

# 論文 崩壊形が異なる RC 造フレーム構造の必要保有水平耐力算定用応力に関する研究

相羽 均修\*1・木谷 圭一\*1・秋田 知芳\*2・和泉 信之\*3

**要旨**：建築物の必要保有水平耐力は、崩壊形及び部材応力などから計算されるが、RC 造曲げ降伏型フレーム構造の静的非線形解析では、全体崩壊形のほか、部分崩壊形や層崩壊形が形成される場合があり、大変形時においても崩壊形を形成しない未崩壊層が存在することが多い。そのため、未崩壊層を有する純フレーム構造について崩壊率を用いた必要保有水平耐力算定時の崩壊形及び部材応力の算定方法を提示する。次に、崩壊形が異なる 10 階建曲げ降伏型 RC 造フレーム構造の静的非線形解析を行い、変形の進展に伴う崩壊形の形成状況、部材応力の変動などを考察し、崩壊率を用いた崩壊形及び部材応力の推定方法を検討する。

**キーワード**：鉄筋コンクリート造建築物、フレーム構造、耐震構造、保有水平耐力、静的非線形解析

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート造（以下、RC 造と略記）建築物に対する耐震計算ルート 3 における保有水平耐力計算には数々の解析法があるが、最近では静的非線形解析により、保有水平耐力が必要保有水平耐力以上であることを確認している<sup>1)</sup>。保有水平耐力は、フレームの崩壊形形成時における柱及び耐力壁の負担水平せん断力の和として求められる。また、必要保有水平耐力 ( $Q_{un}$ ) の計算に用いる構造特性係数 ( $D_s$ ) は、崩壊形式や崩壊形形成時の部材応力度レベルなどから定められる部材種別と耐力壁のせん断力分担率に応じて算定される。

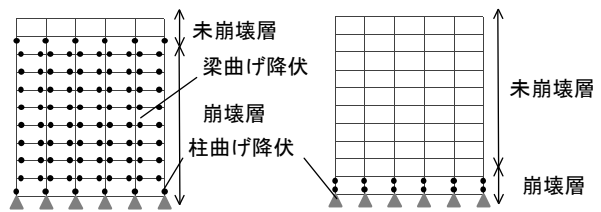
中高層 RC 造フレーム構造の静的非線形解析では、解析終了時に崩壊形を形成していない階（以下、未崩壊層と呼ぶ）が存在する場合が多く（図-1）、崩壊形形成時の部材応力を算定できない。また、過大水平変形時における柱の応力分布は地震時応力分布と異なることがある。そのため、現状では大半の階で主要部材に塑性ヒンジが生じ、一定以上の水平変形に達している場合には、未崩壊層が存在しても解析を終了し、未崩壊層では節点振り分け法により部材耐力から崩壊形形成時の応力を求める方法が示されている<sup>1)</sup>。この場合、層せん断力分布は当初用いた外力分布とは整合せず、未崩壊層の部材応力度レベルは、解析終了時の応力より過大となる。また、この方法の適用条件が例示されているが（例えば、塑性ヒンジの発生箇所が 70% 以上で、層間変形角が 1/50 を超える）<sup>1)</sup>、崩壊形の形成や水平変形に関する条件が明確とは言えない。このように、解析終了時の条件や未崩壊層の応力算定など設計上の検討課題は多い。

そのため、著者らは、静的非線形解析において解析終

了時応力から崩壊形形成時の応力 ( $D_s$  値算定時応力) を算定する方法について研究している（例えば<sup>2)</sup>）。この方法では、フレームの崩壊程度を示す崩壊率を用いて崩壊形を決定し、崩壊率と解析終了時の応力から  $D_s$  値算定時応力を算定する。なお、崩壊形の確定には、非ヒンジ部における耐力余裕度の確保が必要と考えるが、今後の課題としたい（図-2）。解析終了時変形は、崩壊形がほぼ形成され、部材の非線形性を反映した応力が得られる変形 ( $D_s$  値算定用変形) であり、具体的な条件として、設計上の簡明さから崩壊率と水平変形角の設定を考えている。この水平変形角の設定には、塑性化に伴う部材の応力推移状況を考慮するとともに、過大変形時の非ヒンジ部材の応力分布などを検討することが必要である。

既に、未崩壊層を有する曲げ降伏型全体崩壊形のフレーム構造の崩壊率については報告している<sup>2)</sup>。

本研究では、全体崩壊形のほかに、部分崩壊形、層崩壊形を対象とした崩壊率や  $D_s$  値算定時応力の算定方法を提示する。次に、崩壊形が異なる 10 階建 RC 造フレーム構造の静的非線形解析を行い、崩壊形の形成や部材応力の推移などを考察する。その際、解析終了時の条件として崩壊率や  $D_s$  値算定用変形角の値を検討する。



(a) 部分崩壊形の例 (b) 層崩壊形の例  
図-1 部分崩壊形及び層崩壊形の例

\*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 (正会員)  
\*2 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)  
\*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. 崩壊形及び応力の推定

### 2.1 $D_s$ 値算定の基本的な考え方

曲げ降伏型フレーム構造の構造特性係数 ( $D_s$ ) の算定には、まず、崩壊率から崩壊形を選択し、次にその崩壊形の形成時応力を推定し、崩壊形を確定する (図-2)。

### 2.2 フレーム構造の崩壊指標

本研究では、静的非線形解析における崩壊形の形成状況を表す崩壊指標として、崩壊率を用いる。

崩壊率 ( $\alpha$ ) 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を塑性ヒンジにおける終局時の仕事量の総和で除した比率<sup>2)</sup>とする。つまり、崩壊率は崩壊形の形成程度を表す指標であり、純フレーム構造の全体崩壊形に対する指標である。ここでは、全体崩壊率 ( $\alpha_s$ ) のほかに、部分崩壊形と層崩壊形に対して、部分崩壊率 ( $\alpha_p$ ) 及び層崩壊率 ( $\alpha_L$ ) を用いる。

### 2.3 崩壊形を選択

崩壊形は、想定される崩壊形のなかで、対応する崩壊率が最も大きいタイプとする。

### 2.4 層せん断力及び柱せん断力の推定方法

曲げ降伏型フレーム構造のベースシア係数 ( $C_B$ ) と全体変形角 ( $R_T$ ) の関係について概念図を図-3 (a) に示す。S 点は  $D_s$  値算定用変形であり、解析終了時である。崩壊形が未形成の場合には、崩壊形が完全に形成された  $C_B$  には達しない。崩壊率 ( $\alpha$ ) は、崩壊形に対応する仕事量の比であるので、崩壊形の形成時におけるせん断力は、 $D_s$  値算定用変形時のせん断力にその時点における崩壊率の逆数 ( $1/\alpha$ ) を乗じて算定する。

崩壊形形成時のせん断力 =

$$D_s \text{ 値算定用変形時せん断力} \times (1/\alpha) \quad (1)$$

### 2.5 柱の曲げモーメント及び軸力の推定方法

崩壊層における柱曲げモーメントは、次の手順で推定する。なお、部材のヒンジ発生箇所は、選択した崩壊形に応じた位置とする。まず、ヒンジを計画した柱脚の終局曲げモーメントと、上記の推定方法により算定した柱のせん断力を用いて、柱頭の曲げモーメントを算定する。次に、接合する梁のヒンジ形成時曲げモーメントを考慮し、上階の柱脚の曲げモーメントを算定する。これらの手順を繰り返して全階の曲げモーメントを算定する。なお、最上階の柱頭の曲げモーメントは、ヒンジ形成時の値を用いる。また、柱軸力及び非崩壊層の柱曲げモーメントは、せん断力と同様に推定する。

## 3. 解析計画

### 3.1 解析目的

本解析の目的は、崩壊率を用いた崩壊形や応力の推定方法などを検討することである。 $R_T$  の進展による応力の

推移や崩壊率を用いた応力推定値を考察し、解析終了時の条件となる崩壊率や  $D_s$  値算定用変形についても検討する。その際、解析中間ステップ A 点 (図-3 (b)) の応力から式(2)により解析終了ステップ E 点の応力 (応力  $E1$ ) を推定する。これは、A 点を  $D_s$  値算定用変形とした場合における応力推定の精度を検討するためである。

$$\text{応力 } E1 = \text{応力 } A \times (\alpha_E / \alpha_A) \quad (2)$$

### 3.2 解析対象フレームと解析ケース

解析対象は、10階建 RC 造建築物の純ラーメン構造である (図-4)。部材断面は、5つのケースを計画する。基本のケース 1 は、梁曲げ降伏型全体崩壊形の必要保有

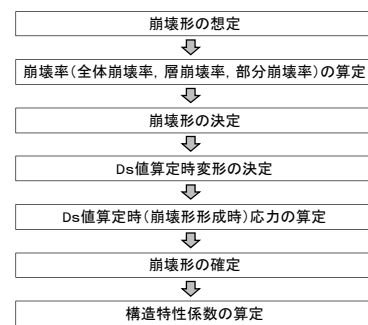


図-2  $D_s$  値算定の流れ

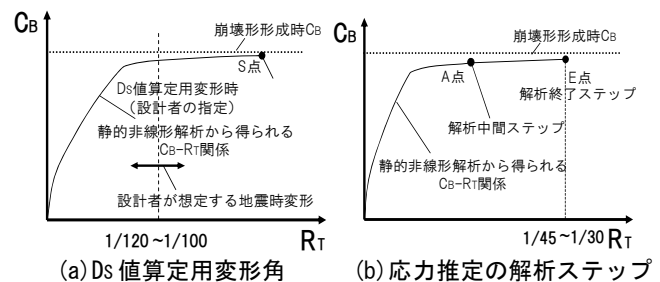
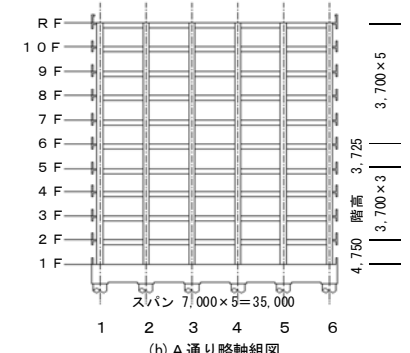
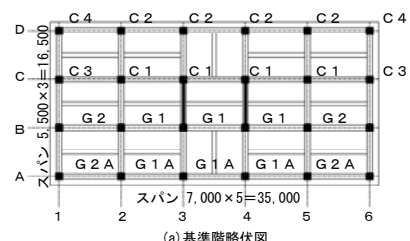


図-3 未崩壊層を有するフレーム構造の  $C_B$ - $R_T$  関係



注) 柱・梁符号: AとD, BとCの通りは同様とする。

図-4 解析対象フレームの略伏図と略軸組図

水平耐力（構造特性係数  $D_s$  は 0.30）を満足する（表-1）。ケース 1 以外では、崩壊層及び崩壊時の変形が異なるように、柱及び梁の耐力を増大させる（表-2）。

### 3.3 解析方法

解析は、部材の非線形特性に立脚した荷重増分法による立体フレーム静的非線形解析である。柱及び梁の部材モデルは建築構造設計で一般的に採用される材端びねモデルとして、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-5）とする。各折れ点の値は建築構造設計で慣用的に用いられる算定式<sup>1)</sup>により求め、降伏点剛性低下率は菅野式<sup>3)</sup>による。また、柱には曲げ軸力相関関係を考慮する。床は剛床と仮定し、層せん断力分布は、 $A_i$  分布<sup>1)</sup>とする。

## 4. 解析結果

### 4.1 崩壊形と荷重変位関係

層せん断力 ( $Q$ ) と層間変形角 ( $R$ ) の関係の例と解析終了時の崩壊メカニズムの例を図-6に示す。解析終了ステップは、ケース 1 では全体変形角が 1/30 程度となる時点、その他のケースでは想定した崩壊形を形成する時点とする。ほぼ全体崩壊形を形成する基本ケース 1 は、各層とも変形が進展していることがわかる。ケース  $5_p①$  及び  $5_p②$  は 1 層から 5 層までの変形は進展しているが、6 層より上の層ではあまり変形が進展しておらず、未崩壊層である。ケース  $1_L①$  は 1 層以外の層の変形はほとんど進展しておらず、2 層より上は未崩壊層である。ケース  $1_L②$  は崩壊層である 1 層部分と、上層部分の変形が進展している。

展している。ケース  $5_p①$  及びケース  $5_p②$  では、5 層より下の部分崩壊形が形成され、ケース  $1_L①$  及びケース  $1_L②$  では 1 層崩壊形が形成されていることがわかる。

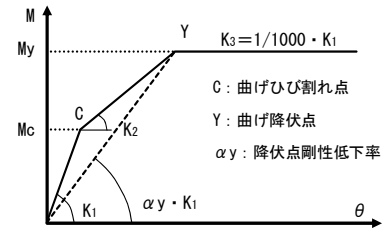


図-5 部材の曲げに対するスケルトンカーブ

表-1 柱及び梁断面表

表-2 柱及び梁耐力表

(a) 柱断面表				(b) 大梁断面表					
階	符号	C1	C2,C3	C4	階	記号	G1(A)	G2(A)	
10	断面	750	750	750	R	断面	500×750	500×750	
	主筋	16D32	14D32	16D32		上	(4)5D25	4	4D25
9	断面	800	800	800	[30]	下	(4)5D25	4	4D25
	主筋	16D35	14D35	16D35		断面	500×750	500×750	
8	断面	800	800	800	10	上	5D29	4	4D29
	主筋	16D38	14D38	16D38		[30]	下	5D29	4
7	断面	800	800	800	9	断面	500×750	500×750	
	主筋	16D38	14D38	16D38		上	5D32	(4)5	5D32
6	断面	800	800	800	[36]	下	5D32	4	5D32
	主筋	16D38	14D38	16D38		断面	550×750	550×750	
5	断面	850	850	850	8	上	6D32	(4)5	5D32
	主筋	16D38	14D38	16D38		[36]	下	5D32	4
4	断面	850	850	850	7	断面	550×750	550×750	
	主筋	16D38	14D38	16D38		上	6D35	(5)6	6D35
3	断面	850	850	850	[42]	下	6D35	4	6D35
	主筋	16D38	14D38	16D38		断面	550×750	850×2900	
2	断面	850	850	850	6	上	7D35	6	7D35
	主筋	16D38	14D38	16D38		[42]	下	7D35	4
1	断面	850	850	850	5	断面	550×800	550×800	
	主筋	16D38	14D38	16D38		上	7D35	6	7D35
基礎	断面	850×2900	850×2900		[42]	下	7D35	(4)5	7D35
	上	6D36	9	6D35		断面	600×800	600×800	
[36]	下	6D36	9	6D35	4	上	(6)7D38	(5)6	7D38
						[48]	下	(6)7D38	(4)5
基礎	断面	850×2900	850×2900		3	断面	600×800	600×800	
	上	6D36	9	6D35		上	(6)7D38	(5)6	7D38
[36]	下	6D36	9	6D35	[48]	下	(6)7D38	(4)5	7D38
						断面	600×800	600×800	

注) 主筋種別: SD390  
コンクリートの設計基準強度:  $F_c$  表示 ( $N/mm^2$ )  
柱コンクリート:  $F_c$  は上階の梁に同一とする。

階	ケース	1	$5_p①$	$5_p②$	$1_L①$	$1_L②$
10	主筋					
	柱	1.1	3	1.65	3	1.1
9	梁	1.1	3	1.65	3	1.1
	柱	1.1	3	1.65	3	1.1
8	梁	1.1	3	1.65	3	1.1
	柱	1.1	3	1.65	1.1	1.38
7	梁	1.1	3	1.65	3	1.1
	柱	1.1	1.1	1.1	1.1	1.38
6	梁	1.1	3	1.65	3	1.1
	柱	1.1	1.7	3	1.1	1.38
5	梁	1.1	1.1	1.1	3	1.1
	柱	1.1	1.7	1.65	1.7	1.65
4	梁	1.1	1.1	1.1	5	3
	柱	1.1	1.7	1.65	1.7	1.65
3	梁	1.1	1.1	1.1	5	3
	柱	1.1	1.7	1.65	1.1	1.1
2	梁	1.1	1.1	1.1	3	1.65
	柱	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
1	梁	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
	柱	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1

注) 表の数値は、主筋の材料強度の降伏強度に対する比率とする。

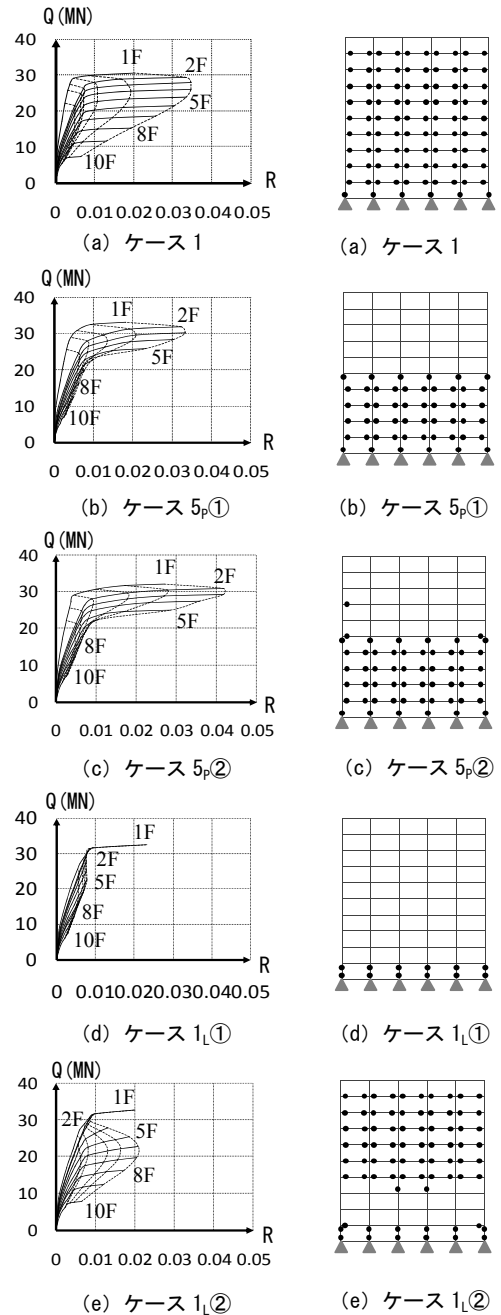


図-6 層せん断力と層間変形角の関係と解析終了時崩壊形の例  
注) ●: 塑性ヒンジ形成位置を表す。

## 4.2 代表荷重変位関係と崩壊率

ベースシア係数 ( $C_B$ ) と全体変形角 ( $R_T$ ) の関係を図-7, 各ケースの最大崩壊率と全体変形角の関係を図-8に示す。ここで, 全体変形角 ( $R_T$ ) は, 水平力の重心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とする。解析終了時の  $C_B$  は 0.35 (ケース 1) ~ 0.38 (ケース (ケース  $5P①$ ),  $R_T$  は 1/33 (ケース 1) ~ 1/99 (ケース  $1L①$ ) である。最大崩壊率は, 各崩壊率の最大値であり,  $R_T$  が 1/100 時点で 0.93 (ケース  $5P①$ ) ~ 0.98 (ケース  $1L①$ ),  $R_T$  が 1/60 程度で概ね 1.0 となっている。

## 5. 解析結果の考察

### 5.1 崩壊形と崩壊率

各崩壊形の崩壊率と全体変形角の関係を図-9に示す。ここで,  $\alpha_{Li}$  は  $i$  層崩壊を想定する場合の層崩壊率,  $\alpha_{pi}$  は  $i$  層より下層において部分崩壊を想定する場合の部分崩壊率である。全てのケースにおいて, 全体変形角の値に関わらず, 最終的な崩壊形の崩壊率が最大値であり, 崩壊率により崩壊形を決定できることがわかる。

### 5.2 柱せん断力の推移

内柱及び変動軸力が圧縮力となる外柱 (以下, 圧縮側外柱と呼ぶ) のせん断力 ( $Q_C$ ) と全体変形角 ( $R_T$ ) の関係を図-10に示す。全体崩壊形を想定しているケース 1 では, 内柱のせん断力は全階とも  $R_T$  に伴い増大しており, 崩壊率と同様に推移している。一方, 未崩壊層の 10 階の圧縮側外柱では, せん断力が  $R_T$  の進展に伴い減少しており, 崩壊率とは異なる推移を示している。

部分崩壊のケース  $5P①$  では, 内柱, 圧縮側外柱とも崩壊層の最上層である 5 階柱と, 崩壊層の直上層である 6 階柱のせん断力が  $R_T$  の進展に伴い, 変動している。

層崩壊のケース  $1L①$  では, 崩壊層の直上層である 2 階の圧縮側外柱のせん断力が変動している。

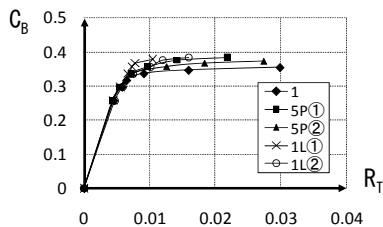


図-7 ベースシア係数と全体変形角の関係

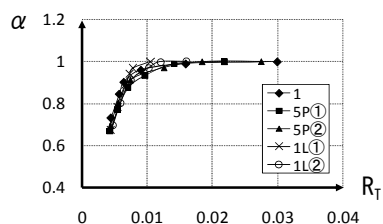


図-8 最大崩壊率と全体変形角の関係

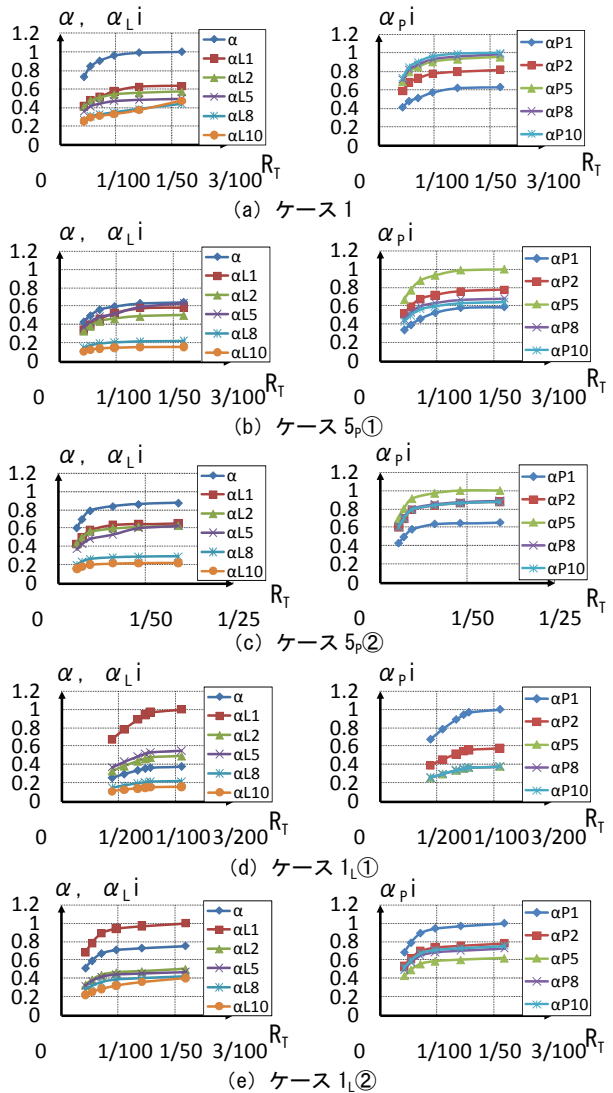
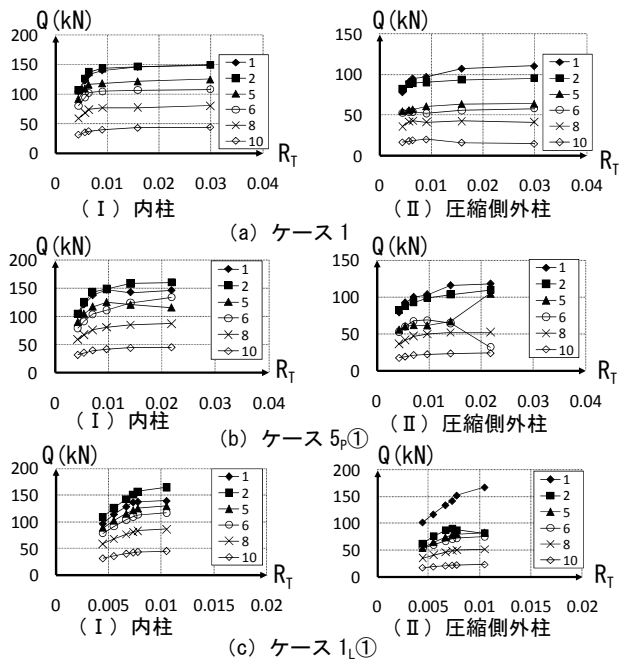


図-9  $\alpha$ ,  $\alpha_{Li}$ ,  $\alpha_{pi}$  と全体変形角の関係



注) 凡例の数字は階を表す。

図-10 柱せん断力と全体変形角の関係

### 5.3 柱反曲点の推移

柱反曲点高さ比の推移を図-11に示す。柱せん断力の推移と比べると、柱せん断力の変動が大きい柱では柱反曲点の変動も大きい。ケース1の未崩壊層の10階柱は、せん断力の推移とは異なり、柱反曲点が大きく変動している。このように、全体崩壊形では未崩壊層の柱、部分崩壊形及び層崩壊形では崩壊層と未崩壊層の境界部分の柱は、水平変形の進展に伴い柱反曲点位置が大きく変動していることがわかる。したがって、過大変形時の解析ステップにおける応力は、 $D_s$ 値算定用応力として適切とは言えない場合がある。

### 5.4 崩壊率によるベースシア係数の推定

ベースシア係数の推定値( $C_{B1}$ )とベースシア係数( $C_B$ )の比率を図-12に示す。 $C_B$ に対する $C_{B1}$ の比は、ケース1では0.99~1.00、ケース5<sub>p</sub>①では0.99~1.00、ケース5<sub>p</sub>②では0.98~1.00、ケース1<sub>L</sub>①では1.00~1.01、ケース1<sub>L</sub>②では0.99~1.00であり、 $C_{B1}$ は $C_B$ に非常に良く対応している。全ケースにおいて、 $R_T$ が1/200程度以上の範囲では、崩壊率が0.8程度以上であり、式(1)によりベースシア係数が精度良く推定できることがわかる。

### 5.5 内柱せん断力の推定と余裕度

内柱の推定せん断力を図-13に、終局せん断耐力に対する推定せん断力の余裕度を図-14に示す。ケース5<sub>p</sub>①の5、6階の推定せん断力は他の階に比べて変動がやや大きいですが、他の階では、推定値にばらつきがみられな

い。このことから、内柱せん断力は、ベースシア係数と同様に最終解析ステップ時のせん断力をほぼ推定することができる。また、柱せん断力の変動が大きい崩壊層と未崩壊層の境界部分の柱は、崩壊形の確定のためには十分な柱のせん断余裕度の確保が必要と考えられるが、図-14から断面設計上対応可能ながわかる。

### 5.6 柱曲げモーメントの推定

内柱と圧縮側外柱の推定曲げモーメントを図-15に示す。ケース5<sub>p</sub>①の2~4階内柱や外柱で推定曲げモーメントのばらつきが大きいですが、柱せん断力あるいは柱反曲点高さ比の変動が比較的大きいためと考えられる。

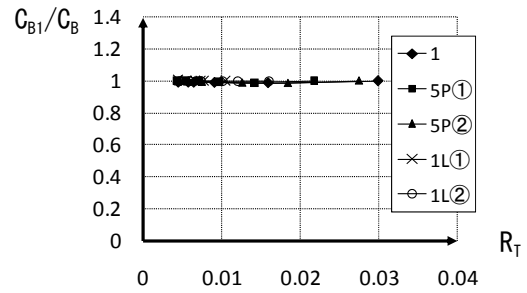


図-12 ベースシア係数の推定

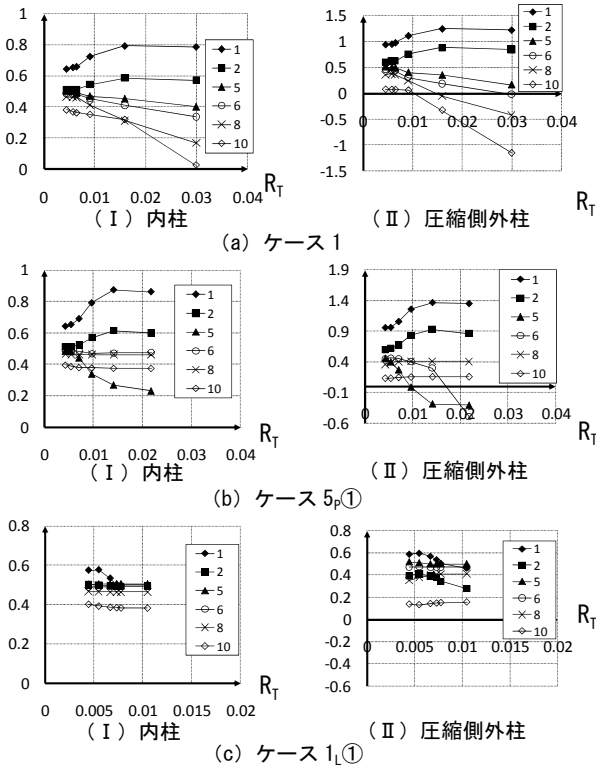


図-11 柱反曲点高さ比の推移

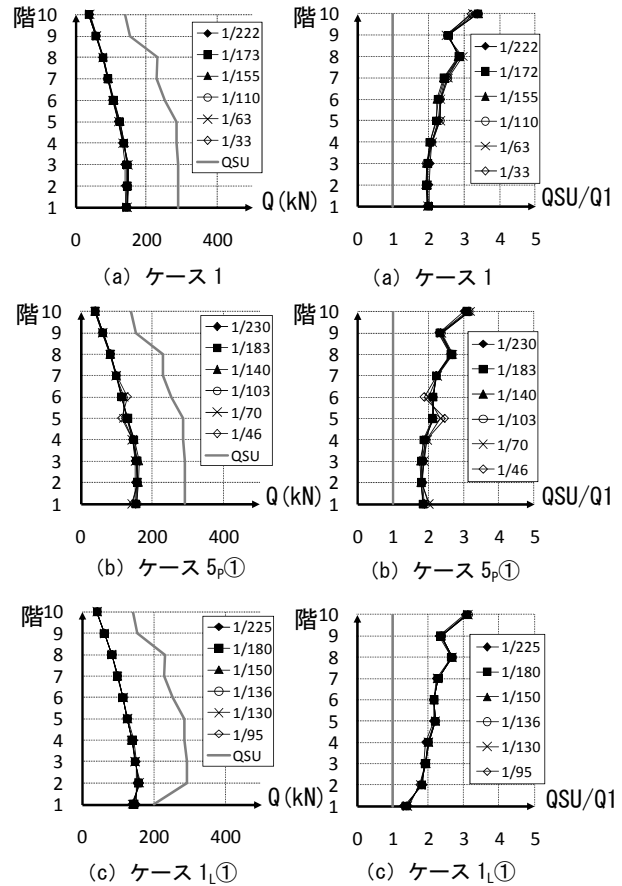


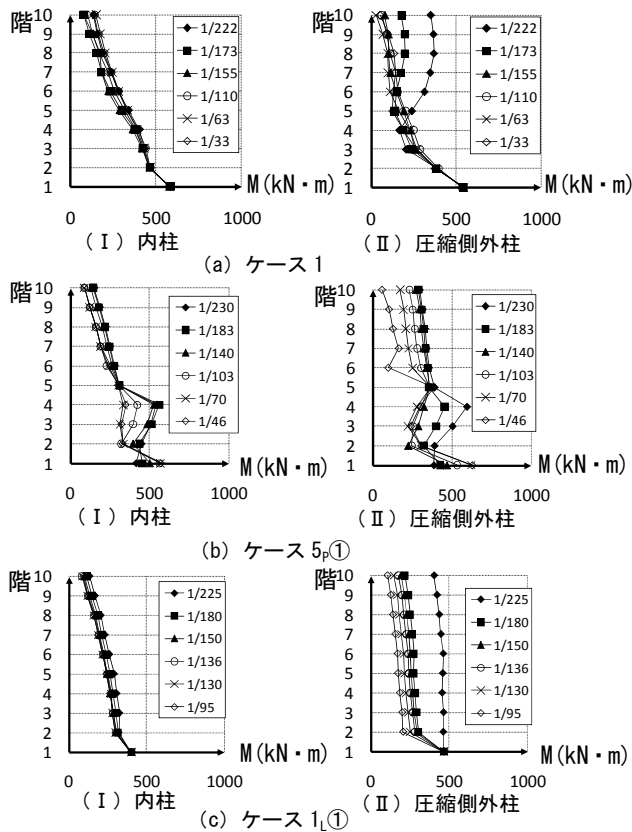
図-13 内柱せん断力の推定  
図-14 内柱せん断力余裕度

注) 凡例の数字は全体変形角を示す。

### 5.7 柱せん断力の変化率と $D_s$ 値算定用変形角

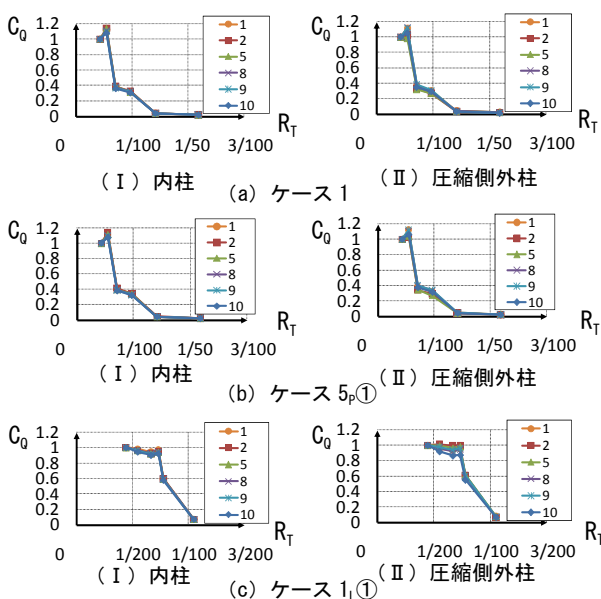
柱のせん断力変化率 ( $C_Q$ ) と全体変形角 ( $R_T$ ) の関係を図-16に示す。柱のせん断力変化率 ( $C_Q$ ) は、各解析ステップのせん断力の変化率を最初の解析ステップのせん断力の変化率で除して基準化し、その解析ステップに

おける基準化された値を全体変形角の増分値で除した値である。したがって、 $C_Q$  は  $R_T$  の増分に対する柱せん断力の変動の大きさを相対的に示す値である。 $C_Q$  は  $R_T$  の増大に伴い小さくなる傾向が見られる。ケース 1 やケース 5 $P$ ①では、 $R_T$  が概ね 1/70、ケース 1 $L$ ①では、 $R_T$  が概ね 1/100 の時点 ( $R$  が概ね 1/50) で  $C_Q$  が小さくなっていることがわかる。これらのことから、 $D_s$  値算定用変形角は、 $R_T$  が 1/70 (層崩壊  $R$  が 1/50 以上) 以上であることが望ましいと考えられる。



注) 凡例の数字は全体変形角を示す。

図-15 柱曲げモーメントの推定



注) 凡例の数字は階を表す。

図-16 柱せん断力変化率

### 6. まとめ

柱及び梁から構成される10階建RC造梁降伏型純フレーム構造を対象に静的非線形解析を行った。その結果、本解析の範囲内であるが、以下の知見を得た。

- (1) 全体崩壊率、層崩壊率及び部分崩壊率を定義して、未崩壊層を有し、崩壊形が異なる梁曲げ降伏型フレーム構造について  $D_s$  値算定用の崩壊形及び応力に関する検討方法を示した。
- (2) 純フレーム構造の  $D_s$  値算定用応力は、 $D_s$  値算定用変形時応力と崩壊率により算定することができる。
- (3)  $D_s$  値算定用変形は、崩壊形形成の観点からは崩壊率が 0.8 以上、柱せん断力の変動の観点からは全体変形角が 1/70 以上 (最大層間変形角が 1/50 以上) である変形を用いることが望ましい。
- (4) ヒンジが発生する外柱は、非ヒンジ柱に比べて、水平変形の進展により応力が変動するため、 $D_s$  値算定用変形が過大な変形にならないようにその設定には注意が必要である。

今後、骨組形状や部材耐力の違いに起因する崩壊形の異なる様々なフレーム構造を対象として崩壊率による応力算定方法、特に  $D_s$  値算定用変形について検討していきたい。

### 謝辞

本研究には千葉大学和泉研究室卒論生の佐藤陽子さん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.449-454，2007.8
- 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.32，No.2，pp.43-48，2010.7
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010.2