す。 $hI_s$  値の頻度分布は、平均値が 1.32、中央値が 1.31 であり、ピークがやや小さい側に寄った単峰形の山形分布である。

### 6.3 精算 $sI_s$ 値を用いた $sI_s$ 分布

既往の研究<sup>7)</sup>による告示波に対する既存超高層骨組の  $sI_s$  値の頻度分布を図-13 に、その代表値を表-4 に示す。地震応答解析により精算された  $sI_s$  値と骨組の構造特性の相関性に基づき導出された頻度分布である。 $sI_s$  値は骨組の構造特性との相関性に基づき導出された以下の式(4)により算出したものである。

$$sI_s = A \cdot C_B \times T_l + B \cdot C_B + C \cdot T_l + D \quad (4)$$

なお式中の係数 A, B, C, D は表-3 に示すものとする。詳しくは文献 7) によられたい。

$sI_s$  値の頻度分布の平均値は 1.43 であり、 $hI_s$  値の頻度分布の平均値よりも大きい。また、 $sI_s$  値の頻度分布は最大値と最小値の差が大きく、より広がった分布となっている。また、1 種地盤の  $sI_s$  値は大きい側に、3 種地盤の  $sI_s$  値は小さい側に片寄る傾向が見られる。

### 6.4 推定 $sI_s$ 値を用いた $sI_s$ 分布

本推定法を 6.2 節の既存超高層 RC 造骨組の  $hI_s$  値分布に適用することにより、推定  $sI_s$  値の頻度分布を算定する。なお、推定に用いる刺激係数 ( $\beta$ ) 及び  $T_e$  の  $T_l$  に対する倍率は既存骨組モデル 27 棟の平均値を用いる。推定  $sI_s$  値の頻度分布を図-14 に、その代表値を表-5 に示す。推定  $sI_s$  値の頻度分布の平均値は、式(1)が 1.51、式(2)が 1.40、式(3)が 1.41 であり、式(2)と式(3)はほぼ同等であるが、式(1)による推定値の平均値がやや大きく算出されている。また、推定  $sI_s$  値の頻度分布の標準偏差は、式(1)が 0.31、式(2)が 0.27、式(3)が 0.23 であり、高次モードの考慮により頻度分布のばらつきが小さくなっていることがわかる。

推定  $sI_s$  値の頻度分布の概形は、いずれも単峰型の山形分布となっており、式(1)から式(3)にかけてピークの棟数は大きくなっている。また、精算  $sI_s$  値の頻度分布と同様に、1 種地盤の  $sI_s$  値が大きい側に、3 種地盤の  $sI_s$  値が

表-3 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

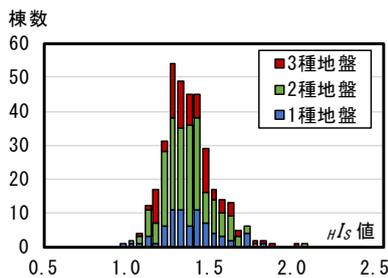


図-12  $hI_s$  値の頻度分布

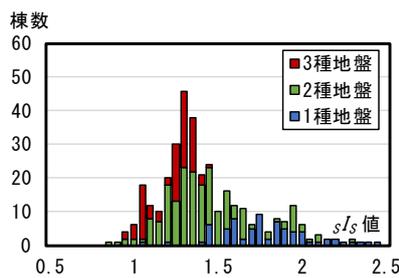
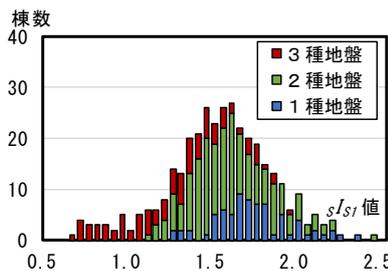


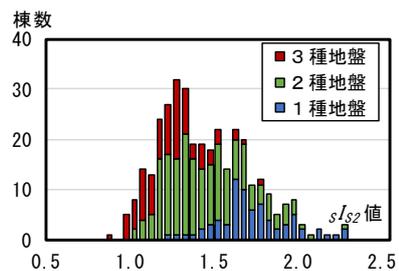
図-13 告示波に対する精算  $sI_s$  値の頻度分布

表-4  $hI_s$  値と  $sI_s$  値の頻度分布代表値

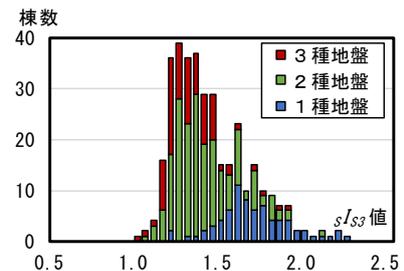
	$hI_s$ 値	$sI_s$ 値
棟数	351	351
最大値	2.01	3.08
最小値	0.93	0.80
中央値	1.31	1.33
平均値	1.32	1.43
標準偏差	0.16	0.33



(a) 式(1)による推定



(b) 式(2)による推定



(c) 式(3)による推定

図-14 告示波に対する推定  $sI_s$  値の頻度分布

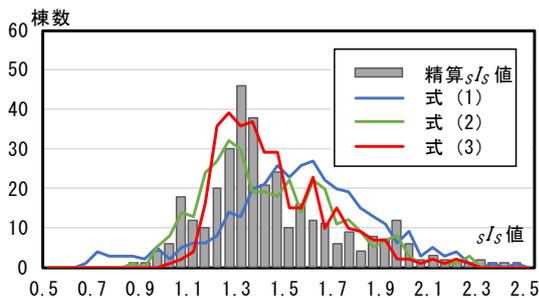


図-15 告示波に対する精算  $sI_s$  値と推定  $sI_s$  値の頻度分布

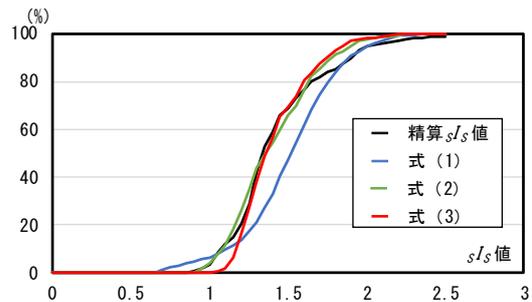


図-16 告示波に対する  $sI_s$  値の累積分布

表-5 告示波に対する耐震指標値の頻度代表値

	精算 $sI_s$ 値	推定 $sI_s$ 値		
		式(1)	式(2)	式(3)
棟数	351	351	351	351
最大値	3.08	2.42	2.25	2.24
最小値	0.80	0.63	0.85	1.00
中央値	1.33	1.52	1.35	1.35
平均値	1.43	1.51	1.40	1.41
標準偏差	0.33	0.31	0.27	0.23

小さい側に片寄る傾向がある。この傾向は式(1)から式(3)にかけてより明瞭になっている。高次モードを考慮することにより、表層地盤による増幅の影響をより精度よく推定値に反映できると考えられる。

告示波に対する精算  $sI_s$  値の頻度分布と推定  $sI_s$  値の頻度分布を図-15に、各  $sI_s$  値の累積分布を図-16に比較して示す。精算  $sI_s$  値の頻度分布と推定  $sI_s$  値の頻度分布の概形を比較すると、ピークの位置は精算  $sI_s$  値に対して式(2)による頻度分布および式(3)による頻度分布は精算  $sI_s$  値の頻度分布に近い。式(1)による頻度分布は平均値が高く、頻度分布が  $sI_s$  値の大きい側へ片寄っている。このことから式(1)による頻度分布は既存建築物の耐震性能をやや大きく、危険側に評価する傾向にあることがわかる。棟数が最も多い  $sI_s$  値付近では、精算  $sI_s$  値の頻度分布に近い推定値の頻度分布は式(3)、式(2)、式(1)の順である。また、 $sI_s$  値が 1.0 を下回る割合は、精算  $sI_s$  値の頻度分布が 4% であるのに対し、推定  $sI_s$  値による頻度分布では式(1)が 7%、式(2)が 4%、式(3)が 0% であり、式(2)ではほぼ同等の評価ができています。以上のことから、式(2)あるいは式(3)による頻度分布は式(1)に比べて精算  $sI_s$  値の頻度分布を精度よく推定できている。

## 7. まとめ

本解析の範囲内であるが、以下に得られた成果を示す。

- 1) 特定の地震動に対する耐震性能指標 ( $sI_s$ ) について、保有耐震性能指標 ( $uI_s$ ) と地震動の擬似速度応答スペクトルを用いた 3 つの推定式を示した。
- 2) 告示波に対する式(1)による  $sI_s$  値の推定値は精算値に比べてやや大きいが、式(2)あるいは式(3)による  $sI_s$  値の推定は概ね可能である。
- 3) 長周期地震動に対する  $sI_s$  値の推定精度は推定式に

よる大きな違いはなく、推定値は精算値よりやや小さい傾向が見られる。

- 4) 式(2)あるいは式(3)による推定  $sI_s$  値の頻度分布は式(1)に比べて精算  $sI_s$  値の頻度分布を精度よく推定できている。

今後、推定  $sI_s$  値を用いた既存建築物の被災度予測を実施して別途報告したい。

## 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。ここに記して深甚なる謝意を表します。

## 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) 秋田知芳, 和泉信之ほか: 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
- 3) 秋田知芳, 和泉信之ほか: 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, 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
- 5) 市村敦司, 和泉信之ほか: プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱梁部分架構に関する実験研究 (その 2 実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.545-544, 1993.9
- 6) 太田行孝, 和泉信之ほか: 南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動を用いた 30 階建鉄筋コンクリート造骨組の被災度評価第, 15 回日本地震工学シンポジウム論文集, p1461-p1470, 2018.12
- 7) 大月智弘, KAN PHANNARITH, 和泉信之ほか: 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, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.1021-1026, 2018.7