論文 多数回繰返し変形を受ける既存超高層 RC 造建築物の安全限界指標 と残存耐震性能の評価

川野 千咲*1·濱田 聡*2·道下 龍太郎*3·和泉 信之*4

要旨:海洋型巨大地震の発生により,超高層 RC 造建築物は設計時の想定以上の多数回繰返し変形を受ける ことが危惧される。本研究では繰返し変形の回数増大と履歴特性の劣化が既存超高層 RC 造建築物の保有耐 震性能に及ぼす影響を検討するため,地震動入力倍率を連続的に増大させ地震応答解析を行った。その際, 終局限界状態に達する入力地震動の強さを示す安全限界指標とともに,地震後の残存保有耐震性能を表す耐 震性能残存率を定義し,保有耐震性能を考察した。その結果から,繰返し変形の増加による安全限界指標の 低下傾向を明らかにし,終局限界状態における耐震性能残存率を評価した。

キーワード: 超高層 RC 造建築物,長周期地震動,繰返し変形,保有耐震性評価,耐震性能残存率

1. はじめに

現在,東海・東南海・南海地震などの大規模な海洋型 地震の発生により,大都市に多数建設された既存超高層 鉄筋コンクリート造(以下, RC 造)建築物は,設計時 に想定した数回の大変形を上回る多数回の繰返し変形を 受けることが危惧されている。これらの超高層 RC 造建 築物は設計当時の耐震規定を満足しているが,実際に保 有する耐震性能は十分把握されておらず,地震経験後に 残存する耐震性能については評価されていない。

そのため,著者らは,梁降伏型全体崩壊形の超高層 RC 造建築物の保有耐震性能について研究している。既往の 研究^{例えば1)}では,高さ 60m 以下の建築物を対象とした「鉄 筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)」²⁾(以 下,耐震性能評価指針)の基本的な考え方を踏襲して, 高さ 60m を超える超高層 RC 造建築物の保有耐震性能の 評価方法を提示した。この方法では,建築物の限界状態 に達する入力地震動の強さを基準地震動の強さに対する 比率で評価するため、低層から超高層まで同一の指標値 により保有耐震性能を評価できる。著者らは,既存超高 層 RC 造建築物を模擬した骨組モデルを作成し,使用 性・修復性・安全性の観点から部材の損傷度に基づいた 各限界状態を定め,保有耐震性能指標値を算出した^{1),3)}。

一方,地震経験後の残存耐震性能の評価は被災後の利 用や補修を検討する上で非常に重要である。柱や壁の破 壊が生じる層崩壊形の建築物では,耐震性能残存率は「震 災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」⁴⁾ で規定されている。これに対して,梁降伏型全体崩壊形 の建築物を対象とした耐震性能残存率は,耐震性能評価 指針においても規定されていない。近年,一般の建築物 を対象とした梁降伏型全体崩壊形の耐震性能残存率の研究は進みつつあるが^{例えば5)},超高層 RC 造建築物を対象とした耐震性能残存率は提示されていない。

著者らが提示した超高層 RC 造建築物の保有耐震性能 評価方法では,基準地震動の入力倍率(_HI 値)を連続的 に増大して地震応答解析を実施し,保有耐震性能指標値 (_HS 値)を算定している。そこで,地震応答解析から得 られる全層のエネルギー消費量に基づく梁崩壊型全体崩 壊形の耐震性能残存率(_HR)の算定方法を考案する。

本研究では、まず、超高層 RC 造建築物の保有耐震性 能を評価するため、保有耐震性能指標値と新たに耐震性 能残存率を定義し、30 階建建築物1棟を対象として、こ れらの指標値を検討する。次に、繰返し変形の回数増大 と履歴特性の劣化が保有耐震性能に及ぼす影響を評価す るため、設計年代別の既存超高層建築物9棟を対象とし て地震動入力倍率を連続的に増大させて地震応答解析を 実施し、2 つの指標値を考察する。その際、基準地震動 を連続入力して、繰返し変形の回数を増大させる。さら に履歴特性には耐震設計に用いられる設計モデルと、繰 返し変形による影響を反映する劣化モデルを用いる。

2. 解析計画

2.1 対象とする骨組モデル

解析対象モデルは,既往の研究で作成した骨組モデル である。骨組モデルは構造技術の進展度による3つの設 計年代の標準モデル3棟,計9棟である。標準モデルは, 設計年代それぞれの代表的な構造計画に基づいた,梁降 伏型全体崩壊形のラーメン構造である(表-1,図-1)。

*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	工学部建築学科		
*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)	



設計年代		第1年代			第2年代				
モデル名・方向	1G20X	1G25X	1G30X	2G20X	2G30X	2G40X	3G20X	3G30X	3G40X
建築物高さ(m)	60.8	75.5	90.3	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	786	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)	6	7	7	5	6	7	5	6	6
スパン数	4.5	4.5	4.5	5	5	5	6	6	6
$Fc(N/mm^2)^{*1}$	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	14.3	14.8	15.5	14.9	14.4	15.4	14.3	13.4
T1(sec)	1.12	1.37	1.68	1.13	1.72	2.16	1.29	1.80	2.43
C _B	0.163	0.130	0.113	0.145	0.105	0.074	0.134	0.090	0.068



*1:コンクリート設計基準強度の最大値 *2:主筋の最大値 *3:基準階重量を柱芯面積で除した値



2.2 解析モデルと検討用地震動

解析モデルは、各層を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とする。柱には曲げ・せん断・ 軸変形を、梁には曲げ・せん断変形を考慮する。柱の曲 げ・軸変形には平面保持の仮定によるファイバーモデル を用いて、ひび割れ及び降伏を考慮する。梁の曲げに対 するスケルトンカーブは、ひび割れ及び降伏を考慮した トリリニア型とし,柱・梁共にせん断変形は弾性とする。 減衰は内部粘性型とし、1次の減衰定数を3%とする。な お、安全限界変形は特定層の層間変形角が1/50[rad]程度 であるため、ここでは柱の P-δ 効果は考慮しない。

多数回繰返し変形の回数の増大を考察するために,基準地震動は3回連続で入力し,入力回数ごとに_HIs値と _HRを算出する。基準地震動には日本建築センター模擬地 震動(BCJ-L2)を用いる(図-2,表-2)。

2.3 復元力特性

梁には,設計モデルと劣化モデルを用いる。設計モデ ルには,一般的な Takeda モデルを使用する(図-3)。繰 返し変形が増大すると耐力劣化やスリップ性状が生じる ことがある⁶ため、劣化モデルには斉藤らの Saito-Slip モデル⁶を使用する(図-4)。Saito-Slip モデルのパラメ ータは斉藤らの実験結果に基づく設定値とする($\alpha = 0.5$, $\beta = 0.7$, $\gamma = 0.02$)。柱部材の曲げに対する復元力特性は ファイバーモデルにより決定される履歴特性を用いる。

3. 安全限界指標値と耐震性能残存率

3.1 安全限界指標值

使用・修復・安全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各限界地震動の 最大速度の倍率である。保有耐震性能評価の算出の流れ を図-5に示す。超高層 RC 造骨組は梁曲げ降伏型全体崩 壊形であり、各層の限界状態は静的非線形解析による梁 部材の損傷度に基づいて限界層間変形角(R_s)で表す。 その際、梁部材の損傷度は塑性率(DF)に応じて評価し、 各限界状態の層間変形角(R)を R_sとする(図-6)。使 用限界状態の R_sは柱に取り付く梁の DF から始める。修 復1・修復2・修復2、・安全限界状態の R_sは柱等価損 傷度(柱に取り付く梁の DF の平均値である柱等価塑性



	表−3	使用限界の損傷度部材比率の関係
--	-----	-----------------

梁部材の損傷度	1	2	3	4	5
梁部材の塑性率(DF)	0~1	1~2	2~3	3~4	4~
限界状態 使用限界 最大法	-	0%	0%	0%	0%

表-4 修復限界,安全限界の損傷度部材比率の関係

杜等	÷恤損傷度	1	2	3	4	5
柱等価塑性率(CDF)		0~1	1~2	2~3	3~4	4~
	修復限界1 平均法	-	0%	0%	0%	0%
限 界	<u>修復限界2</u> 平均法	1	I	20%	0%	0%
状態	修復限界2' 最大法	-	-	-	0%	0%
	<u>安全限界</u> 最大法	-	-	-	-	0%

率 CDF で評価,図-7) が等しい柱の負担せん断力の比率 から定める。使用限界状態の損傷度の部材比率の関係を 表-3に,修復1・修復2・修復2'・安全限界状態の柱等 価損傷度の部材比率の関係を表-4に示す。使用限界状態 の R_s は梁の DF が 1, 修復限界状態 2'の R_s は柱の CDF が3,安全限界状態のRsは柱のCDF が4に達するRと する。本論では、各限界状態の Rsの範囲を5 段階の変形 ゾーンに区分する (図-9)。限界地震動は、使用・修復 2'・安全限界状態では最大法(特定層のRがRsに達す る入力地震動,図-8(a)),修復限界状態1・2では平均 法(各層の R の平均が Rs の平均に達する入力地震動, 図-8 (b)) により決定する。詳しくは文献 1)によられた い。安全限界指標値(_HI_{SS}値)は安全限界状態(R_Sは概 ね 1/50~1/60 [rad])の_{HIs}値であり,高次モードの卓越 による特定層の変形増大にて決定される傾向が強い(図 -9)。したがって,残存保有耐震性能を把握するためには, HISS 値決定層以外の層の状態を評価することが必要であ る。

3.2 耐震性能残存率

梁降伏型全体崩壊形の超高層 RC 造建築物を対象とし て層のエネルギー消費量に基づく耐震性能残存率(_HR) の算定方法を考案する。ここでは,層のエネルギー吸収 能力(Eu)から消費エネルギー(E)を除いたエネルギ ーを残存する耐震性能として_HR を評価する。

ここで, $_{H}R$ は耐震性能残存率(%)である。 E_i は i 階の消費エネルギー, Eu_i は i 階のエネルギー吸収能力, η_i は i 階の耐震性能低減係数(%)である。











$${}_{H}R = \left(1 - \frac{\sum E_{i}}{\sum Eu_{i}}\right) \times 100[\%]$$
⁽¹⁾

$$\eta_i = \left(1 - \frac{E_i}{Eu_i}\right) \times 100[\%] \tag{2}$$

Hs値の算定では静的非線形解析と地震応答解析を実施 するため,層のエネルギーの算定にはこの解析結果を用 いる。各層の層せん断力(Q_i)と層間変位(δ_i)の関係 には,建築基準法告示 Ai 分布による外力を用いて静的非 形解析から得られる Q-δ曲線を用いる。Euiは,安全限界 変形時の層せん断力(_sQ_i)と層間変位(_sδ_i),除荷時変 位 $(_{0S}\delta_i)$ により定義される面積から算出する (図-10)。 οsδiは、各層の最大応答変形とその除荷時変形の比率(除 荷時変形比率, a) を _sδ_i に乗じて算定する (図-11)。E_i は、_HIss 値決定時の層せん断力(Q_i)と最大層間変位(maxδ_i), 除荷時変位 (₀δ_i) により定義される面積から算出する (図 -12)。また、特定層の変形が増大する場合には、履歴ル ープの片寄りが生じることがあり³⁾,この影響を層の消 費エネルギーに考慮する必要がある。そこで、図-12 に 示すように各層の Ei から Qi と片寄り変形(Δ)から算 定される面積 ($_{\Delta}E_i$) を低減することとする。なお、 Δ は, maxδi に変形の片寄り程度を表す片寄り率 (b, 図-13) を乗じて算定する。

図-14 に基準地震動の入力倍率($_{H}I$ 値) と最大層間変 形角(R_{max})の関係の概念図,図-15 に $_{H}R$ と R_{max} の関係 の概念図を示す。一般に、 $_{H}I$ を増大するに伴い、 R_{max} の 値が大きくなり、 $_{H}R$ は低下していくと考えられる。高 次モードの影響や片寄り変形により特定層に変形が集中 する場合、 R_{max} は大きくなり $_{H}I_{SS}$ 値は小さくなるが、特 定層以外の層の変形がそれ程増大しないため $_{H}R$ 値はあ まり低減しないと考えられ、変形集中の影響を評価する ことができる。

4. 耐震性能残存率の評価

本章では 30 階建の立体骨組モデル (3G30X) のみを対 象として,_HI を 0.1 から 1.8 まで 0.1 刻みで連続的に増 大させて地震応答解析 (1 回入力, Takeda モデル)を実



施する。図中には、R_sにより区分した変形ゾーン(図-9) を示す。

 $_{\rm H}$ L と各層の層間変形角の最大値 ($_{i}$ R_{max}) を図-16 に示 す。図中には $_{\rm H}$ I の値ごとに、1 層から 30 層までの $_{i}$ R_{max} を 表記している。これを見ると、 $_{i}$ R_{max} は $_{\rm H}$ I の増加に伴い 増加し、その分布の幅が広がっていくことがわかる。安 全限界状態の $_{\rm H}$ Iss 値は 1.43 であり、 $_{\rm H}$ I が 1.5 で R の幅 が大きく広がっており、変形が大きく進んでいることが わかる。 $_{\rm H}$ Iss 値はある層の R_{max} が安全限界変形に達した $_{\rm H}$ I であるため、 $_{i}$ R_{max} の分布(図-9) に見られるような 特定層への変形集中の程度を表すことは難しい。

図-17 に $_{H}R$ と $_{i}R_{max}$ の関係を示す。 $_{H}R$ は R が増大する につれて、その分布の幅が広がり、低下することがわか る。 $_{H}R$ は $_{H}I$ が 1.5 の際に 42%程度であり、安全限界に 到達すると $_{H}R$ は急激に下がることがわかる。 $_{H}R$ が増加 するほど特定層の変形が進んでいる。

各階の η_i の分布を図-18 に, η_i と $_iR_{max}$ の関係を図-19 に示す。 η_i は変形が大きくなるにつれて階による分布に 違いが見られるようになる。また、 η_i は R に伴い低下す る傾向があることがわかる。

図-20 に片寄り率(b) と R_{max}の関係を示す。R_{max}が大 きくとなるほどbが大きくなる傾向がある。安全限界変 形時(図中の*印)でb は大きくなっており,層間変形 角は片寄り変形により増大していることがわかる。

図-21に**b**と地震動の入力エネルギー(E)の関係を示 す。Eの増大に伴い、**b**は大きくなる傾向が見られる。

E が大きくなるほど片寄り変形は大きくなることがわ かる。安全限界状態の_HR 算出には,層の消費エネルギ 一の算定に片寄り変形の考慮が必要であると言える。

図-22 に $_{HR}$ と R_{max} の関係を示す。 $_{HR}$ は、 R_{max} の増大 に伴い低減していることがわかる。 R_{max} が 1/100[rad]を超 えると $_{HR}$ の低下が大きくなり、地震動 1 回入力の際の $_{H}$ Is 値決定時の $_{HR}$ は 54%程度である。

5. 履歴特性と指標値

本章からは骨組モデル9棟を対象として,既存超高層 RC 造建築物の傾向を考察する。30 階建 RC 造建築物

(3G30X) について図-23 に設計モデル,劣化モデルの HI_{SS} 値, HI_{SS} 値決定時の各層の最大層間変形角を示す。 履歴特性の違いにより,応答値の分布が異なるため,特 定層の応答で決定される HI_{SS} 値に差が生じることがわ かる。

既存超高層 RC 造建築物について図-24 に設計モデル と劣化モデルの安全限界時の $_{\rm H}$ R($_{\rm H}$ R_s) と R_{max}の関係を 示す。R_{max}に対応する $_{\rm H}$ R_s値に違いが見られる。設計モ デルと劣化モデルを比較すると,設計モデルの値のばら つきが大きいことがわかる。

そこで変形集中に着目して、図-25 に設計モデルと劣 化モデルの_HI_{SS} 値と R_{max}/R_T の関係を示す。なお、 R_T は 全体水平変形角(建物高さの 2/3 の位置の変形角)であ る。 R_{max}/R_T の値が大きいほど、特定の層に変形が集中し ていることを示している。設計モデルと劣化モデル共に、 R_{max}/R_T の値が大きくなるほど_HI_{SS} 値が小さくなる傾向 があり、劣化モデルのほうがより、特定層に変形が集中 し、指標値が決定している傾向が強いと言える。

図-26に設計モデルと劣化モデルの $_{H}R_{S}$ 値と R_{max}/R_{T} の関係を示す。両モデルも R_{max}/R_{T} が大きくなるほど $_{H}R_{S}$



値が大きくなる傾向があることがわかる。特定の層に変形が集中し、 $_{H}I_{SS}$ 値が小さく評価される場合でも、 $_{H}R_{S}$ 値は大きく残存耐震性能があることがわかる。

6. 繰返し回数と指標値

既存超高層 RC 造建築物について設計モデルと劣化 モデルに関する連続入力回数と $_{\rm H}I_{\rm SS}$ 値の関係を図-27 に示す。設計モデルは, $_{\rm H}I_{\rm SS}$ 値は連続入力回数1回目 で1.06~1.52,2回目で1.02~1.42,3回目で0.97~1.45 である。劣化モデルは、1回目で1.12~1.37,2回目 で1.00~1.37,3回目で0.96~1.30である。どちらのモ デルも $_{\rm H}I_{\rm SS}$ 値は連続入力回数に伴って低減しているこ とがわかり、また劣化モデルは、設計モデルに比べて $_{\rm H}I_{\rm SS}$ 値を小さく評価する傾向が見られる。また設計年 代による大きな差は見られない。なお、標準モデル以 外の骨組モデルを対象とした検討は今後の課題とする。

図-28 に設計モデルと劣化モデルにおける $_{\rm H}R_{\rm S}$ 値と 連続入力回数の関係を示す。これを見ると,設計モデ ル,劣化モデル共に $_{\rm H}R_{\rm S}$ 値は概ね 40~70%であり,連 続入力回数は $_{\rm H}R_{\rm S}$ 値には大きな影響を与えないことが わかる。これは安全限界時の層間変形角は,概ね 1/50 ~1/60 [rad] であり, $_{\rm H}I_{\rm SS}$ 値決定層の近傍以外の層で は,層間変形角はやや異なる場合があるが, $_{\rm H}R_{\rm S}$ 値に は大きな差異はないためと考えられる。

7. まとめ

本研究では,梁降伏型全体崩壊形の超高層 RC 造建築 物を対象として層のエネルギー消費量に基づく耐震性能 残存率の算定方法を示した。地震動入力倍率を連続的に 増大させて地震応答解析を実施し,安全限界指標と耐震 性能残存率を用いて,保有耐震性能を考察した。本解析 の範囲内であるが,以下の知見を得た。

- 安全限界層間変形角が増大するに伴い、安全限界指 標値は増大し、耐震性能残存率は低下する傾向があ るが、特定層の変形集中によりその傾向は異なる。
- 耐震性能残存率の評価では,層の消費エネルギーの 算定に片寄り変形の考慮が必要である。
- 設計モデルの履歴特性では、安全限界指標値は地震 動の連続入力回数に伴い低下する傾向がある。
- 4) 劣化モデルの履歴特性では、安全限界指標値は地震動の連続入力回数に伴い低下する傾向がある。
- 5) 劣化モデルは、設計モデルと比較して安全限界指標 値が小さく評価される傾向があり、繰返し変形に伴 う耐力劣化やスリップ性状が生じる場合には、その 影響を考慮することが求められる。
- 6) 安全限界状態の耐震性能残存率は設計モデルと劣化 モデルによる違いは小さく、地震動の連続入力回 数の影響はあまり見られない。

今後,保有耐震性能指標値とともに耐震性能残存率を 用いて地震経験後の建築物の被災度を推定する方法な どについて検討していく予定である。



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ある。こ こに記して深基なる謝意を示します。

参考文献

- 石塚圭介ほか: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と指標値に関する考察,コン クリート工学年次論文集,vol.35, No.2, pp.907-912, 2013.7
- 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,440pp,2004.1
- 藤原実咲、川野千咲、秋田知芳、和泉信之:多数回 繰り返し変形を受ける既存超高層鉄筋コンクリー ト造建築物の簡易終局指標値、コンクリート工学年 次論文集, vol.36, No.2, pp.685-690, 2014.7
- 日本建築防災協会:震災建築物の被災度区分判定基 準および復旧技術指針, 1991.2 および 2001.9
- 権淳日,高橋典之,崔琥,中埜良昭:梁降伏型 RC 造架構のエネルギー吸収能力に基づく全架構残存 耐震性能評価,日本建築学会構造系論文集,第78 巻,第693 号, pp.1931-1938, 2013.11
- 斉藤大樹ほか:長周期地震動を受ける RC 造超高層 建築物の構造性能 その 13,日本建築学会大会学 術講演梗概集,pp.735-736,2010.8