

# 論文 既存超高層鉄筋コンクリート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

岩田 望<sup>\*1</sup>・藤原 実咲<sup>\*1</sup>・濱田 聡<sup>\*2</sup>・和泉 信之<sup>\*3</sup>

**要旨:** 一般の RC 造建築物の保有耐震性能指標は、限界状態に達する入力地震動の強さを基準地震動に対する比率で評価される。著者らは、この考え方に準じて既存超高層 RC 造建築物の基準指標値を評価した。本研究では、表層地盤の増幅作用が基準指標値に及ぼす影響を検討するため、3種類の地盤を設定して現法規定の地震動の入力倍率を連続的に増大させて地震応答解析を実施した。その結果から、使用・修復・安全限界状態の指標値などに対する表層地盤の増幅作用が及ぼす影響を考察した。さらに、基準の安全限界指標値と3種類の地盤種別における安全限界指標値との対応関係などを評価した。

**キーワード:** 超高層建築物, 鉄筋コンクリート造, 保有耐震性能評価, 地震応答解析, 表層地盤

## 1. はじめに

超高層鉄筋コンクリート造（以下、RC 造）建築物は法規定の耐震判定基準を満足するが、これらが実際に保有する耐震性能は十分に把握されていない。既存超高層 RC 造建築物の長期活用を図るためには、その耐震性の向上が求められるが、そのためにはそれらの保有耐震性能の実態を把握しておく必要がある。

著者らは、「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）」<sup>1)</sup>（以下、耐震性能評価指針）の基本的な考え方にに基づき、既往の研究<sup>2)</sup>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（ $HIS$  値：各限界状態に達する時の基準地震動の入力倍率）を算定する方法を提示した。さらに、設計年代別の構造特性を模擬する骨組モデルに本評価法を適用し、既存超高層 RC 造建築物の安全限界状態に関する  $HIS$  値の推定分布を報告した。その際、基準地震動には日本建築センター模擬波（BCJ-L2）の基盤波を採用した。これは、表層地盤の影響を受けない基準指標値を算定するためである。

そこで、本研究では、表層地盤の増幅作用が基準指標値に及ぼす影響を検討するため、3種類の表層地盤を設定して地震動の入力倍率を連続的に増大させて既存超高層 RC 造建築物を模擬した骨組モデルを対象として地震応答解析を実施する。入力地震動は、3種類の表層地盤を設定して現行法告示に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）とする。なお、現法規定の入力地震動を用いるのは、現行設計レベルと既存建築物の基準指標値が対比しやすいためである。

まず、30階建骨組モデルを対象として地震応答解析を実施して、使用・修復・安全限界状態の指標値などに対する表層地盤の増幅作用が及ぼす影響を考察する。また、

入力地震動の位相の違いによる影響についても考察する。

次に、既存建築物骨組モデルを対象として地震応答解析を実施して、3種類の地盤種別（1種地盤、2種地盤、3種地盤）における安全限界指標値と基準指標値の対応関係などを評価する。

## 2. 超高層 RC 造建築物の保有耐震性能指標値 $HIS$ 値

### 2.1 評価法の概要

既往の研究<sup>2)</sup>で提案した保有耐震性能評価法の概要を述べる。梁曲げ降伏型の全体崩壊形を許容するため、部材の損傷評価は梁部材を対象としている。

### 2.2 限界状態の定義

梁部材の損傷は、降伏点（ $R_y$ ）を基準とした塑性率（DF）で定義し、損傷度を5段階で評価している（図-1）。梁の塑性率から柱等価損傷度を評価し（図-2、表-1）、損傷度が等しい柱が負担するせん断力の比率から層の限界状態を定め（表-2）、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。

### 2.3 限界地震動の算定

限界地震動は、最大法と平均法により決定する。最大法では、ある層の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する（図-3）。平均法では、各層の層間変形角の平均が限界層間変形角の平均に達した時、またはある層の層間変形角が次の限界層間変形角の平均に達した時の地震動を限界地震動とする。使用限界変形と安全限界変形では最大法を、修復限界変形では平均法を用いる。

### 2.4 保有耐震性能指標値

各限界状態の保有耐震性能指標値（ $HIS$  値）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で

\*1 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)

\*2 千葉大学 大学院工学研究科 建築・都市科学専攻 博士後期課程 (戸田建設) (正会員)

\*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)

ある。なお、安全限界状態の  $H_{IS}$  値を、 $H_{ISS}$  値と呼ぶ。

### 3. 骨組モデル

#### 3.1 解析対象骨組モデル

解析対象には、既往の研究と同様に既存超高層RC造建築物を模擬した27棟の骨組モデル<sup>3)</sup>を用いる。骨組モデルは、構造技術の進展度により3つの設計年代に分けて設定されている(表-3)。

#### 3.1 基本モデル

基本モデルは設計年代別3棟、計9棟で、いずれも代表変形角が1/100rad.の時点で短期許容応力度設計用ベースシアの1.5~1.7倍程度以上の水平耐力を保有するモデルである。

#### 3.2 強弱モデル

強弱モデルは、基本モデルの保有水平耐力の大きさを変えた設計年代別6棟、計18棟である。強モデルは梁の曲げ耐力を基本モデルに対して1.15倍したモデル、弱モデルは0.85倍したモデルとする。

## 4. 解析概要

### 4.1 解析計画

30階建骨組モデルでは、地震動の入力倍率( $H_I$ )を0.1から2.0まで0.1刻みに連続的に増大させて地震応答解析を実施し、表層地盤の増幅作用が及ぼす影響を分析する。その際、地震動の位相の違いについても検討する。

既存建築物骨組モデルでは、地震応答解析を実施し、安全限界指標値を算定して、3種類の地盤種別における指標値の対応関係などを分析する。なお、入力地震動の位相は同一とする。

### 4.2 解析方法

基本モデルに強弱モデルを加えた27棟の骨組モデルに対し、静的非線形解析により限界層間変形角を算定し

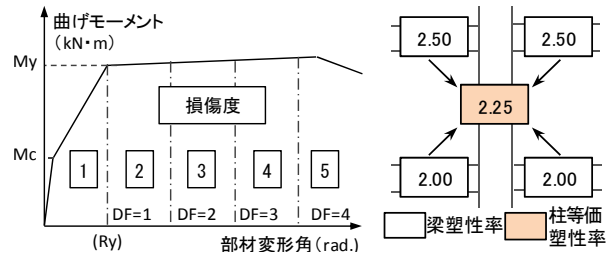


図-1 梁部材の損傷度

図-2 等価塑性率

表-1 柱等価塑性率と柱等価損傷度の関係

柱等価塑性率	柱等価損傷度				
	1	2	3	4	(5)
0~1	—	—	—	—	—
1~2	—	—	—	—	—
2~3	—	—	—	—	—
3~4	—	—	—	—	—
4~5	—	—	—	—	—

表-2 層の限界状態と柱等価損傷度の部材比率

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 (梁塑性率が1)	0%	0%	0%	0%	0%
層の修復限界状態1	—	0%	0%	0%	0%
層の修復限界状態2	—	—	20%	0%	0%
層の使用限界状態2'	—	—	—	0%	0%
層の安全限界状態	—	—	—	—	0%

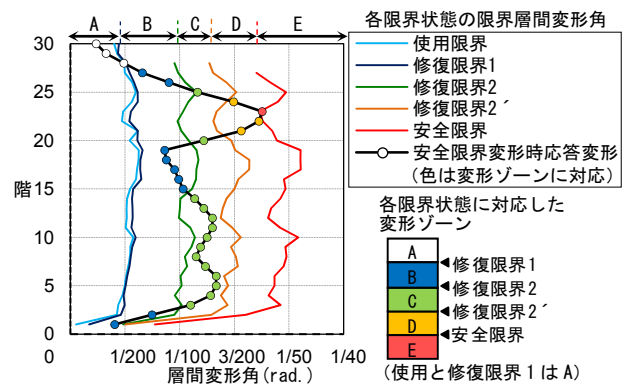


図-3 各限界変形と安全限界変形時応答変形

た後、地震応答解析を実施し、限界地震動強さを算定する。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、地震動の入力倍率を連続的

表-3 骨組モデルの諸元

モデル名	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	
方向	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
$F_c(N/mm^2)^{※1}$	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]	
$T1(sec)^{※4}$	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
$T2(sec)^{※5}$	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) ※4: 弾性1次周期 ※5: 弾性2次周期

に増大させて実施する。減衰は内部粘性型（瞬間剛性比例，1次の減衰定数3%）とする。なお，安全限界変形角は特定層の最大層間変形が概ね 1/50rad.であるため，本解析では柱のP- $\delta$ 効果は考慮していない。

#### 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（降伏時剛性低下確率は菅野式<sup>1)</sup>により算定，降伏後剛性は弾性剛性の1/1000）とする。復元力特性には，TAKEDAモデルを用い除荷時剛性低下指数は梁で0.50，柱で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）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。なお，3種類の表層地盤には，地盤種別の1種地盤（堅固），2種地盤（標準），3種地盤（軟弱）に相当する実在地盤を選定し，地盤応答解析により基礎入力波を求めた。また，基礎入力波には，BCJ-L2と同じ位相の波のほか，工学的基盤における加速度応答スペクトルは同一であるが，位相のみを変えた2波形（2種地盤）がある（表-4）。

検討用地震動の擬似速度応答スペクトルを図-4に示す。20階建から40階建の弾性1次周期は，概ね1.1秒から2.4秒であり，この範囲の擬似速度応答値（pS<sub>V</sub>）を見ると，BCJ-L2のpS<sub>V</sub>は，1種地盤の告示波の1.2~1.4倍程度であり，2種地盤の告示波とほぼ同等のレベルである。一方，3種地盤の告示波のpS<sub>V</sub>は，BCJ-L2のpS<sub>V</sub>に比べて大きい。

### 5. 表層地盤と保有耐震性能指標値

#### 5.1 入力倍率と応答変形

30階建骨組モデル（3G30X）を用いて表層地盤の増幅作用が応答変形に及ぼす影響を検討する。地盤種別ごとに，地震動の入力倍率（ $\mu_I$ ）と各層の層間変形角との関係を図-5に示す。検討用地震動は，告示波CODE-BCJ-L2（1種地盤，2種地盤，3種地盤）である。入力倍率が增大するに伴い，表層地盤が軟弱なほど最大層間変形角が大きくなる。また，各階の層間変形角のばらつきも大きくなり，表層地盤による影響が強くなる傾向がある。レベル1（中地震相当）の変形制限値である層間変形角1/200 rad.に対応する $\mu_I$ は，1種地盤では0.74，2種地盤では0.70，3種地盤では0.50である。また，レベル2（大地震相当）の変形制限値である層間変形角

表-4 検討用地震動の諸元

波形名称 (レベル2地震動)	最大速度 (cm/s)	最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	継続時間 (s)
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
CODE-EL CENTRO (2種地盤)	55	349	60
CODE-TAFT (2種地盤)	59	355	60

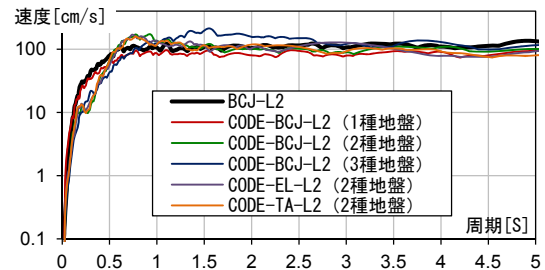


図-4 擬似速度応答スペクトル

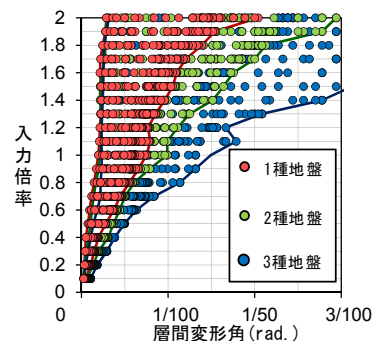


図-5 入力倍率と層間変形角

表-5 保有耐震指標値一覧

地盤種別	指標値			
	使用限界	修復限界 I	修復限界 II	安全限界
1種地盤	0.75	0.98	1.77	1.96
2種地盤	0.66	0.86	1.33	1.58
3種地盤	0.5	0.63	0.89	1.28

1/100 rad.に対応する $\mu_I$ は，1種地盤では1.44，2種地盤では1.00，3種地盤では0.75である。このように地盤種別は，各限界変形角に対応して決定される指標値への影響があることがわかる。

#### 5.2 表層地盤の増幅作用が及ぼす影響

そこで表層地盤の増幅作用が保有耐震性能指標値に及ぼす影響を考察する。表-5に告示波CODE-BCJ-L2（1種地盤，2種地盤，3種地盤）を用いた30階建骨組モデルの保有耐震性能指標値を示す。いずれの限界状態においても保有耐震性能指標値は，1種地盤で一番大きく，表層地盤が軟弱なほど小さくなる。表層地盤の違いによる保有耐震性能指標値の幅は，使用限界で0.5~0.75，修復限界1で0.63~0.98，修復限界2で0.89~1.77，安全限界で1.28~1.96である。このように表層地盤の増幅作用の影響は，使用限界状態や修復限界1（簡易な修復が必要）の指標値に比べて，修復限界2（大規模な修復が必要）や安全限界状態の指標値ではやや大きいことがわかる。図-6に，地震動の入力倍率を0.1から2.0まで0.1

刻みに連続的に増大させて得られた各層の変形ゾーンを示す。入力倍率が小さく、最大層間変形角が 1/200 rad. 以下の範囲では、層ごとの変形の差異はあまり見られず、地盤種別による違いは比較的小さい。最大層間変形角が 1/100 rad. を超えると、入力倍率の増加に伴い、一部の特定層の損傷が進行していき、表層地盤が軟弱なほどその傾向は強い。入力倍率が 1.5 では、1 種地盤では安全限界変形に達していないが、3 種地盤では過半の層が安全限界変形に達しており、入力倍率の増大により地盤種別による違いが大きくなるのがわかる。

### 5.3 検討用地震動の位相が及ぼす影響

30 階建骨組モデル (3G30X) を用いて入力地震動の位相の違いが建物の損傷に及ぼす影響を考察する。表層地盤は 2 種地盤とし、地震動には位相の異なる告示波 CODE-BCJ-L2, CODE-EL CENTRO-L2, CODE-TAFT-L2 の 3 波を用いる。図-7 に、それぞれの地震動の入力倍率を 0.1 から 2.0 まで 0.1 刻みに連続的に増大させて得られた各層の変形ゾーンを示す。入力倍率が 1.5 以下では、建物の位相の差による損傷の違いはあまり見られないが、安全限界変形を超える範囲では、各層の変形のばらつきや特定層の最大変形に位相による違いが見られるようになる。なお、保有耐震性能に対する入力地震動の位相による影響については今後の課題としたい。

## 6. 地盤種別と安全限界指標値

### 6.1 設計年代別の安全限界指標値

前章の検討では、表層地盤の増幅作用による保有耐震性能指標値への影響は安全限界指標値で大きいことを示した。そこで基本モデル (設計年代別 3 棟, 計 9 棟) と強弱モデル (設計年代別 6 棟, 計 18 棟) の計 27 棟の骨組モデルを対象に告示波 CODE-BCJ-L2 (1 種地盤, 2 種地盤, 3 種地盤) を用いて安全限界指標値を算出し、既存超高層 RC 建築物の安全限界指標値に対する地盤種別の影響を考察する。

基準指標値 (BCJ-L2 波による  $H_{SS}$  値) と各地盤種別の告示波 CODE-BCJ-L2 による安全限界指標値を設計年代ごとに比較したものを図-8 に示す。図-8 (a) を見ると、1 種地盤の告示波による安全限界指標値は、第 1 年代では 1.19~2.11, 第 2 年代では 1.18~2.09, 第 3 年代では 1.54~2.33 である。図-8 (b) を見ると、2 種地盤の告示波による安全限界指標値は、第 1 年代では 0.87~1.40, 第 2 年代では 0.99~1.52, 第 3 年代では 1.07~2.07 である。図-8 (c) を見ると、3 種地盤の告示波による安全限界指標値は、第 1 年代では 0.76~1.42, 第 2 年代では 0.72~1.15, 第 3 年代では 0.99~1.71 である。設計年代に関わらず地盤が軟弱なほど安全限界指標値が小さいことがわかる。また、全ての地盤種別において第 3 年代の安全限界指標値は第 1 年代, 第 2 年代の安全限界指標値に比べてやや大きい傾向がある。

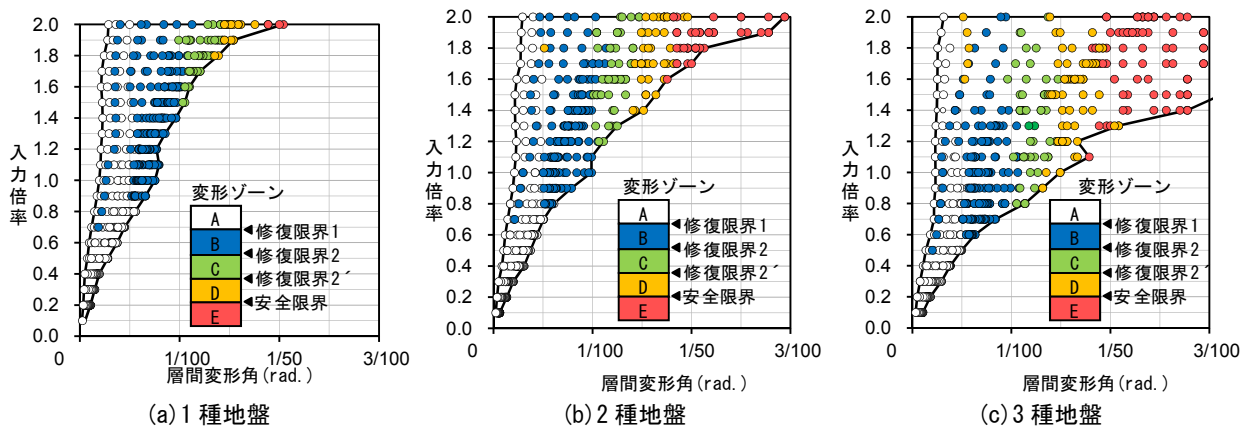


図-6 地盤種別と層間変形角分布 (CODE-BCJ-L2)

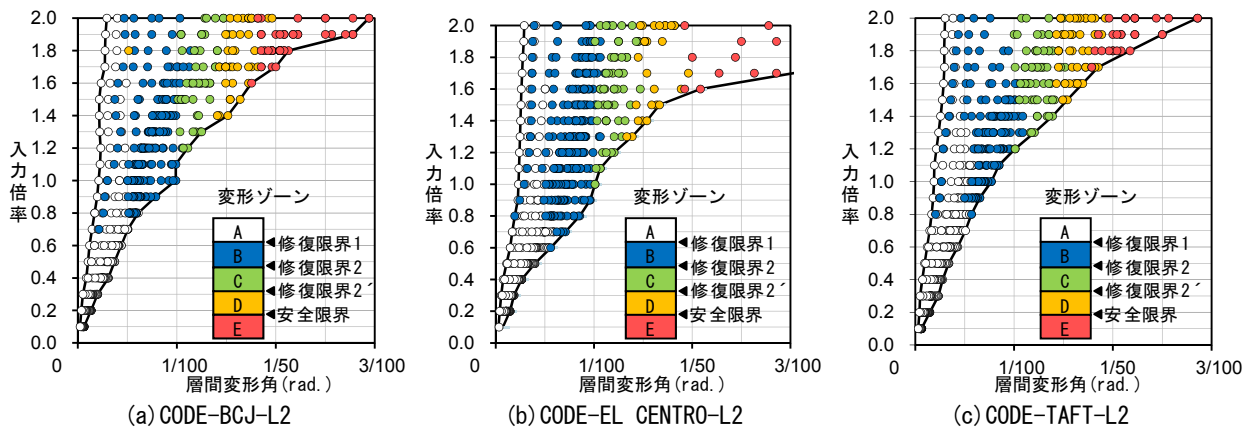


図-7 入力地震動と層間変形角分布 (2 種地盤)



(図-8 共通凡例)

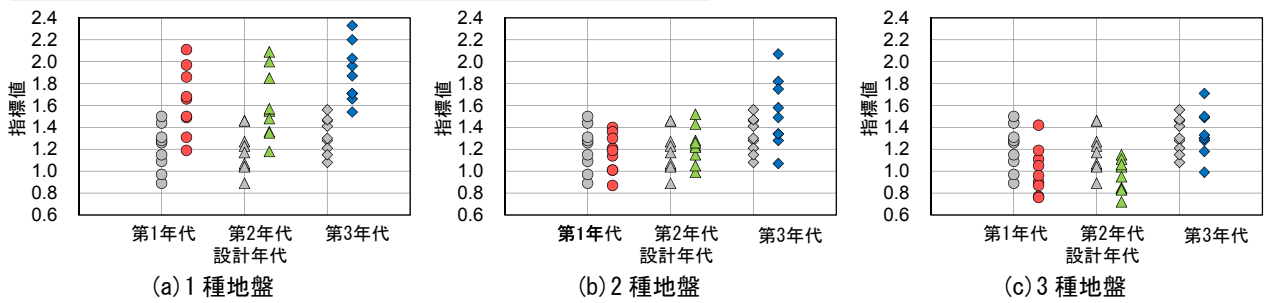
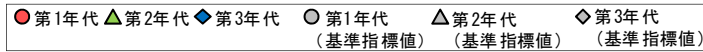


図-8 地盤種別と安全限界指標値

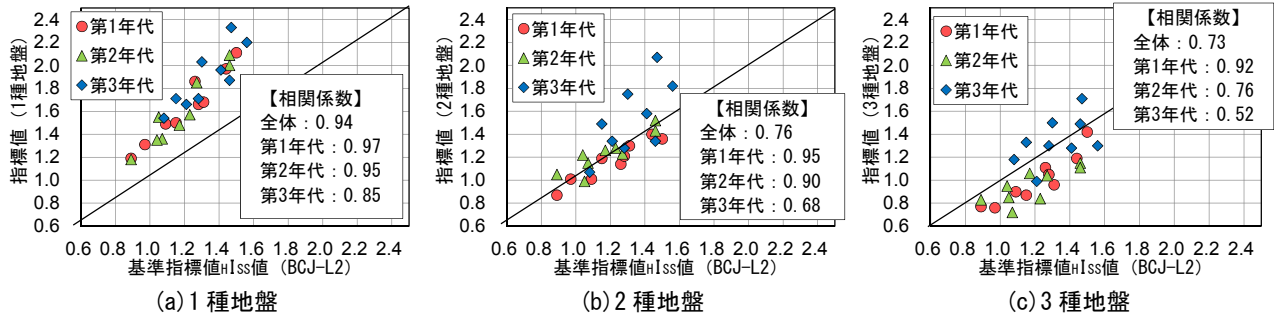


図-9 基準指標値と各地盤種別の指標値

### 6.2 基準指標値と各地盤種別の指標値

次に、基準指標値と各地盤種別の告示波を用いた指標値の対応関係を考察する。図-9に基準指標値と各地盤種別による指標値の関係を示す。図-9(a)を見ると、1種地盤の告示波による安全限界指標値は、基準指標値に比べて、26%~59%程度大きく、平均は1.38倍である。図-9(b)を見ると、2種地盤の告示波による指標値は、基準指標値に比べて、ほぼ同等の傾向があり、平均は1.07倍であるが、第3年代は他の年代に比べてばらつきが大きい。図-9(c)を見ると、3種地盤の告示波による安全限界指標値は、基準指標値に比べて、5%~33%程度小さく、平均は0.88倍であるが、第3年代は他の年代に比べてあまり低下しない。表層地盤の影響を考慮した安全限界指標値と基準指標値には、地盤種別に関わらず相関係数0.7以上の強い正の相関がある。どの地盤種別においても第1年代が強い正の相関がみられ、設計年代が進むにつれ相関性が弱くなる傾向がある。特に2種地盤と3種地盤の第3年代は他に比べると相関性がやや低い傾向が見られる。

### 6.3 告示波による安全限界指標値の推定

安全限界変形時の基準指標値( $H_{I_{SS}}$  値)から告示波による安全限界指標値を推定する方法を検討する。推定式には、安全限界変形時の骨組モデルの固有周期(等価周期  $T_e$ )における基準地震動と告示波の擬似速度応答値の比率を用いる(図-10)。なお推定式(1)は1次モードのみを考慮した式で、推定式(2)は高次モードの影響を検討するため2次モードも考慮した式となっている。1次および2次等価周期の算出には初期剛性に対する安全限界変

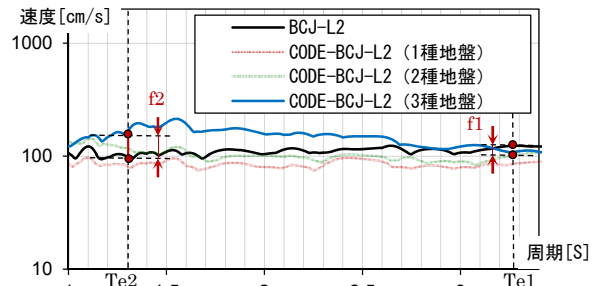


図-10 等価固有周期の擬似速度応答値の比率

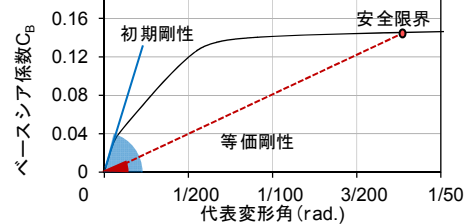


図-11 等価周期の算出法

形時の等価剛性の低下率を用いる(図-11)。

$$H_{I_{SS}}^{\text{告示波}} = f_1 H_{I_{SS}} \quad (1)$$

$$H_{I_{SS}}^{\text{告示波}} = (A f_1 + B f_2) H_{I_{SS}} \quad (2)$$

$$A = \beta_1 / (\beta_1 + \beta_2) \quad (3)$$

$$B = \beta_2 / (\beta_1 + \beta_2) \quad (4)$$

- $f_1$  : 等価1次固有周期  $T_{e1}$  での擬似速度応答値の比率  
(基準地震動の擬似速度応答値/告示波の擬似速度応答値)
- $f_2$  : 等価2次固有周期  $T_{e2}$  での擬似速度応答値の比率  
(基準地震動の擬似速度応答値/告示波の擬似速度応答値)
- $\beta_1$  : 弾性1次刺激係数,  $\beta_2$  : 弾性2次刺激係数

図-12に、推定式(1)による算定値と解析結果から得られた安全限界変形時の指標値との関係を示す。各地盤種別ともに告示波による安全限界指標値と推定値に相関が

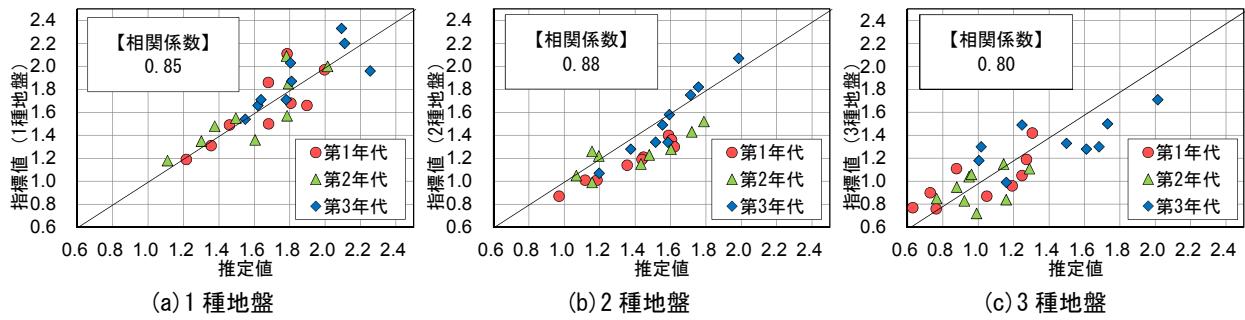


図-12 各地盤種別の安全限界変形時の指標値と推定値（推定式(1)）

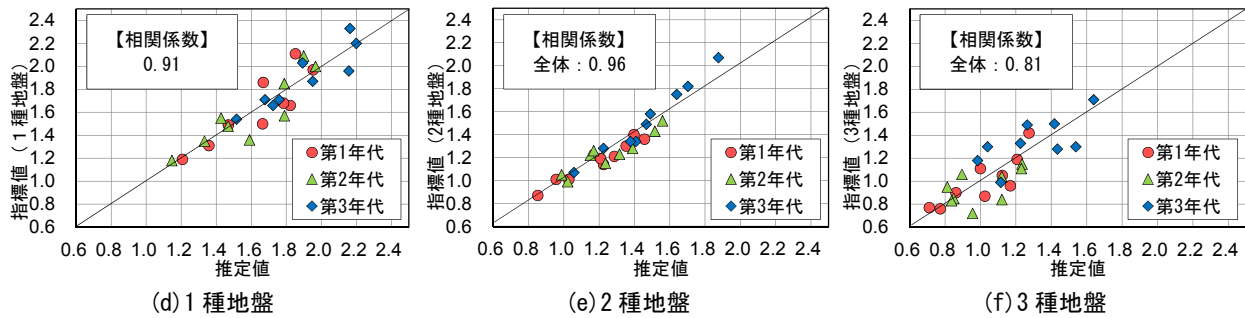


図-13 各地盤種別の安全限界変形時の指標値と推定値（推定式(2)）

見られ、擬似速度応答値の比率を用いれば基準指標値から告示波による安全限界指標値を概ね推定できることがわかる。

図-13に、推定式(2)による算定値と解析結果から得られた安全限界変形時の指標値との関係を示す。3種地盤の推定値は、他の地盤種別に比べややばらつきが見られるが、2次モードの影響を考慮することで告示波による安全限界指標値と推定値の相関が強くなり、推定の精度が上がっている。

## 7. まとめ

3種類の表層地盤を設定して既存超高層RC造建築物を模擬した骨組モデルを対象として地震応答解析を実施し表層地盤の指標値に及ぼす影響を検討した。本解析の範囲内であるが、以下に得られた知見を示す。

- 1) 地震動入力倍率が增大するに伴い、表層地盤が軟弱なほど各階の層間変形角のばらつきが大きくなり、表層地盤による影響が強い傾向がある。
- 2) 地盤種別の影響は、使用限界状態の指標値や簡易な修復が必要となる修復限界状態の指標値に比べて、大規模な修復が必要となる修復限界状態の指標値や安全限界状態の指標値で大きい傾向がある。
- 3) 2種地盤での入力地震動の位相による影響は、地震動入力倍率が增大するに伴い大きくなる傾向がある。
- 4) 1種地盤の告示波による安全限界指標値は、基準指標値に比べて大きく、平均的には1.38倍程度である。
- 5) 2種地盤の告示波による安全限界指標値は、基準指標値に比べて、ほぼ同等の傾向があるが、第3年代は

他の年代に比べてばらつきが大きい。

- 6) 3種地盤の告示波による安全限界指標値は、基準指標値に比べて小さく、平均的には0.88倍程度であるが、第3年代は他の年代に比べてあまり低下しない。
- 7) 告示波による安全限界指標値は、等価周期における擬似速度応答値の比率により基準指標値から概ね推定できるが、第3年代は推定値にややばらつきがある。

今後、震源モデルと建設地を想定した特定の地震動に対する検討を行い、既存骨組モデルの保有耐震性能指標値と損傷レベルの対応について検討していきたい。

## 謝辞

本研究は科研費「多数回繰返し変形を受ける既存超高層鉄筋コンクリート造住宅の耐震安全性評価及び対策（課題番号:25420569）」の助成を受けたものです。また、千葉大学和泉研究室の蒔田峻介氏の協力を得ました。ここに記して深甚なる謝意を示します。

## 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) 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