論文　既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能に関する簡易終局指標値

菅澤　和真[*1]・五百井　壮[*2]・秋田　知芳[*3]・和泉　信之[*4]

要旨：超高層 RC 造建築物の耐震性能は，着工時に法が規定する最低要求値を満足しているが，実際に保有する耐震性能値は十分に把握されていない。既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能の実態を評価するため，安全限界状態を表す簡易な終局指標値を検討する。まず，3 つの設計年代に分けた耐震構造の構造特性分析結果に基づく各年代の代表的な骨組モデルを対象として時刻歴地震応答解析を行い，終局限界状態に達する入力地震動の強さを表す終局指標値を検討する。次に，保有水平耐力の大きさを変えた骨組モデルを構築して，その終局指標値の分布から各年代における大地震時の保有耐震性能について考察する。

キーワード：超高層建築物，鉄筋コンクリート構造，終局限界状態，時刻歴応答解析，保有耐震性能指標

1. はじめに

我が国では，数多くの超高層鉄筋コンクリート造（以下，RC 造と呼ぶ）建築物が建てられてきた。特に，1990 年頃からの高強度 RC 造に関する設計・施工技術の進歩により，超高層 RC 造建築物の建設棟数は飛躍的に増大してきた。これらの超高層 RC 造建築物は形態の多様化や建築基準法の改正などにより，その構造特性は年代を経て変化してきた[1)]。

既存超高層 RC 造建築物は，建設着工時に法が規定する最低要求値を確保しているが，修復限界性能や安全限界性能など，実際の保有耐震性能は十分に把握されていない。保有耐震性能の実態を把握することは，設計時に想定されていない地震動や要因に対する安全性を評価し，必要に応じて補強対策を行う上で極めて重要である。

著者の一人は，RC 造建築物について使用限界状態，修復限界状態及び安全限界状態に相当する基準地震動に対する強さの比率を用いて，保有耐震性能を指標化する方法について研究してきた。この評価方法は，耐震性能評価指針案[2)]として提示され，建築物が保有する耐震性能レベルを明示できるが，対象は高さ 60m 以下の建築物であり，超高層建築物への適用は研究されていない。

著者らは，既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能の実態を評価するため，既に性能評価シート[3),4)]に記載された耐震構造の既存超高層 RC 造建築物の約 390 棟を対象として，構造技術の進展度に着目して設計年代を 3 年代に分け，構造計画，使用材料，固有周期など構造特性について分析した。その分析結果に基づき各年代の構造特性を模擬する骨組モデルを作成した[5)]。

本研究では，建築物の使用限界状態，修復限界状態及び安全限界状態を表す 3 段階の保有耐震性能のうち，安全限界状態を表す簡易な終局指標値を検討する。まず，既に報告した 3 つの設計年代の代表的な骨組モデル[5)]を拡張して時刻歴地震応答解析を行い，終局限界状態に達する入力地震動の強さを表す終局指標値を検討する。次に，各年代の設計用ベースシア係数の分析結果を評価して保有水平耐力の大きさを変えた骨組モデルを構築し，その終局指標値の分布から各年代における大地震動時の保有耐震性能について考察する。

2. 超高層 RC 造建築物の簡易な終局指標値

2.1 終局限界変形

本論文では，超高層 RC 造建築物の保有耐震指標の評価には，骨組の最大層間変形角を用いる。これは，既存超高層 RC 造建築物の多くは，曲げ降伏型全体降伏機構のフレーム構造であり，特定層への変形集中がある程度抑制されているためである。

ここでは，安全限界状態における終局限界変形は，どこか一つの階の最大層間変形角が 1/50rad.に達した時点の変形とする。これは，梁塑性率が概ね 4 程度を超える変形にほぼ相当する層間変形角であり，梁の限界変形が大きい場合や高次モードの影響により塑性化が進展しやすい階がある場合には，終局指標値を比較的小さく評価することになる。なお，本論文は，できるだけ簡易な終局指標値の評価を目的としており，終局限界変形の詳細な検討は今後の課題としたい。

2.2 終局指標値

終局指標値は，耐震性能評価指針案の考え方と同様に基準地震動に対する終局限界地震動の強さの比率で表すこととする。終局限界地震動は，建築物が終局限界変形に達する時の地震動とする。なお，本論文では，基準地震動として日本建築センターの超高層建築物用模擬波（BCJ-L2）を用いる。

*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）
*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　（正会員）
*3 千葉大学大学院　工学研究科建築・都市科学専攻助教　博（工）　（正会員）
*4 千葉大学大学院　工学研究科建築・都市科学専攻教授　博（工）　（正会員）

3. 骨組モデル

3.1 既存建築物の分析と建築物モデル

設計時の性能評価シート[3),4)]に記載されたデータについて，構造技術の進展度に着目して 3 つの設計年代に分けて分析する。第 1 年代を 1971 年から 1989 年，第 2 年代を 1990 年から 1999 年，第 3 年代を 2000 年以降とする。設計年代ごとの構造計画や構造特性に関する分析結果に基づき建築物モデルを作成する。なお，第 1 年代には，高さ 60m 以下の建築物も一部含まれている。

3.2 骨組モデルの概要

ここでは，既存超高層 RC 造建築物を模擬して，既往の研究[5)]において作成した建築物モデル 6 体のほかに，3 体の建築物モデルを追加する。9 体の建築物モデルについて，X，Y 方向別に骨組モデルとして 18 体を用いる。**表－1** に骨組モデルの諸元を，**図－1** に骨組モデルの略伏図及び略軸組図を示す。各年代において高さの違う建築物モデルを 3 体ずつ作成する。分析結果により，各年代の建築物モデルでは，基準階の階高やスパン長，使用材料の強度を設定する。

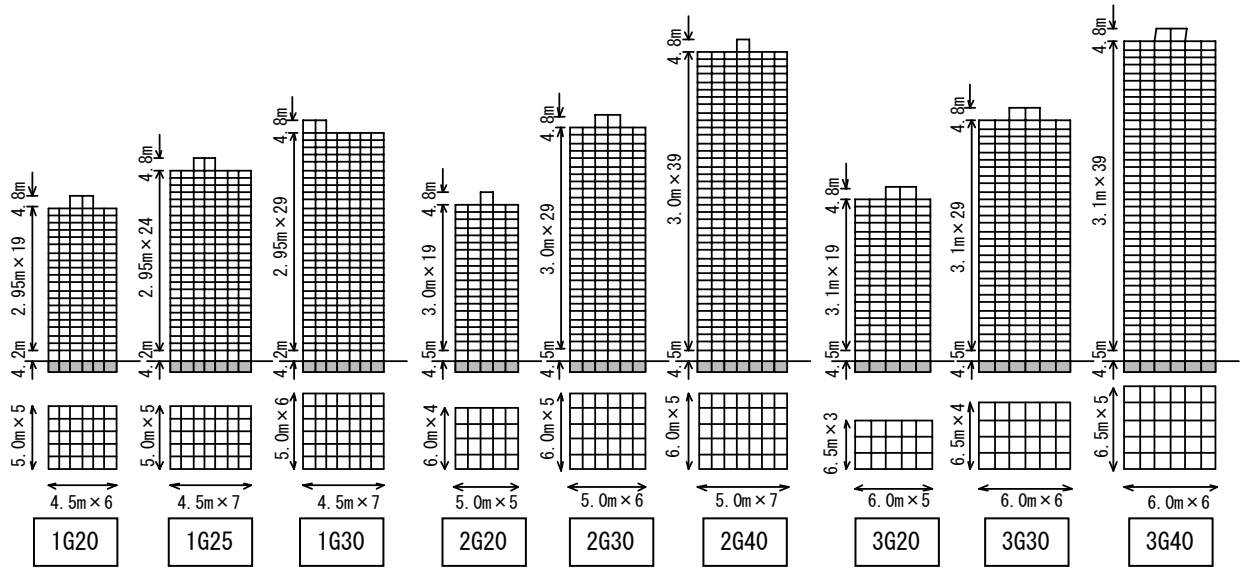
3.3 固有周期とベースシア係数

骨組モデルでは，既往の研究[5)]と同様に固有周期（T1）を T1/H を用いて略算し，目標値とする。T1/H は第 1 年代では 0.0185，第 2 年代で 0.0190，第 3 年代で 0.0200 とする。設計用ベースシア係数（C_B）は C_B×T1 を用いて算定し，C_B×T1 は第 1 年代では 0.19，第 2 年代では 0.18，第 3 年代では 0.17 とする。骨組モデルの柱･梁の断面は，固有周期の目標値を満足するとともに，代表変形角（R_T，外力の重心位置に相当する床の水平変形をその床の高さで除した変形角）が 1/100rad.の時点で設計用 C_B の 1.5 倍以上の耐力を発揮し，保有水平耐力（R_T が 1/50rad.～1/33rad.程度の時の耐力）が設計用 C_B の 1.6 倍～1.7 倍程度となるように設定する。なお，床スラブ厚など性能評価シートに記載されていない値は，過去の設計事例を参考に適宜設定する。

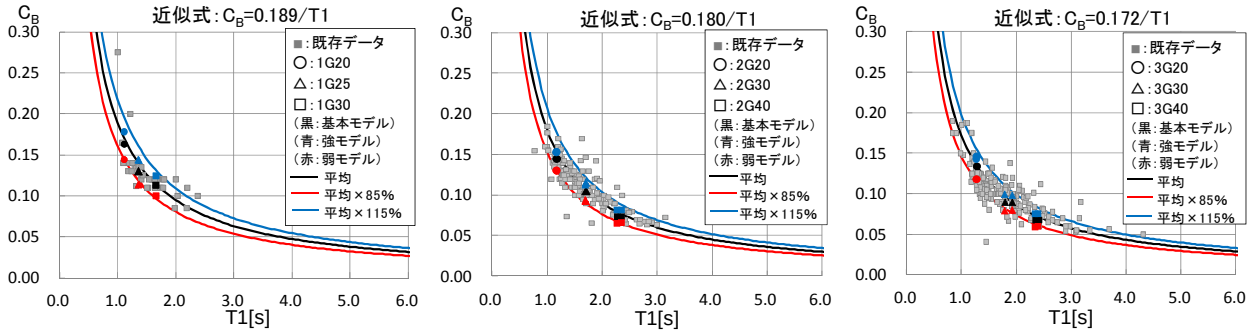
表－1　骨組モデルの諸元

設計年代	第1年代						第2年代						第3年代					
モデル名	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^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
Fc(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)	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	1.28	1.79	1.92	2.34	2.40
C_B	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Fc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)



図－1　骨組モデルの略伏図と略軸組図



（a）第 1 年代　（b）第 2 年代　（c）第 3 年代

図－２　各年代の設計用 C_B の分布と基本モデルの C_B

3.4 強モデルと弱モデル

保有水平耐力の大きさを変えた骨組モデルは，前項で作成した骨組モデルを基本として，梁の曲げ耐力を基本モデルに対して 1.15 倍したモデルを強モデル，0.85 倍したモデルを弱モデルとする。なお，梁の曲げ耐力の増減比 15%は，各年代の設計用ベースシア係数の分析結果を評価して設定した値である（**図－２**）。

基本モデルは 18 体であり，強モデル及び弱モデルはそれぞれ 14 体であり，検討用骨組モデルは 46 体である。

4. 解析方法

4.1 解析モデル

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・梁のスケルトンカーブは曲げひび割れ及び曲げ降伏点を折れ点としたトリリニアとし，復元力特性には TAKEDA モデルを使用する。除荷時剛性低下指数は梁で 0.5，柱で 0.4 とする。減衰は内部粘性型（瞬間剛性比例）として，1 次の減衰定数を 3%と仮定する。なお，静的非線形解析では，層せん断力分布は Ai 分布に基づいて設定する。

4.2 検討用地震動

既存超高層 RC 造建築物と骨組モデルとの地震応答値の対応を検討するため，検討用地震波には既往波 3 波（El Centro NS 波，Taft EW 波，Hachinohe NS 波）を用いる（**表－２**）。ここでは，第 1 年代及び第 2 年代と併せて検討するため，第 3 年代についても告示波は使用していない。地震動の強さは最大速度で基準化し，レベル 1 で 25cm/s，レベル 2 で 50cm/s とする。また，骨組モデルの終局指標値を検討するため，日本建築センター模擬波（BCJ-L2，**表－３**）に対して，時刻歴応答解析を行う。

5. 解析結果

5.1 保有水平耐力と代表変形角

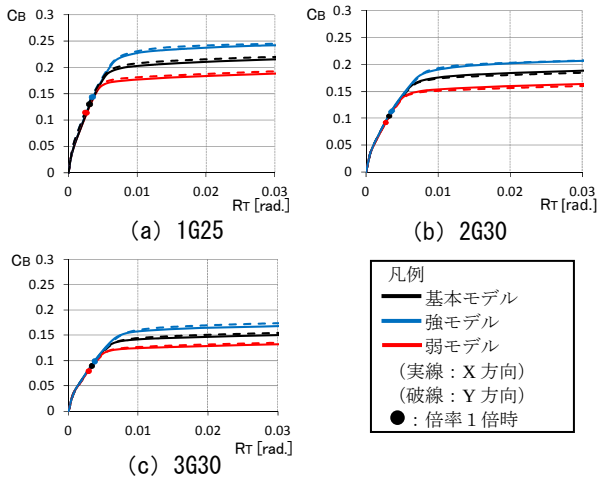
1G25，2G30 及び 3G30 では，基本モデルの水平耐力は R_T が 1/100rad.の時点で C_B の 1.5 倍以上の耐力を発揮し，R_T が 1/50rad.程度の時点で，C_B の 1.65 倍～1.75 倍であり，

表－２　既往波 3 波

波形名称			El Centro NS	Taft EW	Hachinohe NS
レベル1	最大速度	[cm/s]	25	25	25
	最大加速度	[cm/s²]	254	251	166
レベル2	最大速度	[cm/s]	50	50	50
	最大加速度	[cm/s²]	509	503	332

表－３　BCJ-L2

波形名称	最大速度	最大加速度	継続時間
	[cm/s]	[cm/s²]	[s]
BCJ-L2	57	356	120



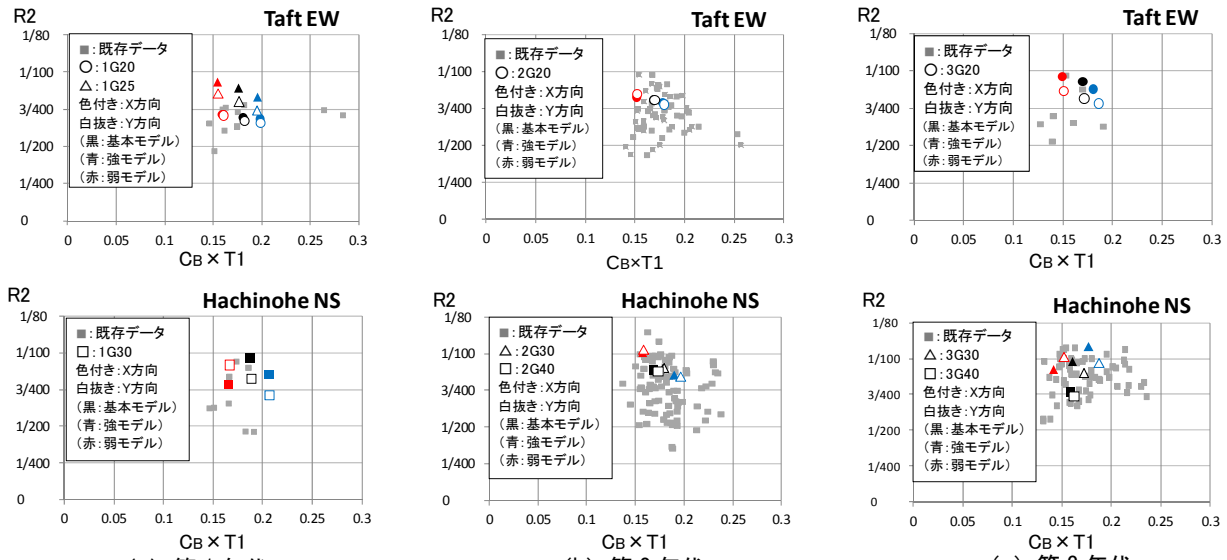
（a）1G25　（b）2G30　（c）3G30

図－３　C_B-R_T 図

表－４　層間変形角一覧

モデル	方向	レベル1			レベル2		
		層間変形角	階数	地震波※	層間変形角	階数	地震波
1G20	X	1/285	14	Taf	1/144	14	Taf
	Y	1/295	14	Taf	1/149	14	Taf
1G25	X	1/294	10	Taf	1/112	10	Taf
	Y	1/317	10	Taf	1/125	10	Taf
1G30	X	1/344	21	Elc	1/104	21	Hac
	Y	1/342	21	Elc	1/116	21	Elc
2G20	X	1/283	16	Taf	1/124	16	Taf
	Y	1/298	16	Taf	1/124	16	Taf
2G30	X	1/335	21	Elc	1/111	21	Hac
	Y	1/353	21	Elc	1/111	21	Hac
2G40	X	1/268	28	Elc	1/113	28	Hac
	Y	1/268	28	Elc	1/114	28	Hac
3G20	X	1/254	15	Taf	1/108	14	Taf
	Y	1/290	14	Taf	1/123	14	Taf
3G30	X	1/245	15	Hac	1/102	15	Hac
	Y	1/210	15	Hac	1/111	15	Hac
3G40	X	1/277	17	Hac	1/131	17	Hac
	Y	1/269	17	Elc	1/136	17	Hac

*最大応答時の地震波を示す。
（Elc：El Centro 波，Hac：Hachinohe 波，Taf:Taft 波）



(a) 第 1 年代　(b) 第 2 年代　(c) 第 3 年代

図－4　R2 及び C_B×T1 の棟数分布との対応

概ね目標値を満足している（**図－3**）。また，保有水平耐力は基本モデルに比べて，強モデルでは 1.15 倍程度，弱モデルでは 0.85 倍程度であることが分かる。

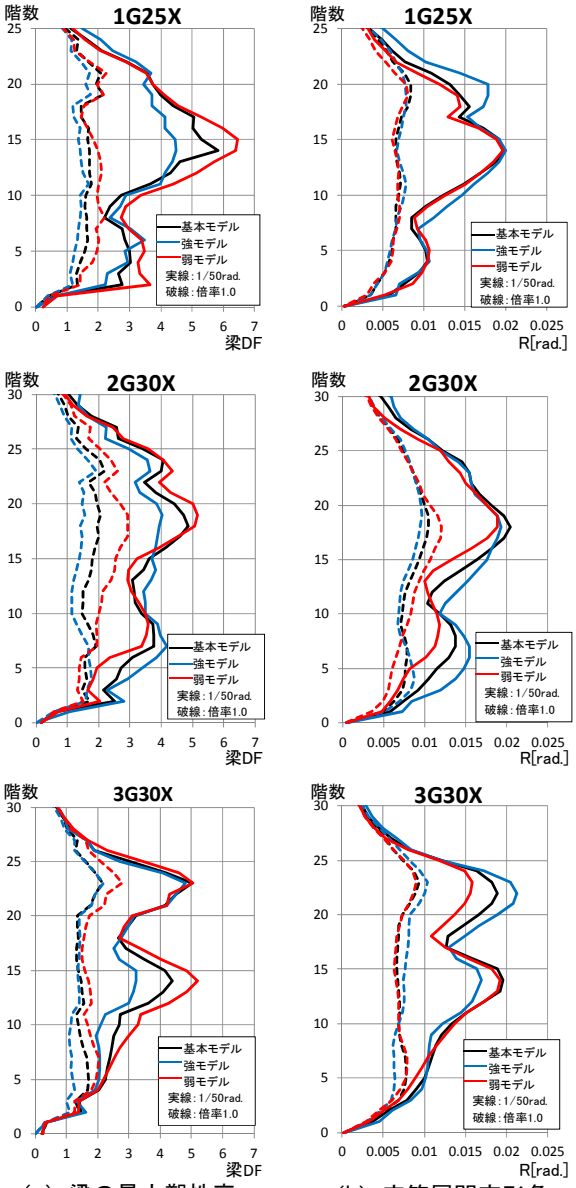
5.2 地震時応答値

20 階建から 25 階建では比較的短周期成分が卓越する Taft EW 波の応答値が大きく，レベル 1 地震動入力時の最大応答層間変形角（R1）が 1/250～1/320rad. 程度，レベル 2 地震動入力時の最大応答層間変形角（R2）が 1/110～1/150 rad.程度となっている（**表－4**）。一方，30 階建から 40 階建では比較的長周期の成分が卓越する El Centro NS 波及び Hachinohe NS 波の応答値が大きく，R1 が 1/210～1/350rad.程度，R2 が 1/100～1/140rad.程度となっている。**図－4** に既存超高層 RC 造建築物の R2 及び C_B×T1 の関係と骨組モデルの応答値との対応を，Taft EW 波及び Hachinohe NS 波について示す。骨組モデルの応答値は概ね棟数分布が多い範囲と対応している。

5.3 終局指標値

図－5 に 1G25, 2G30 及び 3G30 の BCJ-L2 に対する各階の梁の最大塑性率及び最大応答層間変形角の分布の例を示す。各モデルの梁の最大塑性率は，BCJ-L2 の入力倍率が 1.0 のとき，およそ 2.0 程度となっている。一方，各骨組モデルの最大応答層間変形角が 1/50rad.となるように地震波の入力倍率を変えたときの梁の最大塑性率は概ね 4 をかなり超えており，高次モードの影響により，入力倍率が 1.0 倍のときに比べて，各階における梁の最大塑性率の違いが大きい。また，入力倍率が 1.0 のときの基本モデルと強弱モデルの応答層間変形角の差異は小さいが，梁の最大塑性率には，違いが見られる。

表－5 に骨組モデルが終局限界変形にほぼ達したときの地震波の入力倍率，代表変形角，代表変形角に対する最大層間変形角の比及び梁の最大塑性率を示す。基本モ



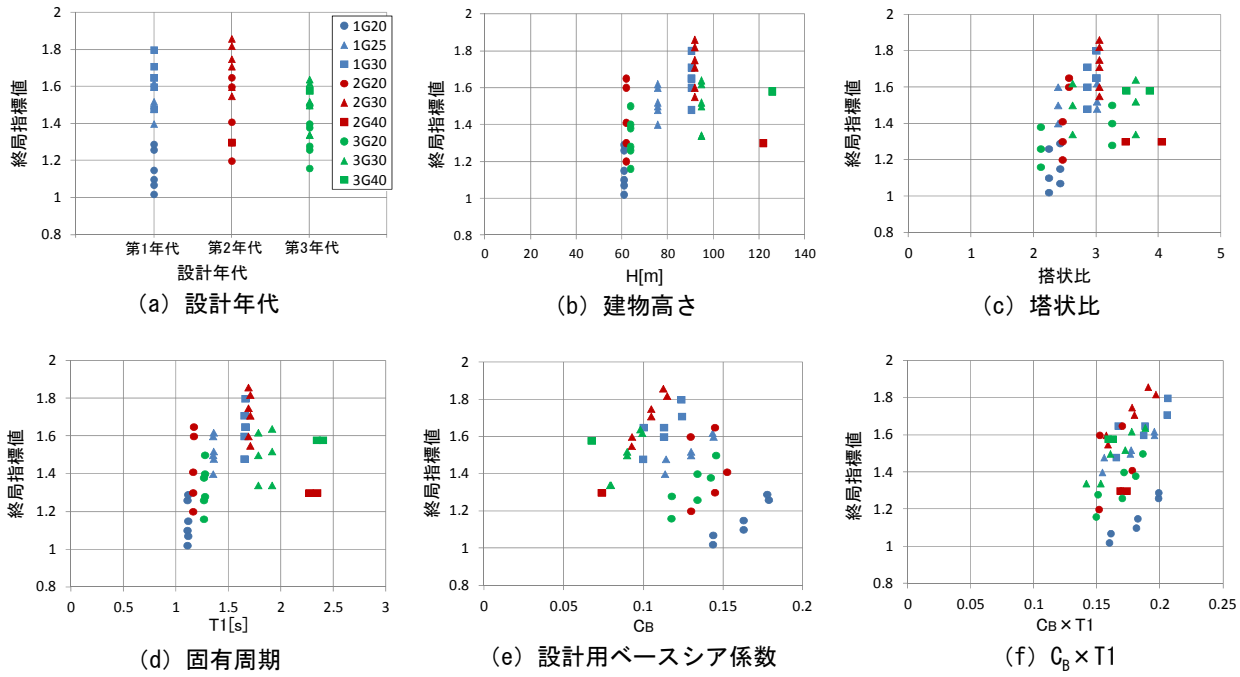
(a) 梁の最大塑性率　(b) 応答層間変形角

図－5　梁の最大塑性率及び応答層間変形角の分布

表－５　最大応答層間変形角および梁の最大塑性率の一覧

モデル	方向	基本モデル				強モデル				弱モデル			
		終局指標値※1	R_T※2	R/R_T※3	塑性率※4	終局指標値	R_T	R/R_T	塑性率	終局指標値	R_T	R/R_T	塑性率
1G20	X	1.10	0.010	2.07	4.5	1.26	0.011	1.88	4.2	1.02	0.009	2.13	5.1
	Y	1.15	0.010	2.00	4.3	1.29	0.011	1.86	4.1	1.07	0.010	2.06	5.2
1G25	X	1.50	0.012	1.71	5.8	1.60	0.012	1.66	4.5	1.40	0.011	1.76	6.5
	Y	1.52	0.013	1.53	5.9	1.62	0.011	1.84	4.8	1.48	0.012	1.65	7.9
1G30	X	1.60	0.011	1.84	4.4	1.71	0.012	1.72	3.9	1.48	0.010	2.03	5.0
	Y	1.65	0.012	1.73	4.7	1.80	0.012	1.70	3.9	1.65	0.011	1.81	5.9
2G20	X	1.30	0.010	2.10	4.1	1.41	0.010	1.95	3.7	1.20	0.009	2.15	5.4
	Y	1.65	0.011	1.78	3.9	1.77	0.012	1.67	3.8	1.60	0.012	1.69	4.5
2G30	X	1.75	0.012	1.64	4.9	1.86	0.013	1.50	4.2	1.60	0.011	1.90	5.2
	Y	1.71	0.012	1.73	5.1	1.82	0.012	1.66	4.2	1.55	0.010	1.95	5.8
2G40	X	1.30	0.011	1.85	5.3	–	–	–	–	–	–	–	–
	Y	1.30	0.011	1.86	5.6	–	–	–	–	–	–	–	–
3G20	X	1.26	0.009	2.26	3.8	1.38	0.009	2.16	3.3	1.16	0.008	2.41	4.5
	Y	1.40	0.010	1.96	5.3	1.50	0.011	1.84	4.6	1.28	0.009	2.21	5.6
3G30	X	1.50	0.012	1.70	5.0	1.62	0.011	1.74	4.8	1.34	0.011	1.80	5.2
	Y	1.52	0.013	1.58	5.0	1.64	0.012	1.68	3.8	1.34	0.011	1.78	5.4
3G40	X	1.58	0.012	1.65	5.1	–	–	–	–	–	–	–	–
	Y	1.58	0.012	1.67	5.0	–	–	–	–	–	–	–	–

※1　終局指標値は，BCJ-L2の原波形に対する比率を示す。　※2　R_Tは代表変形角を示す。
※3　Rは最大層間変形角を示す。　※4　梁部材の最大塑性率を示す。



(a) 設計年代　(b) 建物高さ　(c) 塔状比

(d) 固有周期　(e) 設計用ベースシア係数　(f) C_B×T1

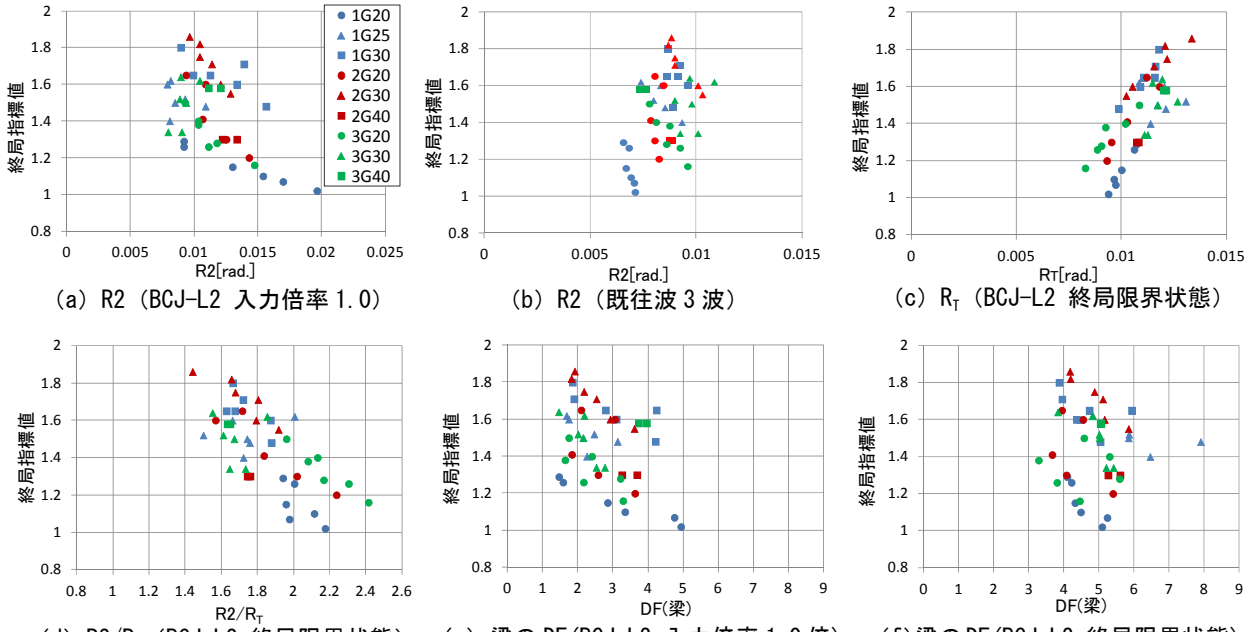
図－６　骨組モデルの終局指標値と構造特性との関係

デルでは，外力重心位置の水平変形角に対する最大層間変形角の比は 1.5～2.3 程度であり（表－５），各階の層間変形角の違いが大きい（図－５）。また，梁の最大塑性率は，4 を超えており，各モデルによる違いがやや大きい。同等の層間変形角を起こす地震動の強さは，階数が多く固有周期が長くなる程，大きくなる傾向があるが，設計年代による違いはあまり見られない。強弱モデルでも基本モデルと同様の傾向が見られる。

6. 解析結果の考察

6.1 構造特性による終局指標値

図－６に骨組モデルの終局指標値と構造特性との関係を示す。終局指標値は概ね 1.1～1.8 であり，設計年代による違いはあまり見られない（図－６（a））。また，建物高さが高い骨組モデルは終局指標値が大きい傾向があり，T1 が長い（階数が多い）骨組モデルは終局指標値が大きい傾向がある（図－６（b），（c），（d））。図－６（e）を見ると，C_B が小さくなる程，終局指標値は大きくなっている。これは，T1 の長い骨組モデルほど，C_B が小さいためである。また，図－６（f）より，C_B×T1 が大きくなる程，終局指標値は大きくなることが分かる。設計期が新しい程，C_B×T1 の平均値は小さくなる傾向があるため [1),5)]，第 1 年代及び第 2 年代の骨組モデルに比べ，第 3 年代の骨組モデルは，やや終局指標値は小さい。



（a）R2（BCJ-L2 入力倍率 1.0）　（b）R2（既往波 3 波）　（c）R_T（BCJ-L2 終局限界状態）

（d）R2/R_T（BCJ-L2 終局限界状態）　（e）梁の DF（BCJ-L2 入力倍率 1.0 倍）　（f）梁の DF（BCJ-L2 終局限界状態）

図－7　骨組モデルの終局指標値と地震応答値との関係

6.2 地震応答値による終局指標値

図－7 に骨組モデルの終局指標値と地震応答値との関係を示す。基準地震動入力時において，骨組モデルの R2 が小さい程，終局指標値は大きく，建築物の保有する耐震性能は高いと考えられるが，既往波 3 波においては，R2 による終局指標値の推定が難しいと考えられる（**図－7**（a），（b））。また，R_T が小さく，R_T に対する R2 の比が大きい程，終局指標値は小さくなる（**図－7**（c），（d））。これは，地震動入力時に一部の層の変形だけが過大になる場合には，特定層への変形集中が見られない場合に比べて終局指標値を小さく評価することを示している。また，基準地震動入力時において，梁の最大塑性率が大きい程，終局指標値が小さくなる傾向が見られるが，終局限界変形時における，梁の最大塑性率と終局指標値の相関はそれほど見られない（**図－7**（e），（f））。

7. まとめ

本研究では，既存超高層 RC 造建築物の構造特性を代表する骨組モデルを基本として，保有水平耐力の大きさを変えた骨組モデルを作成して時刻歴応答解析を行い、終局限界状態に達する入力地震動の強さを表す終局指標値を検討した。本解析の範囲内であるが，以下に得られた知見を示す。

1) 基本モデルの終局指標値は概ね 1.1～1.8 であり，平均的には設計年代による大きな違いは見られない。
2) 終局指標値は，建物高さが高い程，固有周期が長い程大きくなる傾向がある。
3) 終局指標値は，C_B×T1 の値（C_B：設計用ベースシア係数，T1：1 次固有周期）が大きい程，大きくなる傾向がある。
4) 終局指標値が小さい程，レベル 2 地震動入力時層間変形角は大きくなる傾向がある。
5) 終局指標値が小さい程，最大層間変形角の全体水平変形角に対する比率が大きくなり，特定層へ変形が集中する傾向が増大する。

既存超高層 RC 造建築物の簡易な終局指標値の統計的な分析，部材の損傷状況に基づく修復限界状態など，保有耐震性能の詳細な評価は今後の課題である。

謝辞

本研究は，科研費（課題番号：22560556）「既存超高層鉄筋コンクリート造建築物の保有耐震性能及び制振補強効果の評価」の助成を受けたものである。

参考文献

1) 和泉信之，木村秀樹，石川裕次：日本における超高層鉄筋コンクリート建築物の構造特性の傾向，構造工学論文集，Vol.55B，pp.351-360，2009.3
2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004.1
3) （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
4) （財）日本建築総合試験所：機関誌 GBRC，Vol.32-33，2007.10-2008.10
5) 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