

論文 RC+SRC 造既存中高層集合住宅における鉄骨枠付きブレース補強の配置に関する研究

大西 歩^{*1}・勅使川原 正臣^{*2}・田子 茂^{*3}

要旨: 既存中高層集合住宅を例にして、鉄骨枠付きブレースによる耐震補強を施す場合の補強配置パターンによる地震時挙動の違いを明らかにした。連層配置とした場合は、曲げ変形が卓越するため、 I_s 値を満たしていても時刻歴応答解析では層間変形角が目標値を超えてしまった。分散配置とした場合は、時刻歴応答解析においても概ね第 2 次診断通りの挙動を示した。また、梁の軸力を力の釣り合いから概算し、分散配置における梁の軸耐力、接合部せん断耐力に対する検討を行った。圧縮軸力下では梁の曲げモーメント及び軸力作用位置による接合部への影響が大きくなった。また、引張軸力下では軸方向引張降伏の可能性があった。

キーワード: 耐震診断, 耐震補強, 鉄骨枠付きブレース, 連層配置, 分散配置, ブレース間接合部応力

1. はじめに

鉄骨枠付きブレースを用いた補強では、明確な力の伝達から一般的には連層配置が用いられるが、集合住宅などで空き室からの補強を行うことをふまえ、分散配置の需要が高まっている。しかし、連層配置では、力の伝達機構が比較的明確であるのに対し、分散配置では、特に鉄骨枠付きブレース間接合部を含め、力の伝達機構が不明確であり、安全側に対応せざるを得なくなっている。

本研究では、既存中高層集合住宅を例にして、一般的に用いられている鉄骨枠付きブレースによる耐震補強を施す場合の補強配置パターンによる地震時挙動の違いを

把握し、第 2 次診断の適用性を検討する。連層配置や分散配置といった配置方法の違いによる補強効果¹⁾を耐震診断や静的増分解析、時刻歴応答解析により検討する。さらに、分散配置の場合の力の伝達機構についての検討を行う。

2. 検討対象建物概要

2.1 検討対象建物詳細

検討対象建物は図-1、図-2 に示す、構造形式の異なる SRC 造(1~4 階)+RC 造(5~11 階)の 11 層 10 スパンの典型的な一文字形の集合住宅である。対象構面は Y0 とした。各層の重量、階高は実建物を基に決定した。柱梁断面は、1981 年の新耐震設計法施行以前に設計された建物を想定し、旧基準による震度法を用いて、第 2 次診断で構造耐震指標 I_s の最小値が 0.3 程度となるように許容応力度設計を行い決定した(表-1)。ただし、材料強度は耐震診断にならない決定した(表-2)。その際の F 値は SRC 造部を 1.27, RC 造部を 1.0 とした。

2.2 既存建物の第 2 次診断結果

既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準²⁾(以下、「SRC 診断基準」と呼ぶ)と既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準³⁾(以下、「RC 診断基準」と呼ぶ)に準じて、Y0 構面の第 2 次診断を行った。既存建物の第 2 次診断結果の一覧を表-3 に示す。ただし、以降の検討において、経年指標 $T=1.0$ 、形状指標 $S_D=1.0$ とした。既存建物の耐震性能は、SRC 造部では $F=1.27$, RC 造部では $F=1.0$ のせん断破壊型部材が支配的となった。 I_s 値は SRC 造から RC 造に切り替わった直上階で小さくなり、6 階で最小値 $I_s=0.28$ となった。

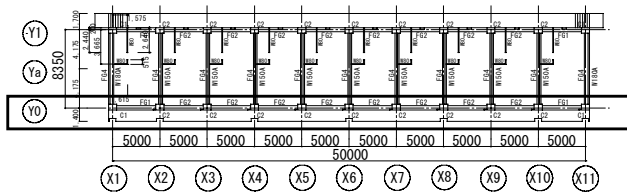


図-1 検討対象建物(1階伏図) [mm]

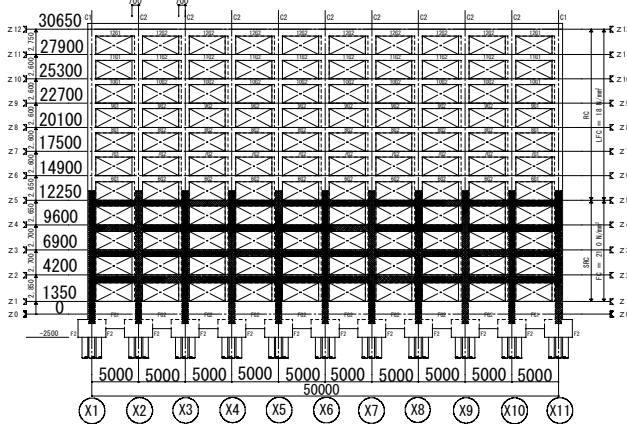


図-2 検討対象建物(Y0 構面軸組図) [mm]

*1 名古屋大学 工学部 学生 (正会員)
 *2 名古屋大学院 環境学研究科 教授 工博 (正会員)
 (独立行政法人建築研究所 客員研究員)
 *3 名古屋大学院 環境学研究科 大学院生 (非会員)

2.3 補強計画

既存建物の第2次診断結果より、 I_s 値が目標値 ($I_s=0.6$) を上回るように鉄骨枠付きブレースによる必要補強量を算定した。必要とされる各階の増加耐力 ΔQi は SRC 診断基準²⁾及びRC診断基準³⁾より(1)式を用いて算出した。

$$\Delta Qi = \left(\frac{n+i}{n+1} \right) \times \frac{1}{F} \times \left(\frac{R I_s}{S_b' \cdot T'} - \frac{I_s}{S_b \cdot T} \right) \times \Sigma Wi \quad (1)$$

ここで、 ΔQi : i 階の必要増加耐力、 n : 建物の層数、 i : 当該階の層数、 F : 靱性指標、 ΣWi : i 層よりも上層の建物重量の和、 I_s : 補強前の構造耐震指標、 $R I_s$: 補強目標の構造耐震指標、 S_b, S_b' : 補強前、補強後の形状指標、 T, T' : 補強前、補強後の経年指標とする。鉄骨枠付きブレースは、SRC造階には H-250×250×9×14、RC造階には H-200×200×8×12 を用いた。それぞれの1組の鉄骨枠付きブレースの耐力は 3561[kN]、2465[kN] である。必要補強量の算出結果を表-4に示す。算出量は検討建物全体としての必要補強量であるため、1構面では半分の枚数とした。なお、必要枚数が奇数となった場合には偶数になるよう調整した。

2.4 補強後の第2次診断結果

鉄骨枠付きブレースによる補強配置は、一般的に行われる連層配置及び分散配置の2パターンを考える。補強

後の第2次診断結果の一覧を表-3に合わせて示す。連層配置の場合には、1階~4階の下層部で鉄骨枠付きブレースは曲げ降伏型となり、 $F=2.5$ と大きな靱性指標を示した。また、5階以上は鉄骨枠付きブレースの破壊形式がせん断破壊型 (SRC造部 : $F=1.27$, RC造部 : $F=1.0$) となっており、 $C_{TU}S_D$ 値は5階で0.52、6階以上では0.60以上と強度抵抗型の補強となった。分散配置の場合には、全層の鉄骨枠付きブレースはせん断破壊型となっており、せん断破壊型部材が支配的な破壊機構となった。また、全層で $C_{TU}S_D$ 値は0.6以上となっており、強度抵抗型の補強となった。なお、両補強配置共に I_s 値は目標値 ($I_s=0.6$) を満足している。ただし、連層配置では上層で $I_s=0.6$ を満たすために下層で必要補強量に対して必要補強枚数が多くなっている。

3. 補強後の耐震性の検討

3.1 モデル化詳細

補強後の地震時挙動を比較検討するため、SNAPVer.5⁴⁾ を用いてフレームモデルの静的増分解析、時刻歴応答解析を実施した。

Case1 : 既存フレーム、Case2 : 連層配置、Case3 : 分散配置の3つの解析ケースを設ける。部材のモデル図を図-3に示す。柱部材の曲げ、軸力については部材端に設けたコンクリートと鉄筋の Fiber モデルで表現し、変形は

表-1 柱梁リスト (抜粋) [mm]

構造	階	C1		C2			
		B×D	主筋	B×D	主筋		
柱	RC	7F	450×800	8-D22	450×800	8-D22	
		3F	550×800	10-D22	550×800	10-D22	
	SRC	1F(柱脚)	600×850	14-D22	600×850	14-D22	
			鉄骨 X方向	4Ls-50×50×6	4Ls-50×50×6		
梁	RC	7F	400×650	400×650	400×650	400×650	400×650
		3F	400×700	400×700	400×700	400×700	400×700
SRC	3F	上端筋	6-D25	2-D25	6-D25	2-D25	2-D25
		下端筋	5-D25	2-D25	5-D25	2-D25	2-D25
鉄骨部材		Gp-16	4Ls-75×75×9	Gp-16	Gp-8	4Ls-50×50×6	

HOOP(ST): □-9φ@250、鉄骨腹材: Latis P-6×125

表-4 必要補強量

RC	階	ΔQi [kN]	ヶ所数
	11	—	—
	10	3259	2
	9	6501	4
	8	9323	4
	7	11839	6
	6	14095	6
	5	13282	6
SRC	4	9234	4
	3	7945	4
	2	9296	4
	1	9274	4

表-2 使用材料

種別	材料強度[N/mm ²]		該当箇所
	普通コンクリート	第1種軽量コンクリート	
コンクリート	21	18	1~4階 5~11階
鉄筋	丸鋼	SR235	294
	異形鉄筋	SD295A	344
		SD345	394
			~D16 D19~

表-3 第2次診断結果

階	既存フレーム				補強後(連層配置)				補強後(分散配置)				
	C	F	I_s	$C_{TU} \cdot S_D$	C	F	I_s	$C_{TU} \cdot S_D$	C	F	I_s	$C_{TU} \cdot S_D$	
RC	11	1.61	1.00	0.68	0.68	1.65	1.00	0.68	0.68	1.65	1.00	0.68	0.68
	10	0.95	1.00	0.48	0.48	1.53	1.00	0.76	0.76	1.55	1.00	0.77	0.77
	9	0.68	1.00	0.39	0.39	1.46	1.00	0.81	0.81	1.47	1.00	0.81	0.81
	8	0.54	1.00	0.33	0.33	1.08	1.00	0.65	0.65	1.15	1.00	0.69	0.69
	7	0.46	1.00	0.31	0.31	1.05	1.00	0.68	0.68	1.19	1.00	0.77	0.77
	6	0.39	1.00	0.28	0.28	0.90	1.00	0.62	0.62	1.03	1.00	0.72	0.72
SRC	5	0.45	1.00	0.34	0.34	0.17	1.00	0.67	0.52	0.10	1.00	0.75	0.58
						(0.71)	1.27			(0.79)	1.27		
	4	0.46	1.27	0.47	0.37	0.19	1.27	0.94	0.41	0.07	1.00	0.84	0.66
						(0.51)	2.25			(0.83)	1.27		
	3	0.41	1.27	0.46	0.36	0.17	1.00	0.89	0.35	0.10	1.00	0.81	0.63
						(0.41)	2.50			(0.74)	1.27		
	2	0.44	1.27	0.52	0.41	0.20	1.00	0.85	0.33	0.15	1.00	0.79	0.61
						(0.36)	2.50			(0.66)	1.27		
1	0.41	1.27	0.52	0.41	0.20	1.00	0.91	0.35	0.14	1.00	0.78	0.60	
					(0.35)	2.50			(0.60)	1.27			

色つき: 既存フレームの構造耐震指標 I_s 値の最小値

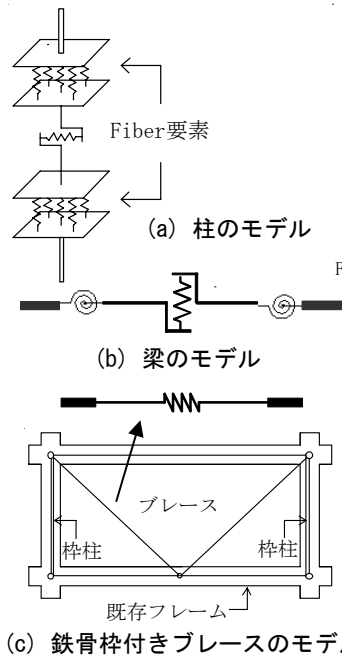


図-3 部材のモデル図

表-5 告示波

名称	位相特性	最大加速度[gal]
ARTW-2R1	乱数位相	554.23
ARTW-2R2	乱数位相	550.29
ARTW-2R3	乱数位相	558.51
ARTW-EINS	El-centoro NS位相	552.12
ARTW-TAEW	Taft EW位相	643.22
ARTW-HANS	八戸 NS位相	597.26

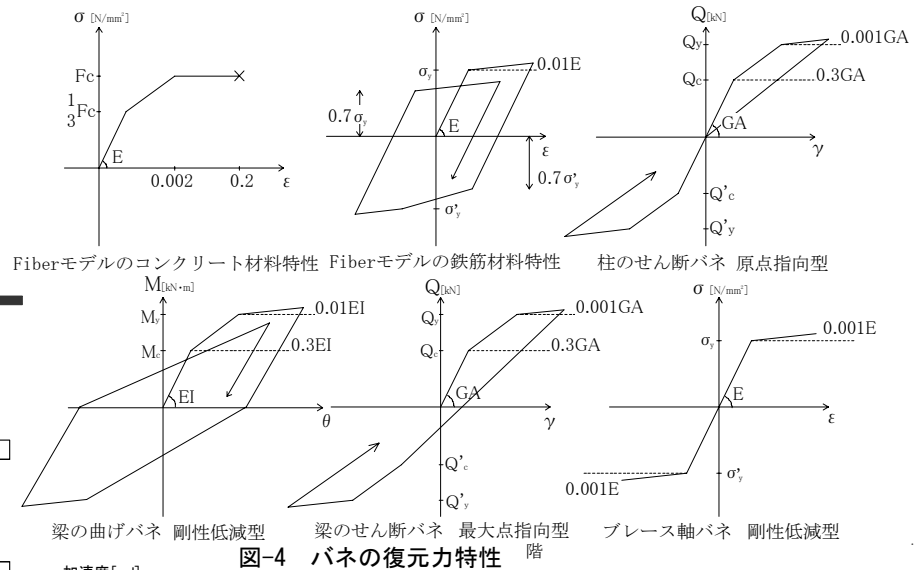
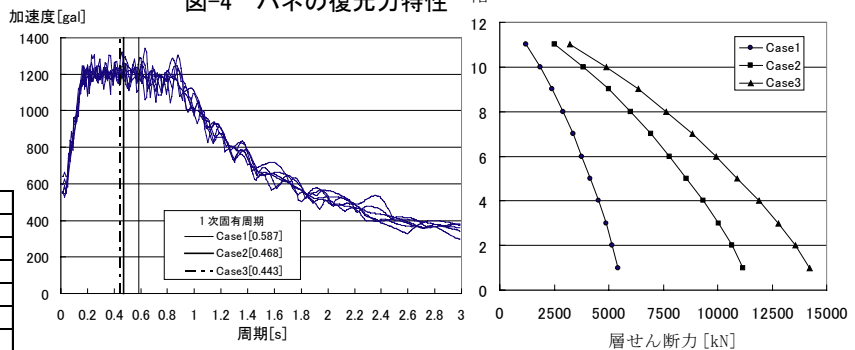


図-4 バネの復元力特性



両端の曲率を直線で結んだ曲率分布の積分値とした。せん断については単軸バネとした。梁は剛域端に曲げバネ、中央部にはせん断バネを有する材端バネモデルとした。なお、軸変形は考慮していない。鉄骨枠付きブレースは、中央部に軸バネのみを有すトラスモデルとし、また、軸部と同様のバネモデルで枠柱を設定した。枠梁は考慮していない。

バネの復元力特性を図-4に示す。Fiberモデルの鉄筋の材料特性、鉄骨枠付きブレースの復元力特性はバイリニア型、コンクリートの材料特性、柱、梁のせん断バネ、梁の曲げバネの復元力特性はトリリニア型とした。各部材の終局強度はSRC診断基準²⁾及びRC診断基準³⁾によった。ひび割れ強度を終局強度の1/3、降伏点剛性低下率を0.3、降伏点後剛性低下率を0.001とした。ただし、梁の曲げバネ、Fiberモデルの鉄筋の降伏点後剛性低下率は0.01とした。また、耐震診断では梁がせん断破壊しても、1/125rad.までは靱性が確保できるとされており、せん断破壊後の耐力低下の影響は小さいものとし、せん断破壊後の耐力低下は無視した。支持条件はピン支持とし、基礎回転は無視した。

3.2 時刻歴応答解析における入力地震動

入力地震動は「国土交通省1461号に定める極めて稀に発生する地震動」(レベル2相当)の工学的基盤における

応答スペクトルに基づき第2種地盤を想定した地表面での応答スペクトルに適合した模擬地震動とし、乱数位相3波と実地震動位相3波の合計6波(以下、これを「告示波」と呼ぶ)を用いた⁵⁾。告示波の最大加速度を表-5に示す。建物の内部減衰定数は0.03の瞬間剛性比例型とした。告示波の応答スペクトルを図-5に示す。同図中に解析モデルの1次固有周期を図示する。

3.3 静的増分解析による耐震性の検討

外力分布をAi分布とした静的増分解析を実施した。最大層間変形角が1/125rad.の時点での保有水平耐力を図-6に示す。保有水平耐力は、Case3がCase1の2.6倍、Case2がCase1の2.1倍となり、補強による保有水平耐力の大幅な増加が確認された。図-7に最大層間変形角が1/125rad.の時のフレームの降伏状況を示す。Case2では、2階の鉄骨枠柱が引張降伏しており、破壊形式はいわゆる曲げ降伏型となった⁶⁾。そのため、上層階で曲げ変形が大きくなり、鉄骨枠付きブレースは期待する耐力を発揮することができなかった。Case3では、鉄骨枠付きブレースは、殆どが鉄骨ブレース軸部の軸方向引張・圧縮降伏となっており、建物全体で変形しているため、ブレースの期待する耐力に対して9割の耐力を発揮する結果となった。

第2次診断と比較すると、Case2では下層部でF値が

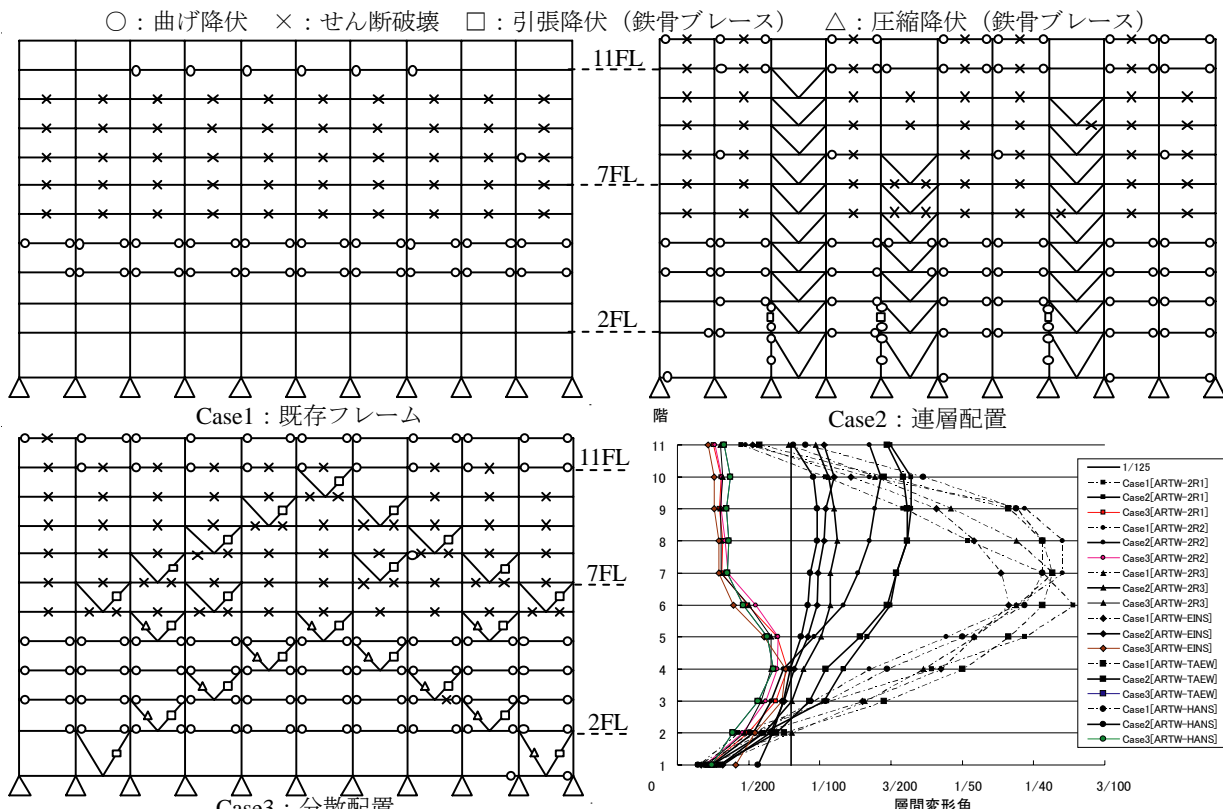


図-7 フレーム降伏状況図（最大層間変形角 1/125rad. の時） 図-8 層間変形角の最大値の高さ方向の分布

大きいにもかかわらず、静的増分解析ではあまり変形しなかった。また、上層部の鉄骨枠付きブレースが第2次診断ではせん断破壊を示したのに対して、静的増分解析では接続梁がせん断破壊しており、鉄骨枠付きブレースが耐力を発揮できなかった。そのため、第2次診断だけでは適正な判断ができない。Case3 では、強度分布に従った変形を示す傾向にあり、鉄骨枠付きブレースの破壊形式が第2次診断とよく対応していた。

3.4 時刻歴応答解析による耐震性の検討

静的増分解析を行った結果、梁のせん断破壊が支配的となったため、耐震診断基準に準じて、せん断梁支配型柱を想定し、靱性指標 $F=1.5$ 、層間変形角 $1/125\text{rad}$ を建物の目標値に設定した。

図-8 に層間変形角の最大値の高さ方向の分布を示す。靱性型に近い Case2 では、9~10 階で層間変形角が最大値を示し、おおよそ $1/80$ となった。また、殆どの階で目標値の $1/125\text{rad}$ を満たせなかった。強度型の Case3 では3~4 階で最大値を示し、全ての層で目標値である層間変形角 $1/125\text{rad}$ を満足する結果となった。Case2 では曲げ変位を除くことも考えられるが、周囲のフレームが降伏する可能性は残る。

4. 分散配置における接合部の検討

4.1 梁の仮定断面

Case3 を例にして、鉄骨枠付きブレースの分散配置補

強による既存建物の梁や接合部への影響の検討を行った。検討階は Case3 の7階梁位置とした。第2次診断を適用するため、各部材は終局強度としており、実際の応答値よりも大きく評価されていることに注意が必要である。梁の仮定断面は 400×600 、主筋が SD345 の 16-D22 とした。スラブには SR235 の 9ϕ を 200mm ピッチで均等に配筋し、引張軸耐力に対してはスパンの $1/2$ を考慮した。また、圧縮軸耐力では鉄筋の影響を考慮しない。

4.2 梁の軸耐力に対する検討

Case3 の検討階において、第2次診断結果を用いて、式(2)~式(7)より梁の軸力を求めた。今後、式(2)~(7)を用いて推定した軸力を梁の概算軸力 ${}_bN_{g,i}$ とする。

$$P = Q_F - Q_L \tag{2}$$

$$i=1, \quad i=N \text{ のとき } \quad {}_cP_i = \frac{P}{N-1} \times \frac{1}{2} \tag{3}$$

$$i=2 \sim N-1 \text{ のとき } \quad {}_cP_i = \frac{P}{N-1} \tag{4}$$

$${}_cQ_i = Q_{Li} - {}_cQ_{Fi} \tag{5}$$

$$i=1 \text{ のとき } \quad {}_bN_{g,i} = {}_cP_i + {}_cQ_i \tag{6}$$

$$i=2 \sim N-1 \text{ のとき } \quad {}_bN_{g,i} = {}_bN_{g,i-1} + {}_cP_i + {}_cQ_i + n_v Q \tag{7}$$

ここで、左端の柱を $i=1$ とし、左端から右端方向に順に $i=1,2,3,\dots,N$ とする。P: 地震力, Q_L , Q_F : 検討梁の上層, 下層の層せん断力, ${}_cP_i$: 負担面積から算出した i 番目の節点の地震力, ${}_cQ_i$: i 番目の柱のせん断力による節点の入力せん断力, ${}_cQ_{Li}$, ${}_cQ_{Fi}$: i 番目の柱の上層, 下層せん断力, ${}_bN_{g,i}$: i 番目と $i+1$ 番目の柱に接続する梁の

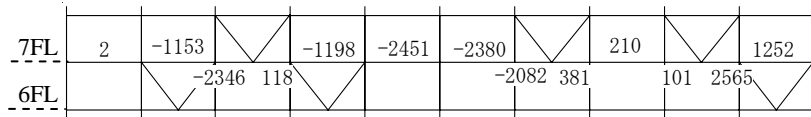


図-9 検討階の梁の概算軸力 bN_g [kN] 圧縮軸力を正とする。

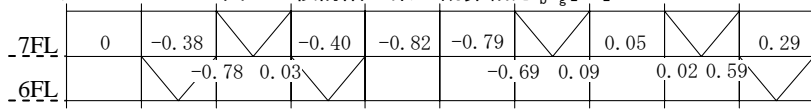


図-10 検討階の梁の概算軸力の軸耐力に対する比率 圧縮軸耐力：4320kN 引張軸耐力：3004kN

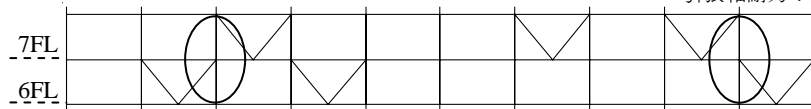


図-11 検討接合部

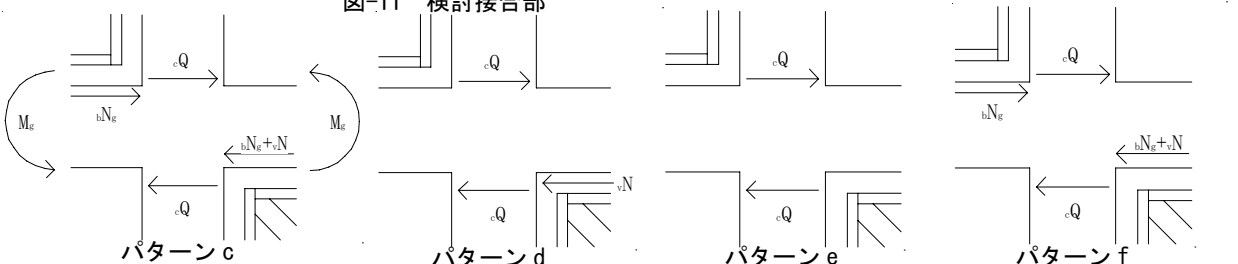


図-12 接合部作用力図

${}_bN_g$ ：概算軸力 ${}_vN$ ：鉄骨枠付きブレース軸力の水平成分

表-6 作用せん断力 ${}_cQ$ ：柱のせん断力 M_g ：梁の曲げモーメント

	検討軸力	軸力作用位置	梁の曲げモーメント M_g の算出	作用せん断力 Q [kN]		接合部せん断耐力 Q_{ju} [kN]
				検討接合部①	検討接合部②	
a	${}_bN_g$	軸心	式(8)~式(10)	1070	2891	2904
b	${}_bN_g + {}_vN$	軸心	式(8)~式(10)	470	2698	
c	${}_bN_g + {}_vN$	ブレース接続面	式(11)	422	652	
d	${}_bN_g$	軸心	考慮しない	1777	1908	
e	${}_bN_g + {}_vN$	軸心	考慮しない	545	676	
f	${}_bN_g + {}_vN$	ブレース接続面	考慮しない	2930	3160	

色つき： Q_j/Q_{ju} が0.9以上のもの

軸力、 ${}_vQ$ ：鉄骨枠付きブレースの軸力の水平成分、 n ：鉄骨枠付きブレースの有無による係数（鉄骨枠付きブレースが検討梁の上部に接続しているとき $n=+1$ 、下部に接続しているとき $n=-1$ 、存在しないとき $n=0$ ）とする。

梁の仮定断面から算出される梁の引張軸耐力は3004kN、圧縮軸耐力は4320kNである。図-9に検討階の梁の概算軸力を、図-10に概算軸力の軸耐力に対する比率を示す。ただし、圧縮軸力を正とする。圧縮軸力が作用する梁では、梁の軸耐力に対しては6割を超えなかった。しかし、圧縮軸力が加算されることで梁の曲げ終局強度が上昇し、梁のせん断破壊が先行する可能性があった。また、同様に梁の曲げ終局強度が上昇することで、柱の曲げ降伏、またはせん断破壊が先行する可能性があった。一方、引張軸力が作用する梁では、梁の軸耐力に対して引張軸力は8割程度となり、梁が軸方向引張降伏する可能性があった。梁が軸方向引張降伏した場合には、補強した鉄骨枠付きブレースの負担せん断力が小さくなり、期待する耐力を確保できない場合がある。

4.3 接合部の作用せん断力の推定

梁に大きな軸力が作用することで、接合部破壊が生じる可能性があるため、柱梁接合部の検討を行った。検討対象とする接合部は、鉄骨枠付きブレースが対角に配置された位置（図-11の丸で囲んだ位置）とした。梁の仮定断面から求められる接合部のせん断耐力 Q_{ju} は2904kNである⁷⁾。接合部に作用する水平応力としては、梁の概算軸力 ${}_bN_g$ 、鉄骨枠付きブレースの軸力の水平成分 ${}_vN$ 、柱のせん断力 ${}_cQ$ 、梁の曲げモーメント M_g による引張力（圧縮力）の4つがある。梁の検討軸力と梁の曲げモーメントの組み合わせを変えて接合部に作用するせん断力を算出する（図-12）。検討軸力の作用位置は軸心とブレース接続面の2パターンを考える。軸心に作用させる場合には ${}_bN_g$ のみ、 ${}_bN_g + {}_vN$ の2パターンを考えた。 M_g の算出法として、RC診断基準³⁾より柱の曲げモーメントの終局強度式、式(8)~式(10)を適用した場合と、梁の曲げモーメントの影響を考慮しない3パターンを考えた。式(8)~式(10)を適用する場合、検討軸力が軸心に作用するものとした。また、式(11)を適用する場合、検討軸力

がブレース接続面に作用するものとした。 M_g を応力中心間距離 j で除したものを圧縮力または引張力のせん断力とし作用せん断力に考慮した。軸心に軸力が作用した場合の M_g は検討軸力の影響を考慮されたものとし、接合部せん断力には直接的には加味しない。上下で作用せん断力に違いが生じた場合、大きい方をその接合部に生じる作用せん断力 Q_j とみなした。結果一覧を表-6 に示す。

$N_{max} \geq N > 0.4bDF_c$ のとき

$${}_cM_g = \left\{ 0.8a_t\sigma_y D + 0.12bD^2 F_c \right\} \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4bDF_c} \right) \quad (8)$$

$0.4bDF_c \geq N \geq 0$ のとき

$${}_cM_g = 0.8a_t\sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \quad (9)$$

$0 > N \geq N_{min}$ のとき

$${}_cM_g = 0.8a_t\sigma_y D + 0.4ND \quad (10)$$

$${}_bM_g = 0.9a_t\sigma_y d \quad (11)$$

ここで、 N_{max} ：中心圧縮終局強度、 N_{min} ：中心引張終局強度、 N ：検討軸力、 a_g ：梁鉄筋全断面積、 a_t ：引張鉄筋断面積、 b ：梁断面幅、 D ：梁断面せい、 σ_y ：鉄筋降伏点強度、 F_c ：コンクリート圧縮強度、 d ：圧縮縁から引張鉄筋までの距離、 j ：応力中心間距離とする。

圧縮軸力下では M_g 及び軸力作用位置が大きく影響しており、パターン a, b で Q_j が大きくなる傾向にあった。これは検討軸力が釣り合い軸力に近い値となったためである。パターン c の場合、 M_g の影響を低減する方向に偏心軸力が働くため Q_j は小さな値となった。しかし、パターン f では、偏心軸力がそのまません断力となるため、 Q_j は大きくなった。引張軸力下では、 M_g が作用せん断力を低減させる方向に働くため、圧縮軸力下と比べて比較的小さな値を示した。しかし、接合部の耐力式は圧縮軸力下を想定しているため、引張軸力下では Q_{ju} を再考する必要があると考えられる⁸⁾。また、 M_g は第2次診断の結果を用いているため、過大評価されており、 M_g による影響が作用せん断力を低減する方向に働いていることを考えると、安全側とは言いがたい。 M_g を考慮しないパターン f の場合、 Q_j は Q_{ju} を超えてしまうが、静的増分解析を行った際のメカニズム時における ${}_cQ$ は小さくなく、 M_g を考慮しないことは妥当性に欠ける。

よって、6パターンの中では、 M_g を考慮し、また、既存柱梁接合部に直接接合している鉄骨枠付きブレースの軸力の水平成分、 N を梁の検討軸力に加味せず、直接せん断力として考慮するパターン a が接合部作用せん断力として妥当性があると考えられる。しかし、既存柱梁接合部への作用せん断力を推定する上で重要な要素となる検討軸力、及び軸力作用位置に関して不明な点が多く、今後詳細な検討が必要となる。

5. まとめ

本研究では、既存中高層集合住宅の鉄骨枠付きブレース補強の配置の仕方による挙動及び第2次診断との相互性を検討した。また、分散配置における既存建物への影響の検討も行った。本研究で得た知見を以下に要約する。

- (1) 連層配置では曲げ変形が卓越するため、 I_s 値を満たしても時刻歴応答解析では変形制限を満足できず、また、第2次診断とは鉄骨枠付きブレースの破壊形式、変形分布において相違がみられ、第3次診断を行う必要性があった。
- (2) 分散配置では時刻歴応答解析においても概ね第2次診断通りの挙動を示した。
- (3) 分散配置による既存建物の梁や接合部への影響の検討を行った結果、圧縮軸力下では梁の曲げモーメントや軸力作用位置による接合部への影響が大きくなった。また、引張軸力下では梁の軸方向引張降伏への可能性があった。しかし、軸力の作用位置など不明確な点が多く、今後詳細な検討を行う必要性があった。

謝辞

本研究は、独立法人都市再生機構における平成23年度研究計画「UR 高層賃貸住宅の耐震補強部材配置に関する技術検討業務」の下で行われた。研究においては、関係者より貴重な意見を頂いた。ここに謝意を表する。

参考文献

- 1) 小室達也, 広沢雅也: 既存 RC 系中高層集合住宅の耐震補強における補強部材の連層配置や市松配置等の配置による影響の検討, コンクリート工学年次論文集, 24(2), pp.1237-1242, 2002.7
- 2) (財) 日本建築防災協会: 2009年改訂版既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針・同解説, 2009
- 3) (財) 日本建築防災協会: 2001年改訂版既存鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準・改修設計指針・同解説, 2001
- 4) 構造システム(株): SNAP/Ver.5
- 5) 大崎順彦: 新・地震動のスペクトル解析入門
- 6) 園部泰寿, 横山晶好, 今井弘, 小杉一正: 耐震壁架構の破壊機構に関する研究, 日本建築学会論文報告集第, 272号, pp.21-29, 1978.10
- 7) 日本建築学会: 靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- 8) 赤塚剛, 角徹三, 浅草肇: 変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱はり外部接合部の応力・変形性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), pp.659-660, 1991.9