柔域モデルによる柱フレーム-壁柱フレーム連成構造の地震応答

RC均等フレームの弾塑性性状(その2)

SEISMIC RESPONSES OF FRAME-WALL COLUMN COUPLING
STRUCTURES CONSIDERING VARYING PLASTIC ZONES

Elasto-plastic behavior of reinforced concrete uniform frames (Part 2)

荒川 利治*, 洪 忠憲**

Toshiharu ARAKAWA and Tadaki KOH

Seismic responses of multistory reinforced concrete frame-wall column coupling structures are studied in consideration of the effect of elasto-plastic behavior of beams, columns, and wall columns. These members are replaced by models with varying plastic zones, which are represented by relationships between bending moment and curvature. Analytical parameter is the ratio of number for the frame to number for the wall column in the frame-wall column coupling structure. Using some seismic records, responses of these coupling structures have been examined on distribution of seismic response shear for the frame, collapse mechanism of the structure, height ratio of inflection point for column, and member ductility.

Keywords: seismic response, elasto-plastic analysis, reinforced concrete, uniform frame, shear wall
地震応答, 弾塑性解析, 鉄筋コンクリート, 均等フレーム, 耐震壁

1. はじめに

前報では、鉄筋コンクリート(以下RCとする)部材における合理的な弾塑性力学モデルとして、ひび割れ幅、降伏幅の進行を考慮した柔域モデルを提案した。部材軸に沿う塑性領域を柔域として、曲げモーメントと曲率の関係に基づいて定式化を行っており、逆対称曲げ応力分布とはならない耐震壁、あるいは柱脚部に最適である。また、水平方向に均等なフレームに、柔域モデルを適用して、柱脚曲げモーメント、層間変形角等に関する弾塑性増分三項方程式の誘導を行い、構造設計・解析に際して非常に有効であることを示した³⁾。

これまでの高層建物は、連層耐震壁を適度に配置した、いわゆるコア耐震壁付きフレームが一般的であった。ところが、近年は、エレベータ、階段室等の建築計画的に配置された少量の耐震壁、雑壁は含むものの、純フレーム的なRC構造が圧倒的に多い。これに対して、中低層建物は、剛性・強度の高い壁構造的なRC構造となっている。中間的に、連層耐震壁を有する建物は極端に少ない。1981年以降、耐震設計法の進展にともなう、耐力、メカニズム等の明確な把握の必要性、靱性指向型の重視

によるものであろう。連層耐震壁を含んだフレームは、構造特性係数Dsの評価が曖昧なことにも起因している。

連層耐震壁を含んだフレームの解析法、設計法に関する研究の歴史は古く^{4), 5), 6)}, RC造に限ってみても、近年、かなりの研究成果が得られている^{7), 8), 9)}。また、耐震壁を含んだフレームの簡略計算法の研究もある^{10), 11), 12)}。しかし、連層耐震壁の連成がフレームに与える影響を評価した研究は少ない^{13), 14), 15), 16)}。建物全体の設計せん断力の高さ方向の分布についての考察は、堀ら¹⁷⁾、石山¹⁸⁾が行っているが、地震応答時での各フレームの分担せん断力分布については、設計段階で必要不可欠な情報であるにも関わらず、荒川ら¹⁹⁾、久保ら²⁰⁾がある程度で、十分検討されていない。

これらのことを念頭に、本研究では、梁降伏の全体崩壊型となるように設計された柱フレームに壁柱フレームを並列に連成したRC造柱フレーム-壁柱フレーム連成構造の静的な弾塑性解析、および弾塑性地震応答解析を、柔域モデルを用いて行った。連成構造中の柱フレームと壁柱フレームの連成数比、柱フレームの柱と梁の曲げ強度比、壁柱フレームの最下層壁柱脚強度、あるいは地震

本論文の一部は、文献1), 2)で発表している。これらの内容を整理し、加筆編集したものである。

* 明治大学理工学部建築学科 助手・工修

** 明治大学理工学部建築学科 教授・工博

Research Associate, Dept. of Architecture, School of Science and Technology, Meiji Univ., M. Eng.
Professor, Dept. of Architecture, School of Science and Technology, Meiji Univ., Dr. Eng.

入力レベルが、連成構造の終局耐力、連成構造中の各フレームにおけるメカニズム、部材塑性進行等に与える影響を明らかにしたものである。特に、柱フレームが分担する層せん断力の分布、および柱部材の反曲点高比等を検討した。

2. 解析仮定と解析対象

2.1 柔域モデルと復元力特性

柔域モデルは、材軸方向に進展する曲げひび割れ、曲げ降伏の塑性化を平均的に評価し、部材が一様でない変断面材として取り扱っている。塑性進行、損傷の把握に有効である。強震時でのRC架構の構成部材両端部が塑性化している梁部材に増分材端曲げモーメントが作用した状態での曲げ応力分布、塑性分布、曲率分布、および変形を図1に示す。曲げひび割れ領域 λl 、曲げ降伏領域 μl の柔域幅は曲げ応力分布から決定し、材軸上各点における曲げモーメントと曲率の関係を図2に示すTri-linear型とすると、部材ABの柔域モデルの塑性方程式が誘導できる。また、せん断変形を重ね合わせ、剛域を考慮して部材の要素剛性マトリクスを作成した。

2.2 解析パラメータ

フレーム中における梁、柱、壁柱部材の強度比に関するパラメータとして図3に示す2つを設定した。

- ①柱・梁強度比 $s_1 = (M_{ny}^D + M_{ny}^U) / (M_{ny}^L + M_{ny}^R)$:
柱と梁の接合部における柱頭、柱脚の強度和に対する左右の梁強度和の比。

図1 柔域モデル

λl : ひび割れ領域
 μl : 降伏領域
 M_c : ひび割れ強度
 M_y : 降伏強度
 $1/\rho_c$: ひび割れ曲率
 $1/\rho_y$: 降伏曲率
 α : 接線剛性低下率 (第2勾配)
 β : 接線剛性低下率 (第3勾配)
 ΔM : 増分曲げモーメント
 $\Delta \theta$: 増分回転角

図2 曲げモーメントと曲率の関係

- ②1層壁脚・全梁強度比 $s_2 = M_{ly}^D / \sum M_{By}$: 1層壁脚強度に対する基礎梁を除く全梁強度和の比。水平力に対して架構が保有すべき総モーメントを、1層壁柱脚と全梁とで負担する割合の指標である。

なお、 s_1 , s_2 は危険断面で算定した。

2.3 弾塑性増分三項方程式と運動方程式

均等フレームにおける任意の n 層の上下に連続する3層分の層間変形角 ΔR_{n+1} , ΔR_n , ΔR_{n-1} を未知数とする3項の方程式を導くと(1)式ようになる。

$$S_{n,n+1}^R \Delta R_{n+1} + S_{n,n}^R \Delta R_n + S_{n,n-1}^R \Delta R_{n-1} = T_{n,n}^R (\Delta Q_n h_n) + T_{n,n-1}^R (\Delta Q_{n-1} h_{n-1}) \quad (1)$$

ただし、 ΔQ_n は増分層せん断力、 h_n は層高

最上層 $n=m$ 、最下層 $n=1$ の境界方程式を加えて、均等フレームの層間変形角に関する弾塑性増分連立三項方程式を誘導し、マトリクス表示すれば(2)式となる。

$$[S^R] \{\Delta R_n\} = [T^R] \{\Delta Q_n h_n\} \quad (2)$$

(1), (2)式の係数は、前報の第3章に記してある³⁾。

$$\Delta R_n = (\Delta x_n - \Delta x_{n-1}) / h_n \quad (3)$$

$$\Delta Q_n = - \sum_{i=n}^m (m_i \Delta \ddot{x}_i) \quad (4)$$

を(2)式に代入し、減衰を考慮すると均等フレームの運動方程式(5)が誘導できる。ここで、 x_n , X_n は n 層における相対座標と、地動加速度 $\ddot{x}_0$ を加えた絶対座標である。

$$[m] \{\Delta \ddot{x}\} + [c] \{\Delta \dot{x}\} + [k] \{\Delta x\} = -[m] \{1\} \Delta \ddot{x}_0 \quad (5)$$

柱フレームと壁柱フレームを(6), (7)式で表現する。

$$[m_F] \{\Delta \ddot{x}_F\} + [c_F] \{\Delta \dot{x}_F\} + [k_F] \{\Delta x_F\} = -[m_F] \{1\} \Delta \ddot{x}_0 \quad (6)$$

$$[m_W] \{\Delta \ddot{x}_W\} + [c_W] \{\Delta \dot{x}_W\} + [k_W] \{\Delta x_W\} = -[m_W] \{1\} \Delta \ddot{x}_0 \quad (7)$$

ただし、 $[m_F]$, $[m_W]$, $[c_F]$, $[c_W]$, $[k_F]$, $[k_W]$: 柱フレーム、壁柱フレームの質量、減衰、剛性の各マトリクス

各運動方程式の変位、速度、加速度を $\{\Delta x\} = \{\Delta x_F\} = \{\Delta x_W\}$, $\{\Delta \dot{x}\} = \{\Delta \dot{x}_F\} = \{\Delta \dot{x}_W\}$, $\{\Delta \ddot{x}\} = \{\Delta \ddot{x}_F\} = \{\Delta \ddot{x}_W\}$ として適合させることで、柱フレームと壁柱フレームを並列に連成した均等フレーム構造の運動方程式を得る。

$$[m_T] \{\Delta \ddot{x}\} + [c_T] \{\Delta \dot{x}\} + [k_T] \{\Delta x\} = -[m_T] \{1\} \Delta \ddot{x}_0 \quad (8)$$

図3 部材強度比のパラメータ

ただし, $[m_r] = N_F \times [m_F] + N_W \times [m_W]$,
 $[c_r] = N_F \times [c_F] + N_W \times [c_W]$,
 $[k_r] = N_F \times [k_F] + N_W \times [k_W]$:
 連成構造の質量, 減衰, 剛性の各マトリクス

2.4 解析対象と地震動

水平方向に無限な均等スパンフレーム(図4)から, 中央1スパンを取り出して, 8層柱フレーム(図5, 表1)の標準形を終局強度設計した。この柱フレームは, 梁降伏先行, 最後に1層柱脚が降伏して全体崩壊メカニズムを形成する。床単位荷重を 1.0 tf/m^2 と見積って, 各層重量は 36.0 tf とした。柱は A_i 分布による層モーメントの分布と1層柱の終局強度 M_y から決定し(各層の柱頭, 柱脚の M_y は等しい), 柱・梁強度比を 1.3 として梁の M_y を設定する。 A_i 分布を用いた増分計算によってTrial and Errorで部材の剛性, 強度を定めた。ベース・シア係数 $C_B = 0.33$ で終局耐力となり, 梁部材は高さ方向に均一に塑性化する。2~7層の終局時層間変位はほとんど変わらない。この柱フレームの固有周期は 0.64 sec である。

梁部材が柱フレームと同じで, 一般階の壁柱と梁の強度比が20程度となる8層壁柱フレーム(図6, 表2)の標準形を終局強度設計した。1層壁脚強度 M_{y1} は, 目標耐力の C_B から層せん断力 Q_1 を算出し, 反曲点高比 y_v を $2.0 \sim 2.5$ として定めた。各層重量は 53.9 tf , 壁柱は長方

形断面である。梁部材塑性率が各層一様の全体崩壊メカニズムとなり, 終局耐力は $C_B = 0.41$ である。壁柱フレームに対する柱フレームの終局耐力比は, 0.80 である。終局時層間変位は3~8層で約 2.0 cm と差異はないが, 1層は小さい。この壁柱フレームの固有周期は 0.39 sec である。

単独に設計した柱フレームと壁柱フレームを適宜並列に連成した均等フレーム構造を解析対象とした(図7)。連成構造における柱フレームと壁柱フレームの構成は, 単純な整数比(柱フレーム数 N_F :壁柱フレーム数 N_W)とし, 連成数比 $N_F:N_W$ ごとの固有周期を表3に示した。

地震応答解析においては, 梁, 柱, 壁柱部材の復元力は曲げモーメントと曲率の関係をD-Tri型とし, 柱フレーム, 壁柱フレームともに, 内部粘性型の減衰を仮定して, 個別に減衰定数を 2% とした。なお, 梁に付帯するスラブ筋の影響, 長期荷重による梁の応力は考慮していない。

応答解析で使用する地震動とその加速度最大値を表4に, 加速度応答スペクトルを図8に示した。いずれも, 設計に用いられている代表的な地震動である。

3. 静的弾塑性解析

3.1 柱フレーム数 N_F と壁柱フレーム数 N_W

図4 多層均等スパンフレーム

図5 8層柱フレーム

図6 8層壁柱フレーム

表1a) 柱フレームの梁断面と強度

階	断面 (cm^2)	M_c (tfm)	M_y (tfm)
R	45*75	11	38
8	" "	" "	43
7	45*80	13	59
6	" "	" "	74
5	50*85	16	91
4	" "	" "	103
3	" "	" "	111
2	" "	" "	120
F	75*120	44	133

表1b) 柱フレームの柱断面と強度

階	断面 (cm^2)	N (tf)	M_c (tfm)	M_y (tfm)
8	75*75	36	23	44
7	" "	72	27	69
6	80*80	108	37	85
5	" "	144	42	108
4	85*85	180	52	128
3	" "	216	57	139
2	" "	252	62	150
1	" "	288	68	163

表2a) 壁柱フレームの梁断面と強度

階	断面 (cm^2)	M_c (tfm)	M_y (tfm)
R	45*75	11	48
8	" "	" "	49
7	45*80	13	49
6	" "	" "	50
5	50*85	16	50
4	" "	" "	53
3	" "	" "	62
2	" "	" "	72
F	75*200	130	490

表2b) 壁柱フレームの壁柱断面と強度

階	断面 (cm^2)	N (tf)	M_c (tfm)	M_y (tfm)
8	50*300	54	223	942
7	" "	108	250	983
6	" "	162	277	990
5	" "	216	303	995
4	" "	270	330	1006
3	" "	323	357	1117
2	" "	377	384	1360
1	" "	431	411	1500

表3 連成数比 $N_F:N_W$ と固有周期(sec)

N_F	0	1	3	5	10	1
N_W	1	1	1	1	1	0
1次周期	0.39	0.45	0.51	0.54	0.58	0.64
2次周期	0.12	0.14	0.16	0.18	0.19	0.23

表4 入力地震動と60kine相当gal数

地震動	記号	線種	gal
El Centro	N-S (1940)	Elce	620
Taft	E-W (1952)	Taft	616
東京 101	N-S (1956)	Toky	616
八戸港湾	N-S (1968)	Hach	428
東北大学	N-S (1978)	Toho	373
住友生命ビル	N-S (1978)	Sumi	525
秋田港湾	N-S (1983)	Akit	415

図7 柱フレーム-壁柱フレーム連成構造

図8 入力地震動の標準化加速度応答スペクトル(減衰2%)

柱フレーム-壁柱フレーム連成構造を、 A_i 分布外力によって、ベース・シア係数 $C_B=0.01$ 刻みで増分解析した。連成構造の終局耐力は、柱フレーム、または壁柱フレームのどちらかがメカニズムになった状態と定義した。連成数比 $N_F:N_W$ は、1:1, 3:1, 5:1, および10:1とした。

①メカニズムと塑性率

柱フレームと壁柱フレームの塑性化順序、崩壊メカニズムを図9に示した。各ケースとも壁柱フレームにおいて、梁降伏先行で1層壁柱脚、または基礎梁が最後に降伏して全体崩壊メカニズムとなり、連成構造は終局耐力となった。 $N_F:N_W$ の変動とともに、連成構造の終局耐力は $C_B=0.37, 0.30, 0.28, 0.24$ と変化する。終局耐力時の各部材塑性率、1層壁柱のせん断余裕度 S_F ($S_F=1.0-(Q_{ws1}/Q_{wsu})$, Q_{ws1} : 1層壁柱の負担せん断力, Q_{wsu} : 1層壁柱のせん断耐力), 1層柱に対する1層壁柱のせん断力分担比率 D_F ($D_F=Q_{ws1}/Q_{Fsl}$, Q_{Fsl} : 1層柱の負担せん断力)等を表5に示した。

連成構造中の柱フレームは、終局耐力時分担 C_B が柱フレーム単独の約半分となり、部材塑性率も小さくなる。特に、 N_W に対する N_F の比が増加すると、柱フレームの終局耐力時分担 C_B は約0.17と変わらないが、2層以上の分担せん断力が低下するので、柱フレームは降伏しなくなる。 $N_F:N_W=5:1$ は最上層柱頭のみが降伏し、10:1では降伏する部材はない。また、連成構造中の壁柱フレームは、壁柱フレーム単独の場合よりも終局耐力時分担 C_B が大きいにも関わらず、境界効果によって壁柱の曲げ変形が拘束されることから、中上層部の部材塑性率は著しく低下する。柱フレーム、壁柱フレームともに終局耐力時の部材塑性率が、各フレーム単独の場合よりも低減する連成効果が明らかとなった。

柱フレーム数 N_F	単	1	3	5	10
壁柱フレーム数 N_W	地	1	1	1	1
連成構造の耐力 C_B		0.37	0.30	0.28	0.24
柱フレームの耐力 C_B		0.33	0.17	0.17	0.17
8層柱頭		1.39	1.29	1.06	1.00
柱フレーム	R 梁	-	-	-	-
	8	2.03	1.30	1.00	-
	7	2.94	1.13	-	-
	6	2.83	1.06	-	-
	5	2.83	1.06	-	-
	4	2.44	1.00	-	-
	3	2.15	-	-	-
	2	1.50	-	-	-
	F	-	-	-	-
部材塑性率	1層柱脚	1.00	-	-	-
壁柱フレームの耐力 C_B		0.41	0.51	0.57	0.63
壁柱フレーム	R 梁	2.91	2.33	1.80	1.68
	8	3.05	2.45	1.91	1.78
	7	3.42	2.77	2.21	2.08
	6	3.31	2.89	2.16	2.22
	5	3.96	3.32	2.77	2.64
	4	3.37	3.04	2.52	2.38
	3	2.32	2.32	2.07	1.96
	2	1.38	1.39	1.28	1.30
	F	-	-	-	-
部材塑性率	1層柱脚	1.00	1.00	-	-
1層壁柱せん断余裕度 S_F (%)		51	40	33	25
1層せん断力弾性時		7.81	7.98	8.08	8.21
分担比率 D_F 耐力時		4.51	5.09	5.42	5.89
塑性率の-はひび割れ発生。無印はひび割れ発生前を示す					

壁柱フレーム単独の終局耐力時 S_F は約50%である。 $N_F:N_W=1:1$ から10:1の連成構造での S_F は40, 33, 25, 19%と壁量によっては壁柱低層部に応力が集中する。弾性時 D_F は、 $N_F:N_W$ による違いは少ないが、終局耐力時では4.5~5.9と若干異なる。終局耐力時 D_F は柱フレームはほとんど塑性化せず、壁柱フレームが大幅に剛性低下することから、弾性時より3~4割減少している。

②せん断力分布

A_i 分布外力を受ける連成構造において、柱フレームと壁柱フレームの分担せん断力の高さ方向分布を終局耐力時について、ベース・シアで規準化して図10に示した。壁柱フレームによって変形を強制される柱フレームは、柱フレーム単独よりも中上層部でせん断力分布が増加し、2~5層が1層より大きくなる。 N_W に対する N_F の比が増加すると、柱フレームに与える境界効果は弱くなる。一方、壁柱フレームは、柱フレームによって曲げ変形が拘束されて、最下層ではせん断力が増加し、中上層部は分担せん断力が低下する。 N_W に対する N_F の比が増加すると、壁柱フレームに与える境界効果は強くなる。結果的に、柱フレーム、壁柱フレームともに、 N_W に対する N_F

図10 終局耐力時の分担せん断力分布

図11 終局耐力時の分担水平力分布

図12 連成構造中の柱フレームにおける柱部材の反曲点高比

の比が増加すると、2層以上ではせん断力分布が減少する。なお、柱フレーム、壁柱フレームともに、弾性時のせん断力分布は終局耐力時とほとんど変わらない。

終局耐力時に、柱フレームと壁柱フレームが分担する水平力分布をベース・シアで規準化して図11に示した。柱フレームの分担水平力は、中層と最上層で大きく、最下層は負となる。 $N_F:N_W=1:1$ でこの傾向は顕著であるが、柱フレーム数が増加するとこの連成効果は薄れる。 A_i 分布による水平力分布は、1～5層までが完全な逆三角形分布であり、6層以上で若干増大している。

③柱の反曲点高比

連成構造中の柱フレームにおける柱部材の反曲点高比を図12に示した。弾性時よりも終局耐力時が約1割大きく、 $N_F:N_W$ を1:1から10:1まで変化させると、反曲点高比は僅かに小さくなる。1層は0.7以上、8層は0.4以下の場合もあるが、各層0.5前後に安定している。

3.2 柱フレームの柱・梁強度比 s_1

連成構造における柱フレームの柱・梁強度比 s_1 を1.1から1.5まで変動させて、 A_i 分布による弾塑性解析を行った。終局耐力、各フレームの部材塑性率等を表6に示した。壁柱フレームは標準形のままとし、柱強度を変化させた場合と、梁強度を変化させた場合の $N_F:N_W=1:1$ 、5:1を中心に考察した。梁強度を弱くすることは、フラットスラブ構造等の今日的なテーマでもある。

s_1 を変動させても連成構造は、いずれも壁柱フレームが全体崩壊メカニズムとなり、終局耐力となった。終局耐力、終局耐力時の S_F 、 D_F 、および壁柱フレームの部材塑性率、塑性化順序はほとんど変わらない。柱フレ

ーム単独での s_1 は部材塑性率、メカニズム、終局耐力等を決定する直接的なパラメータであった³⁾。連成構造では、柱フレームの柱・梁部材強度が連成構造のメカニズムや終局耐力を決定づける要因にはならない。 $N_F:N_W=1:1$ の梁強度を弱くした $s_1=1.5$ において柱フレームの梁部材塑性率が2割程度大きくなっているものの、連成構造では s_1 を相当大きく変化させないと柱フレームの崩壊メカニズムは変わらない。ただし、 $N_F:N_W=1:1$ では、柱強度を弱くした $s_1=1.1$ において、壁柱フレームがメカニズムとなると同時に柱フレーム8層が部分崩壊する。5:1の場合は、梁強度を弱くした $s_1=1.5$ でも、終局耐力時に柱フレームの梁部材3ヶ所が塑性化するにすぎない。

3.3 壁柱フレームの1層壁脚・全梁強度比 s_2

壁柱フレームにおける1層壁柱脚・全梁強度比 s_2 を変動させて、連成構造の終局耐力、各フレームの部材塑性率等を表7に示した。柱フレームは標準形のままとし、壁柱フレームの s_2 (標準形1.74) を0.5～2.0倍し、1層壁柱脚と基礎梁の強度は連動させた。

$N_F:N_W=1:1$ では、 s_2 を1.5倍 ($s_2=2.61$) すると、壁柱フレームは2～8層の部分崩壊メカニズムとなり、連成構造の終局耐力は $C_B=0.41$ と標準形よりも約1割増加する。柱フレームのヒンジ発生は標準形と変わらないが、 S_F は40～33%と若干低下し、両フレームの梁部材塑性率は2割以上大きくなる。 D_F は4.5～4.8と若干上昇する。5:1では、 s_2 を1.5倍すると、壁柱フレームは2～8層の部分崩壊と、基礎梁が降伏する全体崩壊との複合メカニズムとなった。連成構造の終局耐力は $C_B=$

表6 柱・梁強度比 s_1 と終局耐力、部材塑性率

連成数比 $N_F:N_W$		1:1				5:1			
柱・梁強度比 s_1 (強度変動部材)	柱	梁		柱		梁		柱	
		1.1	1.3	1.5	1.5	1.1	1.3	1.5	1.5
連成構造の耐力 C_B		0.37	0.37	0.37	0.36	0.27	0.28	0.28	0.27
柱フレームの耐力 C_B		0.17	0.17	0.17	0.16	0.17	0.18	0.18	0.17
柱フレームの部材塑性率	8層柱頭	1.54	1.29	1.29	1.11	1.26	—	1.00	1.00
	R階梁	—	—	—	—	—	—	—	—
	8 "	1.28	1.00	1.30	1.31	1.57	—	—	1.08
	7 "	1.12	—	1.13	1.13	1.33	—	—	1.00
	6 "	1.05	—	1.06	1.06	1.23	—	—	—
	5 "	1.06	—	1.06	1.06	1.31	—	—	1.00
	4 "	—	—	1.00	1.00	1.13	—	—	—
	3 "	—	—	—	—	—	—	—	—
	2 "	—	—	—	—	—	—	—	—
	F "	—	—	—	—	—	—	—	—
壁柱フレームの耐力 C_B		0.51	0.50	0.51	0.50	0.61	0.63	0.63	0.61
壁柱フレームの部材塑性率	8層柱頭	—	—	—	—	—	—	—	—
	R階梁	2.36	2.30	2.33	2.31	2.25	1.59	1.53	1.68
	8 "	2.49	2.42	2.45	2.43	2.38	1.70	1.64	1.78
	7 "	2.80	2.73	2.77	2.74	2.69	1.98	2.07	2.08
	6 "	2.93	2.85	2.89	2.87	2.82	2.12	2.03	2.22
	5 "	3.36	3.28	3.32	3.29	3.23	2.52	2.39	2.64
	4 "	3.07	3.01	3.04	3.02	2.95	2.27	2.37	2.38
	3 "	2.34	2.30	2.32	2.31	2.24	1.86	1.96	1.95
	2 "	1.40	1.38	1.39	1.39	1.34	1.22	1.33	1.30
	F "	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1層壁柱せん断余裕度 S_F (%)		4.0	4.0	4.0	4.0	4.1	2.7	2.5	2.5
1層せん断力弾性時分担比率 D_F		4.54	4.46	4.51	4.49	4.56	5.49	5.36	5.42
1層せん断力弾性時耐力時		5.45	5.37	5.46	5.37	5.46	6.06	5.93	6.06

塑性率の—はひび割れ発生、無印はひび割れ発生前を示す

表7 1層壁柱脚・全梁強度比 s_2 と終局耐力、部材塑性率

連成数比 $N_F:N_W$		1:1				5:1			
1層壁脚・全梁強度比 s_2	標準の s_2 に対する倍率	0.5		1.0		1.5		2.0	
		0.5	1.0	1.5	2.0	0.5	1.0	1.5	2.0
1層壁柱脚部強度 (tfm)		750	1500	2250	3000	750	1500	2250	3000
連成構造の耐力 C_B		0.27	0.37	0.41	0.41	0.22	0.28	0.36	0.35
柱フレームの耐力 C_B		0.14	0.17	0.18	0.17	0.16	0.18	0.22	0.21
柱フレームの部材塑性率	8層柱頭	—	1.29	1.53	1.53	—	1.00	1.58	1.49
	R階梁	—	—	—	—	—	—	—	—
	8 "	—	1.30	1.70	1.69	—	—	1.76	1.61
	7 "	—	1.13	1.46	1.45	—	—	1.59	1.45
	6 "	—	1.06	1.35	1.35	—	—	1.46	1.34
	5 "	—	1.06	1.36	1.36	—	—	1.47	1.35
	4 "	—	1.00	1.18	1.18	—	—	1.34	1.23
	3 "	—	—	—	—	—	—	1.06	1.00
	2 "	—	—	—	—	—	—	—	—
	F "	—	—	—	—	—	—	—	—
壁柱フレームの耐力 C_B		0.35	0.51	0.57	0.57	0.43	0.63	0.83	0.83
壁柱フレームの部材塑性率	8層柱頭	—	—	—	—	—	—	—	—
	R階梁	1.22	2.33	3.00	3.00	1.00	1.68	3.19	2.92
	8 "	1.21	2.45	3.15	3.13	1.09	1.78	3.33	3.05
	7 "	1.43	2.77	3.52	3.50	1.31	2.08	3.76	3.46
	6 "	1.54	2.89	3.66	3.64	1.43	2.22	3.92	3.61
	5 "	1.82	3.32	4.17	4.15	1.75	2.64	4.58	4.23
	4 "	1.71	3.04	3.77	3.74	1.59	2.38	4.03	3.73
	3 "	1.34	2.32	2.81	2.60	1.33	1.96	3.16	2.95
	2 "	1.00	1.39	1.58	1.57	1.00	1.30	2.00	1.88
	F "	—	1.00	—	—	—	1.00	1.00	—
1層壁柱せん断余裕度 S_F (%)		1.37	1.00	—	—	1.40	1.00	—	—
1層せん断力弾性時耐力時		5.8	4.0	3.3	3.2	4.9	2.5	1	1
1層せん断力弾性時分担比率 D_F		3.69	4.51	4.78	4.97	4.15	5.42	5.71	6.06

塑性率の—はひび割れ発生、無印はひび割れ発生前を示す

0.36と約3割増加し、 S_F は大幅に低下する。壁柱フレームの梁部材塑性率は7割以上大きくなり、柱フレームは標準形では8層柱頭のみ降伏が、3層以上の梁も降伏するようになる。 s_2 をさらに増加させても、壁柱フレームは2～8層の部分崩壊メカニズムとなり、連成構造の終局耐力の上昇は期待できない。 s_2 を0.5倍($s_2=0.87$)とすると、壁柱フレームは全体崩壊メカニズムであるが、1層壁柱脚の塑性化は、梁部材よりも相対的に早くなる。終局耐力は約3割減少し、1層壁柱脚の塑性率は1.4程度となる。

4. 地震応答解析

4.1 地震動別の弾塑性応答

柱フレームのみ(純フレーム構造)が全体崩壊するように、入力最大速度を60kineに規準化して、柱フレーム-壁柱フレーム連成構造の地震応答解析を行った。連成数比 $N_F:N_W=1:1$ 、 $5:1$ を中心に考察した。

①メカニズムと塑性率

柱フレームと壁柱フレームのヒンジ発生部材を図13に示した。 $N_F:N_W=1:1$ の一部を除いて、壁柱フレームは各層の梁と1層壁柱脚が降伏する全体崩壊的である。梁部材塑性率(5.0以上は5.0と表示)を図14、15に示した。低層部はほとんど降伏せず、柱フレームの梁部材塑性率は、ほぼ2.0以下である。梁部材塑性率の高さ方向の分布は、柱フレームは上層ほど大きく、壁柱フレームは中層部が上・下層部よりも大きい。また、60kine応答時の塑性率が、静的な終局耐力時よりも大きくなっている。

応答ベース・シア係数 C_B 、1層壁柱のせん断余裕度 S_F 、1層柱に対する1層壁柱のせん断力分担比率 D_F 等を表8に示した。連成構造の C_B は、 $N_F:N_W=1:1$ の場合が0.34～0.41(静的な終局耐力時0.37)、 $5:1$ の場合が0.29～0.37(同0.28)と地震動で若干ばらついていて、 $1:1$ の場合が $5:1$ の場合よりもやや大きい。

S_F は、 $N_F:N_W=1:1$ の場合が30～43%(静的な終局耐力時40%)、 $5:1$ の場合は静的な終局耐力時の25%よりもかなり小さい。柱フレーム数が多い場合は、壁柱最下層に応力が集中し、せん断でほとんど余裕がなくなる。弾性応答の D_F は、地震動による相異はなく、静的な弾性解析における $N_F:N_W=1:1$ の場合の7.81、 $5:1$ の場合の8.08ともほぼ一致する。弾塑性応答の D_F は $1:1$ の場合が3.9～5.7(静的な終局耐力時4.51)、 $5:1$ の場合が3.5～5.7(同5.42)と変動する。

②せん断力分布

各層の最大せん断力の分布を、ベース・シアで規準化し

図13 連成構造中の柱フレームと壁柱フレームにおける塑性部材

図14 連成構造中の柱フレームにおける梁部材応答塑性率

図15 連成構造中の壁柱フレームにおける梁部材応答塑性率

表8 地震動別の応答ベース・シア係数

連成数比 $N_F:N_W$	1:1							5:1						
	Elce	Taft	Toky	Hach	Toho	Sumi	Akit	Elce	Taft	Toky	Hach	Toho	Sumi	Akit
連成構造の応答 C_B	0.41	0.34	0.36	0.41	0.36	0.38	0.37	0.29	0.30	0.30	0.33	0.33	0.36	0.37
柱フレームの応答 C_B	0.18	0.15	0.18	0.16	0.19	0.19	0.18	0.22	0.28	0.20	0.21	0.26	0.33	0.27
壁柱フレームの応答 C_B	0.58	0.48	0.49	0.59	0.49	0.52	0.51	0.66	0.94	0.71	0.80	0.79	0.79	0.76
1層壁柱せん断余裕度 S_F (%)	31	43	42	30	42	38	39	22	×	16	5	6	7	10
1層せん断力分担比率 D_F 弾性時	7.80	7.75	7.84	7.77	7.76	7.73	7.79	8.05	8.04	8.09	8.04	8.00	8.09	7.97
弾塑性時	4.82	4.88	4.13	5.66	3.90	4.18	4.37	4.54	4.96	5.21	5.73	4.58	3.53	4.13

×はせん断破壊を示す

て検討した。連成構造では、各地震動において中層部がA_i分布よりも1～2割大きい、A_i分布とほぼ一致する。また、N_F:N_W=1:1の場合が、5:1の場合よりも地震動による相異が顕著である。

連成構造中の柱フレームのせん断力分布(図16)は、静的な終局耐力時と類似し、最大の4層が、地震動によって2倍以上の差異が生じている。

3層から下層部、5層から上層部に減少し、最上層が増加する傾向は、N_F:N_W=1:1の場合が顕著である。壁柱フレームの高次モードの影響が考えられる。連成構造中の壁柱フレームのせん断力分布も、静的な終局耐力時と類似するが、凹凸が刺激されている(図省略)。

③柱の反曲点高比

連成構造中の柱フレームにおける柱部材の反曲点高比(図17)はN_F:N_Wによる相異は少ない。地震動によって若干変動するが、静的な終局耐力時の反曲点高比に集約し、1層は静的解析より0.1以上小さいものもある。柱フレーム単独での応答は、A_i分布による静的解析より、低層部で小さく、高層部では大きい、0.5に近似する。

4.2 入力レベルと地震応答

地震動の入力レベルが応答性状に与える影響を検討した。30～70kineに規準化して、El Centro N-S (Elce), 八戸港湾 N-S (Hach), 東北大学 N-S (Toho) を中心として考察を行った。

①メカニズムと塑性率

連成構造中の壁柱フレームは、30kine以上ではほぼ全梁にヒンジが発生する。N_F:N_W=1:1の場合は60kine以上、5:1の場合は50kine以上で、1層壁柱脚にヒンジが発生し、メカニズム状態になる。柱フレームのElce, Hachは、40kineまではヒンジ発生部材はない。入力レベルが上がると、柱フレームは上層部からヒンジが発生し、中層部、低層部へとヒンジが増加する。梁部材塑性率は、柱フレーム(図18)はほぼ1.5以下である。壁柱フレーム(図19)は、N_F:N_W=5:1の場合が、1:1の場合よりも塑性率が大きく、入力レベルの増大とともに梁部材塑性率が大きくなる。それらの高さ方向の分布は、入力レベルによらず、静的解析と同様に、中層部が大きく、上・下層部が小さくなっている。

表9に応答C_B, S_F, D_F等を示した。入力レベルを上げると、連成構造、柱フレーム、および壁柱フレームのC_Bは大きくなる。壁柱フレームのC_Bはメカニズム状態となる60kine以上でほとんど変化せず、柱フレームのC_Bは入力レベルとともに線形的に増加する。どの入力レベルでも、連成構造のC_BはN_F:N_W=1:1の場合が5:1の場合より大きく、壁柱フレームのC_Bは5:1の場合

図16 連成構造中の柱フレームにおける応答せん断力分布

図17 連成構造中の柱フレームにおける柱部材の応答反曲点高比

図18 連成構造中の柱フレームにおける梁部材応答塑性率(Elce)

図19 連成構造中の壁柱フレームにおける梁部材応答塑性率(Elce)

表9 入力レベル別の応答ベース・シア係数

連成数比N _F :N _W		1:1					5:1							
入力レベル (kine)		弾性	30	40	50	60	70	弾性	30	40	50	60	70	
Elce	連成構造 C _B		0.25	0.30	0.37	0.41	0.43		0.22	0.27	0.29	0.29	0.31	
	柱フレーム C _B		0.12	0.13	0.15	0.18	0.21		0.14	0.16	0.19	0.22	0.23	
	壁柱フレーム C _B		0.34	0.42	0.51	0.58	0.68		0.53	0.63	0.67	0.66	0.72	
	1層 S _F (%)		6	5	5	3	3	1	3	1	3	2	1	2
	1層 D _F	7.80	4.32	4.87	5.03	4.82	4.17	8.05	5.70	5.99	5.32	4.54	4.77	
Hach	連成構造 C _B		0.22	0.30	0.36	0.41	0.44		0.22	0.27	0.31	0.33	0.34	
	柱フレーム C _B		0.11	0.13	0.14	0.16	0.18		0.14	0.16	0.18	0.21	0.24	
	壁柱フレーム C _B		0.30	0.40	0.51	0.59	0.63		0.46	0.64	0.75	0.80	0.81	
	1層 S _F (%)		6	5	5	2	3	3	0	2	5	1	5	4
	1層 D _F	7.77	4.11	4.59	5.40	5.66	5.32	8.04	4.90	6.02	6.25	5.73	5.07	
Toho	連成構造 C _B		0.20	0.26	0.31	0.36	0.37		0.19	0.25	0.30	0.33	0.36	
	柱フレーム C _B		0.11	0.15	0.15	0.19	0.23		0.16	0.16	0.22	0.26	0.28	
	壁柱フレーム C _B		0.26	0.36	0.44	0.49	0.51		0.47	0.60	0.66	0.79	0.75	
	1層 S _F (%)		6	9	5	7	4	8	2	3	2	6	1	1
	1層 D _F	7.76	3.42	3.56	4.25	3.90	3.36	8.00	4.51	5.73	4.55	4.58	4.07	

が1:1の場合よりも3~5割大きい。静的な終局耐力時の C_B (1:1の場合が0.37, 5:1の場合が0.28)に達する入力レベルは, 1:1の場合が50~70kine, 5:1の場合が40~50kineと, $N_F:N_W$ で異なる。

入力レベルによらず, $N_F:N_W=1:1$ の場合の S_F は, 5:1の場合の約2倍である。静的な終局耐力時の S_F に達する入力レベルは, $N_F:N_W=1:1$ の場合(静的な終局耐力時40%)が50~60kine, 5:1の場合(同25%)が40~50kineである。 D_F は, 1:1の場合が, 30kineは3.4~4.3であり, 50kineまでは4.3~5.4と増加する。さらに入力レベルを大きくすると柱フレームの負担せん断力が増加することから D_F は減少する。5:1の場合は, 40~50kineまでは増加し, それ以上の入力レベルでは D_F は減少する。

②せん断力分布

入力レベルを変動させた連成構造の高さ方向のせん断力分布はほとんど変化せず, 弾性応答では A_i 分布と一致する。連成構造中の柱フレームのせん断力分布(図20)は, $N_F:N_W=1:1$ の場合では, 入力レベルによって中下層部では2倍以上の差異が生じる地震動もある。2~5層は, 弾性応答, あるいは30kine入力の場合が, 他の入力レベルの弾塑性応答よりも大きい。 $N_F:N_W=5:1$ の場合も入力レベルによってせん断力分布は変化するが, 1:1の場合ほどではない。なお, 連成構造中の壁柱フレームにおけるせん断力分布は, 入力レベルによる変化は少ない(図省略)。

③柱の反曲点高比

連成構造中の柱フレームにおける柱部材の反曲点高比を図21に示した。5層は0.5に集中するが, 入力レベルによって上・下層部は変化し, 1層は最大0.2程度の差がある。入力レベルを大きくすると, 柱部材の応力が進展し, 上層部の柱脚, 下層部の柱頭が降伏曲げモーメントに近づき, 反曲点高比は0.5に漸近する。また, $N_F:N_W$ による違いは少ない。

4.3 柱フレームの柱・梁強度比 s_1

柱フレームの柱強度を変化させた場合と, 梁強度を変化させた場合の柱・梁強度比 s_1 が連成構造の応答に与える影響を検討した。入力レベルを60kine, 壁柱フレームは標準形のままとし, s_1 を1.0から1.5まで変動させた。

柱強度を変化させた場合のヒンジ発生部材は柱フレーム, 壁柱フレームともほとんど増減しない。梁強度を変化させて s_1 を大きくすると, 柱フレームの梁ヒンジ発生が中低層部へと進展し, 梁部材塑性率は大きくなる(図22)。壁柱フレームの梁部材塑性率は, s_1 を変動させても全く変化しない。

応答 C_B , S_F , D_F 等を表10に示した。 s_1 を変動させても, 連成構造, および壁柱フレームの C_B , 壁柱フレームのヒンジ発生部材, S_F は変化しない。梁強度を変化させ

図20 連成構造中の柱フレームにおける応答せん断力分布

図21 連成構造中の柱フレームにおける柱部材の応答反曲点高比(Elce)

図22 s_1 変動(梁強度変化)による連成構造中の柱フレームにおける梁部材応答塑性率($N_F:N_W=1:1$)

表10 s1 (梁強度変動) の応答ベース・シア係数

連成数比 $N_F : N_W$	柱・梁強度比 s_1	1 : 1										5 : 1									
		1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.0	1.1
Elce	連成構造 C_B	0.42	0.42	0.41	0.41	0.41	0.41	0.30	0.30	0.30	0.29	0.29	0.29	0.30	0.30	0.30	0.29	0.29	0.29	0.30	0.30
	柱フレーム C_B	0.19	0.19	0.18	0.18	0.18	0.17	0.23	0.22	0.22	0.22	0.21	0.21	0.23	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.23	0.22
	壁柱フレーム C_B	0.59	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.65	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.65
	1層 $S_F(\%)$	3.0	3.0	3.1	3.1	3.1	3.1	2.1	2.2	2.2	2.2	2.2	2.3	2.1	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.3	2.3
	1層 D_F	4.65	4.70	4.75	4.82	4.88	4.95	4.40	4.44	4.48	4.54	4.60	4.69	4.40	4.44	4.48	4.54	4.60	4.69	4.40	4.44
Hach	連成構造 C_B	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.33	0.33	0.33	0.33	0.32	0.32	0.33	0.33	0.33	0.33	0.32	0.32	0.33	0.32
	柱フレーム C_B	0.16	0.16	0.16	0.16	0.15	0.15	0.22	0.21	0.21	0.21	0.21	0.20	0.22	0.21	0.21	0.21	0.22	0.23	0.23	0.23
	壁柱フレーム C_B	0.59	0.59	0.59	0.59	0.59	0.59	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
	1層 $S_F(\%)$	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
	1層 D_F	5.53	5.57	5.62	5.66	5.70	5.74	5.51	5.58	5.65	5.73	5.81	5.89	5.51	5.58	5.65	5.73	5.81	5.89	5.51	5.58
Toho	連成構造 C_B	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.35	0.34	0.33	0.32	0.32	0.30	0.35	0.34	0.33	0.32	0.32	0.30	0.35	0.34
	柱フレーム C_B	0.20	0.23	0.17	0.19	0.18	0.17	0.30	0.27	0.26	0.26	0.25	0.25	0.30	0.27	0.26	0.26	0.25	0.25	0.30	0.27
	壁柱フレーム C_B	0.49	0.50	0.48	0.49	0.49	0.49	0.85	0.79	0.77	0.79	0.75	0.74	0.85	0.79	0.77	0.79	0.75	0.74	0.85	0.79
	1層 $S_F(\%)$	4.2	4.1	4.3	4.2	4.2	4.2	×	6	8	6	10	12	×	6	8	6	10	12	×	6
	1層 D_F	3.67	3.22	4.24	3.90	4.03	4.39	4.31	4.35	4.47	4.58	4.60	4.69	4.35	4.47	4.58	4.60	4.69	4.35	4.47	4.58

×はせん断破壊を示す

図23 s_2 変動による連成構造中の壁柱フレームにおける梁部材応答塑性率

て s_1 を大きくすると、柱フレームの C_B は少し低下し、 D_F は増加する。柱強度によって s_1 を大きくすると、柱フレームの C_B は僅か増加し、 D_F は低下する。しかしながら、地震応答においても、静的解析同様、柱フレームはほとんど塑性化しないことから、 s_1 を変動させても連成構造、柱フレームに与える特徴的な影響はなかった。

4.4 壁柱フレームの1層壁脚・全梁強度比 s_2

壁柱脚強度を弱くすることで、壁柱フレームにおける1層壁脚・全梁強度比 s_2 を変動させて連成構造の応答性状を検討した。柱フレームは標準形のままとし、 s_2 は0.5倍 ($s_2 = 0.87$) まで変動させて考察した。

表11 s_2 変動の応答ベース・シア係数

連成数比 $N_F : N_W$	1層壁脚・全梁強度比 s_2	1 : 1										5 : 1									
		1.74	1.57	1.39	1.22	1.04	0.87	1.74	1.57	1.39	1.22	1.04	0.87	1.74	1.57	1.39	1.22	1.04	0.87	1.74	1.57
Elce	連成構造 C_B	0.41	0.40	0.39	0.38	0.37	0.36	0.29	0.29	0.29	0.82	0.28	0.28	0.41	0.40	0.39	0.38	0.37	0.36	0.29	0.29
	柱フレーム C_B	0.18	0.18	0.18	0.19	0.20	0.22	0.21	0.21	0.22	0.22	0.22	0.22	0.18	0.18	0.18	0.19	0.20	0.22	0.21	0.21
	壁柱フレーム C_B	0.58	0.56	0.54	0.52	0.50	0.48	0.60	0.58	0.56	0.54	0.52	0.50	0.58	0.56	0.54	0.52	0.50	0.48	0.60	0.58
	1層 $S_F(\%)$	3.1	3.3	3.6	3.8	4.0	4.3	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	3.1	3.3	3.6	3.8	4.0	4.3	2.1	2.2
	1層 D_F	4.82	4.69	4.57	4.46	4.34	4.23	3.27	3.27	3.27	3.27	3.27	3.27	4.82	4.69	4.57	4.46	4.34	4.23	3.27	3.27
Hach	連成構造 C_B	0.41	0.41	0.41	0.39	0.37	0.36	0.33	0.32	0.31	0.31	0.30	0.30	0.41	0.41	0.41	0.39	0.37	0.36	0.33	0.32
	柱フレーム C_B	0.16	0.16	0.16	0.16	0.18	0.19	0.21	0.21	0.22	0.22	0.23	0.23	0.16	0.16	0.16	0.16	0.18	0.19	0.21	0.21
	壁柱フレーム C_B	0.59	0.59	0.59	0.56	0.52	0.49	0.80	0.78	0.74	0.67	0.63	0.59	0.59	0.59	0.59	0.56	0.52	0.49	0.80	0.78
	1層 $S_F(\%)$	3.0	3.0	3.0	3.4	3.9	4.2	5	7	13	20	25	29	3.0	3.0	3.0	3.4	3.9	4.2	5	7
	1層 D_F	5.66	5.65	5.57	5.07	4.39	3.94	5.73	5.54	5.10	4.54	4.17	3.83	5.66	5.65	5.57	5.07	4.39	3.94	5.73	5.54
Toho	連成構造 C_B	0.36	0.35	0.34	0.34	0.33	0.33	0.28	0.27	0.28	0.29	0.27	0.27	0.36	0.35	0.34	0.34	0.33	0.33	0.28	0.27
	柱フレーム C_B	0.19	0.22	0.27	0.27	0.28	0.34	0.27	0.28	0.28	0.34	0.32	0.30	0.19	0.22	0.27	0.27	0.28	0.34	0.27	0.28
	壁柱フレーム C_B	0.49	0.48	0.46	0.43	0.43	0.44	0.79	0.79	0.77	0.75	0.68	0.58	0.49	0.48	0.46	0.43	0.43	0.44	0.79	0.79
	1層 $S_F(\%)$	4.2	4.2	4.5	4.8	4.8	4.8	6	6	8	10	19	32	4.2	4.2	4.5	4.8	4.8	4.8	6	6
	1層 D_F	3.91	3.34	2.57	2.43	2.29	1.93	4.58	4.38	4.11	3.96	3.73	3.17	3.91	3.34	2.57	2.43	2.29	1.93	4.58	4.38

図24 s_2 変動による連成構造中の壁柱フレームにおける1層壁柱脚応答塑性率

s_2 を変動させても柱フレームのヒンジ発生部材はほとんど変化しない。 s_2 を小さくすると、壁柱フレームの基礎梁は塑性化しなくなり、1層壁柱脚塑性率は動的效果によって、 $N_F : N_W = 1 : 1$ の場合には標準形では1.1程度のものが、0.5倍では5.0前後となり、5 : 1 の場合には標準形では1.5~2.0が、0.5倍では5.0以上と、静的耐力時よりも増加している。 s_2 を小さくしたときの梁部材塑性率は、柱フレームはほとんど変化しない。しかし、壁柱フレーム (図23) は、 $N_F : N_W = 1 : 1$ の場合には、中・上層部は低下し、低層部はかなり増加する。5 : 1 の場合には、中・低層部で低下する。

応答 C_B , S_F , D_F 等を表11に示した。 $N_F : N_W = 1 : 1$ の場合には、 s_2 を小さくすると、連成構造、および壁柱フレームの C_B は低下し (0.8倍まではあまり変化しないが、 s_2 が0.5倍では連成構造で約1割、壁柱フレームで約2割低下する)、柱フレームの C_B は増加する。5 : 1 の場合には、 s_2 を小さくすると、連成構造の C_B はほとんど変化せず、柱フレームの C_B は若干増加する。壁柱フレームの C_B は、 s_2 が0.5倍では2~3割低下する。なお、 s_2 の変動時には、壁柱のせん断耐力を固定としているが、 s_2 を小さくすると S_F は著しく増大することから、壁柱低層部のせん断設計は容易になることがわかった。

1層壁柱脚強度を弱くして s_2 を小さくすると、壁柱フレームの応答 C_B は低下し、1層壁柱はせん断破壊の可能性がなくなるものの、1層壁柱脚塑性率は二次曲線的に増大する (図24)。 $N_F : N_W = 1 : 1$ の場合は $s_2 = 1.2$ 程度が、5 : 1 の場合は $s_2 = 1.5 \sim 1.7$ 程度が望ましい。1層壁柱脚強度の変動で、連成構造の耐震性をコントロー

ルできるが、連成構造中の壁柱フレーム最下層壁脚強度を低減すると、その壁柱脚部のダメージは増大することがわかった。

5. 結び

R C造柱フレーム－壁柱フレーム連成構造の耐震特性を実用設計上の観点から網羅的に検討し、以下のことを明らかにした。

- 1) 連成数比 $N_F : N_W$ に関わらず、壁柱フレームが全体崩壊メカニズムを形成して、連成構造は静的な終局状態になる。終局耐力は壁柱フレーム単独よりも低下し、柱フレーム、壁柱フレームの梁部材塑性率は、連成効果によって各フレーム単独の終局耐力時よりも低減した。柱フレーム単独が全体崩壊メカニズムとなる入力レベルでの連成構造の地震応答では、壁柱フレームの1層壁柱脚と全層梁が降伏する全体崩壊的なものとなった。
- 2) 連成構造1層の柱に対する壁柱のせん断力分担比率 D_F は、弾性時では連成数比 $N_F : N_W$ によらず、静的解析、地震応答ともに約8.0である。終局耐力時は1 : 1の場合が4.5、5 : 1の場合が5.4と減少し、弾塑性応答では3.5～5.7となった。
- 3) 連成構造中の柱フレームにおける分担せん断力の高さ方向の分布は、静的な弾性時、終局耐力時ともに、柱フレーム単独よりも中上層部で増大する。地震応答では入力レベルによって若干変化するが、終局耐力時の分布形と類似する。一方、連成構造中の壁柱フレームにおける分担せん断力分布は、柱フレームによって曲げ変形を拘束されて、最下層は増加し、2層以上では低減する。 N_W に対する N_F の比が増加すると、この境界効果は、柱フレームで弱くなり、壁柱フレームでは強くなる。
- 4) 連成構造中の柱フレームにおける応答時の柱部材の反曲点高比は、静的な終局耐力時にほぼ集約する。入力レベルを変動させると、上・下層部において反曲点高比は変化するが、部材の塑性化が進行すると0.5に近似する。
- 5) 連成構造中の柱フレームにおける柱・梁強度比 s_1 を変動させても、壁柱フレームが全体崩壊メカニズムを構成し、連成構造は終局状態となり、連成構造の終局耐力、部材塑性率等は変わらない。純フレーム構造においては、 s_1 が力学特性に敏感な影響を与えるが、壁柱フレームを連成すると柱フレームの部材塑性率は低下するので、 s_1 の寄与度が著しく減少し、柱、梁部材の設計自由度は増えることがわかった。
- 6) 壁柱脚強度を変化させて壁柱フレームにおける1層壁柱脚・全梁強度比 s_2 を大きくすると、壁柱フレームは2層以上の部分崩壊メカニズムとなり、連成構造の終局耐力、各フレームの梁部材塑性率は若干大きくなる。 s_2 を小さくすると、連成構造全体、成構造中の壁柱フレ

ームの応答 C_B は低下し、柱フレームの応答 C_B は増加する。標準形($s_2=1.74$)では2.0以下の1層壁柱脚塑性率が、0.5倍($s_2=0.87$)では5.0前後と増大した。1層壁柱脚強度を弱く設計すると、動的效果によってその壁柱脚のダメージは増大するが、靱性能を確保できれば、1層壁柱脚で連成構造の耐震性能をある程度コントロールできることがわかった。

参考文献

- 1) 荒川利治, 洪 忠意: 柔域モデルによるR C造壁柱－フレーム連成構造の弾塑性地震応答(その1. フレームの応答層せん断力分布), 日本建築学会学術講演梗概集, B, pp. 1187～1188, 1992. 8
- 2) 荒川利治, 洪 忠意: 柔域モデルによるR C造壁柱－フレーム連成構造の弾塑性地震応答(その2. フレームの負担力分布と部材塑性進行), 日本建築学会学術講演梗概集, B, pp. 1235～1236, 1993. 9
- 3) 荒川利治, 田村 正, 洪 忠意: R C均等フレームの弾塑性性状(その1) 柔域モデルによる柱および壁柱平面架構の耐力と変形, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 420, pp. 19～30, 1991. 2
- 4) Cardan, B.: Concrete Shear Walls Combined Rigid Frames in Multistory Buildings Subjected to Lateral Loads, Journal of ACI, Vol. 58, No. 3, pp. 299～316, 1961. 9
- 5) 武藤 清: 耐震計算法, 丸善, pp. 199～256, 1963. 7
- 6) 大沢 胖, 洪 忠意: 耐震コア式高層骨組の弾塑性計算法, 日本建築学会論文報告集, No. 101, pp. 23～30, 1964. 8
- 7) 壁谷沢寿海, 緒方恭子: 鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局強度設計法(その1～5), 日本建築学会関東支部研究報告集, pp. 161～172, 1984. 7, 日本建築学会学術講演梗概集, pp. 2183～2186, 1984. 10
- 8) 田中 清, 青山博之, 小谷俊介: 連層耐震壁を有するR C造建物の耐震設計と地震応答解析, コンクリート工学年次論文報告集, No. 10-3, pp. 433～438, 1988. 6
- 9) 青山博之編: 鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計法, 技報堂, pp. 456～466, 1990. 8
- 10) 益尾 潔, 安部 勇, 秦 雅史: R C連層耐震壁架構の弾塑性変形性状に関する解析的研究(その1. 解析法), 日本建築学会論文報告集, No. 339, pp. 1～10, 1984. 5
- 11) 緒方恭子, 壁谷沢寿海: 鉄筋コンクリート壁フレーム構造の弾性解析略算法, コンクリート工学年次講演会論文集, No. 7, pp. 397～400, 1985. 6
- 12) 芳村 学, 上ノ齒隆志, 岡本 伸, 中田慎介: 日米共同耐震実験その2－鉄筋コンクリート造実大7層建物の弾塑性解析と1質点置換による仮動的実験手法, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 372, pp. 55～64, 1987. 2
- 13) Aktan, A. E. and Bertero, V. V.: Seismic Response of R/C Frame-Wall Structures, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 8, pp. 1803～1821, 1984. 8
- 14) 岩下恒雄, 岡田忠義: 連層壁を有する鉄筋コンクリート造骨組の地震応答性状, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 393, pp. 35～45, 1988. 11
- 15) 芳村 学, 神永敏行: 耐震壁フレーム構造の地震時変形性状, コンクリート工学年次論文報告集, No. 12-2, pp. 143～148, 1990. 6
- 16) 久保哲夫, 田中 薫, 武田 基: 鉄筋コンクリート造建築物における連層耐震壁架構の強震地震時変形性能に関する考察, 日本地震工学論文集, No. 8-2, pp. 1623～1628, 1990. 12
- 17) 堀 昭夫, 島崎和司: 超高層R C建物の設計せん断力分布(その1～2), 日本建築学会学術講演梗概集, B, pp. 865～868, 1991. 9
- 18) 石山祐二: 種々の建物の地震層せん断力の分布とベースシヤ係数, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 439, pp. 65～72, 1992. 9
- 19) 荒川利治, 洪 忠意: 耐震壁－フレーム連成構造における耐震壁基礎部の解析モデル化(ロッキング・浮上り変形と架構負担水平力), 日本建築学会学術講演梗概集, B, pp. 647～648, 1985. 10
- 20) 久保哲夫, 小原 明: 連成する鉄筋コンクリート造骨組の終局時の変形と水平力分担に関する研究(その1. はり崩壊と柱崩壊のフレームを並列した場合), 日本建築学会学術講演梗概集, C, pp. 719～720, 1987. 10

(1994年6月10日原稿受理, 1994年11月25日採用決定)