

# 論文 部分崩壊形を形成する RC 造建築物における崩壊層の比率と地震応答

高橋 克昌\*1・内山 慎吾\*2・和泉 信之\*3

**要旨:** RC 造建築物の保有水平耐力計算では地震時の応答変形が直接得られないため、部分崩壊形の適用には全体崩壊形に比べ応答変形が過大とならない条件が求められる。そのため本研究では、崩壊層の比率が異なる部分崩壊形を形成する RC 造曲げ降伏型フレーム構造を対象とし静的非線形解析及び時刻歴地震応答解析を行い、保有水平耐力と地震応答の関連を評価した。その結果から、崩壊層の比率として崩壊層の仕事量とエネルギー量に着目し、崩壊層の形成状況と応答変形、非崩壊層の耐力余裕の関係を分析して、保有水平耐力計算で崩壊層の応答変形が過大とならない部分崩壊形の条件を考察した。

**キーワード:** 鉄筋コンクリート造建築物, 保有水平耐力計算, 時刻歴応答解析, 部分崩壊形, 地震応答

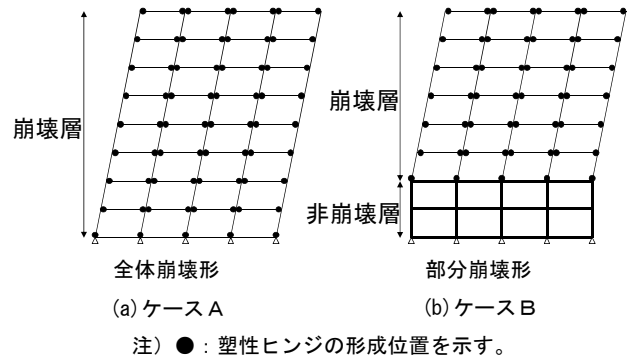
## 1. はじめに

鉄筋コンクリート造（以下、RC 造）建築物の保有水平耐力計算においては、各階で崩壊形を形成するときの保有水平耐力（ $Q_u$ ）が必要保有水平耐力（ $Q_{un}$ ）以上であることを確認する必要がある<sup>1)</sup>。架構の崩壊形は、全体崩壊形、あるいは部分崩壊形であり、 $Q_{un}$ を規定する構造特性係数（ $D_s$ ）の算定には層の部材種別や耐力壁の分担率を用いる。 $D_s$ 値が同一であれば、崩壊形による要求値の違いはない。部分崩壊形には、全体崩壊形とは異なり、崩壊形を形成する崩壊層のほかに崩壊形を形成しない非崩壊層がある。そのため、崩壊層の  $D_s$  値が同じ値の場合、部分崩壊形では全体崩壊形に比べて地震時にエネルギー吸収が期待できる崩壊層が少なくなり、大地震時には崩壊層の応答変形が大きくなるのが危惧される。また、部分崩壊形の形成を保証できる十分な保有水平耐力の余裕が非崩壊層に要求される。しかし、現行の保有水平耐力計算方法には、部分崩壊形における崩壊層の条件や非崩壊層の耐力余裕について規定されておらず、検討が必要である。

著者らは、RC 造曲げ降伏型フレーム構造の保有水平耐力計算について研究しており<sup>例えば 2)</sup>、崩壊層の階数の割合に応じた全体崩壊形と部分崩壊形との応答変形の比較や非崩壊層の耐力余裕については既に報告した<sup>3)</sup>。

本研究では、既報<sup>3)</sup>で対象とした RC 造曲げ降伏型フレーム構造の階数や部材剛性の設定ケースを大幅に増大して、静的非線形解析および時刻歴地震応答解析を行い、保有水平耐力と地震応答の関連について評価する。特に、崩壊層の比率として階数<sup>3)</sup>とともに新たに崩壊層の仕事量とエネルギー量に着目して、崩壊層の形成状況や地震時変形、非崩壊層の耐力余裕などの関係を分析して、応答変形が過大とならない部分崩壊形の条件を考察する。

検討対象とする崩壊形は、代表的な曲げ降伏型崩壊形を想定し、 $D_s$  値が 0.30 である全体崩壊形（ケース A）、上層が崩壊層で  $D_s$  値が 0.30 である部分崩壊形（ケース B）の 2 ケースとする（図-1）。



## 2. 崩壊指標

### 2.1 崩壊率

崩壊率（ $\alpha$ ）<sup>2)</sup>は、静的非線形解析のある荷重ステップにおいて想定した崩壊形の塑性ヒンジ位置で発揮される仕事量の総和（ $\sum M_i \cdot \theta_i$ ）を崩壊形形成時における塑性ヒンジ位置の仕事量の総和（ $\sum M_{ui} \cdot \theta_i$ ）で除した比率と定義している。ここで、 $\theta_i$ は仮想仕事法における塑性ヒンジの回転角として同一の値とする。つまり、崩壊率は全体崩壊形、あるいは部分崩壊形の形成程度を表す指標と言える。本研究では、地震応答を評価するにあたって、 $M_i$ として時刻歴地震応答解析により得られた塑性ヒンジ位置における最大応答曲げモーメントを用いるが、 $\theta_i$ に関しては本来の定義に従って同一の値とする。

$$\text{崩壊率 } \alpha = \frac{\sum M_i \cdot \theta_i}{\sum M_{ui} \cdot \theta_i} \quad (1)$$

\*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 工学部建築学科

\*3 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)

## 2.2 仕事量

仕事量 ( $\Sigma M \cdot \theta$ ) は、想定した崩壊形の塑性ヒンジ位置で発揮される最大応答時の仕事量の総和 ( $\Sigma M_i \cdot \theta_i$ ) とし、崩壊形形成時における塑性ヒンジ位置の仕事量の総和 ( $\Sigma M_{ui} \cdot \theta_i$ ) に崩壊率 ( $\alpha$ ) を乗じたものとして表せる。ここで、 $M_i$  及び  $\theta_i$  は崩壊率の算定と同様に取り扱う。

$$\text{仕事量 } \Sigma M \cdot \theta = \Sigma M_i \cdot \theta_i = \Sigma M_{ui} \cdot \theta_i \cdot \alpha \quad (2)$$

## 2.3 エネルギー量

エネルギー量は、静的非線形解析により得られる層せん断力 ( $Q$ ) と層間変位 ( $\delta$ ) の曲線における面積とし、2つの方法で求める。1つの面積は静的非線形解析による図-2に示す面積Aである。他の1つの面積は静的非線形解析による曲線と地震応答解析による最大応答値から得られる図-3に示す面積Bである。面積Bの算定では、除荷時変位や変形の片寄りを考慮する。除荷時変位は、地震応答解析から得られる除荷時最大層間変位を最大層間変位で除した比率 ( $\gamma_0$ , 図-4) を最大応答時の  $\delta$  に乗じた値とする。片寄りの補正では、片寄り変形 ( $\Delta$ , 図-4) を層せん断力に乗じた値を面積から低減する。

## 2.4 崩壊層比率

崩壊層比率 ( $pR$ ) は崩壊層の形成状況を比率で表した指標である。比率には階数、仕事量及びエネルギー量の比率を用いる。階数で表す崩壊層比率 ( $pR1$ ) は、崩壊層の数を全層数で除した比率とする。仕事量で表す崩壊層比率 ( $pR2$ ) は、部分崩壊形形成時の仕事量を全体崩壊形形成時の仕事量で除した比率とする。エネルギー量で表す崩壊層比率は部分崩壊形形成時のエネルギー量を全体崩壊形形成時のエネルギー量で除した比率とし、面積Aによる比率を  $pR3$ 、面積Bによる比率を  $pR4$  とする。

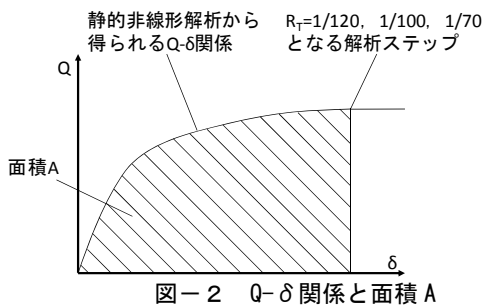


図-2 Q-δ関係と面積A

## 2.5 換算C値

換算C値は、静的非線形解析により得られるベースシア係数 ( $C_B$ ) と全体変形角の関係における建築物の曲線及び  $R_T$  軸で囲われる面積が三角形 OAB の面積と同等となるベースシア係数とする (図-5)。なお、 $R_T$  は建物高さの 2/3 程度の位置に相当する水平変形をその高さで除した変形角とし、本研究では崩壊層が多数の部分崩壊形を想定しているため、部分崩壊形であっても全体崩壊形と同一の  $R_T$  を用いる。また、三角形 OAB の面積は  $D_s$  値設定の基本的な概念<sup>1)</sup>を参考として、エネルギー一定則に基づく建築物の線形応答時の入力エネルギーを想定したものである。ここでは、線形剛性として、 $C_B=0.1$  相当時状態を想定している。

## 3. 解析計画

### 3.1 解析対象骨組と解析ケース

解析には、RC 造曲げ降伏型フレーム構造を対象として、内柱を想定した部分架構モデルを用いる (図-6)。ケース A は、 $D_s$  値が 0.30 である全体崩壊形、ケース B は上層が崩壊層で  $D_s$  値が 0.30 である部分崩壊形である。

解析ケースは、階数、崩壊層の数をパラメータとして既報<sup>3)</sup>の対象モデルを大幅に拡大して設定する。階数は 6F, 8F, 10F, 12F, 14F, 16F であり、崩壊層は上部に形成されるものとし、崩壊層の数を表-1に示すように設定する。また、ケース A, B の部材断面は、曲げ降伏型崩壊形を計画して設定する (表-2, 表-3)。各階の節点重量は、全階同一の重量とし、床単位面積あたり重量は  $11.7\text{kN/m}^2 \sim 13.8\text{kN/m}^2$  とする。1次固有周期は、0.47秒~1.23秒であり、建物高さの 0.019~0.021 倍程度に相当する。詳しくは文献3)を参照されたい。

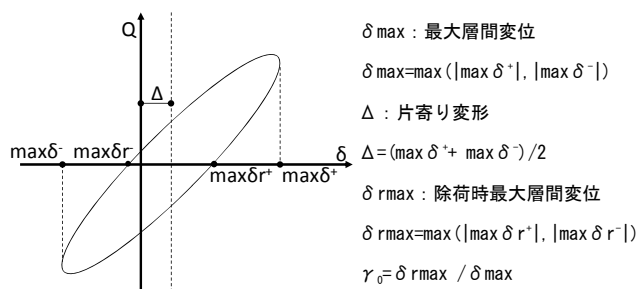


図-4 地震応答解析結果と片寄り変形

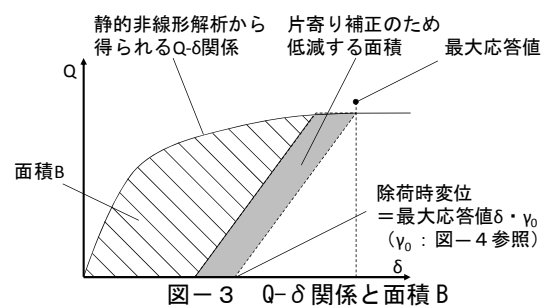


図-3 Q-δ関係と面積B

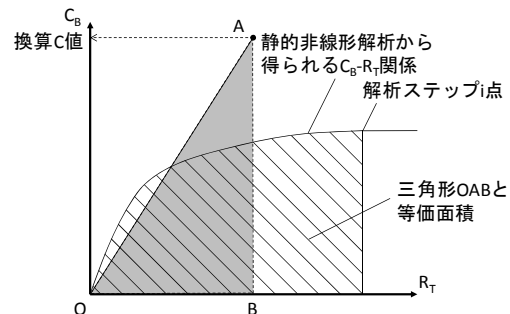


図-5  $C_B-R_T$ 関係と換算C値

### 3.2 部材の曲げ復元力特性

柱と梁の曲げに対するスケルトンカーブは、曲げひび割れや曲げ降伏を考慮するトリリニア型とする。なお、せん断に対しては弾性とする。各階の梁、柱の曲げ降伏強度 ( $M_y$ ) は、柱架構モデルを対象とした個別の線形解析により算定された応力 ( $M_e$ ) に基づき設定する。なお、線形解析では、文献 4) を参考に剛性低下を考慮した等価剛性を用いる (表-4)。外力分布は  $A_i$  分布<sup>1)</sup>とする。

ヒンジ部材の  $M_y$  は、 $D_s$  値 0.30 相当における線形解析による  $M_e$  とする。また、非ヒンジ部材の  $M_y$  は  $M_e$  の 2 倍とし、ヒンジ形成が起こらないように耐力を設定する。一般的な部材を想定し、既往の研究<sup>3)</sup>と同様に、曲げひび割れ強度 ( $M_c$ ) は、梁が  $M_y$  の 1/4 倍、柱が  $M_y$  の 1/3 倍 (6~10 階)、1/4 倍 (12~16 階) とする。また、各部材は、せん断破壊しないものとする。

ヒンジ部材における曲げのスケルトンカーブは、架構の階数によって同一に設定する<sup>3)</sup> (表-5)。一方、非ヒンジ部材の梁と柱における曲げのスケルトンカーブの第 2 剛性は、図-7 に示すように設定する (表-5)。設定 1 は、第 2 剛性を変化させずに降伏時剛性低下率 ( $\alpha_y$ ) を設定する。設定 2 では、ヒンジ部材と曲げ降伏時の部

材角 ( $\theta$ ) をそろえるように  $\alpha_y$  を設定する。また、RC 造骨組の非ヒンジ部材は、部材断面の主筋量により設定 1 と設定 2 の中間にも分布すると考えられるため、図-7 に示すように、設定 3、設定 4 として降伏時の部材角  $\theta_y$  を基準に設定 1 と設定 2 の間に等間隔で設定する。なお、第 3 剛性は初期剛性の 1/100 とする。

### 3.3 解析方法

解析は、部材の非線形性を考慮した時刻歴地震応答解析である。部材モデルは、建築構造設計で一般的に採用される材端ばねモデルとする。また、床は剛床と仮定して、梁外端部は鉛直方向変位を拘束する。復元力特性には、TAKEDA モデルを用いる (図-8)。内部粘性減衰は、瞬間剛性比例型 ( $h1=3\%$ ) とする。検討用地震動は告示波 (CODE-BCJ 波, 2 種地盤) を用いて検討する (表-6)。地震動の強さは、表-6 で示すレベル 2 (極めて稀な地震動) を基準とし、全体崩壊形を形成する  $D_s$  値が 0.30 であるケース A の全体変形角が  $R_T=1/120$ ,  $R_T=1/100$ ,  $R_T=1/70$  となるように入力倍率を設定する (入力 1/120, 入力 1/100, 入力 1/70 と呼ぶ)。この入力に対して、部分崩壊形を形成する  $D_s$  値が 0.30 であるケース B の解析を行う (表-7)。

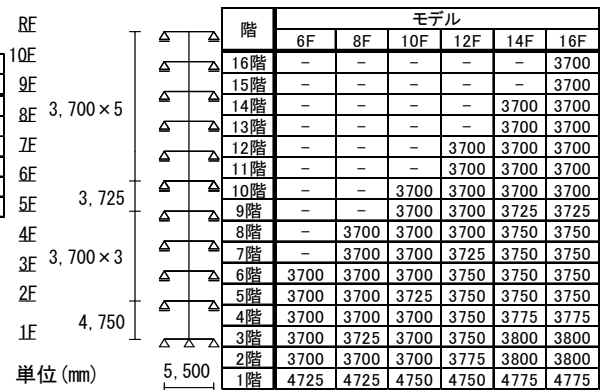
表-1 解析ケース

階数	非崩壊層の数															
	0	1	2	3	4	5	6	7	8							
6F	6F崩全	6F崩5	6F崩4	6F崩3	-	-	-	-	-							
8F	8F崩全	8F崩7	8F崩6	8F崩5	8F崩4	-	-	-	-							
10F	10F崩全	10F崩9	10F崩8	10F崩7	10F崩6	10F崩5	-	-	-							
12F	12F崩全	12F崩11	12F崩10	12F崩9	12F崩8	12F崩7	12F崩6	-	-							
14F	14F崩全	14F崩13	14F崩12	14F崩11	14F崩10	14F崩9	14F崩8	14F崩7	-							
16F	16F崩全	16F崩15	16F崩14	16F崩13	16F崩12	16F崩11	16F崩10	16F崩9	16F崩8							

表-2 大梁断面

梁断面・Fc	6F		8F		10F		12F		14F		16F	
	断面	Fc	断面	Fc	断面	Fc	断面	Fc	断面	Fc	断面	Fc
RF	幅	-	-	-	-	-	-	-	-	-	500	30
	せい	-	-	-	-	-	-	-	-	-	750	
16F	幅	-	-	-	-	-	-	-	-	-	500	30
	せい	-	-	-	-	-	-	-	-	-	750	
15F	幅	-	-	-	-	-	-	-	500	30	500	36
	せい	-	-	-	-	-	-	-	750		750	
14F	幅	-	-	-	-	-	-	-	500	30	550	36
	せい	-	-	-	-	-	-	-	750		750	
13F	幅	-	-	-	-	-	500	30	500	36	550	42
	せい	-	-	-	-	-	750		750		750	
12F	幅	-	-	-	-	-	500	30	550	36	550	42
	せい	-	-	-	-	-	750		750		750	
11F	幅	-	-	-	500	30	500	36	550	42	550	42
	せい	-	-	-	750		750		750		800	
10F	幅	-	-	-	500	30	550	36	550	42	550	48
	せい	-	-	-	750		750		750		800	
9F	幅	-	-	500	30	550	36	550	42	550	42	48
	せい	-	-	750		750		800		800		
8F	幅	-	-	500	30	550	36	550	42	550	48	48
	せい	-	-	750		750		800		800		
7F	幅	400	30	550	36	550	42	550	42	600	48	48
	せい	700		750		750		800		850		
6F	幅	400	30	550	36	550	42	600	48	600	48	51
	せい	700		750		750		800		800		
5F	幅	450	36	550	42	550	42	600	48	600	48	51
	せい	750		750		800		800		850		
4F	幅	450	36	550	42	600	48	600	48	600	51	51
	せい	750		750		800		800		850		
3F	幅	500	42	550	42	600	48	600	48	600	51	54
	せい	750		800		800		850		850		
2F	幅	500	42	600	48	600	48	600	51	650	51	54
	せい	750		800		800		850		850		

注) 基礎梁は幅 850 せい 2900 で同一断面とする



(a) 10F モデルの例 (b) 構造解析用階高  
図-6 解析対象骨組

表-3 柱断面及び 1 次固有周期

柱断面	モデル						T1 (秒)
	6F	8F	10F	12F	14F	16F	
16F	-	-	-	-	-	750	0.47
15F	-	-	-	-	-	800	0.59
14F	-	-	-	-	750	800	0.71
13F	-	-	-	-	800	800	0.87
12F	-	-	-	750	800	800	1.11
11F	-	-	-	800	800	850	1.23
10F	-	-	750	800	800	850	
9F	-	-	800	800	850	850	
8F	-	750	800	800	850	850	
7F	-	800	800	850	850	850	
6F	750	800	800	850	850	900	
5F	800	800	850	850	850	900	
4F	800	800	850	850	900	900	
3F	800	850	850	850	900	900	
2F	800	850	850	900	900	950	
1F	800	850	850	900	900	950	

注) 柱コンクリート:Fc は同じ階の梁に同一とする

表-4 線形解析における曲げ剛性低下率

全モデル	ヒンジ想定部材			
	柱	0.70	梁	0.40

表-5 非線形解析における降伏点剛性低下率

(a) ヒンジ形成部材 (設定1-4 共通)

モデル	形状	柱	梁
6F, 8F	曲げ	0.30	0.30
10F-16F		0.20	0.25

(b) 非ヒンジ部

モデル	形状	設定1		設定2		設定3		設定4	
		柱	梁	柱	梁	柱	梁	柱	梁
6F	曲げ	0.26	0.27	0.60	0.60	0.32	0.33	0.41	0.43
8F		0.26	0.27	0.60	0.60	0.32	0.33	0.41	0.43
10F		0.17	0.22	0.40	0.50	0.21	0.27	0.27	0.35
12F		0.18	0.22	0.40	0.50	0.22	0.27	0.28	0.35
14F		0.18	0.22	0.40	0.50	0.22	0.27	0.28	0.35
16F		0.18	0.22	0.40	0.50	0.22	0.27	0.28	0.35

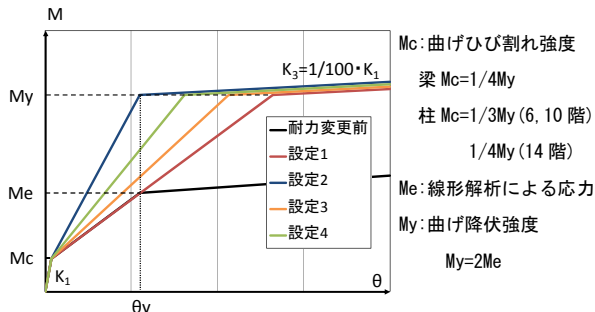


図-7 非ヒンジ部材の耐力設定方法

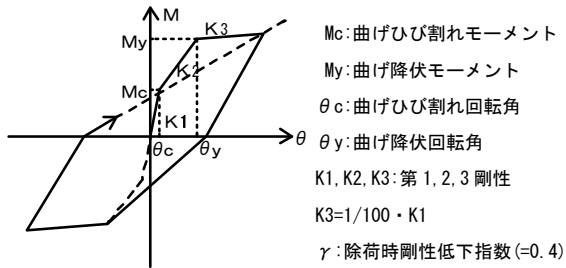


図-8 TAKEDA モデル

表-6 検討用地震動

波形名称	最大加速度	最大速度
CODE-BCJ (レベル2)	330(cm/s <sup>2</sup> )	54(cm/s)

表-7 検討用地震動倍率

階数	設定1			設定2		
	入力1/120	入力1/100	入力1/70	入力1/120	入力1/100	入力1/70
6F	0.60	1.05	1.30	0.65	1.05	1.30
8F	0.95	1.05	1.40	0.95	1.10	1.40
10F	0.95	1.05	1.45	0.95	1.15	1.55
12F	0.95	1.05	1.35	1.00	1.10	1.35
14F	0.95	1.15	1.90	0.95	1.15	1.75
16F	1.15	1.45	1.95	1.10	1.30	2.10
階数	設定3			設定4		
	入力1/120	入力1/100	入力1/70	入力1/120	入力1/100	入力1/70
6F	0.65	1.05	1.30	0.65	1.05	1.30
8F	0.95	1.10	1.40	0.95	1.10	1.40
10F	0.95	1.05	1.45	0.95	1.10	1.50
12F	0.95	1.05	1.30	1.00	1.05	1.35
14F	1.95	1.15	1.75	1.95	1.15	1.70
16F	1.15	1.35	2.00	1.10	1.35	2.05

#### 4. 解析結果

入力1/120, 入力1/100, 入力1/70について, ケース A, B の塑性ヒンジ計画位置において曲げモーメントの最大値を用いた崩壊率を図-9に示す。ケース A, B で入力1/100の場合,  $\alpha$ は概ね0.90以上となり, ほぼ崩壊形を形成している。また, 非ヒンジ部材の梁と柱における曲

げのスケルトンカーブの第2剛性が大きくなるほど, 崩壊率が大きくなっていることがわかる。このことから, 設定2, 設定4, 設定3, 設定1の順で崩壊層における塑性ヒンジの形成が進展しやすいモデルといえる。

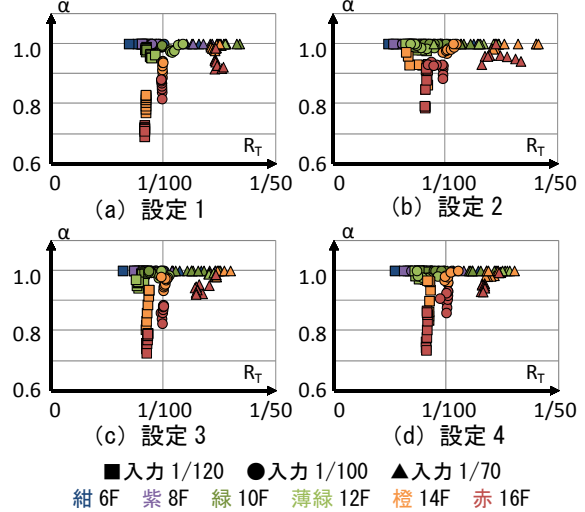


図-9 崩壊率

#### 5. 解析結果の考察

##### 5.1 崩壊層比率の比較

$pR1, pR2, pR3, pR4$  の関係を図-10にそれぞれ示す。 $pR1$ は $pR4$ の0.3~1.5倍程度,  $pR2$ は $pR4$ の0.2~1.3倍程度,  $pR3$ は $pR4$ の0.3~2.2倍程度の崩壊層比率となる。崩壊層比率は $pR3, pR4$ の値から $pR1, pR2$ の順に小さくなる。また,  $pR1$ と $pR2$ は比較的良好に対応している。これは本解析対象が内柱を想定した部分架構モデルで, 梁ヒンジの数が各階で同一であり, 各階の平面形が同一であることを想定しているためである。

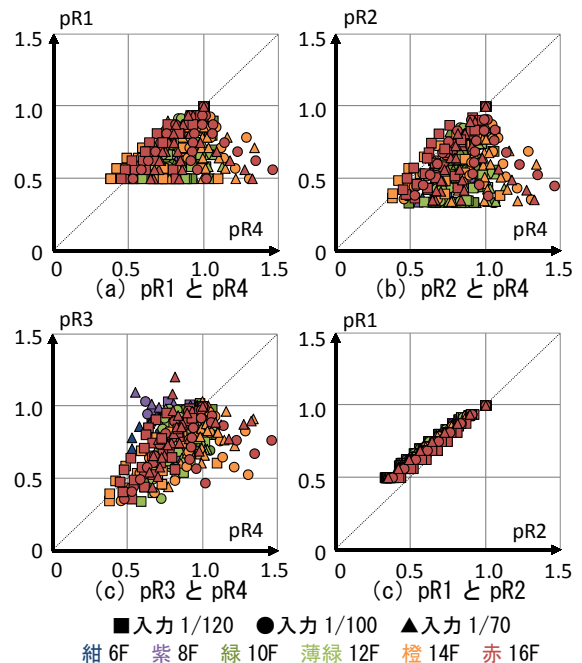


図-10 崩壊層比率の比較

## 5.2 ケース A とケース B の応答変形

入力 1/100 のケースについて、 $pR1$ 、 $pR2$ 、 $pR3$ 、 $pR4$  のそれぞれと、部分崩壊形の最大層間変形角 ( $R_B \max$ ) を全体崩壊形の最大層間変形角 ( $R_A \max$ ) で除した比率 ( $R \max$  比) の対応を図-11(a)に示す。 $pR1$ 、 $pR2$  と  $R \max$  比の対応を見ると、おおよそ崩壊層比率が小さくなるほど、 $R \max$  比が大きくなっていることがわかる。崩壊層比率が小さくなくても  $R \max$  比が 1 に近いケースがあるのは、設定 1 や設定 3 のように非崩壊層の剛性が小さい場合や 10F 以上のモデルの場合に、崩壊形が形成されず全体崩壊形と部分崩壊形の応答に差が出ない場合があるためである。一方で、 $pR3$ 、 $pR4$  と  $R \max$  比の対応を見ると、崩壊層比率が大きいかかわりなく  $R \max$  比が大きくなっている場合がある。これは、 $pR1$ 、 $pR2$  が応答変形の違いを考慮しない値であるのに対して、 $pR3$ 、 $pR4$  はエネルギー量を算出する過程で応答変形を考慮した値であるためである。部分崩壊形形成時に崩壊層のエネルギー吸収が大きい場合には、応答変形が全体崩壊形

に比べて増大して、崩壊層比率が大きくなると考えられる。 $R \max$  比の大きさを判別する指標としては  $pR3$ 、 $pR4$  は、 $pR1$  や  $pR2$  に比べてあまり適切でないことがわかる。

入力 1/120、入力 1/70 のケースについて、 $pR2$  と  $R \max$  比の対応を図-11(b)に示す。 $pR2$  が 2/3 以上となるケース B では、 $R \max$  比は 1.2 以下となりケース A に比べて過大な応答変形とはならない。しかし、14F モデルや、16F モデルの高層モデルの  $pR2$  が 2/3 以上となるケース B については、設定 1、設定 3、設定 4 では、ケース A と同程度の応答変形となるが、設定 2 では、 $R \max$  比が 1.5 程度となり応答変形の違いが大きくなる場合があるので注意が必要である。一方で、 $pR2$  が 2/3 未満となるケース B では、応答変形の違いが大きくなる場合がある。

## 5.3 ケース B の非崩壊層の耐力余裕度

入力 1/100 のケースについて、 $pR1$ 、 $pR2$ 、 $pR3$ 、 $pR4$  のそれぞれと、部分崩壊形の非崩壊層における最大層せん断力係数 ( $C_B \max$ ) を同一層における全体崩壊形の最大層せん断力係数 ( $C_A \max$ ) で除した比率 ( $C \max$  比)

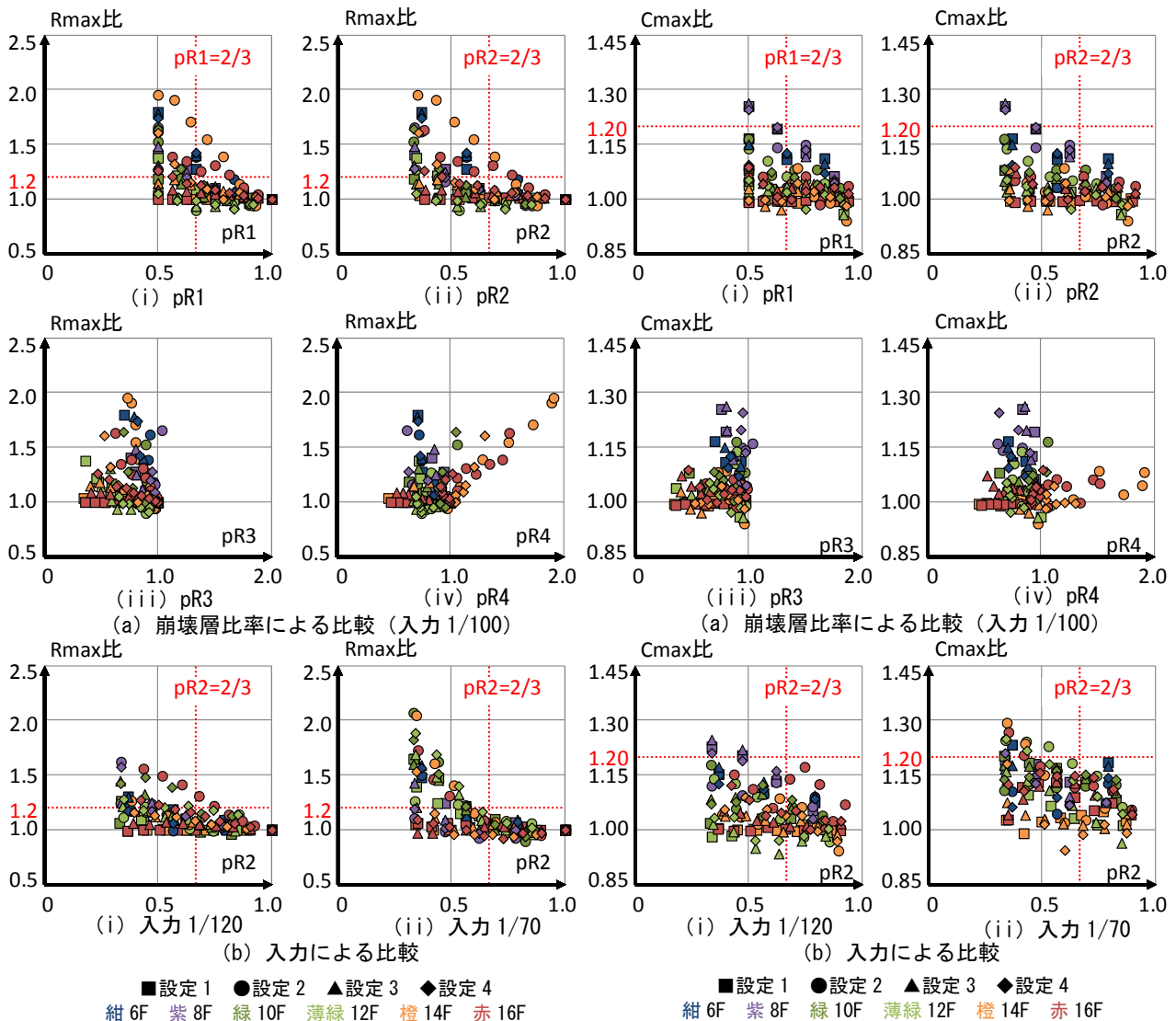


図-11 最大層間変形角 (ケース A, B)

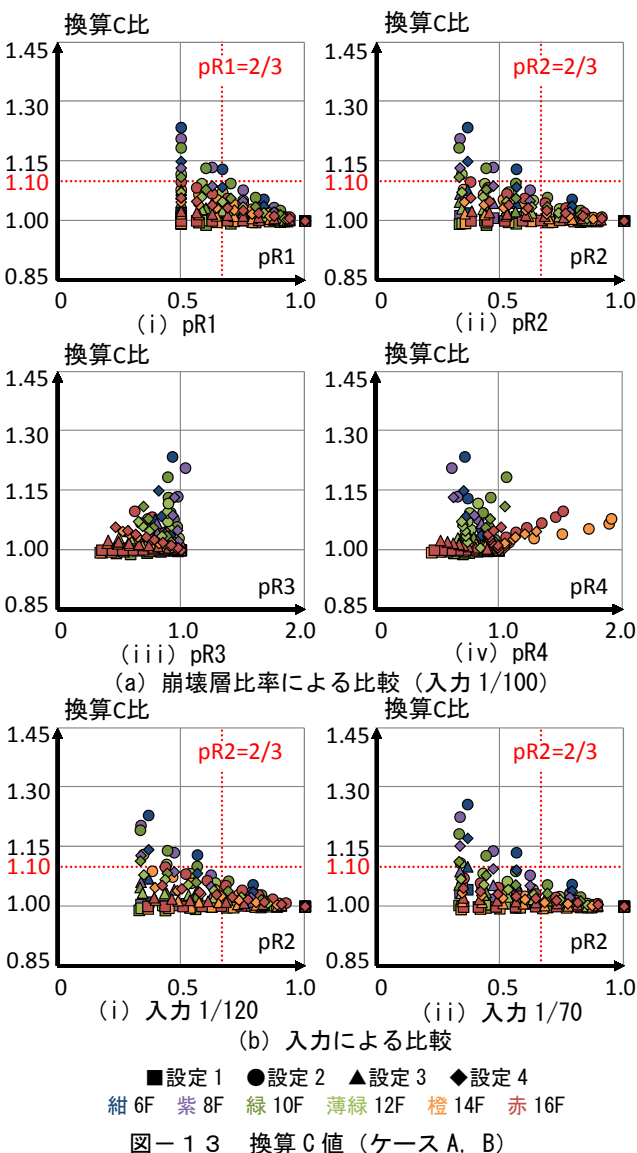
図-12 非崩壊層の最大層せん断力係数 (ケース B)

の対応を図-12(a)に示す。崩壊層比率と Cmax 比の対応には、Rmax 比との対応と同様の傾向がある。したがって、Rmax 比の評価と同様に pR1 や pR2 を崩壊層比率の指標として用いるのが望ましい。

入力 1/120, 入力 1/70 のケースについて、pR2 と Cmax 比の対応を図-12(b)に示す。pR2 が 2/3 以上となるケース B では、Cmax 比は、設定 1 では 1.0~1.2 程度、設定 2 では 0.9~1.2 程度の比率となる。したがって、このモデルでは、非崩壊層の保有水平耐力は部分崩壊形形成時層せん断力の 1.0~1.2 倍程度の耐力余裕が求められる。

#### 5.4 ケース A とケース B の Ds 値の割増

入力 1/100 のケースについて、pR1, pR2, pR3, pR4 のそれぞれと、部分崩壊形の換算 C 値を全体崩壊形の換算 C 値で除した比率（換算 C 比）の対応を図-13(a)に示す。崩壊層比率と換算 C 比の対応には、Rmax 比との対応と同様の傾向が見られる。したがって、換算 C 比についても、Rmax 比の評価と同様に pR1 や pR2 を崩壊層比率の指標として用いるのが望ましいことがわかる。



入力 1/120, 入力 1/70 のケースについて、pR2 と換算 C 比の対応を図-13(b)に示す。pR2 が 2/3 以上となるケース B では、換算 C 比は、設定 1 では 1.0 程度、設定 2 では 1.0~1.1 程度、設定 3, 4 ではその中間の比率となる。したがって、このモデルでは、1.0~1.1 倍程度の Ds 値の割増が求められる。

#### 6. まとめ

Ds 値が 0.30 の部分崩壊形の応答変形が全体崩壊形に比べて過大とならない条件を考察するために、RC 造曲げ降伏型部分架構モデルを対象として時刻歴地震応答解析を行った。その結果、本解析の範囲内であるが、以下の知見を得た。

- (1) 仕事量による崩壊層比率は、崩壊層の変形、非崩壊層の保有水平耐力の余裕などに関する部分崩壊形の条件を示す指標として用いることができる。
- (2) 仕事量による崩壊層比率が 2/3 以上である部分崩壊形では、崩壊層の応答変形は全体崩壊形の 0.9~1.2 倍程度である。
- (3) 仕事量による崩壊層比率が 2/3 以上である部分崩壊形では、非崩壊層の保有水平耐力として部分崩壊形形成時層せん断力の 1.0~1.2 倍程度以上の耐力の割増が求められる。
- (4) 仕事量による崩壊層比率が 2/3 以上である部分崩壊形には、部分崩壊形の Ds 値として全体崩壊形の Ds 値の 1.0~1.1 倍程度以上の割増が求められる。

今後、多様な部分崩壊形を形成するフレームモデルについて仕事量による崩壊層比率に応じた保有水平耐力と地震応答の関係について報告したい。

#### 謝辞

千葉大学和泉研究室の志村雄輝氏に多大なる協力を頂きました。ここに記して深甚なる謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) 国土交通省住宅局建築指導課ほか：建築物の構造関係技術基準解説書，pp.260-374，2007
- 2) 和泉信之，相羽均修，秋田知芳：未崩壊層を有する RC 造梁降伏型フレーム構造の必要保有水平耐力算定用崩壊形及び応力に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.2，pp.43-48，2010.7
- 3) 志村雄輝，高橋克昌，秋田知芳，和泉信之：部分崩壊形の RC 造建築物における保有水平耐力と地震応答，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.2，pp.37-42，2014.7
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針・同解説，pp.57-65，1988