

論文 RC 造曲げ降伏型壁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

江田 拓也^{*1}・相羽 均修^{*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 造曲げ降伏型壁フレーム構造の静的非線形解析には、大変形時の壁応力や各階の壁分担率の変動、部分崩壊形の取り扱いなど課題が多い。そのため、RC 造曲げ降伏型壁フレーム構造について、必要保有水平耐力算定時における崩壊形及び部材応力の推定方法ならびに壁分担率の算定方法を提示する。次に、崩壊形が異なる 10 階建 RC 造曲げ降伏型壁フレーム構造を対象として静的非線形解析を行い、変形や降伏の進展に伴う部材応力の推移を考察し、崩壊指標を用いた崩壊形及び部材応力の推定方法ならびに仕事量に基づく壁分担率などについて検証する。

キーワード：鉄筋コンクリート造建築物、壁フレーム構造、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設計ルート 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¹⁾。保有水平耐力は、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が負担する水平せん断力の比率 (β_u) に応じて算定される。

柱、梁及び耐力壁（以下、壁と略記）から構成される中高層 RC 造曲げ降伏型連層壁フレーム構造を対象とした静的非線形解析では、最上階の壁には水平力方向とは逆向きのせん断力が発生して、壁の β_u が負の値になることが多い。さらに、各階で β_u が異なり、曲げ降伏型連層壁の分担率として β_u が持つ意味が明確でない。また、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）が存在する場合があります（図-1）、未崩壊層では崩壊形形成時の部材応力が算定できない。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、未崩壊層では崩壊形を別途設定して応力を求めている¹⁾。しかし、壁フレーム構造に関しては、解析終了時の条件や未崩壊層の応力算定などが明確に示されていないなど設計上の課題が多い。

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。既に、未崩壊層を有する曲げ降伏型全体崩壊形の純フレーム構造につい

て報告している²⁾。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（図-2）。

本研究では、この方法を曲げ降伏型壁フレーム構造に適用するとともに、仕事量による壁分担率を検討する。壁フレーム構造では、純フレーム構造に比べて水平変形の増加に伴い壁の応力が大きく変化するとともに、過大水平変形時における部材の応力分布は地震時応力分布と異なることがあるため、解析終了時変形の設定が重要である。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。

そこで、本研究では、まず RC 造曲げ降伏型壁フレーム構造に関する崩壊率による崩壊形及び部材応力の推定方法とともに、仕事量を用いた壁分担率を提示する。次に、10 階建壁フレーム構造を対象に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、壁分担率のほか、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。

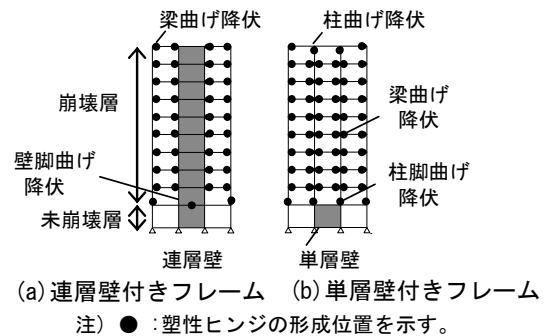


図-1 壁フレーム構造の部分崩壊形の例

*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. 曲げ降伏型壁フレーム構造の崩壊指標

2.1 全体崩壊率、部分崩壊率及び層崩壊率

崩壊率 (α) 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²⁾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る。ここでは、全体崩壊率 (α_s)、部分崩壊率 (α_p) 及び層崩壊率 (α_L) を用いる。

$$\text{崩壊率 } \alpha = \Sigma M \cdot \theta / \Sigma M_u \cdot \theta \quad (1)$$

2.2 仕事量を用いた壁分担率

構造特性係数 (D_s) の算定には、壁分担率として階ごとに壁せん断力の層せん断力に対する比率が通常用いられている。本研究では、壁分担率として仕事量による壁分担率 ($m\beta_u$) を検討する。 $m\beta_u$ は、ある荷重ステップにおける壁崩壊率 (α_w) をその荷重ステップにおける崩壊率 (α) で除した比率とする。ここで、壁崩壊率とは、境界梁や直交梁も含めた壁の仕事量のみに対して算定した崩壊率である。

3. 崩壊形と応力の推定

3.1 D_s 値算定の基本的な考え方

曲げ降伏型壁フレームの構造特性係数 (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)。

3.2 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。

3.3 層せん断力及び部材せん断力の推定方法

曲げ降伏型壁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 (α) 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。

崩壊形形成時せん断力 =

$$D_s \text{ 値算定用変形時せん断力} \times (1/\alpha) \quad (2)$$

3.4 部材曲げモーメントの推定方法

柱及び壁の曲げモーメントの推定手順を図-4 に示す。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及び壁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及び壁のせん断力を用いて、柱頭及び壁頭の曲げモーメントを算定する。次に、柱頭及び壁頭に接続する梁のヒンジ形成時曲げモーメントを考慮し、上階の柱脚及び壁脚の

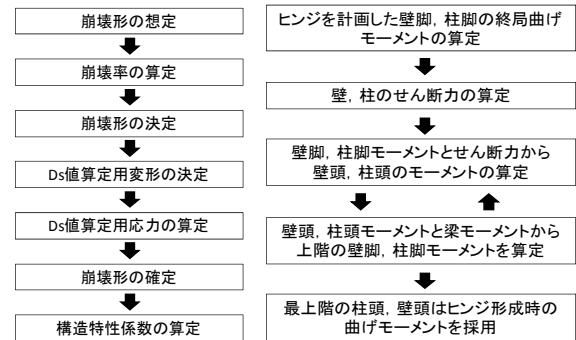


図-2 D_s 値算定の流れ

図-4 部材曲げモーメントの算定の流れ

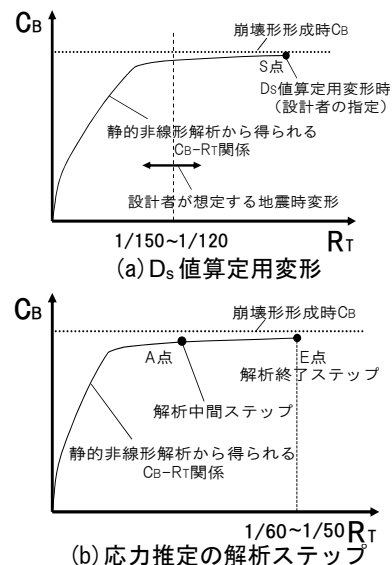


図-3 未崩壊層を有する壁フレーム構造の C_B - R_T 関係

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。最上階の柱頭及び壁頭の曲げモーメントは、ヒンジ形成時の値を用いる。

4. 解析計画

4.1 解析目的

本解析の目的は、崩壊率を用いた崩壊形を選択及び部材応力の推定方法ならびに仕事量を用いた壁分担率について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 (3) 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。

$$\text{応力 E1} = \text{応力 A}_{(R_T)} \times (\alpha_E / \alpha_{A(R_T)}) \quad (3)$$

α_E : 解析終了ステップにおける崩壊率

α_A : 中間ステップにおける崩壊率

4.2 解析対象フレームと解析ケース

解析対象フレームは、10階建 RC 造建築物の壁フレー

ム構造である(図-5, 図-6)。壁は全階に連続する連層壁を基本ケースとして, 1階に単層壁が存在するケースも含めて2ケースの壁配置を計画する。ケース1では, 1スパンの全階連層壁を2箇所設けている。部材断面は, 曲げ降伏型崩壊形 ($0.30 < \beta_u < 0.70$, D_s 値は0.35相当) を想定している。ケース2では, 1スパンの全階連層壁を2箇所, 1階のみの単層壁を4箇所設けている。部材断面は, 曲げ降伏型崩壊形 ($0.30 < \beta_u < 0.70$, D_s 値は0.35相当) を想定している(表-1)。

4.3 解析方法

解析は, 立体フレーム静的非線形漸増荷重解析である。部材モデルには, 建築構造設計で一般的に採用されるモデルを用いる。柱及び梁の部材モデルは, 材端ばねモデルとする。柱及び梁の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-7)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¹⁾により求め, 降伏点剛性低下率は菅野式³⁾による。また, 柱には曲げ軸力相関関係を考慮する。壁の部材モデルは, 壁谷澤モデル(3本柱モデル)¹⁾とする。3本柱モデルでは, 両側付帯柱は両端ピン接合であり, 上下付帯梁は剛梁とする。壁には曲げひび割れと曲げ降伏を考慮し, 曲げ降伏は付帯柱及び壁板置換柱が降伏する時点とする。壁のせん断に対するスケルトンカーブは, せん断ひび割れ, せん断破壊を考慮するトリリニア型とする。床は剛床と仮定し, 外力分布は A_i ¹⁾ 分布に基づき設定し, 解析は全体変形角が $1/60 \sim 1/50$ 程度に相当する解析ステップまで実施する。

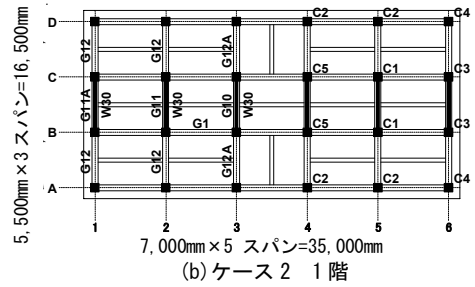
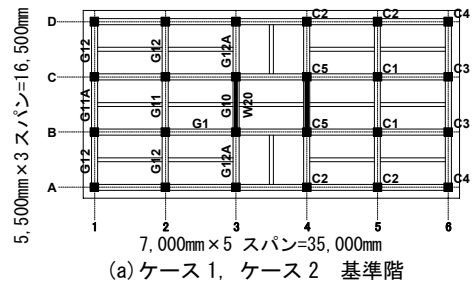
表-1 柱, 梁及び壁断面表

(a) 大梁断面					(c) 柱断面					
階	符号	G1	G10	G11(A)	G12(A)	階	符号	C1,C5	C2,C3	C4
[F ₀]		外 中央	外 中央	外 中央	外 中 内端	10	断面	750	750	750
R	断面	500×750	500×750	500×750	500×750	9	主筋	16D32	14D32	12D32
[30]	上	6 4D29	5 5D29	4(5) 4D29	5(6) 4 5(6)D29	8	断面	800	800	800
	下	6 4D29	5 5D29	4(5) 4D29	5(6) 4 5D29	7	主筋	16D35	14D35	12D35
10	断面	500×750	500×750	500×750	500×750	6	断面	800	800	800
[30]	上	5 4D29	4 4D29	4 4D29	4(5) 4 4(5)D29	5	主筋	16D38	14D38	12D38
	下	5 4D29	4 4D29	4 4D29	4(5) 4 4D29	4	断面	800	800	800
9	断面	500×750	500×750	500×750	500×750	3	主筋	16D38	14D38	12D38
[36]	上	5 4D32	4 4D32	5 4D32	4(5) 4 5D32	2	断面	850	850	850
	下	5 4D32	4 4D32	5 4D32	4(5) 4 5D32	1	主筋	16D38	14D38	12D38
8	断面	550×750	550×750	550×750	550×750					
[36]	上	6 4D32	4 4D32	6 4D32	4(6) 4 6D32					
	下	6 4D32	4 4D32	6 4D32	4(6) 4 6(5)D32					
7	断面	550×750	550×750	550×750	550×750					
[42]	上	6 4D35	4 4D35	6 4D35	4(6) 4 6D35					
	下	6 4D35	4 4D35	6 4D35	4(6) 4 6(5)D35					
6	断面	550×750	550×750	550×750	550×750					
[42]	上	7 4D35	4 4D35	7 4D35	4(6) 4 7(6)D35					
	下	7 4D35	4 4D35	7 4D35	4(6) 4 7(5)D35					
5	断面	550×800	550×800	550×800	550×800					
[42]	上	7 4D35	4 4D35	7 4D35	4(6) 4 7(6)D35					
	下	7 4D35	4 4D35	7 4D35	4(6) 4 7(6)D35					
4	断面	600×800	600×800	600×800	600×800					
[48]	上	7 7D38	4 4D38	7(6) 7D38	4(5) 4 7(5)D38					
	下	7 7D38	4 4D38	7(6) 7D38	4(5) 4 7(5)D38					
3	断面	600×800	600×800	600×800	600×800					
[48]	上	7 4D38	4 4D38	7(6) 4D38	4(5) 4 7(5)D38					
	下	7 4D38	4 4D38	7(6) 4D38	4(5) 4 7(4)D38					
2	断面	600×800	600×800	600×800	600×800					
[48]	上	6 4D38	4 4D38	6 4D38	4(5) 4 6D38					
	下	6 4D38	4 4D38	6 4D38	4(5) 4 6D38					

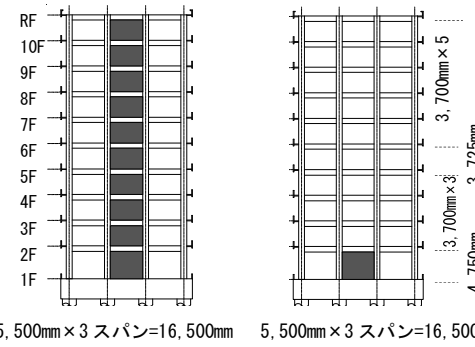
(b) 基礎梁断面					
階	符号	G1	G10	G11(A)	G12(A)
[F ₀]		外 中央	外 中央	外 中央	外 中央
基礎	断面	850×2900	850×2900	850×2900	850×2900
[48]	上	6 6D35	6 6D35	6 6D35	9 6D35
	下	6 6D35	6 6D35	6 6D35	9 6D35

(d) 壁断面		
階	符号	EW
7-10	厚	200
	鉄筋	D13
	ピッチ	200
5-6	厚	200
	鉄筋	D13
	ピッチ	150
4	厚	200
	鉄筋	D13
	ピッチ	100
1-3	厚	300
	鉄筋	D16
	ピッチ	150

注) 主筋種別: SD390
柱コンクリート: F_c は上階の梁に同一



注) 柱・梁符号: 1と6, 2と5, 3と4通りは同様とする。
図-5 基準階略図



注) 軸組: 1と6, 2と5, 3と4通りは同様とする。
図-6 略軸組図

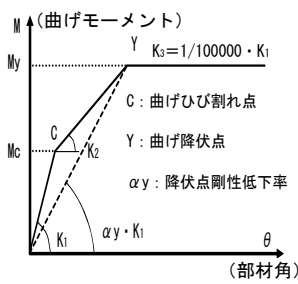
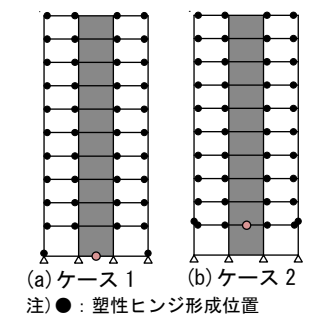


図-7 部材の曲げに対するスケルトンカーブ



注) ●: 塑性ヒンジ形成位置
●: 壁脚の塑性ヒンジ形成位置
図-9 崩壊メカニズムの例

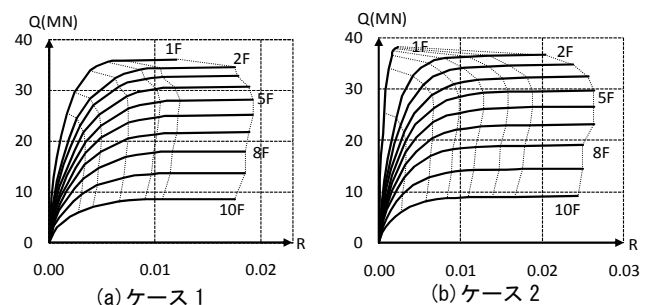


図-8 層せん断力と層間変形角の関係

5. 解析結果

5.1 荷重変位関係

層せん断力 (Q) と層間変形角 (R) の関係を図-8、解析終了時の崩壊メカニズムを図-9に示す。ケース1では全体崩壊形が形成されている。一方、ケース2では2階より上層階において部分崩壊形が形成され、1階が未崩壊層である。

5.2 全体変形角と崩壊形

ベースシア係数 (C_B) と全体変形角 (R_T) の関係を図-10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。解析終了時において C_B は 0.42 (ケース1)、0.45 (ケース2)、 R_T は 1/65 (ケース1)、1/50 (ケース2) 程度であり、 R は 1/50 (ケース1)、1/40 (ケース2) 程度である。また、ケース1では R_T が約 1/200 の時点で1階壁脚が曲げ降伏し、一方、ケース2では、 R_T が約 1/180 の時点で2階壁脚が曲げ降伏している。

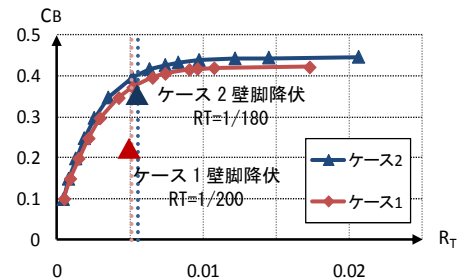


図-10 ベースシア係数と全体変形角の関係

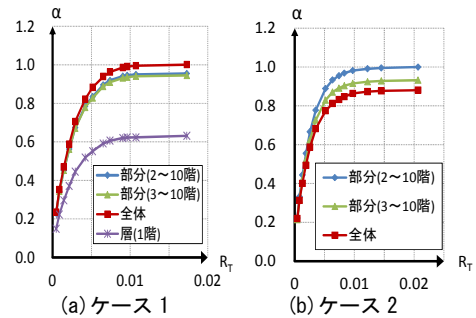


図-11 崩壊率と全体変形角の関係

6. 解析結果の考察

6.1 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-11に示す。全体崩壊形が形成されるケース1では、 R_T が約 1/200 の時点では全体崩壊率は 0.9 程度であり、崩壊形がほぼ形成されている。 R_T が約 1/100 の時点では全体崩壊率は 0.95 を超えており、他の崩壊形の崩壊率より大きい。また、ケース2では、2階より上層階で崩壊形が形成される部分崩壊形の崩壊率が他の崩壊形の崩壊率より大きい。これらのことから、崩壊形は、全体崩壊率、部分崩壊率、層崩壊率の比較により判断できることがわかる。

6.2 壁の応力推移

各階壁のせん断力 (Q_w) と全体変形角 (R_T) の関係を図-12に示す。ケース1では、壁の曲げ降伏後、1階壁のせん断力は減少している。ケース2では、2階壁の曲げ降伏後、2階壁せん断力は減少している。このようにヒンジ部の壁せん断力は、降伏後変形の進展にも伴い大きく低下することがわかる。一方、中間階のせん断力の推移は崩壊率の推移にほぼ対応している。また、ケース1、ケース2とも、10階の壁せん断力は負の値であり、水平載荷方向とは逆の方向となるいわゆる逆せん断力が作用しており、階ごとのせん断力による壁分担率の算定方法を適用できないことがわかる。

6.3 柱の応力推移

ケース1の内柱のせん断力 (Q_c) と全体変形角 (R_T) の関係を図-13に、圧縮変動軸力が作用する (以下、圧縮側と略記) 外柱のせん断力と全体変形角 (R_T) の関係を図-14に示す。内柱のせん断力は、全階とも崩壊率の推移と同じように推移している。一方、1階の圧縮側外

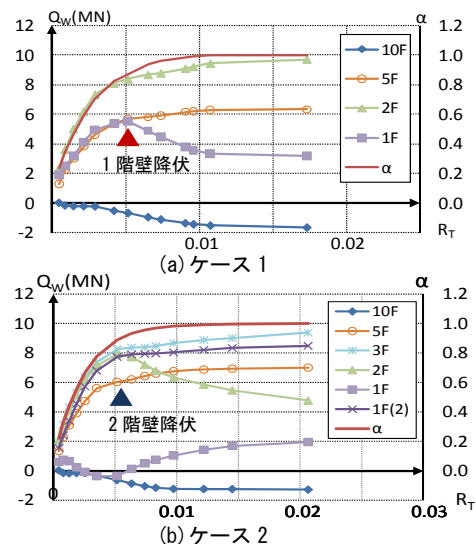


図-12 壁せん断力と全体変形角の関係
注) 1F(2)は、2通り1階の壁を示す。

柱では、せん断力が R_T の進展に伴い大きく増大している。これは、1階壁の降伏による壁せん断力の変動に対応しているためである。

部分崩壊形のケース2では、2階の外柱のせん断力は、壁の曲げ降伏後、最終ステップまで増加している。また、1階外柱のせん断力は変形の進展に伴い減少し続け、最終ステップでは逆せん断力が作用している。このように最終ステップの大変形時における応力は、 D_s 値算定用変形時応力として妥当な値と言えない場合がある。

6.4 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-15に示す。 C_B に対する C_{B1} の比は、ケース1、ケース2ともほぼ 1.0 であり、 C_{B1} は C_B に非常に良く対応していることがわかる。

6.5 壁せん断力の推定と余裕度

ケース1における壁の推定せん断力（図-16）を見ると、中間階では推定せん断力の変動は小さい。それに対して、1階と10階の推定せん断力は他の階に比べて変動幅がやや大きい。また、 R_T が1/100以降では推定せん断力の変動は比較的小さい。終局せん断耐力に対する推定せん断力の余裕度（図-17）を見ると、中間階の余裕度は1.25程度以上であるが、1階や10階では、 R_T が1/100の時点では余裕度が3程度以上と大きい。

ケース2では、壁が曲げ降伏する2階、未崩壊層の1階及び最上階において推定せん断力の余裕度に変動が見られるが、余裕度の比較的小さい中間階では、推定値にばらつきが見られない。したがって、中間階における壁せん断力の推定方法はほぼ妥当であると言えるが、壁の降伏する階や最上階では、変形の増大に伴い壁せん断力の推移が生じるので注意が必要である。

6.6 壁曲げモーメントの推定

ケース1における壁の推定曲げモーメントを（図-18）に示す。全体変形角が1/135程度以上では、ばらつきがほとんど見られないことがわかる。

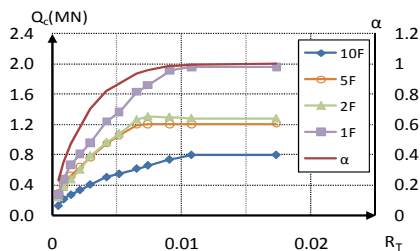


図-13 ケース1の内柱せん断力と全体変形角の関係

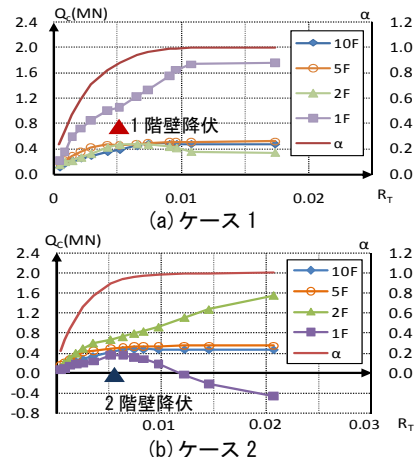


図-14 外柱のせん断力と全体変形角の関係

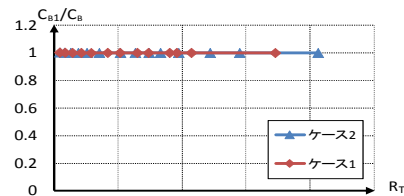


図-15 ベースシア係数の推定精度

6.7 柱せん断力の推定と余裕度

内柱のせん断終局耐力 (Q_{su}) に対する推定せん断力の余裕度と、圧縮側外柱の終局せん断耐力に対する推定せん断力の余裕度を（図-19）に示す。内柱のせん断力は、ケース1、ケース2ともに、10階を除き、変形の進展に伴う変動が小さく、推定精度がよい。一方、圧縮側外柱では、ケース1の2~3階やケース2の1階ではせん断余裕度は大きい。推定せん断力に変動が見られる。

6.8 壁せん断力の変化率と D_s 値算定用変形

壁のせん断力変化率 (C_Q) と全体変形角 (R_T) の関係を（図-20）に示す。壁のせん断力変化率 (C_Q) は、各解析ステップのせん断力を解析終了時までの最大せん断力で除して基準化し、基準化した値を全体変形角の増分値で除した値である。 R_T の増大に伴い水平外力の増分が小さくなるため、 C_Q は、小さくなる傾向がある。ケース1では、 C_Q は α が0.8以降 R_T が1/100まであまり変化しないが、 R_T が1/100程度で減少している。ケース2では、 C_Q は R_T が1/100近傍でケース1とほぼ同等である。したがって D_s 値算定用変形は、応力の変動の観点からは R_T が1/100程度以上が望ましいと言える。

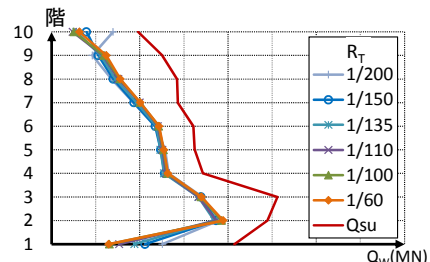
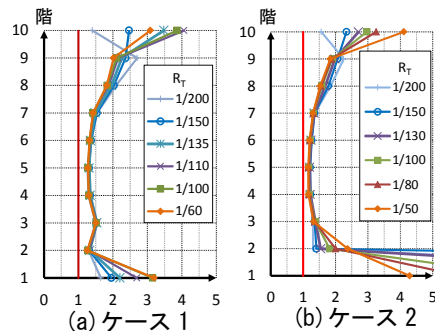


図-16 ケース1の壁せん断力の推定



注) 横軸の Q_{su}/Q はせん断終局耐力に対する余裕度を示す。

図-17 壁の推定せん断力余裕度

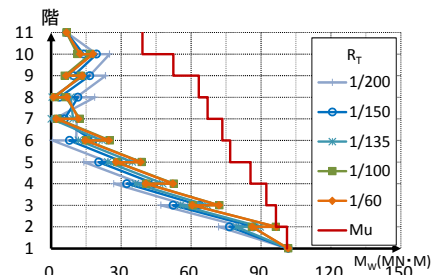


図-18 ケース1の壁の推定モーメント

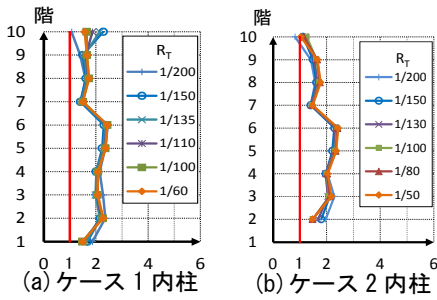


図-19 柱の推定せん断力の余裕度
注) 横軸の Q_{su}/Q はせん断終局耐力に対する余裕度を示す。

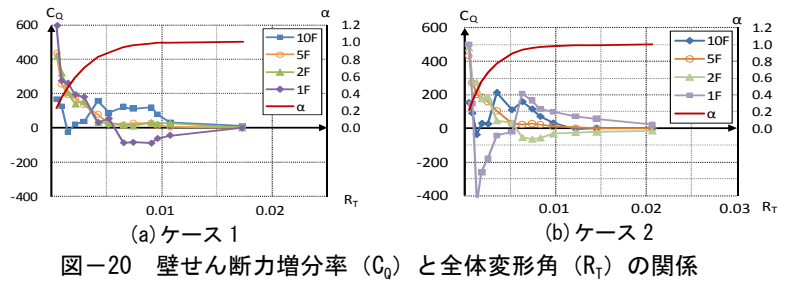


図-20 壁せん断力増分率 (C_0) と全体変形角 (R_T) の関係

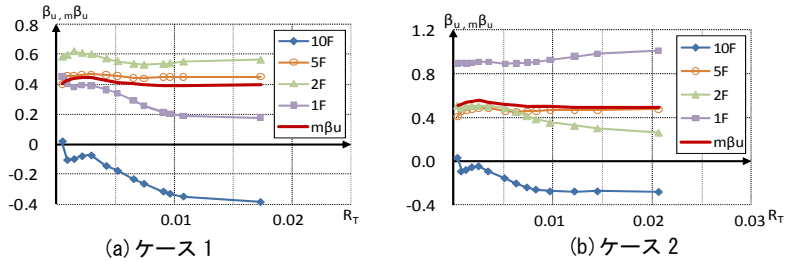


図-21 壁のせん断力分担率 (β_u), 壁の仕事量分担率 ($m\beta_u$) と全体変形角の関係

6.9 壁のせん断力分担率と仕事量分担率の推移

壁のせん断力分担率 (β_u), 壁の仕事量分担率 ($m\beta_u$) と全体変形角 (R_T) の関係を図-21 に示す。最上階では、両ケースとも壁に逆せん断力が生じているため、 β_u は負の値を示している。また、ケース 2 では、1 階において最終ステップ付近で柱に逆せん断力が生じるため、 β_u が概ね 1 に達している。一方、中間層の β_u は、0.4 程度である。外力分布形は A_i 分布で一定であるため、崩壊層である 2 階や中間層の β_u が小さくても D_S 値は、最大値を示す未崩壊層である 1 階の β_u で算定されることになる。このように、壁のせん断力分担率 (β_u) による D_S 値算定では、未崩壊層や逆せん断力が生じる階において設計上不合理な点がある。それに対して、 $m\beta_u$ は両ケースとも、崩壊層の β_u の平均的な値であり、 R_T に対してほぼ安定的に推移していることがわかる。 $m\beta_u$ は、崩壊形における仕事量の割合に基づいているので、崩壊形に対して一つの値であり、全階同一となる。そのため、未崩壊層や逆せん断力が生じる階の D_S 値算定という観点からも、崩壊形における壁分担率をより明快に評価していると言える。

7. まとめ

10 階建 RC 造曲げ降伏型壁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、部分崩壊率及び層崩壊率を定義して、未崩壊層を有する崩壊形も含めて曲げ降伏型壁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検討方法を示した。
- (2) 全体崩壊形、あるいは部分崩壊形を形成する壁フ

レーム構造の D_S 値算定用応力は、 D_S 値算定用変形時の解析応力と崩壊率を用いて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 0.90 以上、部材せん断力の変動の観点からは全体変形角が 1/100 以上である変形を用いることが望ましい。

(4) 壁の推定せん断力は、非ヒンジ部である中間階では変形の進展に関わらず一定であるのに対して、ヒンジ部の壁せん断力は水平変形の進展により変化するため、 D_S 値算定用変形の選択に注意が必要である。

(5) 仕事量の割合に基づく壁分担率は、崩壊形に対して一つの値であり、全階同一となるので、未崩壊層や逆せん断力が生じる壁フレーム構造においても、崩壊形における壁分担率を評価することができる。

今後、壁量・壁配置の異なる様々な壁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 値算定用変形や壁分担率について検討していきたい。

謝辞

千葉大学和泉研究室・川村将文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.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
- 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