

論文 保有耐震性能指標値に基づく超高層 RC 造建築物の耐震設計

蒔田 峻介*1・大月 智弘*2・毎田 悠承*3・和泉 信之*4

要旨：著者らは超高層 RC 造骨組が限界状態に達する地震動の強さを示す保有耐震性能指標値について研究している。本研究は、限界状態において目標とする保有耐震性能指標値を満足する骨組の耐震設計法を検討したものである。本設計法では、骨組の部材断面を仮定して法規定の耐震クライテリアを検討した後、目標保有耐震性能指標値を満足することを確認する。そのため、部材断面の仮定に用いる終局強度設計用ベースシア係数について、超高層 RC 造骨組の分析に基づき目標とする保有耐震性能指標値から算定する方法を示した。次に、本設計法を 30 階建骨組に適用して、その妥当性を検証した。

キーワード：超高層 RC 造建築物, 保有耐震性能指標, 耐震設計法, 静的非線形解析, 地震応答解析

1. はじめに

著者らは超高層鉄筋コンクリート（以下、RC）造建築物の保有耐震性能評価について研究している¹⁾。保有耐震性能指標値（ hI_s 値）は、一般建築物を対象とした「鉄筋コンクリート造建築物の耐震性能評価指針（案）」²⁾（以下、耐震性能評価指針）の考え方に基づき、使用・修復・安全限界状態に達する限界地震動の強さを表す値であり、基準地震動の強さに対する倍率で示される。

既往の研究¹⁾では、 hI_s 値の具体的な算定方法を提案して、既存超高層 RC 造建築物の構造特性を表す骨組モデルに適用して hI_s 値を算出し、その傾向を考察した。

本研究では、限界状態において目標とする保有耐震性能指標値（ hI_s 値）を満足する骨組の耐震設計法を検討する。本設計法では、骨組の部材断面を仮定して法規定の耐震クライテリアを検討した後、 hI_s 値を満足することを確認する。そのため、部材断面の仮定に用いる終局強度設計用ベースシア係数（ dCu ）について、 hI_s 値から算定する方法を検討する。 dCu の算定式は、既往の研究で作成した超高層 RC 造骨組 30 棟の hI_s 値に関する分析から作成する。次に、本設計法を 30 階建骨組に適用して、 dCu の算定方法などについて検証する。

hI_s 値は限界地震動の速度応答値（ pS_v ）に対応する値であるため、本設計法は長周期地震動などサイト波の速度応答スペクトルを考慮して性能設計を行う際に、有用な手法となることが期待される（図-1）。

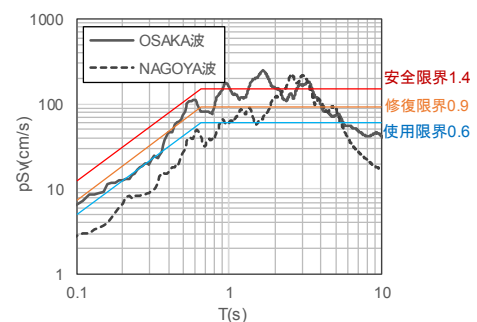


図-1 hI_s 値とサイト波の pS_v との対応概念

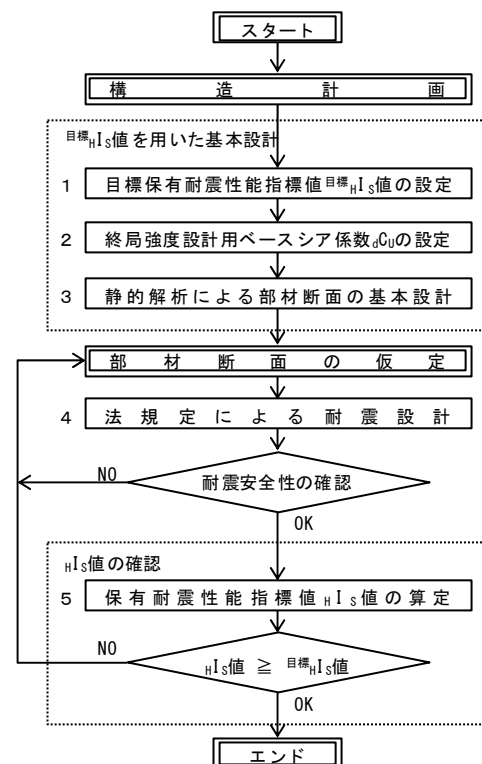


図-2 hI_s 値に基づく耐震設計法の流れ

2. 保有耐震性能指標値を用いた耐震設計法の概要

本設計法の流れを図-2に示す。本設計法は3ステップに分けられ、「目標とする hI_s 値を用いた基本設計」により部材断面を仮定し、「法規定による耐震設計」により耐震安全性を確認して、「 hI_s 値の確認」を実施する。

*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)

*1 千葉大学 工学部建築学科

*2 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)

*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）

(フェロー会員)

2.1 目標とする hI_s 値を用いた基本設計

基本設計では、まず各限界状態において目標とする hI_s 値を設定し、終局強度設計用ベースシア係数 (aCu) を算定する。次に、 aCu に基づく設計用地震力による静的解析を実施して、骨組の部材断面を仮定する。 hI_s 値は、サイト波の速度応答スペクトル (pSv) などを考慮し、各限界状態で目標とされる限界地震動の強さとして設定する。 aCu は、著者らが既往の研究で作成した骨組モデルの hI_s 値に関する分析結果に基づいて、 hI_s 値と終局時変形の割線剛性から得られる等価周期により算出する。

2.2 法規定による耐震設計

基本設計で仮定した部材断面について、通常の超高層建築物の時刻歴応答解析ルートと同様に許容応力度設計、終局強度設計、地震応答解析を実施し、レベル 1・2 地震動に対する耐震安全性を確認する。

2.3 hI_s 値の確認

著者らが提示した保有耐震性能評価法 (図-3) により hI_s 値を算出し、 hI_s 値を満足していることを確認する。本研究では梁曲げ降伏型全体降伏機構の骨組を対象とするため、静的非線形解析による梁の塑性率から柱等価塑性率を算定し、柱等価損傷度 (1~5) を評価する。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に相当する限界層間変形角を算定する (表-1)。

次に、基準地震動の入力倍率を漸増させて地震応答解析を実施し、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する。基準地震動にはレベル 2 相当の模擬地震動 BCJ-L2 波 (最大速度 57[cm/s]、最大加速度 356[cm/s²]、継続時間 120[s]) を用いる。

各限界状態の hI_s 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比率によって表される。

3. hI_s 値を用いた終局強度設計用ベースシア係数の算定

ここでは、著者らによる既往の研究で作成した骨組モデルの hI_s 値について分析し、 hI_s 値と等価周期から aCu を算定する方法を検討する。

3.1 分析対象の超高層 RC 造骨組

著者らは既往の研究において既存超高層 RC 造建築物を模擬した骨組モデルを作成した¹⁾。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~) に分けられるが、本研究では新築の設計に適用するため、SD490 の鉄筋が使用されるようになった第 2 年代および第 3 年代の 30 棟を対象とする (表-2)。骨組モデルは図-5 に示すように既存建物の $C_B \times T_1$ (C_B : 短期許容応力度設計用ベースシア係数, T_1 : 弾性 1 次周期) の平均とばらつきを考慮するように設定されている。ばらつきを考慮したモデルはいずれも既存建物

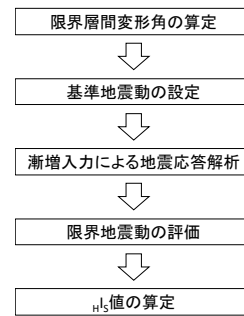


図-3 hI_s 値の確認手順

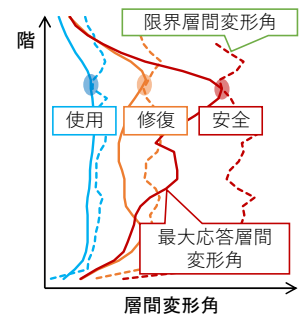


図-4 限界地震動の評価

表-1 層の限界状態と損傷度別の部材比率

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%
層の修復限界状態	—	—	20%	0%	0%
層の安全限界状態	—	—	—	—	0%

表-2 標準的な骨組モデル 6 棟の諸元

設計年代	第2年代						第3年代					
	2G20		2G30		2G40		3G20		3G30		3G40	
モデル名	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
方向	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
建築物高さ (m)	61.7	91.7	121.7	63.6	94.6	125.6						
階数	20	30	40	20	30	40						
基準階階高 (m)	3	3	3	3.1	3.1	3.1						
柱芯面積 (m ²)	600	900	1050	585	936	1170						
柱支配面積 (m ²)	30.0	30.0	30.0	39.0	39.0	39.0						
スパン長 (m)	5	6	5	6	5	6	6	6.5	6	6.5	6	6.5
スパン数	5	4	6	5	7	5	5	3	6	4	6	5
塔状比	2.47	2.57	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	48	60	42	54	70						
主筋強度 (N/mm ²)※2	390	490	490	490	490	490						
平均重量 (kN/m ²)※3	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)	1.17	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)	0.145	0.105	0.074	0.134	0.090	0.068						
C_B (強モデル)	0.167	0.121	0.085	0.154	0.104	0.078						
C_B (弱モデル)	0.123	0.089	0.063	0.114	0.077	0.058						

※1: 使用コンクリートの中の設計基準強度 F_c の最大値

※2: 使用主筋の中の最大値

※3: 基準階重量を柱芯面積で除した値 ([] 内はバルコニーを含む)

※4: モデル名を設計年代+G+階数で表記

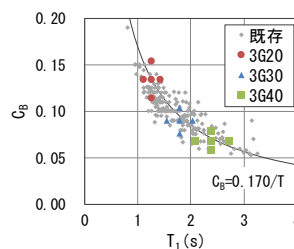


図-5 C_B-T_1 関係

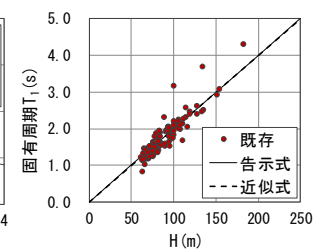


図-6 T_1-H 関係

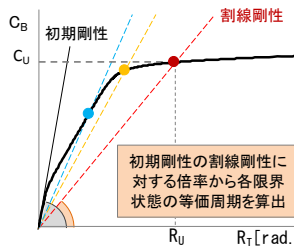


図-7 等価周期の算出

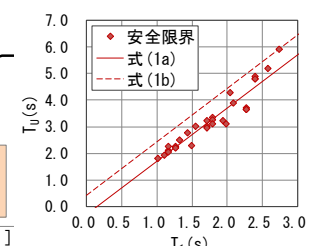


図-8 T_u-T_1 関係

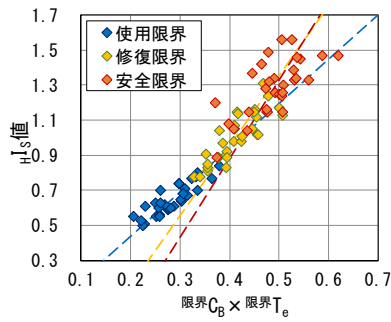


図-9 H_{IS} 値と限界 $C_B \times$ 限界 T_e との関係

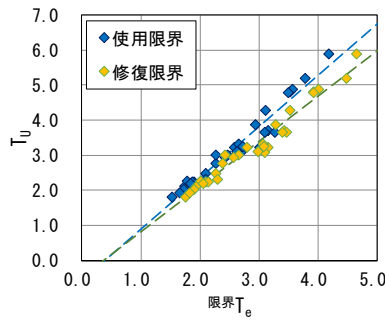


図-10 限界 T_e の対応関係

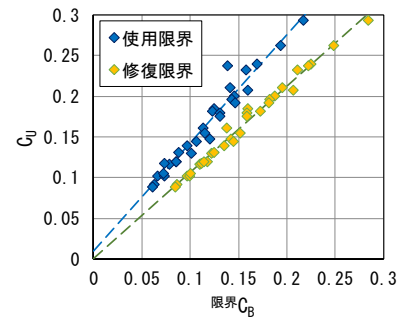


図-11 限界 C_B の対応関係

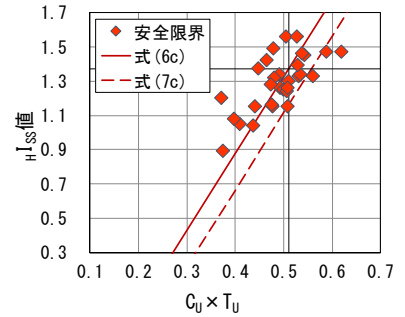
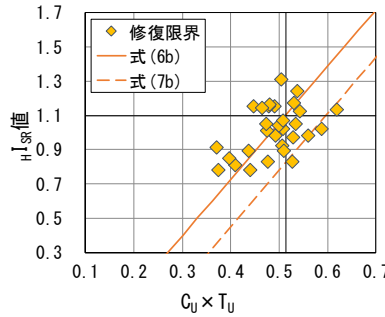
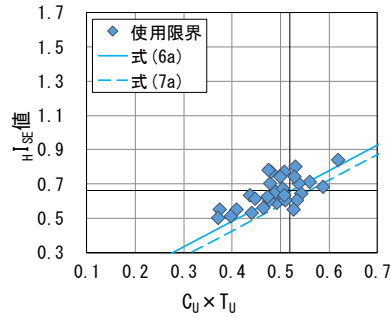


図-12 H_{IS} 値と $C_U \times T_U$ との関係

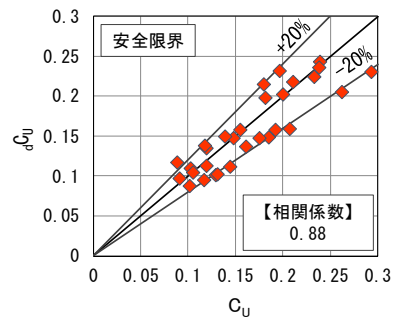
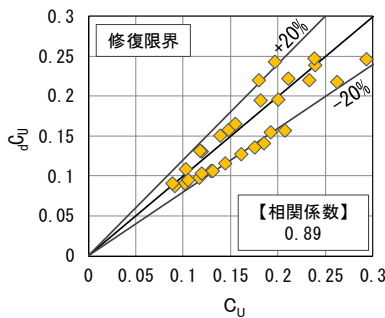
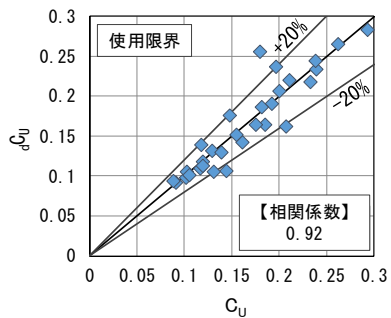


図-13 C_U と T_U との対応

全体の15%程度に相当し、分析にはそれぞれのモデルに相当する建物の棟数の比率に応じて重み付けを行う。

3.2 等価周期

T_1 は、図-6に示す既存超高層 RC 造建築物建物の固有周期と高さの関係から、高さの2%を用いることとする。安全限界状態時の等価周期 (T_U 秒、図-7) は、骨組モデルの T_1 と T_U の関係から求める。図-8から、平均的な値は式(1a)により、上限の値は式(1b)による。

$$T_U = 2.00T_1 - 0.301 \quad (1a)$$

$$T_U = 2.00T_1 + 0.436 \quad (1b)$$

3.3 終局強度設計用ベースシア係数の算定

骨組モデルの H_{IS} 値と限界 $C_B \times$ 限界 T_e との関係を図-9に示す。限界 C_B は限界状態時のベースシア係数、限界 T_e は限界状態時の等価周期である。 H_{IS} 値と限界 $C_B \times$ 限界 T_e には相関性があり、限界 $C_B \times$ 限界 T_e が大きいほど H_{IS} 値が大きくなる傾向がある。そこで H_{IS} 値から限界 $C_B \times$ 限界 T_e を求める式(2)を回帰分析により導出する。なお、使用 C_B 、修復 C_B 、 C_U はそれぞれ使用、修復、安全限界状態時のベースシア係数、使用 T_e 、修復 T_e はそれぞれ使用、修復限界状態時の等価周期、 H_{ISE} 、 H_{ISR} 、 H_{ISS} はそれぞれ使用、修復、安全限界状態時の H_{IS} 値である。

$$\text{使用 } C_B \times \text{使用 } T_e = (H_{ISE} + 0.065) / 2.52 \quad (2a)$$

$$\text{修復 } C_B \times \text{修復 } T_e = (H_{ISR} + 0.641) / 3.99 \quad (2b)$$

$$C_U \times T_U = (H_{ISS} + 0.914) / 4.48 \quad (2c)$$

また、図-10に示す使用 T_e ・修復 T_e と T_U との関係、図-11に示す使用 C_B ・修復 C_B と C_U との関係はいずれも概ね比例の関係となっていることから直線近似して、限界 T_e から T_U を求める式(3)、限界 C_B から C_U を求める式(4)が得られる。

$$\text{使用 } T_e = 0.692 T_U + 0.361 \quad (3a)$$

$$\text{修復 } T_e = 0.777 T_U + 0.367 \quad (3b)$$

$$\text{使用 } C_B = 0.726 C_U - 0.005 \quad (4a)$$

$$\text{修復 } C_B = 0.918 C_U + 0.002 \quad (4b)$$

式(2)の限界 C_B および限界 T_e にそれぞれ式(3)と式(4)を代入して式(5)が得られる。

$$C_U = (\text{目標 } H_{ISE} + 0.068) / (1.27T_U + 0.66) + 0.007 \quad (5a)$$

$$C_U = (\text{目標 } H_{ISR} + 0.641) / (2.84T_U + 1.34) - 0.003 \quad (5b)$$

しかし、式(5)は T_U が大きくなるにつれて $C_U \times T_U$ が過大に算出される傾向があるため、傾きを超高層 RC 造建築物として想定される固有周期が1秒から4秒の範囲の

平均を取るように補正する。終局強度設計用ベースシア係数 dC_U を式(6)のように目標 HIS 値と T_U によって求める。 T_U は式(1a)で求める値を用いる。

$$dC_{U1 \text{ 使用}} = (\text{目標 } HIS_E + 0.114) / 1.49T_U \quad (6a)$$

$$dC_{U1 \text{ 修復}} = (\text{目標 } HIS_R + 0.594) / 3.30T_U \quad (6b)$$

$$dC_{U1 \text{ 安全}} = (\text{目標 } HIS_S + 0.914) / 4.48T_U \quad (6c)$$

$$dC_{U1} = \max (dC_{U1 \text{ 使用}}, dC_{U1 \text{ 修復}}, dC_{U1 \text{ 安全}})$$

また、式(6)も式(1a)と同様に平均的な値をとるので、式(6)より算出される $dC_U \times T_U$ が分布の90%が収まるように切片を増加させたものを式(7)とする。

$$dC_{U2 \text{ 使用}} = (\text{目標 } HIS_E + 0.169) / 1.49T_U \quad (7a)$$

$$dC_{U2 \text{ 修復}} = (\text{目標 } HIS_R + 0.871) / 3.30T_U \quad (7b)$$

$$dC_{U2 \text{ 安全}} = (\text{目標 } HIS_S + 1.127) / 4.48T_U \quad (7c)$$

図-12を見ると、 dC_U は目標とする HIS 値が0.66程度では使用限界により、1.10程度では修復限界により、1.37程度では安全限界により決定される傾向がある。

図-13に式(5c)および式(6)による dC_U と分析結果から得られた C_U との対応を示す。 dC_U はばらつきを考慮したモデルに対しては±20%程度の範囲にあり、概ね C_U と対応していると言える。

4. 30階建骨組への本設計法の適用

4.1.30階建建築物の構造計画

本設計法の有用性を検討するために、本設計法を30階建RC造建築物に適用する。その際、目標 HIS 値に対して標準的な式と安全側の式による2つの dC_U 値を算定し、2ケースの部材断面を仮定して、耐震性を比較する。

(1) 対象建築物

対象建築物は、地上30階地下1階塔屋1階の集合住宅である。その略伏図と略軸組図を図-14に示す。平面はX方向が6.0mの5スパン、Y方向が6.5mの4スパンであり、整形な形状である。高さは、軒高が94.6m、基準階階高が3.1mであり、塔状比が2.63である。

(2) 構造計画

構造形式はRC造のラーメン構造とする。地上階の骨組は、純ラーメン構造であり、地下階の骨組は耐震壁付きラーメン構造である。基礎は杭基礎とする。

骨組の崩壊形は、地上階における梁曲げ降伏型全体降伏機構として、地下階と杭には崩壊形の形成を許容しない。地上階の柱では、1階柱脚と引張軸力が作用する外柱には降伏ヒンジの発生を許容する。

主な使用材料として、コンクリートにはFc30～Fc54の普通コンクリート、主筋にはSD390～SD490の高強度鉄筋、せん断補強筋にはSD295A（基礎梁）、USD785級の高強度せん断補強筋（上部構造）を使用する。

4.2 保有耐震性能指標値を用いた基本設計

上記の30階建建築物を対象として、目標 HIS 値を設定し

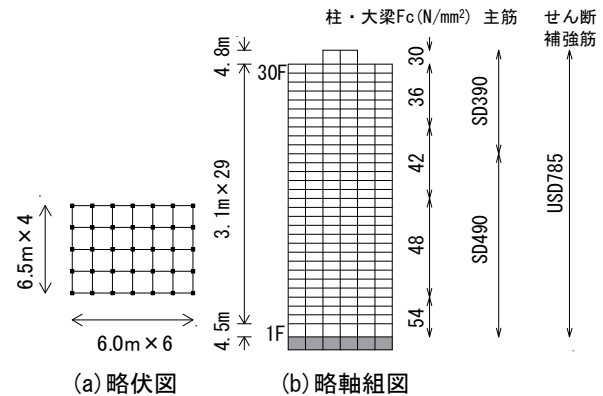


図-14 骨組モデルの概要

表-3 目標 HIS 値の設定と算出した dC_U の一覧

目標値	(6)式	dC_{U1} 逆算値	(7)式	dC_{U2} 逆算値
使用	0.6	0.138	0.65	0.148
修復	0.9	0.130	1.11	0.154
安全	1.4	0.148	1.40	0.162
		dC_{U1} 0.148		dC_{U2} 0.162

表-4 主な部材断面の一覧

階	ケース1				ケース2			
	柱	寸法	梁		柱	寸法	梁	
	寸法 配筋		上端筋(一段/二段) 下端筋(一段/二段)	寸法 配筋	上端筋(一段/二段) 下端筋(一段/二段)			
30F	800×800 16-D29	480×800	4-D29 / — 4-D29 / —	800×800 16-D29	480×820	4-D32 / — 4-D32 / —		
28F	800×800 16-D32	520×800	4-D32 / — 4-D32 / —	800×800 16-D32	520×820	4-D35 / — 4-D35 / —		
24F	800×800 16-D32	580×800	5-D35 / — 5-D35 / —	850×850 16-D35	580×820	5-D35 / 2-D32 5-D35 / —		
18F	850×850 20-HD35	580×850	5-HD35 / 2-HD29 5-HD35 / —	850×850 20-HD35	580×870	5-HD35 / 2-HD32 5-HD35 / 2-HD32		
14F	900×900 20-HD38	650×850	5-HD38 / 2-HD29 5-HD38 / —	900×900 20-HD38	650×870	5-HD38 / 2-HD35 5-HD38 / 2-HD35		
10F	900×900 20-HD38	650×900	5-HD38 / 2-HD29 5-HD38 / —	900×900 20-HD38	650×920	5-HD38 / 2-HD38 5-HD38 / —		
8F	900×900 20-HD38	650×950	5-HD38 / 2-HD29 5-HD38 / —	950×950 20-HD41	650×970	5-HD38 / 2-HD38 5-HD38 / —		
5F	950×950 20-HD41	680×950	5-HD38 / 2-HD35 5-HD38 / —	950×950 20-HD41	680×1020	5-HD41 / 2-HD38 5-HD38 / —		
2F	950×950 20-HD41	680×1300	5-HD41 / 2-HD41 5-HD41 / —	1000×1000 20-HD41	680×1400	5-HD41 / 2-HD41 5-HD41 / 2-HD41		

※DはSD390、HDはSD490を表す

て、 dC_U の算定を行う。 dC_U を用いた設計用外力による静的解析によって骨組の断面形・配筋を仮定する。

(1) 目標 HIS 値

目標 HIS 値は、使用限界が0.6、修復限界が0.9、安全限界が1.4である。安全限界の目標 HIS 値は、大地震時の安全性向上を目指して、著者らの分析による既存データの平均値である1.28よりやや大きく設定している。

(2) dC_U 値

目標 HIS 値から dC_U を算定する。標準的な(6)式により算定した値 (dC_{U1}) は、0.148であるが、安全側の(7)式により算定した値 (dC_{U2}) は、0.162であり、 dC_{U2} は dC_{U1} に比べて10%程度大きい値である(表-3)。また dC_{U1} により(6)式を逆算して得られる指標値は使用限界が0.65、修復限界が1.11、安全限界が1.40であり、 dC_{U2} により(7)式を逆算して得られる指標値は使用限界が0.67、修復限界が0.99、安全限界が1.40である。

(3) 静的解析による部材断面の仮定

(2)で算定した dC_U に基づく設計用地震力による静的解析を実施して、骨組の部材断面を検討する。まず、文献

3)に示される終局強度型設計に基づく略設計法により部材断面を仮定し、骨組の静的非線形解析を実施して、 a_{Cu} を満足するように部材断面・配筋を設定する。地震力分布には、骨組モデルに対するモード合成法などにより精算した A_i 分布を用いる。 a_{Cu1} による部材断面がケース1、 a_{Cu2} による部材断面がケース2である。主な部材断面の一覧を表-4に示す。

4.3 法規定による耐震設計

基本設計で仮定した部材断面について、法規定を満足していることを確認する。なお、本節の検討は、通常の超高層建築物の時刻歴応答解析ルートと同様である。

(1) 許容応力度設計

日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準」に準拠して、長期・短期許容応力度設計を実施する。

(2) 終局強度設計

梁曲げ降伏型全体降伏機構の保証設計として、2次設計用変形時の応力に対して部材の終局強度設計を実施する。2次設計用変形 ($2R_u$) とは、ベースシア係数 (C_B) と全体水平変形角 (R_T) の関係において、レベル2地震動による応答変形 (dR) に対して十分な余裕を持たせた変形 ($2R_u$ 時の面積が dR 時の面積の2倍) である。

ケース1とケース2について C_B と R_T との関係を図-15に示す。 $2R_u$ 時において、ケース1の C_B は0.148、ケース2の C_B は0.166である。ケース1、ケース2とも a_{Cu} にほぼ等しい値に相当する。

(3) 地震応答解析

稀な地震動 (レベル1) と極めて稀な地震動 (レベル2) として、法規定の告示波 (第2種地盤相当) を用いる (表-5)。最大層間変形角 (dR_{max}) の分布を図-16に示す。レベル1の dR_{max} は、ケース1では1/642、ケース2では1/699であり、法規定の1/200以下である。また、レベル2の dR_{max} は、ケース1では1/100、ケース2では1/102であり、法規定の1/100以下である。以上のように、ケース1、ケース2とも通常の耐震設計クライテリアを満足している。

4.4 保有耐震性能指標値の確認

保有耐震性能評価を実施し、 hIs 値を算出して、目標とした hIs 値を満足していることを確認する。

(1) 限界変形角

静的非線形解析を実施して梁の損傷度に基づく限界変形角を算定する。使用・修復・安全限界状態の限界変形角を図-17に示す。変形が比較的大きい中間層の安全限界変形角は、ケース1では1/57~1/49、ケース2では1/58~1/49であり、 a_{Cu} による違いはあまり見られない。

(2) 保有耐震性能指標値

基準地震動の入力倍率を漸増させた地震応答解析を実施して限界地震動の強さを求め、 hIs 値を算定する。限界

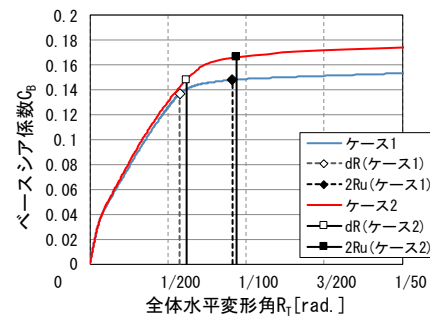
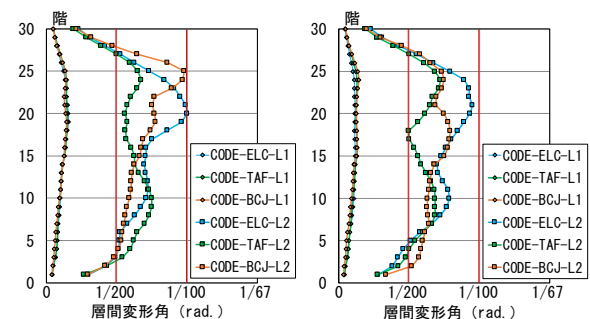


図-15 C_B と R_T との関係

表-5 検討用地震動一覧

波形名称	レベル1		レベル2		継続時間 (sec)
	最大速度 (cm/s)	最大加速度 (cm/s ²)	最大速度 (cm/s)	最大加速度 (cm/s ²)	
CODE-ELC	12	89	54	349	60
CODE-TAF	11	82	56	355	60
CODE-BCJ	11	76	52	330	120



(a) ケース1

(b) ケース2

図-16 最大応答層間変形角

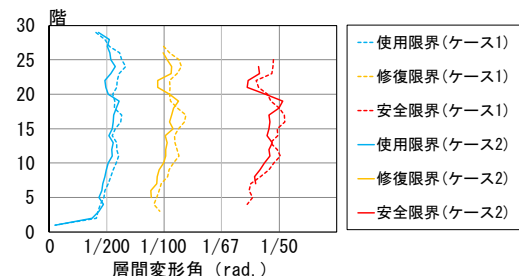
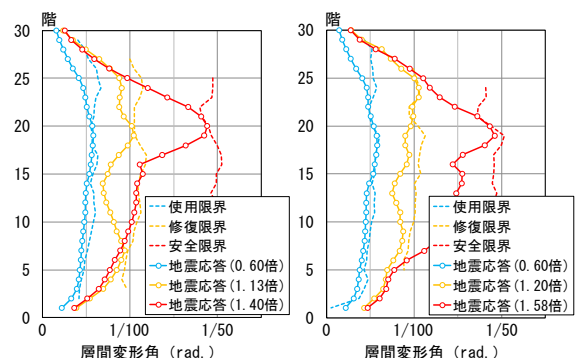


図-17 限界層間変形角



(a) ケース1

(b) ケース2

図-18 限界地震動による応答変形

表-6 算出指標値一覧

	目標 hIs 値	算出値	
		ケース1	ケース2
使用	0.6	0.60	0.60
修復	0.9	1.13	1.20
安全	1.4	1.40	1.58

地震動による応答変形を図-18に示す。使用・修復限界時とは異なり、安全限界時では特定層の応答変形が進展していることがわかる。使用・修復・安全限界状態の hI_s 値を表-6に示す。安全限界時の hI_s 値は、ケース1では1.40であり、ほぼ目標 hI_s 値であるのに対して、ケース2では1.58であり、目標 hI_s 値を13%程度大きく安全側に設計できていることがわかる。

5. サイト波による30階建骨組の安全限界状態の検討

ここでは、大地震動に相当するサイト波を用いて、本設計法の有用性について考察する。サイト波はケース1の安全限界地震動の入力エネルギーと概ね同程度となるように入力倍率を変えて設定した。安全限界地震動との

表-7 サイト波の諸元

波形名称	入力倍率	最大速度	最大加速度	継続時間
OSAKA※	1.8	73 (cm/s)	379 (cm/s ²)	320 (s)
NAGOYA※	0.6	42 (cm/s)	150 (cm/s ²)	650 (s)

※中央防災会議資料2012に基づく大阪府、愛知県の第2種地盤の基礎底波

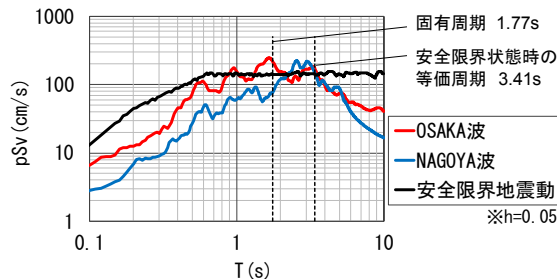


図-19 サイト波の擬似速度応答スペクトル

表-7 サイト波の入力エネルギー量

波形名称	入力エネルギー量 (kJm)	
	ケース1	ケース2
OSAKA波	229298	240896
NAGOYA波	220713	259781

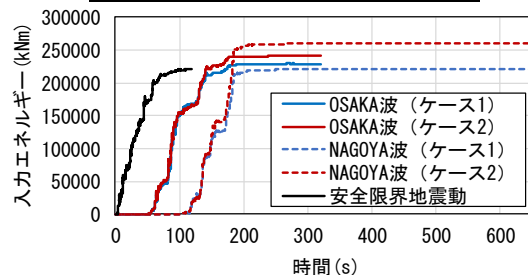


図-20 サイト波の入力エネルギー量

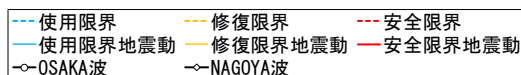


図-21 サイト波による最大層間変形角

対応を図-19、表-7、図-20に示す。

ケース1とケース2についてサイト波による最大層間変形角 (dR_{max}) を図-21に示す。図中には、限界変形角と限界地震動による応答変形をあわせて示す。サイト波1による dR_{max} は、ケース1では1/49、ケース2では1/70である。サイト波2による dR_{max} は、ケース1では1/53、ケース2では1/60である。ケース1ではサイト波1とサイト波2においてほぼ安全限界変形角に近い応答が生じている。一方、ケース2ではどちらも安全限界変形角には達していない。このように、本設計法は告示波のほか、サイト波を考慮して目標 hI_s 値を適切に設定することにより、様々な地震入力レベルに応じた性能設計が可能である。なお、サイト波に対応する目標 hI_s 値の設定方法については今後検討していきたい。

6. まとめ

超高層RC造建築物を対象として目標とする保有耐震性能指標値 (hI_s 値) を満足する骨組の耐震設計法を検討した。また、本設計法を30階建骨組に適用して、 dCu の算定方法などについて考察した。本解析の範囲内であるが、以下に得られた知見を示す。

- 1) 各限界状態において目標とする hI_s 値を設定して骨組の部材断面を仮定し、法規定の耐震クライテリアを検討した後、目標値を満足することを確認する設計法を提示した。
- 2) 骨組モデルの分析から、部材断面の仮定に用いる終局強度設計用ベースシア係数 (dCu) について、 hI_s 値から算定する方法を示した。
- 3) dCu の算定式として、標準的な平均式と安全側の評価式を示した。
- 4) dCu は、目標とする hI_s 値が 0.66 程度では使用限界により、1.10 程度では修復限界により、1.37 程度では安全限界により決定される傾向が見られた。
- 5) dCu により仮定した部材断面から算定した hI_s 値は、目標とする hI_s 値を満足することを示した。
- 6) 目標とする hI_s 値から算定した dCu の設定により hI_s 値に基づく耐震設計が可能であることを示した。

今後、多様な骨組形式を対象とした保有耐震性能指標値を算定して、本設計法の適用範囲を検討していきたい。

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，2004
- 3) 青山博之：鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計法，技報堂，1990