

# 論文 下層階において部分崩壊形を形成する中高層 RC 造壁フレーム構造の保有水平耐力と地震応答

白石 泰志\*1・秋山 光\*2・毎田 悠承\*3・和泉 信之\*4

**要旨**：RC 造建築物では、地震時に少数の層が部分崩壊形を形成する場合、全体崩壊形と比較して崩壊層の応答変形が過大となることが危惧される。本研究では、下層階において壁が抜けるため部分崩壊形を形成する中高層 RC 造壁フレーム構造を対象として、静的非線形解析と時刻歴応答解析を実施する。崩壊層の数や耐力をパラメータとした 10 階建・14 階建壁フレーム構造 48 ケースを設定し、崩壊層比率と保有水平耐力に着目してヒンジ柱の変形角を検討する。それらの検討結果から、地震時にヒンジ柱の変形角が過大とならない崩壊層比率と保有水平耐力の条件を考察する。

**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

「鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準 (案)・同解説」<sup>1)</sup> (以下, 保耐規準) では、曲げ破壊による靱性指向型の全体崩壊形である A ルートを推奨しており、特定の層が崩壊する部分崩壊形を一部許容している。ピロティ構造のように下層階の柱・梁が曲げ破壊する部分崩壊形は、全体崩壊形と比較して、エネルギー吸収を期待できる層が少ない。そのため、保耐規準では少数層が崩壊層となる曲げ破壊型部分崩壊形である C ルートに対しては、保有水平耐力が要求値 (Ds 値は 0.55) を上回ることを求めている。しかし Ds 値が 0.55 であっても、下層階が崩壊する部分崩壊形では、崩壊層の地震時変形が大きくなることが危惧され、部分崩壊形の保有水平耐力計算では変形が過大とならないと想定される崩壊層の全層数に対する比率や保有水平耐力の大きさは重要な課題である。

著者らは、下層階において壁が抜けて部分崩壊形を形成する 10 階建 RC 造骨組を対象として、崩壊層比率と保有水平耐力について検討している<sup>2)</sup>。その際、ヒンジ柱の応答変形角との関係を分析して、崩壊層比率及び保有水平耐力の大きさはヒンジ柱の地震時変形を制限する指標値として有用であることを示した。

本研究では、文献 2) の研究対象を更に拡大し、部分崩壊形の 10 階建及び 14 階建 RC 造壁フレーム構造 (図-1) 48 ケースを対象として、静的非線形解析及び時刻歴応答解析を実施する。解析結果から、文献 2) で有用な指標値と示唆された崩壊層比率と保有水平耐力について、ヒンジ柱に想定される地震時変形角を目標変形角以下にするために必要な値を検討し、具体的な条件を考察する。想定する崩壊形は、柱の曲げ破壊により数層が崩壊する部

分崩壊形とし、引張破壊は起きないものとする。なお、本論では非線形解析による崩壊層全体の水平変形角を  $R_{CT}$  と表記する (図-1)。

## 2. 崩壊指標

崩壊層比率 ( $pR$ ) としては、崩壊層の層数を全層数で除した崩壊層比率 ( $pR1$ ) のほかに、本研究では  $A_i$  分布に基づく部分崩壊形の外力仕事量を全体崩壊形の外力仕事量で除した崩壊層比率 ( $pR2$ ) を用いる。

$$pR2 = \frac{\text{部分崩壊形の} \sum_{\text{部分}} Q_i \cdot h_i \cdot \theta_i}{\text{全体崩壊形の} \sum_{\text{全体}} Q_i \cdot h_i \cdot \theta_i} \quad (1)$$

ここで、 $\text{部分} Q_i$ ：部分崩壊形形成時の  $i$  階の層せん断力、 $\text{部分} C_B$ ：部分崩壊形形成時のベースシア係数、 $\text{全体} Q_i$ ：全体崩壊形のベースシア係数が  $\text{部分} C_B$  となる  $i$  階の層せん断力、 $h_i$ ： $i$  階の階高、 $\theta_i$ ：仮想仕事法における  $i$  階の層間変形角である。

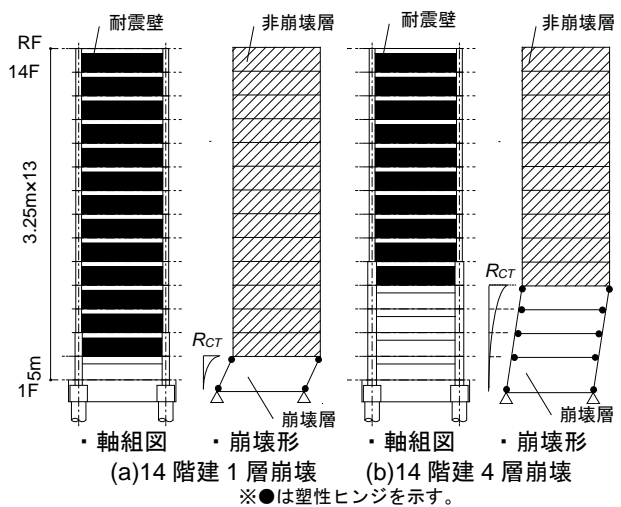


図-1 対象とする部分崩壊形

\*1 千葉大学大学院 融合理工学府 創成工学専攻 建築学コース 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 工学研究院 助教 博士 (工学) (正会員)

\*4 千葉大学大学院 工学研究院 教授 博士 (工学) (フェロー会員)

### 3. 解析計画

#### 3.1 解析対象骨組と解析ケース

10階建・14階建 RC造住宅の張間方向を想定した曲げ破壊型の壁フレーム構造を対象とする。張間方向は同じ骨組が並列したものとして、平面フレームモデルを解析に使用する(図-2)。解析ケースの崩壊形は下層階にて壁が抜けて崩壊層となる部分崩壊形とし、崩壊層の数及び保有水平耐力をパラメータとして設定する(表-1)。各ケースの部材断面(表-2, 表-3)は崩壊形形成時のベースシア係数( $C_u$ )が0.30, 0.45, 0.55, 0.70となるように設定する。法規定のDs値の最大値である0.55を満足するケース( $C_u$ 値が0.55)を標準ケースとし、 $C_u$ 値が0.55, 0.70のケースでは建築物の構造関係技術基準解説書<sup>3)</sup>のピロティ構造に関する規定を満足している。ヒンジ柱では、保耐規準におけるAランクのせん断補強指標を満足するように帯筋を配筋する。柱梁接合部は接合部降伏破壊<sup>1)</sup>が生じないものとする。なお、柱・梁・耐震壁の各耐力は保耐規準に準拠して算定する。

#### 3.2 部材のモデル化

柱と耐震壁の曲げ及び軸力に対してはファイバーモデル(図-3)、柱のせん断特性はバイリニア原点指向型、耐震壁のせん断特性はトリリニア原点指向型とする(図-4)。曲げ降伏時の剛性低下率は菅野式<sup>2)</sup>を用いて算出する。履歴特性はTAKEDAモデル(図-5)とし、除荷時剛性低下指数は0.4とする。ファイバーモデルにおけるコンクリートの応力-ひずみ関係は、曲線剛性通減型<sup>4)</sup>としてコンクリートの引張強度は設計基準強度の1/12に設定する。また、鉄筋の応力-ひずみ関係はバイリニア鉄鋼剛性通減型とする。

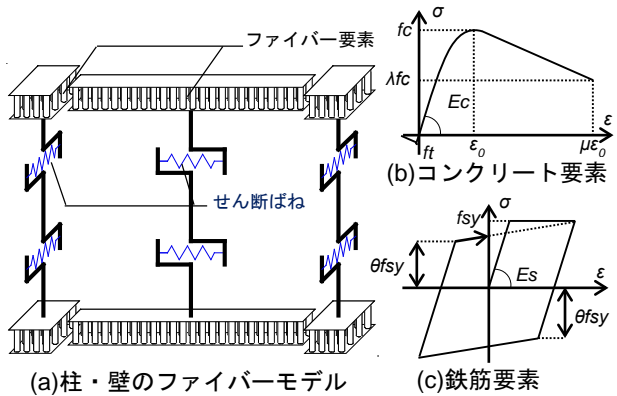


図-3 解析モデル

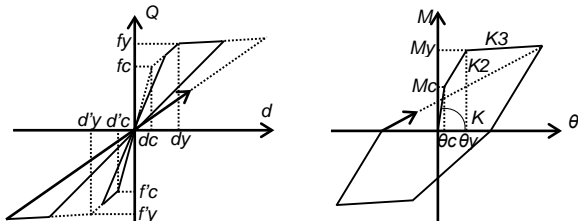


図-4 原点指向型モデル 図-5 TAKEDAモデル

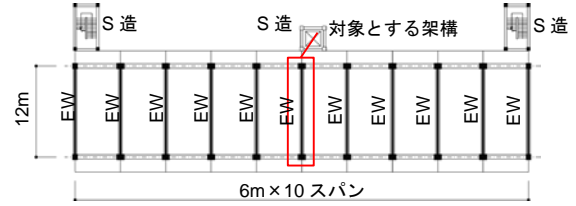


図-2 略図

表-1 解析ケース

表-2 耐震壁断面

目標 $C_u$	10階建		14階建		階数	10階建		14階建		
	崩壊層数	ケース名	崩壊層数	ケース名		t(mm)	10階建	14階建	10階建	14階建
0.30	1~5	$_{10}1\text{-}5\text{CF}_{0.30}$	1~7	$_{14}1\text{-}7\text{CF}_{0.30}$	縦筋	180		D13@200	D13@200	
0.45	1~5	$_{10}1\text{-}5\text{CF}_{0.45}$	1~7	$_{14}1\text{-}7\text{CF}_{0.45}$		ダブル	ダブル	ダブル	ダブル	
0.55	1~5	$_{10}1\text{-}5\text{CF}_{0.55}$	1~7	$_{14}1\text{-}7\text{CF}_{0.55}$		横筋	D13@100	D13@100	D13@100	D13@100
0.70	1~5	$_{10}1\text{-}5\text{CF}_{0.70}$	1~7	$_{14}1\text{-}7\text{CF}_{0.70}$			ダブル	ダブル	ダブル	ダブル
合計		20棟		28棟	※断面は全層同一とし、D表示はSD295Aとする。					

※例：ケース名  $_{10}5\text{CF}_{0.55}$  は10階建の1階~5階が崩壊層で、目標  $C_u$  値が0.55を表す。

表-3 1階柱と2階梁の断面

解析ケース	柱					梁		
	b (mm)	D (mm)	X方向主筋	Y方向主筋	pw (%)	b (mm)	D (mm)	pt (%)
$_{10}1\text{CF}_{0.30}$	1100	700	4-D35	4-D35	0.91	650	1200	0.98
$_{10}1\text{CF}_{0.45}$	1200	800	6-D38	4-D38	0.84	650	1200	0.98
$_{10}1\text{CF}_{0.55}$	1500	800	8-D35	6-D35	0.84	650	1200	0.98
$_{10}1\text{CF}_{0.70}$	1500	1000	8-D35	6-D35	1.01	650	1200	0.98
$_{10}2\text{CF}_{0.30}$	1100	850	6-D35	5-D35	1.13	650	1200	1.22
$_{10}2\text{CF}_{0.45}$	1200	850	8-D38	6-D38	1.03	900	1200	1.30
$_{10}2\text{CF}_{0.55}$	1500	900	10/2-D38	6-D38	0.99	950	1200	1.40
$_{10}2\text{CF}_{0.70}$	1500	1000	10/9-D38	6-D38	0.99	1100	1200	0.14
$_{10}3\text{CF}_{0.30}$	1100	850	7-D35	5-D35	0.91	650	1200	1.46
$_{10}3\text{CF}_{0.45}$	1200	850	8-D38	6-D38	1.05	900	1200	1.26
$_{10}3\text{CF}_{0.55}$	1500	900	10/5-D38	6-D38	0.84	950	1200	1.40
$_{10}3\text{CF}_{0.70}$	1500	1000	10/10-D38	6-D38	0.84	1100	1200	1.38
$_{10}4\text{CF}_{0.30}$	1100	900	6-D38	5-D38	0.90	650	1200	1.46
$_{10}4\text{CF}_{0.45}$	1200	900	8/6-D38	5-D38	1.03	900	1200	1.26
$_{10}4\text{CF}_{0.55}$	1500	950	10/10-D38	6-D38	0.83	950	1200	1.40
$_{10}4\text{CF}_{0.70}$	1500	1050	10/10-D38	6-D38	0.83	1100	1200	1.38
$_{10}5\text{CF}_{0.30}$	1100	900	7-D38	5-D38	0.91	650	1200	1.46
$_{10}5\text{CF}_{0.45}$	1200	900	8/6-D38	6-D38	1.05	900	1200	1.26
$_{10}5\text{CF}_{0.55}$	1500	950	10/10-D38	6-D38	0.84	950	1200	1.60
$_{10}5\text{CF}_{0.70}$	1500	1100	10/10-D38	6-D38	0.84	1100	1200	1.55
$_{14}1\text{CF}_{0.30}$	1250	800	3-D38	5-D38	1.99	600	1200	1.36
$_{14}1\text{CF}_{0.45}$	1350	950	4-D38/2-D35	7-D38/4-D38	1.68	700	1200	1.36
$_{14}1\text{CF}_{0.55}$	1450	1000	7/3-D38	7/3-D38	1.39	700	1200	1.36
$_{14}1\text{CF}_{0.70}$	1650	1000	6/3-D41	10/6-D41	1.59	700	1200	1.36
$_{14}2\text{CF}_{0.30}$	1250	900	6/2-D38	7/2-D38	1.06	600	1200	1.06
$_{14}2\text{CF}_{0.45}$	1350	1000	10-D41/2-D38	7-D41/2-D38	1.08	700	1200	1.25
$_{14}2\text{CF}_{0.55}$	1450	1000	12/3-D41	9/3-D41	1.19	700	1200	1.36
$_{14}2\text{CF}_{0.70}$	1650	1050	13/4-D41	10/7-D41	1.09	700	1200	1.63
$_{14}3\text{CF}_{0.30}$	1250	900	7-D41/2-D38	7-D41/2-D38	1.26	650	1200	1.22
$_{14}3\text{CF}_{0.45}$	1350	1050	12-D41/2-D38	8-D41/2-D38	1.13	700	1200	1.49
$_{14}3\text{CF}_{0.55}$	1450	1100	13/5-D41	10/3-D41	1.01	800	1200	1.66
$_{14}3\text{CF}_{0.70}$	1650	1100	15/6-HD41	10/7-HD41	1.26	800	1200	1.78
$_{14}4\text{CF}_{0.30}$	1250	900	7-D41/2-D38	8-D41/3-D38	0.85	650	1200	1.34
$_{14}4\text{CF}_{0.45}$	1400	1100	13-D41/2-D38	8-D41/2-D38	1.09	800	1200	1.53
$_{14}4\text{CF}_{0.55}$	1500	1150	15/5-D41	10/4-D41	0.96	800	1200	1.90
$_{14}4\text{CF}_{0.70}$	1650	1100	15/7-HD41	11/7-HD41	1.26	800	1200	2.22
$_{14}5\text{CF}_{0.30}$	1250	950	8-D41/3-D38	7-D41/2-D38	1.26	650	1200	1.46
$_{14}5\text{CF}_{0.45}$	1400	1100	14-D41/2-D38	8-D41/2-D38	1.09	800	1200	1.75
$_{14}5\text{CF}_{0.55}$	1500	1150	15/6-D41	10/4-D41	1.21	800	1200	2.14
$_{14}5\text{CF}_{0.70}$	1650	1150	15/9-HD41	11/7-HD41	1.73	900	1200	2.11
$_{14}6\text{CF}_{0.30}$	1250	950	8/4-D41	7/2-D41	0.93	700	1200	1.61
$_{14}6\text{CF}_{0.45}$	1400	1100	14-D41/5-D38	9-D41/3-D38	1.09	800	1200	1.90
$_{14}6\text{CF}_{0.55}$	1500	1200	15/6-D41	11/4-D41	1.16	900	1200	2.11
$_{14}6\text{CF}_{0.70}$	1650	1200	16/9-HD41	11/7-HD41	1.32	1000	1200	2.23
$_{14}7\text{CF}_{0.30}$	1250	950	9/4-D41	7/2-D41	0.94	700	1200	1.61
$_{14}7\text{CF}_{0.45}$	1400	1100	14/7-D41	9/3-D41	1.09	900	1200	1.68
$_{14}7\text{CF}_{0.55}$	1500	1200	15/7-D41	11/4-D41	1.39	1000	1200	2.06
$_{14}7\text{CF}_{0.70}$	1650	1250	16/10-HD41	12/7-HD41	1.27	1000	1200	2.23

※「10-D41/2-D38」のような表記は、1段筋に10-D41、芯筋に2-D38配筋とする。D表示はSD390、HD表示はSD490を示し、柱と梁のせん断補強筋はUSD785とする。また、1階のコンクリートの設計基準強度は $_{10}1\text{-}5\text{CF}_{0.30}$ ではFc42とし、他のケースではFc48とする。

### 3.3 解析方法

静的非線形解析では、外力分布を  $A_i$  分布に基づく分布とする。時刻歴応答解析では、内部粘性減衰は一般的な RC 造建物で用いられている瞬間剛性比例型（1次減衰定数  $h_1=3\%$ ）とする。検討用地震動には、法告示による第2種地盤の模擬地震動4波を用い、入力倍率は0.5, 1.0, 1.5とする（図-6、表-4）。解析には  $P-\delta$  効果を考慮する。弾性1次固有周期を表-5に示す。

### 3.4 崩壊層比率

$pR1$  と  $pR2$  との対応を図-7に示す。骨組の  $C_u$  によらず  $pR1$  は一定であり、 $pR2$  もほぼ同等の値である。 $pR2$  は  $pR1$  に対して大きい値であるが、これは  $pR2$  の算出には仮想仕事法による外力仕事量を用いているので、崩壊層が下層階の場合には上層階に比べて外力仕事量が大きいためである。したがって  $pR1$  と  $pR2$  の差は崩壊層の数が少ないほど大きく、崩壊層の数が増え、全体崩壊形に近づくほど差は小さくなる。例えば  $pR2$  は  $pR1$  に対して、 $_{14}1CF$  では約1.84倍であるが、 $_{14}7CF$  では約1.33倍である。

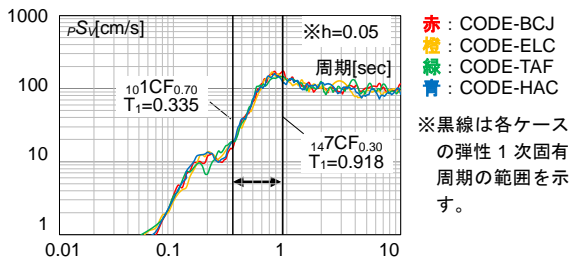


図-6 擬似速度応答スペクトル

表-5 弾性1次固有周期（単位：sec）

目標 $C_u$	$_{10}1CF$	$_{10}2CF$	$_{10}3CF$	$_{10}4CF$	$_{10}5CF$	$_{14}1CF$	$_{14}2CF$	$_{14}3CF$	$_{14}4CF$	$_{14}5CF$	$_{14}6CF$	$_{14}7CF$
0.30	0.410	0.479	0.568	0.612	0.668	0.565	0.659	0.733	0.771	0.834	0.873	0.918
0.45	0.367	0.455	0.522	0.569	0.618	0.524	0.573	0.636	0.675	0.730	0.777	0.799
0.55	0.354	0.422	0.478	0.528	0.574	0.509	0.554	0.598	0.668	0.702	0.721	0.756
0.70	0.335	0.393	0.445	0.488	0.518	0.493	0.534	0.569	0.646	0.677	0.708	0.740

表-6 崩壊形形成時のベースシア係数 ( $C_u$ )

目標 $C_u$	$_{10}1CF$	$_{10}2CF$	$_{10}3CF$	$_{10}4CF$	$_{10}5CF$	$_{14}1CF$	$_{14}2CF$	$_{14}3CF$	$_{14}4CF$	$_{14}5CF$	$_{14}6CF$	$_{14}7CF$
0.30	0.301	0.302	0.301	0.312	0.301	0.300	0.302	0.302	0.305	0.302	0.302	0.302
0.45	0.447	0.453	0.454	0.463	0.451	0.447	0.453	0.452	0.451	0.456	0.451	0.448
0.55	0.537	0.548	0.547	0.570	0.551	0.551	0.548	0.549	0.545	0.552	0.540	0.553
0.70	0.701	0.709	0.684	0.705	0.693	0.700	0.709	0.706	0.697	0.696	0.697	0.700

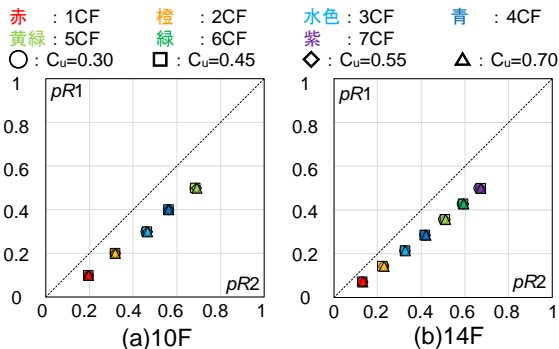


図-7  $pR1$  と  $pR2$  との関係

## 4. 静的非線形解析

### 4.1 保有水平耐力

静的非線形解析による各ケースの崩壊形形成時（計画した部分崩壊形のすべての柱と梁に塑性ヒンジが発生した点）のベースシア係数 ( $C_u$ ) を表-6に示す。なお、塑性ヒンジ発生時点とは、梁は第二折点に達した時、柱はファイバーモデルにおけるコンクリート要素の面積の50%が  $F_c$  に達した時点とする。塑性ヒンジ発生時点はすべての解析ケースで計画した  $C_u$  とほぼ一致している。また、すべての解析ケースで計画した崩壊形が形成されている。14階建の1CF, 4CFのベースシア係数 ( $C_B$ ) と崩壊層の水平変形角 ( $R_{CT}$ ) との関係を図-8に示す。崩壊層の数が多きほど、また崩壊形形成時の  $C_B$  が大きいほど崩壊形を形成する時点の  $R_{CT}$  が大きいことがわかる。

### 4.2 崩壊形形成時のヒンジ柱

標準ケースにおける崩壊形形成時の柱軸力比 ( $\sigma_0/F_c$ ) および各諸元を表-7に示す。柱軸力比は0.25~0.43程度であり、コンクリートの短期許容圧縮応力度未満である。

表-4 検討用地震動（告示波）

波形名称 (レベル2地震動)	最大速度 [cm/s]	最大加速度 [cm/s <sup>2</sup> ]	継続時間 [s]
CODE-BCJ	52	330	120
CODE-ELC	54	349	60
CODE-HAC	66	394	80
CODE-TAF	56	355	60

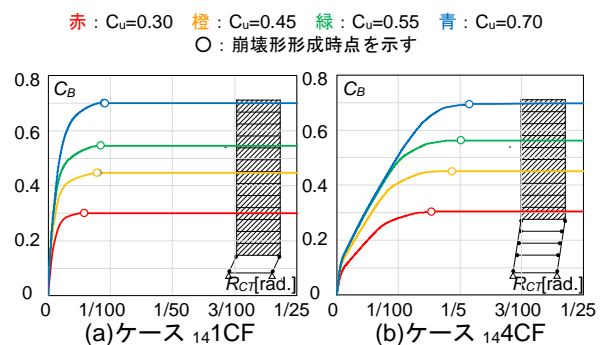


図-8 ベースシア係数と層間変形角との関係

崩壊形形成時において、保耐規準におけるせん断補強指標の A ランクの条件を満たしている。また、表-7 の柱梁耐力比は部分崩壊形の柱梁接合部における柱梁耐力比の範囲を示しており、概ね 2.0 程度である。

次に、靱性保証指針<sup>5)</sup> の曲げ圧縮破壊時を参考にして静的非線形解析による崩壊形形成時において 1 階ヒンジ柱の柱脚における曲げの回転角の限界変形角 ( $cR_u$ ) を算出する(表-8)。各ケースの  $cR_u$  は 1/30~1/50 であり、A ランクの変形能力 ( $cR_u$  が 1/50 程度)<sup>1)</sup> 以上である。

### 4.3 ヒンジ柱の変形角

14 階建の静的非線形解析による 1 階ヒンジ柱の柱脚の変形角 ( $cR_s$ ) について検討する  $cR_s$  と崩壊層の水平変形角 ( $R_{CT}$ ) との関係を図-9 に示す。 $R_{CT}$  と  $cR_s$  は概ね比例関係であることがわかる。14 階建において  $R_{CT}$  が 1/100 程度の時、1CF では  $cR_s$  が 1/50 を上回っているのに対して、4CF では 1/150 程度、7CF では 1/200 程度である。崩壊層比率が大きい崩壊形では、同一の  $R_{CT}$  に対して  $cR_s$  が小さくなり、ヒンジ柱の変形を抑えることができる。

$cR_s$  と  $pR_2$  にベースシア係数 ( $C_B$ ) を乗じた値 ( $pR_2 \times C_B$ ) との関係を図-10 に示す。 $C_B$  が  $C_u$  に達する際の  $cR_s$  は、 $pR_2$  が大きいほど、また、 $C_u$  が大きいほど大きくなる。

$R_{CT}$  が 1/125, 1/100, 1/80 となる時の  $cR_s$  と  $pR_2$  との関係を図-11 (a) に、 $cR_s$  と  $pR_2 \times C_B$  の関係を図-11 (b) に示す。図-11 (a) より  $pR_2$  が大きくなるほど  $cR_s$  は小さくなる。図-11 (b) より  $C_u$  が同一で  $pR_2$  が異なる場合、 $cR_s$  は  $pR_2 \times C_B$  が大きくなるほど概ね小さくなる。

## 5. 時刻歴応答解析結果

### 5.1 地震応答値

14 階建の標準ケースの時刻歴応答解析による(入力倍率 1.0) 最大応答層間変形角 ( $dR_{max}$ ) の高さ方向分布を図-12 に示す。3 層崩壊の  $dR_{max}$  が最も大きく 1/50 程度である。3 層崩壊より崩壊層比率が増えると  $dR_{max}$  は小さ

表-7 ヒンジ柱の軸力比とせん断補強指標

ケース名	$\sigma_0/F_c$	$\sigma_{we}$	$p_w \sigma_{we} / (v_0 F_c)$	$0.30(\sigma_0/F_c)^2 + 0.1$	柱梁耐力比
101CF <sub>0.55</sub>	0.298	588.9	0.217	0.127	—
102CF <sub>0.55</sub>	0.267	588.9	0.260	0.121	2.25
103CF <sub>0.55</sub>	0.265	588.9	0.217	0.121	2.12~2.18
104CF <sub>0.55</sub>	0.256	588.9	0.217	0.120	2.15~2.24
105CF <sub>0.55</sub>	0.254	588.9	0.217	0.119	2.08~2.25
141CF <sub>0.55</sub>	0.425	588.9	0.313	0.154	—
142CF <sub>0.55</sub>	0.414	588.9	0.313	0.151	1.90
143CF <sub>0.55</sub>	0.375	588.9	0.415	0.142	2.01~2.06
144CF <sub>0.55</sub>	0.352	588.9	0.397	0.137	2.27~2.36
145CF <sub>0.55</sub>	0.349	588.9	0.318	0.137	2.06~2.24
146CF <sub>0.55</sub>	0.33	588.9	0.304	0.133	2.03~2.23
147CF <sub>0.55</sub>	0.327	588.9	0.292	0.132	2.00~2.24

※A ランクのせん断補強指標： $p_w \sigma_{we} / (v_0 F_c) \geq 0.30(\sigma_0/F_c)^2 + 0.1$  を満たす。

表-8 ヒンジ柱の限界変形角 ( $cR_u$ )

ケース名	$cR_u$	ケース名	$cR_u$	ケース名	$cR_u$	ケース名	$cR_u$
101CF <sub>0.30</sub>	1/37	104CF <sub>0.30</sub>	1/43	142CF <sub>0.30</sub>	1/48	145CF <sub>0.30</sub>	1/49
101CF <sub>0.45</sub>	1/50	104CF <sub>0.45</sub>	1/38	142CF <sub>0.45</sub>	1/49	145CF <sub>0.45</sub>	1/48
101CF <sub>0.55</sub>	1/42	104CF <sub>0.55</sub>	1/36	142CF <sub>0.55</sub>	1/40	145CF <sub>0.55</sub>	1/42
101CF <sub>0.70</sub>	1/41	104CF <sub>0.70</sub>	1/38	142CF <sub>0.70</sub>	1/33	145CF <sub>0.70</sub>	1/31
102CF <sub>0.30</sub>	1/32	105CF <sub>0.30</sub>	1/42	143CF <sub>0.30</sub>	1/46	146CF <sub>0.30</sub>	1/49
102CF <sub>0.45</sub>	1/40	105CF <sub>0.45</sub>	1/38	143CF <sub>0.45</sub>	1/43	146CF <sub>0.45</sub>	1/47
102CF <sub>0.55</sub>	1/37	105CF <sub>0.55</sub>	1/35	143CF <sub>0.55</sub>	1/40	146CF <sub>0.55</sub>	1/43
102CF <sub>0.70</sub>	1/38	105CF <sub>0.70</sub>	1/30	143CF <sub>0.70</sub>	1/39	146CF <sub>0.70</sub>	1/38
103CF <sub>0.30</sub>	1/44	141CF <sub>0.30</sub>	1/49	144CF <sub>0.30</sub>	1/48	147CF <sub>0.30</sub>	1/49
103CF <sub>0.45</sub>	1/41	141CF <sub>0.45</sub>	1/47	144CF <sub>0.45</sub>	1/48	147CF <sub>0.45</sub>	1/48
103CF <sub>0.55</sub>	1/37	141CF <sub>0.55</sub>	1/42	144CF <sub>0.55</sub>	1/40	147CF <sub>0.55</sub>	1/42
103CF <sub>0.70</sub>	1/39	141CF <sub>0.70</sub>	1/30	144CF <sub>0.70</sub>	1/31	147CF <sub>0.70</sub>	1/39

赤 : 1CF 橙 : 2CF 水色 : 3CF 青 : 4CF  
 黄緑 : 5CF 緑 : 6CF 紫 : 7CF  
 .....  $C_u=0.30$  ---  $C_u=0.45$  --  $C_u=0.55$  —  $C_u=0.70$

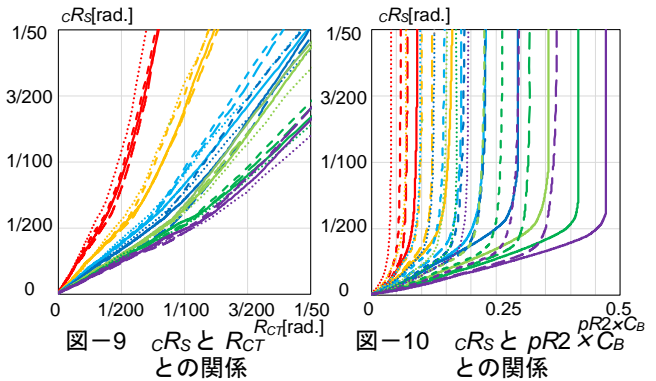


図-9  $cR_s$  と  $R_{CT}$  との関係

図-10  $cR_s$  と  $pR_2 \times C_B$  との関係

赤 : 1CF 橙 : 2CF 水色 : 3CF 青 : 4CF  
 黄緑 : 5CF 緑 : 6CF 紫 : 7CF  
 ○ :  $C_u=0.30$  □ :  $C_u=0.45$  ◇ :  $C_u=0.55$  △ :  $C_u=0.70$   
 ● :  $R_{CT}=1/125$  時 ○ :  $R_{CT}=1/100$  時 ○ :  $R_{CT}=1/80$  時  
 ※灰色は  $cR_D$  が  $cR_u$  (表-8) を超えたものを示す。

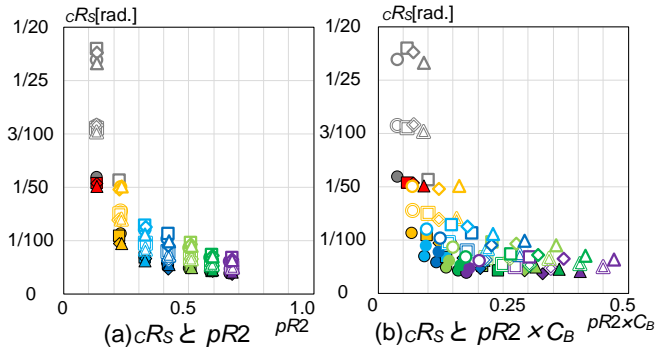


図-11 各  $R_{CT}$  と  $cR_s$  との関係

赤 : 1CF 橙 : 2CF 水色 : 3CF 青 : 4CF  
 黄緑 : 5CF 緑 : 6CF 紫 : 7CF  
 ○ : CODE-BCJ △ : CODE-TAF  
 □ : CODE-ELC ◇ : CODE-HAC

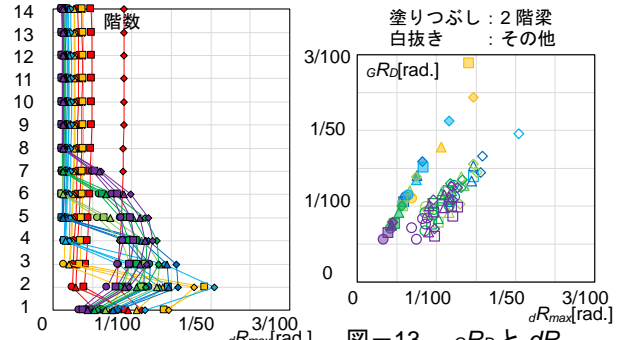


図-12 最大応答層間変形角

図-13  $gR_D$  と  $dR_{max}$  との関係

くなり、7層崩壊では1/79である。また、非崩壊層の $dR_{max}$ は1CFが最も大きく、崩壊層比率が増えるにつれ、変形が抑えられている。

また、塑性ヒンジが発生する梁の最大部材角 ( $gR_D$ ) と当該層の最大層間変形角 ( $dR_{max}$ ) との関係を図-13に示す。2階以外の梁の $gR_D$ は $dR_{max}$ とほぼ同等であり、非ヒンジ柱の変形が過大でないことがわかる。

### 5.2 ヒンジ柱の応答変形

時刻歴応答解析 (告示波4波) による14階建1階柱の柱脚の変形角 ( $cR_D$ ) と崩壊層の水平変形角 ( $R_{CT}$ ) との関係を図-14に示す。 $pR_2$ が小さいほど、つまり崩壊層数が減るほど $R_{CT}$ に比べ $cR_D$ が大きくなり、静的解析と同等の傾向が見られる。入力倍率が大きくなると $cR_D$ にばらつきが見られるが、これは対象とする解析ケースの弾性1次固有周期の差が大きく (図-6)、同じ解析ケースでも入力倍率が大きくなると水平剛性が低下して等価周期が長

くなるため、入力エネルギーに違いが生じるためであると考えられる。

次に10階建、14階建の $cR_D$ と $pR_1$ 、 $pR_2$ に $C_u$ を乗じた値 ( $pR_1 \times C_u$ 、 $pR_2 \times C_u$ ) との関係を図-15、図-16に示す。入力倍率0.5時には最大耐力に達していないケースが多く、 $cR_D$ も小さいが、入力倍率1.0、1.5時には $cR_D$ は $pR_2 \times C_u$ が大きいほど小さい傾向が見られる。 $cR_D$ が1/50以下となるのは、入力倍率1.0時では $pR_1 \times C_u$ が0.18以上、 $pR_2 \times C_u$ が0.26以上、入力倍率1.5時では $pR_1 \times C_u$ が0.28以上、 $pR_2 \times C_u$ が0.40以上である。 $pR_1$ は $pR_2$ に比べて小さいため (図-7)、 $pR_1 \times C_u$ の値は $pR_2 \times C_u$ の値に比べて小さい。

### 5.3 保有水平耐力と崩壊層比率の条件

$cR_D$ が設定値以下となる崩壊層比率と保有水平耐力の条件 ( $pR_1 \times C_u$ 、 $pR_2 \times C_u$ ) を検討するため、 $cR_D$ について不合格率を設定する (図-17)。図中の線は $cR_D$ が1/40以下において不合格率5%のライン (限界ライン) を示す。

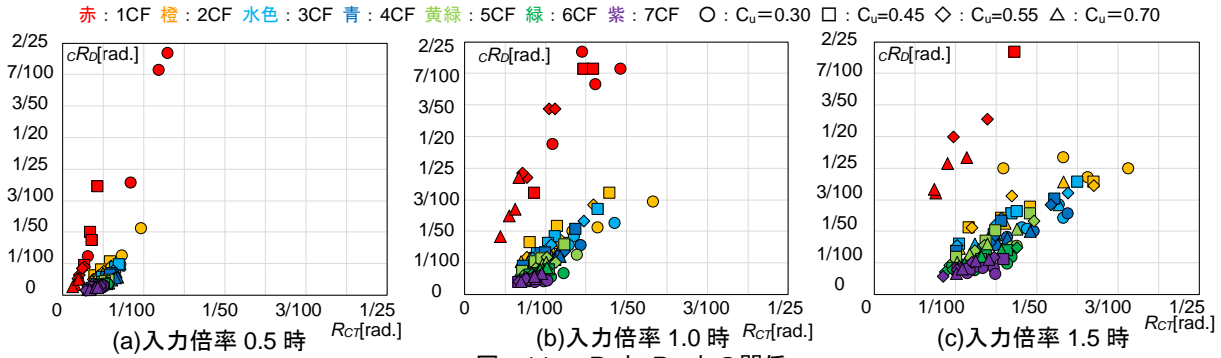


図-14  $cR_D$ と $R_{CT}$ との関係

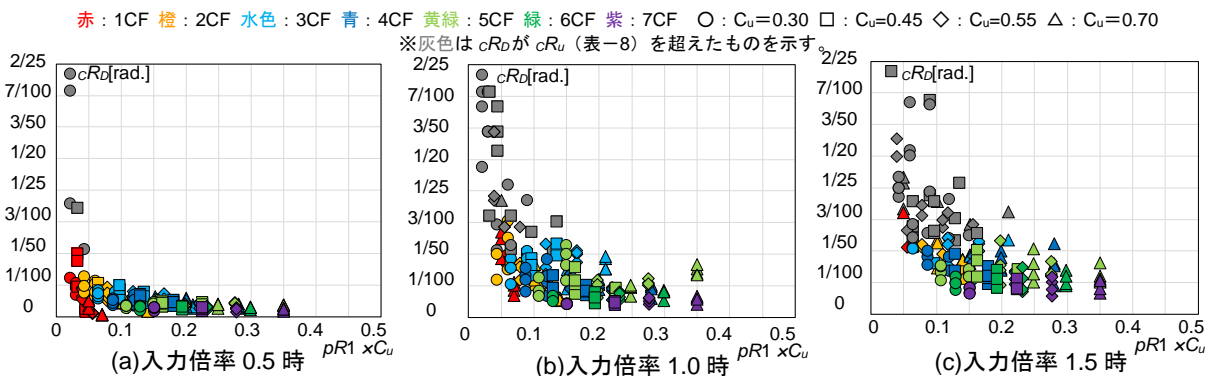


図-15  $cR_D$ と $pR_1 \times C_u$ との関係

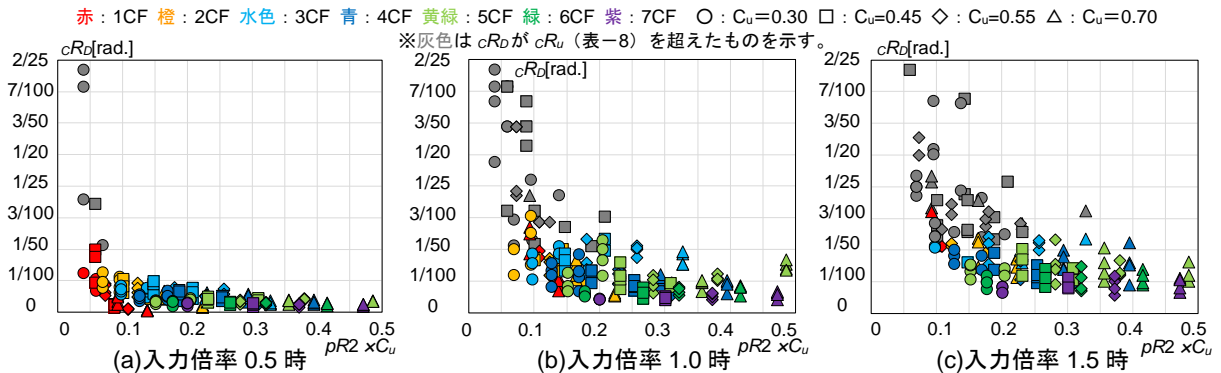


図-16  $cR_D$ と $pR_2 \times C_u$ との関係

なお 1/40 は表-8 の限界変形角の平均値にほぼ相当する。

入力倍率 1.0 時の  $pR1 \times C_u$  と  $pR2 \times C_u$  の限界ラインをそれぞれ図-17(a), (b)に示す。 $cR_u$  を A ランクの変形性能に相当すると考えられる 1/50 以下とするためには、 $pR1 \times C_u$  は 0.12 以上、 $pR2 \times C_u$  は 0.18 以上必要である。したがって、 $D_s$  値を現行規定の最大値である 0.55 とする場合、 $C_u$  は 0.55 以上確保されるため  $pR1$  は 0.22 以上、 $pR2$  は 0.33 以上となることがわかる。

また、入力倍率 1.5 時の  $pR2 \times C_u$  の限界ラインを図-17(c)に示す。同様に  $cR_u$  を 1/50 以下とするためには、 $pR2 \times C_u$  は 0.23 以上必要となり、 $D_s$  値を 0.55 とする場合、 $pR2$  は 0.42 以上となることがわかる。

赤：1CF 橙：2CF 水色：3CF 青：4CF 黄緑：5CF 緑：6CF 紫：7CF  
 ○： $C_u=0.30$  □： $C_u=0.45$ ◇： $C_u=0.55$  △： $C_u=0.70$   
 ※灰色は  $cR_D$  が  $cR_u$  (表-8) を超えたものを示し、除外する。

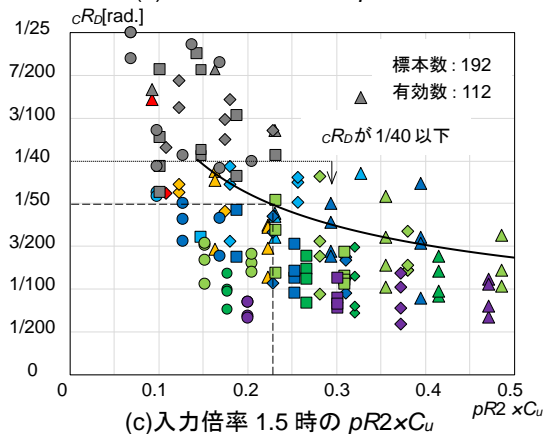
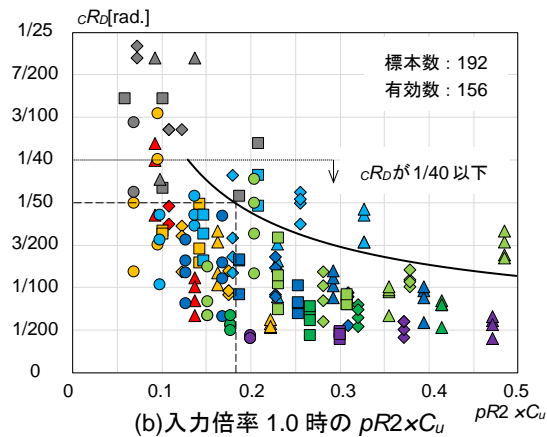
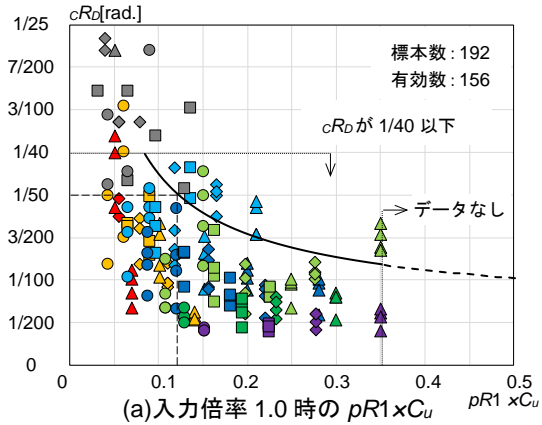


図-17 不合格率 5%の限界ライン

## 6. まとめ

下層階において壁が抜けて部分崩壊形を形成する 10 階建・14 階建 RC 造壁フレーム構造を対象として静的非線形解析及び時刻歴応答解析を実施した。その結果、本解析の範囲内であるが、以下の知見を得た。

- (1) 静的非線形解析では、1 階ヒンジ柱の柱脚の変形角  $cR_s$  は崩壊層の水平変形角  $R_{cr}$  と概ね比例関係にある。
- (2) 静的非線形解析では、1 階柱脚の変形角  $cR_s$  は  $pR2$  が大きくなるほど小さい傾向がある。
- (3) 時刻歴応答解析では、1 階ヒンジ柱の柱脚の変形角  $cR_D$  は  $pR1$  又は  $pR2$  に  $C_u$  を乗じた値 ( $pR1 \times C_u, pR2 \times C_u$ ) が大きくなる程小さい傾向がある。
- (4) 時刻歴応答解析では、入力倍率 1.0 時において  $pR1 \times C_u$  が 0.18 以上、 $pR2 \times C_u$  が 0.26 以上の場合、入力倍率 1.5 時においては  $pR1 \times C_u$  が 0.28 以上、 $pR2 \times C_u$  が 0.40 以上の場合、 $cR_D$  は概ね 1/50 以下である。
- (5)  $cR_D$  が設定値以下となる崩壊層比率と保有水平耐力の条件について、不合格率 5%の限界ラインを示した。
- (6) 不合格率 5%の限界ラインから、 $D_s$  値を 0.55 とした場合、 $cR_D$  を 1/50 以下とするには、入力倍率 1.0 時では  $pR1$  は 0.22 以上、 $pR2$  は 0.33 以上、入力倍率 1.5 時では  $pR2$  は 0.42 以上となることがわかる。

今後、対象建物の階数などを変えて検討ケースを更を増やして、ヒンジ柱の目標変形角に対する限界ラインについて検証して報告していきたい。

## 謝辞

千葉大学和泉・毎田研究室の福地武彰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) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説，2016.6
- 2) 福地武彰，朱形，毎田悠承，和泉信之：下層階で壁が抜ける 10 階建 RC 造骨組における崩壊層の比率と地震応答，コンクリート工学年次論文集，vol.39，No2，pp13-18 2017.7
- 3) 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.730-748，2015.6
- 4) 構造システム（株）：SNAP Ver7 テクニカルマニュアル，2015.11
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，pp.114-126，1999.8
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，pp.57-65，1990.10