

既存超高層鉄筋コンクリート造建物の保有耐震性能指標と制振補強効果

SEISMIC CAPACITY INDEX OF EXISTING HIGH-RISE RC BUILDINGS AND EFFECT OF RETROFITTING BY SEISMIC CONTROL DEVICE

秋田 知 芳*, 石 塚 圭 介**, 濱 田 聡***, 和 泉 信 之****

Tomofusa AKITA, Keisuke ISHIZUKA, Satoshi HAMADA and Nobuyuki IZUMI

This paper shows a calculation method of seismic capacity index to reparability limit state and ultimate limit state of existing high-rise RC buildings. The seismic capacity indexes are calculated to frame models which correspond with seismic capacity of the existing high-rise RC buildings. The seismic capacity indexes of existing high-rise RC buildings are examined in order to clarify relationship between the indexes and structural characteristics, and relationship between the indexes and seismic responses. Furthermore, this paper shows an example for reduce of seismic response using response control device. It is found that improvement of seismic capacity is expected.

Keywords : High-rise building, Seismic capacity Index, Reparability limit, Ultimate limit, Design phase, Response control device

超高層建築物, 保有耐震性能指標値, 修復限界, 安全限界, 設計年代, 制振部材

1. はじめに

鉄筋コンクリート造 (以下, RC 造) 建築物の耐震性能を評価する手法として, 「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針 (案)」¹⁾ (以下, 耐震性能評価指針) において, RC 造建築物全体の耐震性能を指標化して示す方法が提案されている。同指針は, 耐震性能を指標化し, 従来の設計のように基準のレベルを上回ることを確認するだけでなく, どの程度の耐震性能を有するものかを確定値および確率で表現しようとするものである。しかしながら, 同指針では 60m 以下の建物を対象としており, 超高層 RC 造建築物は対象外となっている。

日本国内において, 超高層 RC 造建築物は現在までに 500 棟以上が建設されているが, これらの超高層 RC 造建築物の修復限界や安全限界など, 実際に保有する耐震性能は, 評価手法が確立していないため, 十分に把握されていない。社会資本の長寿命化が求められる省資源型社会において既存超高層 RC 造建築物の長期活用を図るには, 制振補強等により, その耐震性を向上させることが有効であるが, そのためにはまず既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能の実態を把握しておく必要がある。超高層 RC 造建築物の耐震性能評価では, 高次モードの影響によって各層の損傷のばらつきが大きくなるため, 修復性の評価において, 個々の部材の損傷度から各層あるいは建物全体の損傷度を如何にして評価するかが重要なポイントとなる。

2011 年東北地方太平洋沖地震における新耐震以降の RC 造建築物の被害を見ても, 倒壊に至るような甚大な被害を受けたものは少なく, 人命を確保するという大地震時の安全性の基準は概ね満足していたといえる。その一方で, 継続的な使用が困難, あるいは継続使

用には大規模な修復が必要となる建物が数多くみられた。経済活動や社会生活に及ぼす影響を考えると, 大地震時の安全性のみならず, 使用性, 修復性を明示することが非常に重要である。

筆者らは既往の研究^{2),3)}において, 耐震性能評価指針に基づいて超高層 RC 造建築物の保有耐震性能を評価する方法を提示し, 既存超高層 RC 造建築物の構造特性に基づいて設計年代ごとに作成した骨組モデルに適用して, 既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能評価を行った。しかしながら, 文献 2) および 3) では, 対象とした骨組モデルの数が少なかったため, 既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能の分布を分析するには不十分であった。

そこで本論では, 既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能を指標化してその実態の把握に道筋をつけることを目的として, 既存超高層 RC 造建築物を模擬した骨組モデルの保有耐震性能指標値の分布を示して, その分布の傾向を分析する。さらに, 耐震性向上を図るための制振補強を骨組モデルに施して, その補強効果を検証する。

2. 耐震性能評価法

2.1 評価法の概要と評価の流れ

本論では, 耐震性能評価指針に基づいて超高層 RC 造建築物の耐震性能評価を行う。本論で用いる耐震性能評価の流れを図 1 に, 各評価ステップにおける評価方法を耐震性能評価指針と対応させて表 1 に示す。なお, 本論では梁降伏型の崩壊形を示す超高層 RC 造建築物の耐震性能を評価することを目標としているため, 部材の評価は梁部材 (一部柱部材) を対象としている。

2.2 部材の限界状態と損傷度

部材の復元力特性と各限界状態に相当する部材変形の関係を図 2

* 千葉大学大学院工学研究科 助教・博士 (工学)
 ** 千葉大学大学院工学研究科 博士前期課程
 *** 千葉大学大学院工学研究科 博士後期課程 (戸田建設(株)) 工修
 **** 千葉大学大学院工学研究科 教授・博士 (工学)

Assistant Prof., Dept. of Architecture, Chiba University, Dr. Eng.
 Graduate Student, Dept. of Architecture, Chiba University
 Graduate Student, Dept. of Architecture, Chiba University, M. Eng.
 Prof., Dept. of Architecture, Chiba University, Dr. Eng.

表 1 各評価ステップにおける評価方法

評価ステップ	耐震性能評価指針	本論における耐震性能評価
目標性能	使用性, 修復性(I, II), 安全性	同左
基準地震動	極めてまれに発生する地震動の加速度応答スペクトルまたは時刻歴波形	時刻歴波形
部材の復元力特性	各限界状態と対応させながら, 部材の損傷に基づいて評価	復元力特性はトリリニアにモデル化し, 各限界状態は塑性率で定義(2.2節)
静的非線形解析	構造物および部材の力学的挙動および復元力特性を適切に表現しうるモデルを使用	同左
部材の損傷度	部材の損傷度は損傷度 I ~ IV の4段階とし, それぞれ部材の限界状態に応じて評価	部材の損傷度は損傷度 I ~ IV の4段階とし, 部材の限界状態(塑性率)に応じて評価(2.3節)
限界層間変形角	その層の限界状態に相当する層間変形角として, 部材の損傷度に基づき適切に評価	同左
建物の限界変形	ある階に限界層間変形角が生じた時点における建物の代表高さの水平変形	算定しない
建物応答	等価1自由度系による応答値, 多質点系モデルまたは部材レベルの地震応答解析	部材レベルの地震応答解析
限界地震動強さ	建物の限界変形を生じさせる地震動の強さ	建物の限界層間変形角を生じさせる地震動の強さ(2.4節)
保有耐震性能指標	限界地震動の基準地震動に対する強さの比率	同左

に示す。部材の復元力特性はひび割れ点および降伏点を有するトリリニア型の復元力特性にモデル化する。部材の限界状態は、降伏点を基準とした塑性率 (DF) で定義し、DF=1 を使用限界、DF=2 を修復限界 I、DF=3 を修復限界 II、DF=4 を安全限界とする。本論では、部材の損傷度を図 2 に示した区分に基づき評価し、塑性率が 0~1 を損傷度 I、1~2 を損傷度 II、2~3 を損傷度 III、3~4 を損傷度 IV、4 以上を損傷度 V とする。部材の限界状態を塑性率で定義したのは、塑性率が静的非線形荷重増分解析や時刻歴地震応答解析の結果から容易に求められるため、簡便で明快な評価手法とすることができるからである。なお、上記の定義については、3 章で実験結果との対応関係について述べる。

2.3 層の限界状態

(1) 部材の損傷度の評価

本論では、梁の塑性率から、それらの梁が取りつく柱の等価塑性率 (以下、柱等価塑性率) を算定し、塑性率で定義した区分 (表 2) に基づいて柱等価損傷度を評価する。図 3 に柱等価塑性率の算定例を示す。柱等価塑性率は取りつく梁の塑性率の平均値とする。図 3 で示した例では、柱等価塑性率が 1.75 の場合、柱の損傷度は II、柱等価塑性率が 2.25 の場合、柱の損傷度は III となる。

(2) 損傷度に基づく限界状態の評価

損傷度が等しい部材が負担するせん断力の比率から層の限界状態を定めて、各限界状態に相当する層間変形角を限界層間変形角と定義する。本論では、限界層間変形角は静的非線形荷重増分解析によって求める。層の限界状態と柱等価損傷度ごとの部材比率を表 3 に示す。表中の数値は、耐震性能評価指針の提案値を参考に定めたものである。ただし、層の限界状態の部材比率は柱等価損傷度を基に算定するため、梁部材では各限界状態として定義した損傷度よりも若干大きい値となる場合がある。表 3 に示す区分に従い、柱等価損傷度 II の部材比率が 0% 以上、もしくは柱等価損傷度 III の部材比率が 0% 以上 20% 未満の場合に修復限界状態 I に達しているものと評価する。表中の「-」は評価時にその損傷度の部材比率を用い

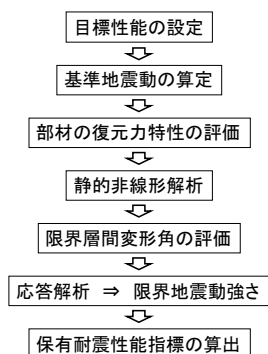


図 1 耐震性能評価の流れ

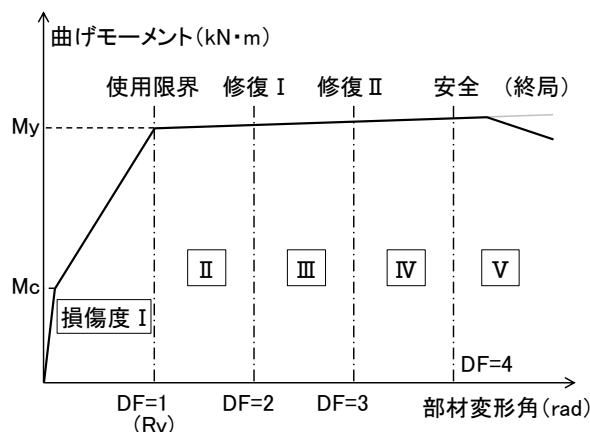


図 2 復元力特性と限界状態の定義

表 2 柱等価塑性率と柱等価損傷度の関係

	部材の損傷度				
	I	II	III	IV	V
塑性率 DF	0~1	1~2	2~3	3~4	4~

いことを意味している。また、柱等価損傷度Ⅲの部材比率が 20%を上回るか、もしくは柱等価損傷度Ⅳの部材比率が 0%を上回った場合に修復限界状態Ⅱに達しているものとして評価し、柱等価損傷度Ⅴの部材比率が 0%を上回った場合に安全限界状態に達しているものとして評価する。なお、修復限界状態Ⅰにおいては一部の梁部材の曲げ降伏を許容することになるため、本論では使用限界状態と区別して修復限界状態Ⅰと呼ぶことにする。また、安全限界状態においても塑性率 4 の値を多少上回ることを許容している。

2.4 限界地震動の算定

本論では、限界地震動は時刻歴地震応答解析によって求める。時刻歴地震応答解析による最大応答層間変形角と静的非線形荷重増分解析から求めた限界層間変形角を比較することによって限界地震動強さの判定を行う。修復限界Ⅰおよび修復限界Ⅱでは平均法を、安全限界では最大法を用いる。各判定法の模式図を図 4 に示す。平均法は、各層の最大応答層間変形角の平均値が各層の限界層間変形角の平均値に達した時（または、ある層の最大応答層間変形角が次の限界状態の限界層間変形角に達した時）の地震動を限界地震動強さとして判定する方法である。この方法を用いた場合、各層の損傷のばらつきを平均して評価するため、特定の層の変形の進展による過小評価を緩和することができる。これに対し最大法は、ある層の最大応答層間変形角がその層の限界層間変形角に達した時の地震動を限界地震動強さとして判定する方法であり、特定の層の損傷によって建物全体の損傷を評価するものである。各限界状態の限界地震動強さを算定し、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を保有耐震性能指標値として算出する。

3. 部材の限界状態と実験との対応

3.1 分析対象試験体

ここでは、文献 4)~7)に示されている梁部材の試験体を対象として、梁部材の損傷と塑性率との関係について分析し、2.2 節で示した部材の限界状態の定義（図 2）が、実際の部材の損傷状態とどの程度の対応関係にあるかを示す。分析対象とする試験体は表 4 に示す 5 体の十字型柱梁試験体である。HRPC01~HRPC03 にはスラブが無く、主筋には SD295 および SD390 が用いられている。HRPC15 および HRPC21 にはスラブが有り、主筋には SD490 および USD685 が使用されている。試験体の縮尺はいずれも 1/2 である。ここでの分析では、実験の損傷状態はひび割れ幅によって評価する。ひび割れ幅を用いるのは、実験において各部材角（各塑性率）でひび割れ幅が記録されているため、後述の図 7 のように塑性率によるひび割れ幅の推移を示すことができ、部材の限界状態の定義（図 2）との対応関係を明示しやすいからである。

3.2 梁の損傷状態

梁のひび割れ状況の一例として、図 5 に部材角 1/50rad 時の HRPC21 のひび割れ図を示す。ひび割れは、1/100rad 時で図 5 の 1/50rad 時とほぼ同様に、梁全体にわたって曲げひび割れが発生しており、その後のひび割れの増加は少なく、一部のひび割れが徐々に大きくなることによって損傷が大きくなっていった。最大ひび割れ幅は 1/50rad のピーク時で 2mm、除荷時（残留ひび割れ）で 1.5mm であった。

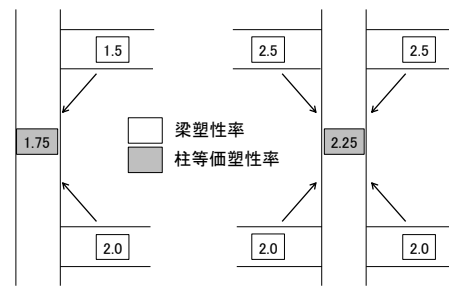


図 3 柱等価塑性率の算定例

表 3 層の限界状態と柱等価損傷度の部材比率

層の限界状態	柱等価損傷度の部材比率				
	I	II	III	IV	V
層の修復限界状態Ⅰ	-	0%	0%	0%	0%
層の修復限界状態Ⅱ	-	-	20%	0%	0%
層の安全限界状態	-	-	-	-	0%

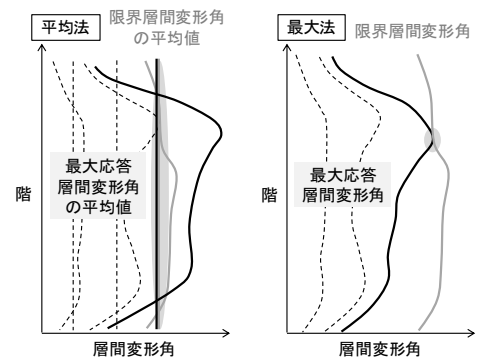


図 4 限界地震動強さの判定方法

表 4 分析対象試験体一覧

試験体名	b	D	σ_b	主筋		材種	補強筋	材種	スラブ
				一段筋	二段筋				
HRPC01	325	425	40	上端	2-D22 2-D19	SD390	4-D8@50	SD295	無し
				下端	2-D22 2-D19	SD295			
HRPC02	300	425	35	上端	4-D19	SD390	4-D8@50	SD295	無し
				下端	2-D13	SD295			
HRPC03	300	425	35	上端	2-D22 2-D19	SD390	4-D8@50	SD295	無し
				下端	2-D16	SD295			
HRPC15	300	400	49	上端	4-D19	SD490	4-S6@50	USD785	有り
				下端	3-D19	USD685			
HRPC21	300	400	40.6	上端	4-D19	SD490	4-D6@55	USD685	有り
				下端	4-D19	SD490			

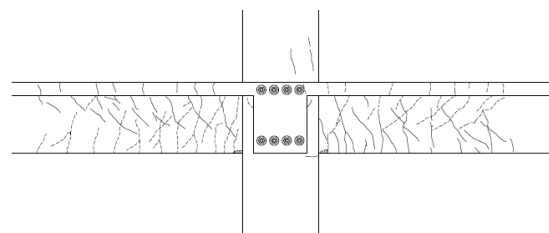


図 5 ひび割れ状況（HRPC21）部材角 1/50rad

図6に梁の最大残留ひび割れ幅とピーク時変形角との関係を示す。部材角 1/100rad までは、いずれの試験体も最大残留ひび割れ幅は0.5mm 程度以下であった。部材角が 1/75rad になると、試験体による差が見られ、最大残留ひび割れ幅は HRPC01 で 1.5mm となり、部材角 1/50rad では、最大残留ひび割れ幅は HRPC03 で 3.5mm となっている。以上のことから、部材角 1/100rad 付近から損傷が拡大する傾向があることが分かる。

図7に梁の最大残留ひび割れ幅と最大塑性率の関係を示す。塑性率は、梁主筋が最初に降伏した時点として算定しており、塑性率が1の時の各試験体の部材角は約 1/110~1/140rad であった。各試験体における部材角 1/100rad 時点での塑性率は概ね 1.1 から 1.3 程度であり、部材角 1/100rad を超えると主筋の降伏によってひび割れ幅が拡大していくものと推測できる。なお、今回分析した試験体では塑性率は最大でも3程度であったが、塑性率1時点の部材角から算定すると部材角 1/33rad 程度で塑性率4となるものと考えられる。最大残留ひび割れ幅は、塑性率1(図2の使用限界に相当)までは0.5mm 以下、塑性率1~2の範囲(図2の修復限界Iに相当)では0.1mm~1.5mm、塑性率2~3の範囲(図2の修復限界IIに相当)では1.0mm~3.5mm に分布しており、塑性率2を超えると大半が1.0mm を上回ることが分かる。

耐震性能評価指針では部材の使用可能性とひび割れ幅の対応が示されており、ひび割れ幅1~2mm 程度まで修復可能とされている。ここでは、今回分析した試験体の縮尺が1/2であることを考慮して上記の数値を1/2倍して、上限値の1mmを目安に修復可能かどうかを判断することとした。図7より塑性率2を超えると1mmを上回るものが大半であることから、塑性率2までは概ね修復可能であり、塑性率2を超えると場合によって修復が困難な事例が見られ始めると考えられる。したがって本論で定義した部材の限界状態は、今回示したデータの範囲では、使用限界および修復限界I(塑性率2未満)では実験結果との対応が良く、修復限界IIおよび安全限界(塑性率2以上)では実験結果に比べてやや塑性率を大きく見積もっている傾向があるといえる。

4. 骨組モデル

4.1 骨組モデルの概要

(1) 骨組モデルの構成

評価対象には、著者らの既往の研究⁸⁾において作成した、既存超高層RC造建築物の骨組モデルを用いる。骨組モデルは、構造技術の進展度により3つの設計年代(第1年代:1971年~1989年,第2年代:1990年~1999年,第3年代:2000年~)に分けて3棟ずつ、計9棟が作成されており、これを基本モデルと呼称する。表5に基本モデルの諸元を、図8に略軸組図および略伏図を示す。各年代において高さの異なる骨組モデルを3棟ずつ作成し、基準階の階高や

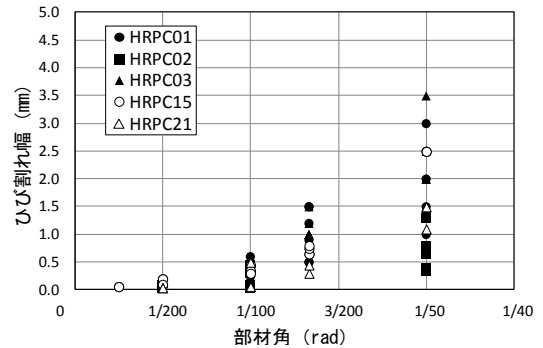


図6 梁の最大残留ひび割れ幅とピーク時変形角の関係

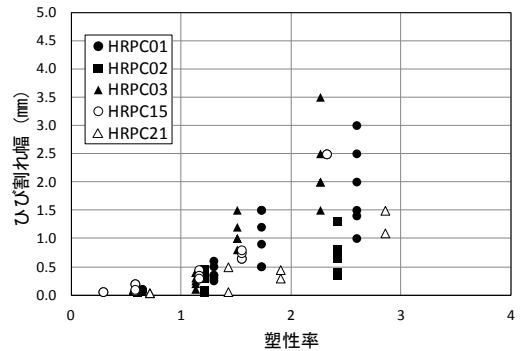


図7 梁の最大残留ひび割れ幅と最大塑性率の関係

表5 骨組モデル(基本モデル)の諸元

設計年代	第1年代						第2年代						第3年代					
	1G20		1G25		1G30		2G20		2G30		2G40		3G20		3G30		3G40	
モデル名	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
F _c (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	1.27	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)

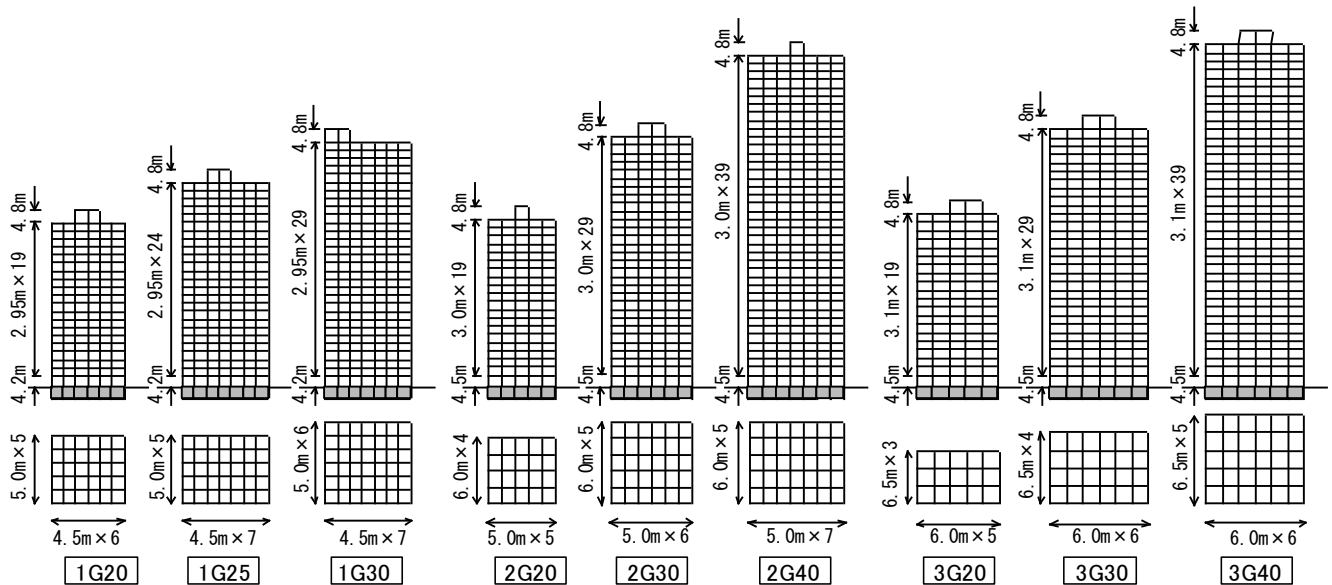


図8 骨組モデル（基本モデル）の略軸組図および略伏図

スパン長、柱支配面積、使用材料の強度を、設計時の性能評価シートに記載されたデータの分析結果に基づいて設定した。本論では、基本モデルに加え、基本モデルの保有水平耐力の大きさを変えた強弱モデルと、基本モデルの剛性の大きさ（固有周期）を変えた剛柔モデルをそれぞれ作成した。したがって、評価対象とする骨組モデルは、基本モデル9棟、強弱モデル18棟および剛柔モデル18棟の計45棟である。骨組モデルの一覧を表6に示す。モデル名は、第1年代25階建モデルを1G25のように表し、強モデルにはS、弱モデルにはW、剛モデルにはH、柔モデルにはLを階数の後ろに付ける。なお、モデル名の末尾には、解析時の方向によって、X方向の場合にはX、Y方向の場合にはYを付けることとする。また骨組モデルはいずれも梁降伏型となるように設計しており、柱梁耐力比は図9に示すように中柱で1.5～2.0程度の値となっている。

(2) 基本・強弱・剛柔モデル

図10に設計用ベースシア係数（1次設計時）と1次固有周期（ T_1 ）との関係を示す。基本モデルは、 T_1 と建物高さ（H）の関係（ T_1/H ）が第1年代で0.0185、第2年代で0.019、第3年代で0.020を概ね満足するように作成されている。また、設計用ベースシア係数（ C_B ）と T_1 の関係 $C_B \times T_1$ が第1年代で0.19、第2年代で0.18、第3年代で0.17として設計用ベースシア係数を設定した。

強弱モデルは、保有耐力の大きさを変動させたモデルであり、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している。梁の曲げ耐力の増減比15%は、主に主筋の材料強度のばらつきによる変動を考慮したものであり、各年代の設計用ベースシア係数の分布に概ね対応するように設定した値である。剛柔モデルは、剛性の大きさ（固有周期）を変動させたモデルであり、基本モデルに対して梁の剛性を1.2倍および層重量を0.8倍したモデルを剛モデル、梁の剛性を0.8倍および層重量を1.2倍したモデルを柔モデルとしている。梁の剛性の増減比20%は主にコンクリートの材料強度のばらつきによる変動を、層重量の増減比20%は床重量のばらつきによる変動をそれぞれ考慮したものであり、強弱モデル同様、各年代の設計用ベースシア係数

表6 骨組モデルの一覧とモデル名

年代	階数	基本モデル	強弱		剛柔	
			強モデル	弱モデル	剛モデル	柔モデル
第1年代	20階	1G20				
	25階	1G25				
	30階	1G30				
第2年代	20階	2G20	末尾にS	末尾にW	末尾にH	末尾にL
	30階	2G30	(例) 1G20S	(例) 1G20W	(例) 1G20H	(例) 1G20L
	40階	2G40				
第3年代	20階	3G20				
	30階	3G30				
	40階	3G40				

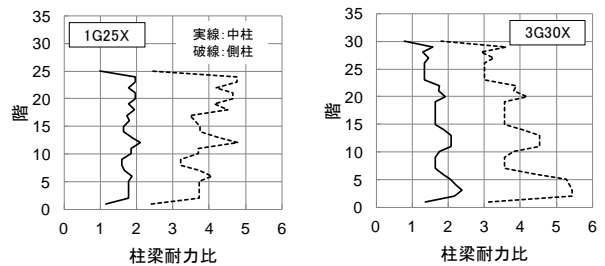


図9 基本モデルの代表的な位置の柱梁耐力比

の分布に概ね対応するように設定した値である。図10から分かるように、基本モデル、強弱モデル、剛柔モデルを併せると、各年代とも既存超高層RC造建築物の分布を概ね模擬することができる。

4.2 解析概要

4章では、骨組モデルの保有水平耐力の確認および各限界状態の限界層間変形角を求めるための静的非線形荷重増分解析と、骨組モデルのレベル1およびレベル2地震動入力時の最大応答層間変形角（R1およびR2）を算出するための時刻歴地震応答解析を行った。なお、静的非線形荷重増分解析による限界層間変形角の算定結果については5章で述べる。

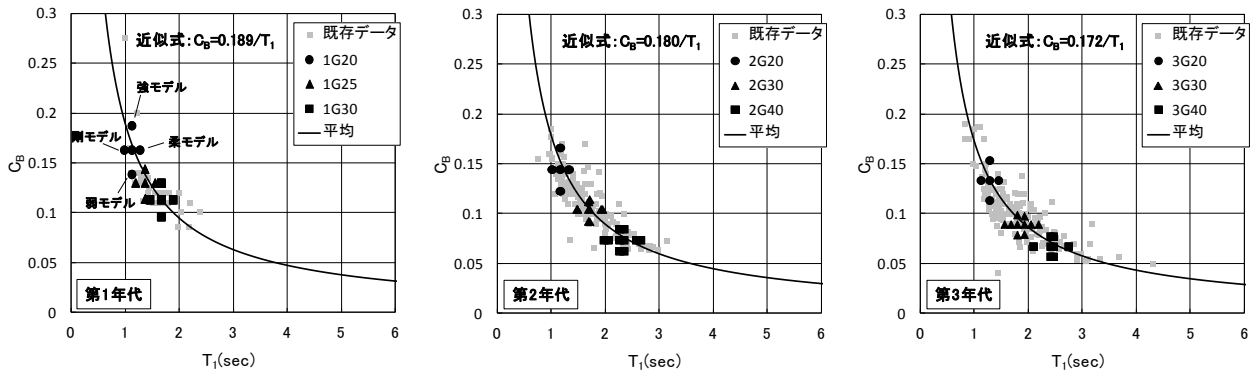


図10 各年代の設計用ベースシア係数の分布と骨組モデルとの対応

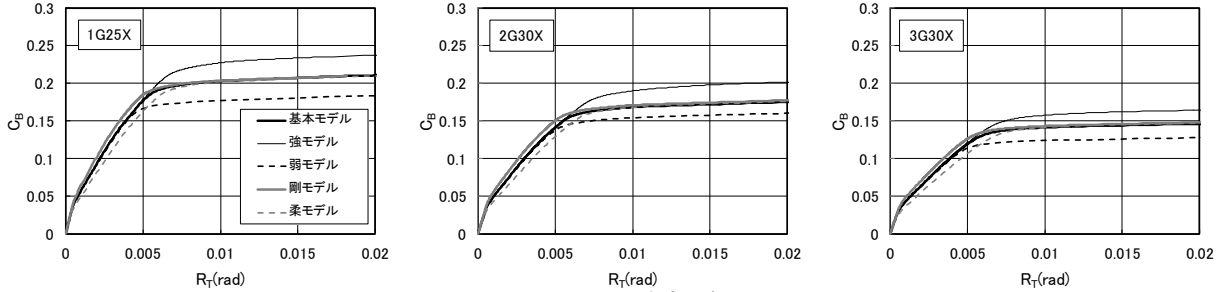


図11 ベースシアと代表変位角の関係

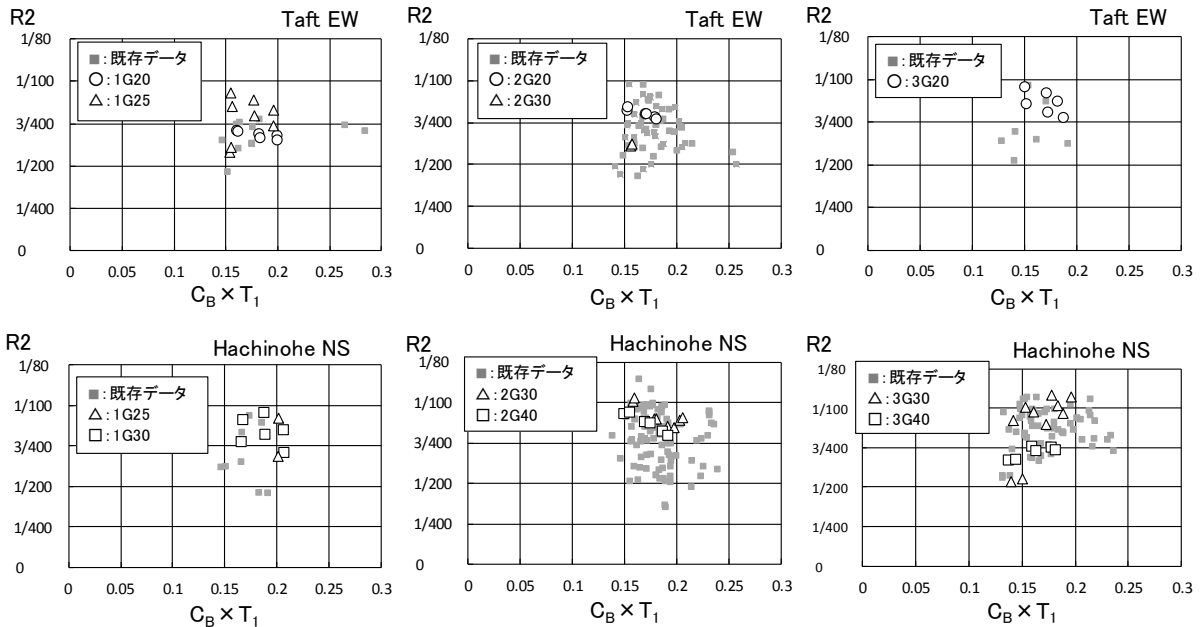


図12 R2と $C_B \times T_1$ の関係における既存データと骨組モデルとの対応

静的非線形荷重増分解析には、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を用い、外力分布は A_i 分布に基づいて設定した。柱及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(図2参照)とした。時刻歴地震応答解析にも同様の立体フレームモデルを用い、柱・梁のスケルトンカーブはトリリニア型(図2参照)とし、復元力特性には TAKEDA モデルを使用した。除荷時剛性低下指数は梁で0.50、柱で0.40とした。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%と仮定した。検討用地震動には表7に示す

表7 検討用地震動(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/sec]	25		
	最大加速度 [cm/sec ²]	254	251	166
レベル2	最大速度 [cm/sec]	50		
	最大加速度 [cm/sec ²]	509	503	332

既往波 3 波 (El Centro NS 波, Taft EW 波, Hachinohe NS 波) を用いた。地震動の強さは最大速度値で基準化し, レベル 1 で 25cm/sec, レベル 2 で 50cm/sec とした。

4.3 保有水平耐力と代表変形角

図 11 に骨組モデルのベースシア係数と代表変形角 R_T (建物高さの 2/3 の位置の変形から算定) の関係を示す。各年代 1 棟ずつ, 基本モデル, 強弱モデルおよび剛柔モデルの X 方向の結果を示している。基本モデルはいずれも代表変形角 1/100rad の時点で設計用ベースシアの 1.5 倍~1.7 倍程度の耐力を発揮するようなモデルとなっている。また, 強弱モデルは基本モデルに対して保有水平耐力が増減し, 剛柔モデルは剛性が増減していることが確認できる。

4.4 地震応答値

図 12 に既存超高層 RC 造建築物のレベル 2 地震動入力時の最大応答層間変形角 (R_2) と $C_B \times T_1$ の関係を表したものに, 骨組モデルの時刻歴地震応答解析により得られた応答値をプロットしたものを示す。既存データは, 建築物 1 棟に対して入力地震動のうち最大を示した地震動のケースのみがプロットされているため, 解析結果もそれに対応して, 既往波 3 波のうち Taft EW 波および Hachinohe NS 波で最大を示した骨組モデルのみプロットしている。骨組モデルの応答値は, 既存超高層 RC 造建築物のプロットが密な範囲と概ね対応していることから, 骨組モデルは既存超高層 RC 造建築物の構造特性を模擬していると判断できる。

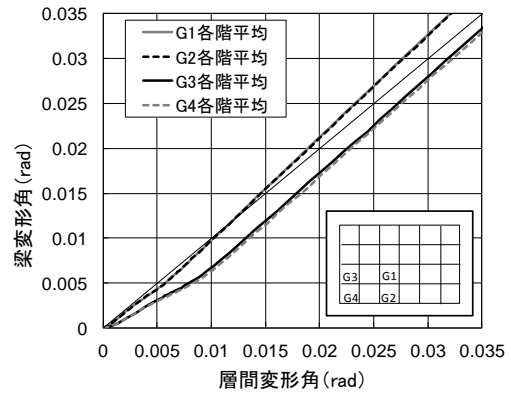


図 13 梁の変形角と層の変形角の関係 (3G30X)

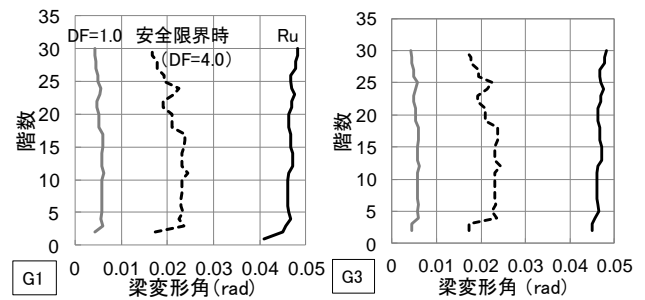


図 14 梁の変形角と塑性率の関係 (3G30X)

5. 保有耐震性能指標値の分布

5.1 解析概要

5 章では, 4 章で行った静的非線形荷重増分解析から求めた限界層間変形角を示すと共に, 骨組モデルの各限界状態の保有耐震性能指標値を算出するための時刻歴地震応答解析を行った。モデル化や解析条件は 4.2 節で示したものと同様であり, 入力地震動のみが異なる。入力地震動には保有耐震性能指標値を算出するための基準地震動として, 模擬地震動 BCJ-L2 (最大速度 57cm/sec, 最大加速度 356cm/sec², 継続時間 120sec) を使用する。入力地震動は, 倍率をカッコつきで表し, BCJ-L2 (1.0) のように表記する。なお, 本章では X 方向についてのみ検討した。

5.2 部材の限界状態と層の限界状態

(1) 梁および層の変形角

図 13 に静的非線形荷重増分解析から得られた梁の変形角と層の変形角の関係の一例 (3G30X) を示す。本論で評価対象とする骨組モデルは梁降伏型であるため, 層の変形角と梁の変形角が概ね比例関係にあることが分かる。したがって, 層の損傷を梁の損傷で代表して評価することができる。

(2) 梁の塑性率と限界変形角

本論では, 部材の限界状態を設定するために, 部材の塑性率を採用している。ここでの評価では, 梁部材を対象として行うため, 設定した限界状態と梁の変形能力との関係を明らかにしておく必要がある。図 14 は図 13 に示す G1 および G3 の位置の梁について, 静的非線形荷重増分解析から得られた安全限界時の梁の変形角とせん断耐力⁹⁾から求めた梁の限界変形角 (R_u) の関係の一例 (3G30X) を示したものである。塑性率 4.0 で定義した安全限界時の梁の変形

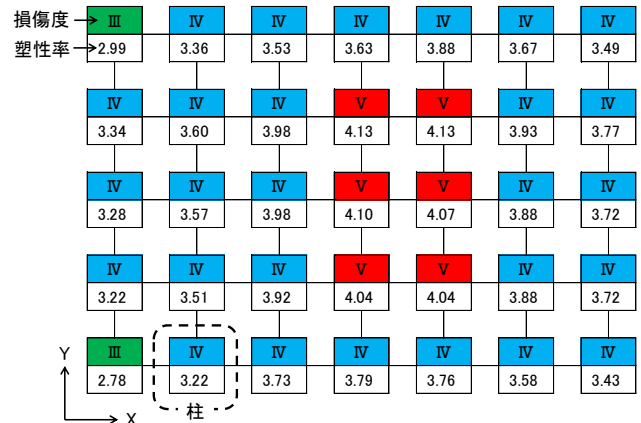


図 15 柱の損傷度の算定例 (3G30X, 13 階)

角が限界変形角よりも小さいことから, 定義した安全限界以上の変形能力を梁が有していることが分かる。

(3) 柱の損傷度と層の限界状態

柱の損傷度は, 静的非線形荷重増分解析から得られた梁の塑性率から算定した柱等価塑性率に基づいて図 15 (3G30, X 方向, 13 階, 安全限界時) のように求まる。図 15 は柱位置とその柱の損傷度および塑性率を示しており, 上段の数字が損傷度を, 下段の数値が柱等価塑性率をそれぞれ示している。表 2 に従い, 柱等価塑性率が 2 以上のものは損傷度 III, 3 以上のものは損傷度 IV, 4 以上のものは損傷度 V となり, 損傷度 V の部材があるため表 3 より層の安全限界状態に達した状態と評価される。一方, 図 16 は図 15 で示した算定例と同様にして建物全層の限界状態を評価し, 各層がそれぞれ修復限界 I, 修復限界 II および安全限界に達した時の建物の代表変形角

R_T を示したものである。3G30Xの場合には、 $R_T=1/85rad$ で13階が安全限界に達することが分かる。

(4) 層の限界層間変形角

上記(3)で算定した限界状態より得られる限界層間変形角を限界状態ごとに図17に示す。図17は静的非線形荷重増分解析の結果に基づいて各層の限界状態を評価し、各層がそれぞれ修復限界I、修復限界IIおよび安全限界に達した時の各層の層間変形角を示したものである。各限界状態の限界層間変形角の値はおおよそ、修復限界Iで1/150~1/200rad, 修復限界IIで1/100~1/150rad, 安全限界で1/75~1/50radとなっている。

5.3 保有耐震性能指標値の算出

ここでは、修復限界I、修復限界IIおよび安全限界について保有

耐震性能指標値を算出する。2.4節で述べたように、限界地震動の判定には修復限界Iおよび修復限界IIでは平均法を、安全限界では

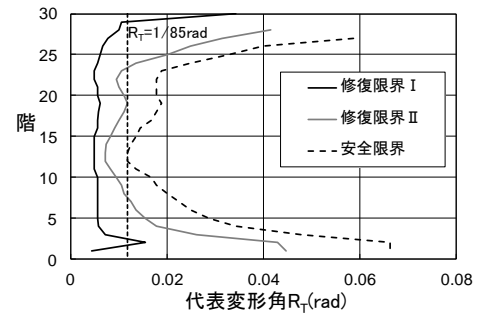


図16 層の限界状態の算定例 (3G30X, 13階で安全限界)

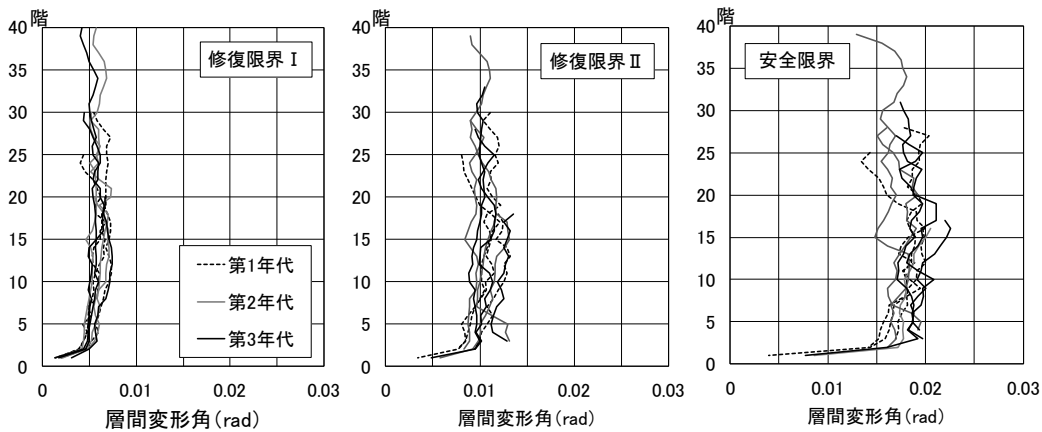


図17 各限界状態における限界層間変形角

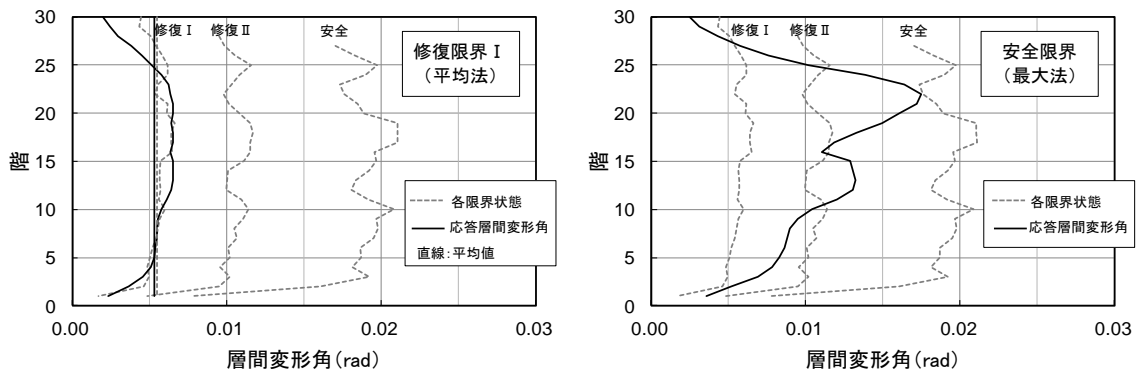


図18 限界地震動時の応答層間変形角分布 (3G30X)

表8 保有耐震性能指標値の算定結果一覧

年代	階数	基本モデル			強モデル			弱モデル			剛モデル			柔モデル		
		修復 I	修復 II	安全	修復 I	修復 II	安全	修復 I	修復 II	安全	修復 I	修復 II	安全	修復 I	修復 II	安全
第1年代	20階	0.90	1.01	1.09	1.01	1.16	1.26	0.76	0.85	0.89	1.12	1.39	1.47	0.87	1.18	1.28
	25階	0.77	1.24	1.44	0.89	1.41	1.50	0.60	1.15	1.28	0.80	1.11	1.17	0.73	1.10	1.17
	30階	0.84	1.02	1.15	0.97	1.18	1.31	0.70	0.87	0.97	0.93	1.36	1.43	0.84	1.23	1.44
第2年代	20階	0.78	1.09	1.27	0.94	1.27	1.46	0.63	0.93	1.05	1.01	1.27	1.33	0.86	1.25	1.34
	30階	0.78	1.02	1.48	0.85	1.15	1.69	0.64	0.87	1.01	0.88	1.25	1.33	0.79	1.11	1.4
	40階	0.80	0.96	1.04	0.93	1.08	1.17	0.69	0.84	0.89	0.84	1.30	1.37	0.74	1.18	1.35
第3年代	20階	0.84	1.18	1.28	0.96	1.35	1.46	0.69	1.00	1.08	0.92	1.07	1.15	0.85	1.14	1.26
	30階	0.72	1.29	1.41	0.87	1.45	1.56	0.61	1.11	1.21	0.86	1.23	1.39	0.77	1.07	1.27
	40階	0.72	1.15	1.30	0.81	1.32	1.47	0.62	1.00	1.15	0.82	1.19	1.26	0.67	1.18	1.57

最大法を用いることとする。図 18 に修復限界 I および安全限界時について限界地震動の判定結果の一例を示す。平均法では図 18 のように、限界状態（修復限界 I）の層間変形角の平均値に、応答層間変形角の平均値が達した時の地震動の強さで決めている。保有耐震性能指標値の算定結果の一覧を表 8 示す。

5.4 保有耐震性能指標値の分布

(1) 構造特性と指標値の分布

図 19 に骨組モデルの構造特性と保有耐震性能指標値との関係を示す。白色の点は修復限界 I の指標値を、灰色の点は修復限界 II の指標値を、黒色の点は安全限界の指標値をそれぞれ表している。図

19(a)より、修復限界 I の指標値は大部分が 0.6~1.0 の範囲に、修復限界 II の指標値は大部分が 0.8~1.4 の範囲に、安全限界の指標値は大部分が 1.0~1.6 の範囲にある。第 3 年代では、修復限界 II および安全限界の指標値が全て 1.0 以上であり、他の年代に比べてやや高い傾向がある。図 19(b)の建物高さ、(c)の 1 次固有周期および(d)の塔状比を見ると、修復限界 I 時に弱い負の相関があるものの、修復限界 II や安全限界では顕著な傾向は見られない。図 19(e)および(f)を見ると、設計用ベースシア係数 (C_B) と指標値の関係については正の相関が見られるが、 T_1 の影響（入力される地震動の影響）を考慮していないため、指標値との相関関係があまり明確ではない。そ

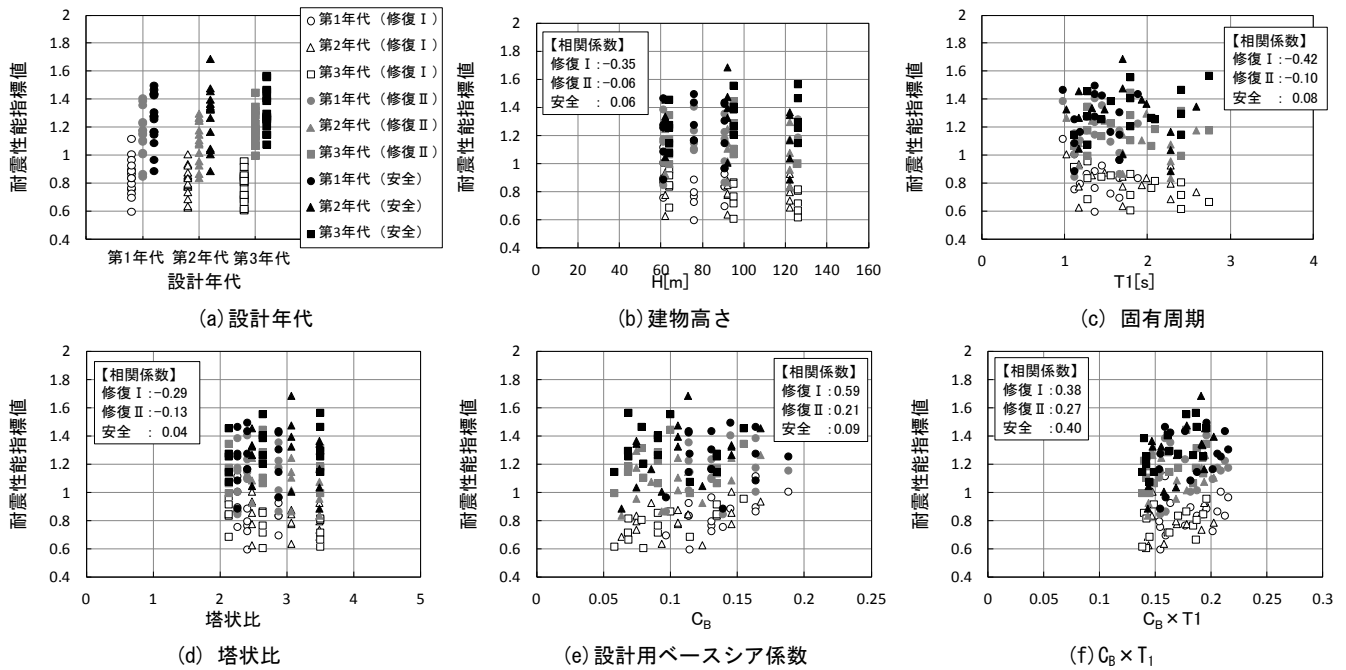


図 19 骨組モデルの構造特性と保有耐震性能指標値との関係

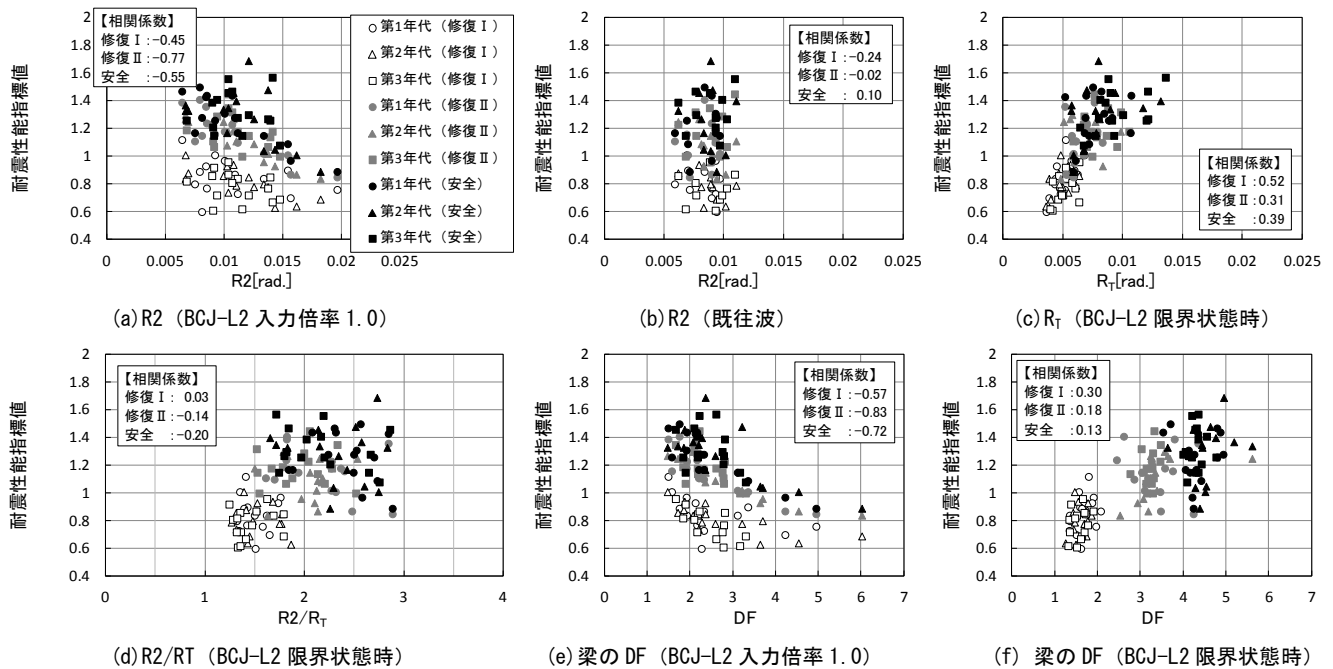


図 20 骨組モデルの地震応答値と保有耐震性能指標値との関係

れに対して、 $C_B \times T_1$ と指標値の関係では正の相関がはっきりと見られ、 $C_B \times T_1$ が大きくなる程、指標値が大きくなる傾向が明確になる。

(2) 地震応答値と指標値の分布

図 20 に骨組モデルの地震応答値と保有耐震性能指標値との関係を示す。図 20(a)および(b)は、時刻歴地震応答解析によるレベル 2 地震動入力時の最大応答層間変形角 (R_2) と指標値の関係をそれぞれ表したものである。図 20(a)では基準地震動に用いた BCJ-L2 (1.0) 入力時の R_2 一般的に R_2 が小さい程、建築物の保有する耐震性能は高いと推測されるため、指標値も大きくなるものと考えられる。図 20(a)から分かるように、基準地震動に用いた BCJ-L2 (1.0) 入力時の R_2 と指標値の関係には負の強い相関があり、上記の傾向が明確に表れていることが分かる。それに対して、基準地震動以外でもある程度の相関性が認められるかどうか検討するため、既往波入力時の R_2 と指標値の関係を示した図 20(b)では、その傾向が認められない。したがって、保有耐震性能指標値を算出する際の基準地震動以外の地震動応答値から指標値を推定することは難しいと考えられる。図 20(c)および(d)は限界状態（修復限界 I、修復限界 II および安全限界）となる地震動を入力した時の、全体変形角 (R_T) および R_T に対する R_2 の比 (R_2/R_T) と指標値の関係をそれぞれ示したものである。 R_2/R_T が大きい程、特定層に変形が集中していることを表している。図 20(c)には正の相関があり、図 20(d)には弱い負の相関があることから、 R_T が小さく、 R_2/R_T が大きい程、指標値は小さくなる傾向があるといえる。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指標値を小さく評価することを示している。図 20(e)および(f)は基準地震動入力時および限界状態となる地震動入力時の梁の最大塑性率 (DF) と指標値との関係をそれぞれ示している。本評価法では、図 3 に示すように梁の塑性率を柱の等価塑性率に置換してから保有耐震性能指標値を算定している。梁の塑性率と保有耐震性能指標値との関係がどの程度の相関性を有するかを図 20(e)および(f)から検討する。図 20(e)には強い負の相関があり、基準地震動入力時の梁の DF が小さいもの程、指標値が大きくなっている様子が見て取れる。一方、図 20(f)からは修復限界 I 時の梁の DF はおよそ 1~2、修復限界 II 時の梁の DF はおよそ 3~4、安全限界時の梁の DF はおよそ 4~5 であることが見て取れる。

6. 制振補強による耐震性の向上

6.1 解析対象モデルと補強方法

6 章では骨組モデルに制振補強を施した場合の耐震性能の向上についての検討を行う。制振補強の対象とする骨組モデルは、第 1 年代 25 階、第 2 年代 30 階、第 3 年代 30 階の基本モデルの X 方向 (1G25X, 2G30X, 3G30X) である。制振部材には粘性系ダンパーと履歴系ダンパーを用い、各層に同数を平面的に対象となるように配置する。各層に設置する制振部材の個数をパラメータとし、4 個、8 個、16 個とした 3 ケースを設定した。実際の設計では 8 個程度が限度であるが、より補強量が多いケースの補強効果を把握するために 16 個を設定している。制振部材を設置したモデルの呼称は、モデル名の後に制振部材の種類と個数を記したものとする。粘性系ダンパーを 4 個設置した場合は OIL-4、履歴系ダンパーを 4 個設置した場合は

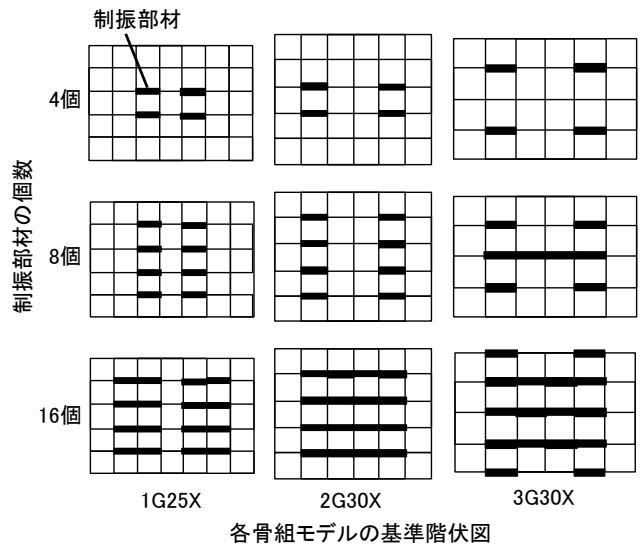


図 21 制振部材の配置位置

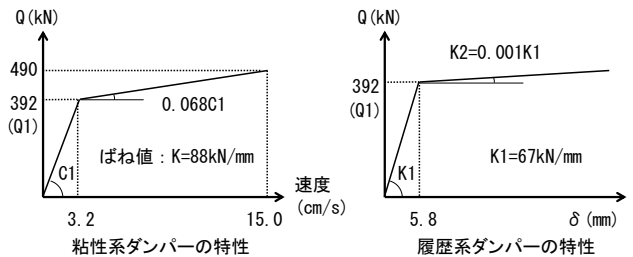


図 22 制振部材の特性

UV-4 と呼称する。ここでは、制振部材の補強量による応答低減の基礎的な効果を把握するため、単純に各層同数のダンパーを設置した場合の補強量による応答の違いを検討することとした。制振部材の配置位置を図 21 に、制振部材の特性を図 22 にそれぞれ示す。粘性系ダンパーの第 1 折れ点の減衰力および履歴系ダンパーの第 1 折れ点の荷重は共に 392kN となっており、応答時のベースシアに対する制振部材の水平方向の総容量の割合は、設置数 4 個で 3.8%、8 個で 7.2%、16 個で 14.8% となっている。

6.2 解析概要

骨組モデルのモデル化や解析条件は 4.2 節で示したものと同様とし、粘性系ダンパーには Maxwell モデルを用い、履歴系ダンパーには一般的なバイリニア型の履歴特性を用いた。4 章での時刻歴地震応答解析結果（制振補強なしのケース）と比較するため、検討用地震動には、表 7 に示した既往波 3 (El Centro NS 波, Taft EW 波, Hachinohe NS 波) のレベル 2 (最大速度 50cm/sec) を用いる。また、保有耐震性能指標値の評価には、模擬地震動 BCJ-L2 (最大速度 57cm/sec, 最大加速度 356cm/sec², 継続時間 120sec) を基準地震動として使用する。ここでは、修復限界 II および安全限界に関して評価を行う。

6.3 制振補強効果

(1) 地震応答値の低減

図 23 に 3G30X を対象に制振部材を設置した場合の最大応答層間変形角の分布を補強なし（非制振）と比較して示す。図 23 では検

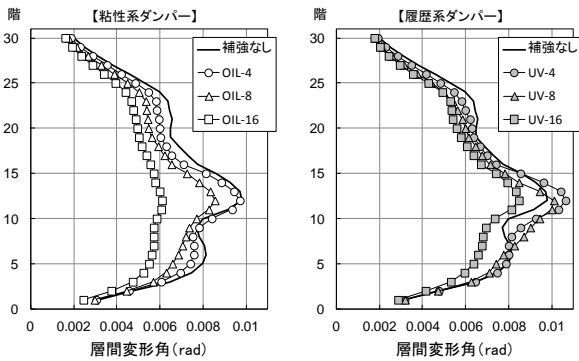


図 23 層間変形角の比較 (3G30X, Hachinohe NS 波)

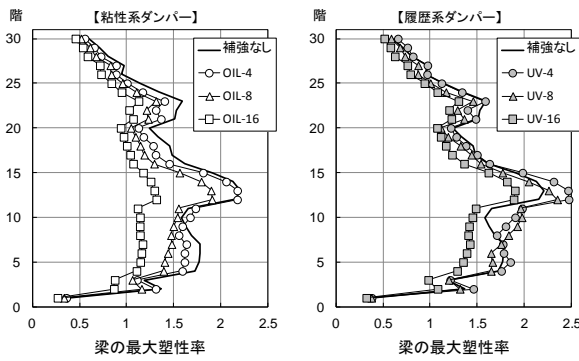


図 24 梁の最大塑性率の比較 (3G30X, Hachinohe NS 波)

討用地震動3波の中で最も大きい応答を示した Hachinohe NS 波入力時を示している。粘性系ダンパーでは設置数が増加するにつれて層間変形角が減少するのに対して、履歴系ダンパーでは設置数が4個および8個の場合には層間変形角が増大している。これは、履歴系ダンパーの設置により剛性が増大したことが影響している。ただし、設置数が16個の場合には各層において10%~20%程度層間変形角が減少している。図24は3G30Xを対象に制振部材を設置した場合の梁の最大塑性率の分布を補強なし(非制振)と比較したものである。図24も図23と同じく Hachinohe NS 波入力時を示している。最大応答層間変形角の場合と同様の傾向がみられる。

補強なしモデルの代表変形角 (R_T) に対する各モデルの R_T の比率(低減率)と制振部材が吸収した累積エネルギー量の入力エネルギー量に対する比率(累積エネルギー吸収率)の関係を図25に示す。粘性系ダンパーおよび履歴系ダンパーのいずれについても、制振部材の設置数が増加するにつれて(図中で、○:4個、△:8個、□:16個)、累積エネルギー吸収率が増加すると共に、 R_T が減少していくことが分かる。

(2) 耐震性能指標値の向上

補強なしの場合と制振部材を設置した場合の保有耐震性能指標値を図26に示す。また、制振部材を設置した場合について、補強なしの場合からの保有耐震性能指標値の増加量と累積エネルギー吸収率の関係を図27に示す。補強することによって各モデルの保有耐震性能指標値は増加しており、制振部材の設置数4個の場合で、修復限界Ⅱで0.2~0.3程度の向上が見込めることが分かる。また、修復限界Ⅱでは、粘性系ダンパーと履歴系ダンパーは設置数が同じ場合、保有耐震性能指標値は近い値となっている(図26)。保有耐

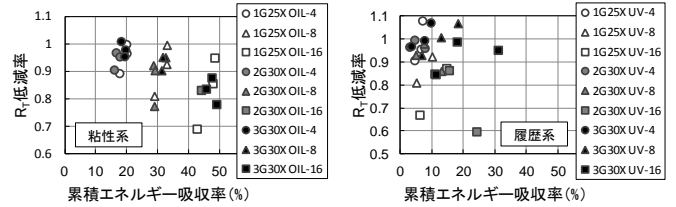


図 25 R_T 低減率と累積エネルギー吸収率の関係 (既往波3波)

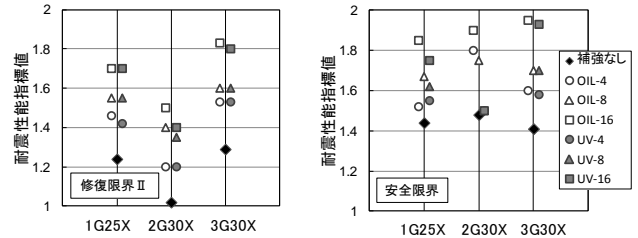
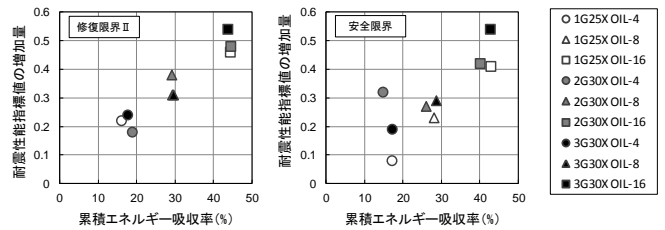
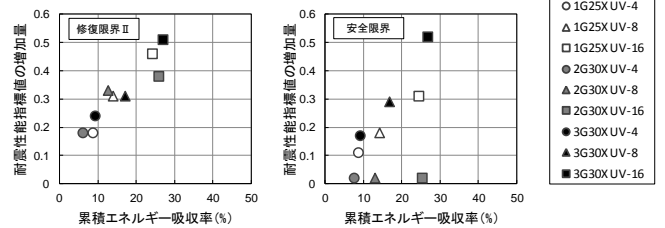


図 26 各モデルの耐震性能指標値 (BCJ-L2)



(a) 粘性系ダンパー



(b) 履歴系ダンパー

図 27 耐震性能指標値と累積エネルギー吸収率の関係 (BCJ-L2)

震性能指標値の増加量も制振部材の設置数が増加するにしたがって増加することが分かる。本論の検討の範囲では、保有耐震性能指標値を0.2~0.3程度向上させるには、粘性系ダンパーで約30%、履歴系ダンパーで約15%の累積エネルギー吸収率となる補強量が必要であると考えられる。

7. まとめ

本論では、既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能を指標化してその実態の把握に道筋をつけることを目的として、既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能指標値の分布を検討すると共に、耐震性向上を図るための制振補強の補強効果に関して考察を行った。以下に本論で得られた知見を示す。

- 1) 既存超高層 RC 造建築物を3つの設計年代に分けて分析を行い、分析結果に基づいて、既存超高層 RC 造建築物の構造特性を模擬

する骨組モデルを作成した。骨組モデルには、代表的な基本モデルと、基本モデルの耐力を変動させた強弱モデルおよび剛性・重量を変動させた剛柔モデルがあり、既存超高層 RC 造建築物の構造特性の分布（設計用ベースシア係数と 1 次固有周期との関係、レベル 2 地震動入力時の最大応答値）を概ね再現できている。

- 2) 部材の塑性率に基づいて、部材の損傷度を評価することによって、比較的簡便に保有耐震性能指標値を算出する方法を示した。また、高さ方向の損傷のばらつきを考慮するため、高さ方向の部材の損傷を平均して、限界地震動を求める方法を示した。
- 3) 本論で提示した評価法に基づく既存超高層 RC 造建築物の安全限界時の保有耐震性能指標値は、模擬地震動 BCJ-L2 を基準地震動とした場合、1.0~1.6 程度、修復限界 II における保有耐震性能指標値は 0.8~1.4 程度、修復限界 I における保有耐震性能指標値は 0.6~1.0 となった。本論で提示した評価法によって既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能を数値で明確に示すことが可能となった。
- 4) 既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能指標値は、修復限界 I、修復限界 II および安全限界のいずれにおいても、平均的には設計年代による大きな違いは見られなかった。
- 5) 既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能指標値は、 $C_B \times T_1$ の値（ C_B ：設計用ベースシア係数、 T_1 ：1 次固有周期）が大きい程、大きくなる傾向がある。この関係を利用すれば、 $C_B \times T_1$ の値から保有耐震性能の大略を把握することが可能となる。
- 6) 制振部材の設置数が増加するにしたがって、累積エネルギー吸収率は増加し、代表変形角 (R_T) は 1~2 割減少した。また、保有耐震性能指標値は粘性系ダンパーおよび履歴系ダンパー共に設置した個数に概ね比例して向上した。

今後の課題として、既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能の実態を明らかにするため、算出した骨組モデルの保有耐震性能指標値と既存超高層 RC 造建築物とを、構造特性 ($C_B \times T_1$ など) を介して関連付けていくことが挙げられる。

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。本論の作成にあたって元千葉大学大学院生の新井一樹氏、千葉大学和泉・秋田研究室大学院生の藤原実咲氏、卒論生の岩田望氏には、解析およびデータ整理に際してご協力を頂きました。また、戸田建設の竹中啓之氏には貴重な実験データをご提供頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 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，400pp.，2004.1
- 2) 秋田知芳，栗本耕太郎，石塚圭介，和泉信之：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) 石塚圭介，濱田聡，秋田知芳，和泉信之：既存超高層 RC 造建築物の保有

耐震性能評価法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

- 4) 菊田繁美，千葉脩：柱梁接合部の付着劣化性状に関する実験研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），pp.265-266，1992.8
- 5) 山内茂一，大井貴之，千葉脩，和泉信之，菊田繁美：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 4 高強度材料を用いた場合），日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），pp.79-80，1995.7
- 6) 渡部幸宏，菊田繁美，和泉信之，竹中啓之，濱田聡，石岡拓，稲永英治：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 12 接合部一体型高強度プレキャスト RC 骨組の実験概要），日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），pp.319-320，2005.7
- 7) 竹中啓之，菊田繁美，和泉信之，石岡拓，濱田聡，渡部幸宏，稲永英治：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 13 接合部一体型高強度プレキャスト RC 骨組の実験結果），日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），pp.321-322，2005.7
- 8) 秋田知芳，栗本耕太郎，五百井壯，和泉信之：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
- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，440pp.，1999.8