

# 論文 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

小室 達也\*1・広沢 雅也\*2

要旨：既存 RC 造建物の耐震補強ではブレース等を連層配置することが多いが，中高層集合住宅のように建物階数が高くなると上層部では逆シアが起きたり，下層部では脚部の曲げ応力が大きくなることから補強効果が得られにくい等のため，連層補強では補強量が非常に多くなると共に地震時の剛性確保が難しくなる場合がある。このことから，補強部材の性能を十分に発揮させるために補強部材を市松状または分散して配置する補強方法を検討した。検討の結果，連層補強では基礎の引抜きや圧壊で崩壊するのに対して，市松や分散配置ではブレースの降伏で決まり，剛性の増大により応答変形を抑えられることが分かった。

キーワード：中高層集合住宅，鉄骨枠付きブレース，連層配置，市松配置

## 1. はじめに

既存中高層集合住宅の地震被害を見ると，ピロティ部分や中間層の層崩壊，柱梁接合部のせん断破壊などがあり，兵庫県南部地震では数百棟の大破や倒壊の被害を被った<sup>1),2)</sup>。このような教訓を得て，近年では既存中高層集合住宅の耐震診断や耐震補強が進んできている<sup>3)</sup>。しかし，集合住宅では，その用途上工事期間中の住居の継続居住が求められることや補強費用が安くないなどの理由があり，耐震補強はあまり進んでいないのが現状である。また，集合住宅の耐震診断や耐震補強に関する資料は非常に少なく，研究・実務の参考資料がほとんど無いことも原因のひとつと言える。

本論文では，既存 RC 造中高層集合住宅を例にして，耐震診断の結果から補強量の概算を行い，また補強設計に際しては最も一般的に用いられている鉄骨枠付きブレースを用いることとし，連層配置や市松配置等の配置方法の違いによる補強効果を耐震診断や静的弾塑性解析，地震応答解析により比較検討を行った。

## 2. 中高層集合住宅の耐震補強の特徴

中高層集合住宅は，低層の集合住宅や学校校舎と比較して，建物階数が高く，ピロティやセットバックなどの立面形状や片廊下・中廊下型の一字型や塔状型などの平面形状が複雑であることから，特に耐震補強では以下に示すような特徴があり，注意が必要となる。

- 1) 鉄骨枠付きブレースによる連層補強では，建物階数が高いために連層補強部材の脚部で転倒モーメントが大きくなり，上層部分では大きな逆シアが発生する場合があり，効果的な補強効果が得られない。
- 2) 梁間方向は戸境壁が耐震壁となるため壁式に近い構造であり問題が少ないのに対し，補強が必要となり易い桁行方向は二次壁付きのラーメン構造である。このため桁行方向の強度指標が比較的小さくなり，連層補強では  $C_T \cdot S_D$  値を基準値以上にするにはかなりの補強量が必要となる。

また，補強前後の中高層集合住宅の耐震性能の評価において以下の事項に注意が必要である。

- 1) 集合住宅の桁行方向は一般に二次壁付きラーメン構造であり，二次壁の影響は無視できない。過去の地震被害でも，腰壁や垂壁

\*1 工学院大学大学院 工学研究科建築学専攻 修士(工学) (正会員)

\*2 工学院大学教授 工学部建築学科 工博 (正会員)

により柱が短柱化して柱のせん断破壊を生じる場合と、柱や梁がほとんど損傷せずに二次壁のみ破壊する場合が見られる<sup>1),4)</sup>。これらの二次壁の影響に関しては、研究・実験資料が少ないことから、定量的な評価が難しく不明な点が多い。

- 2) 集合住宅は階高が低く梁せいが大きくとれないため、一般に梁の断面積が比較的小さく鉄筋が多く配筋されているために接合部入力が大きくなり、接合部せん断破壊型の崩壊形を示す建物が少なくない。また、ほとんどの建物で柱と梁が偏心接合しているため、柱梁接合部や柱のせん断耐力の低下が考えられる<sup>2),5)</sup>。

### 3. 解析目的と検討建物概要

#### 3.1 解析目的

前述したように鉄骨枠付きブレースの連層配置による補強を建物階数が高い中高層集合住宅に用いた場合には所要の強度や剛性が得にくく補強量が多くなる。そこで、枠付きブレースを分散配置することで各層の強度と靱性を得る方法が考えられる。既往の研究でも市松状配置のRC耐震壁を用いた検討を園部らが行っている<sup>6)</sup>。しかし、構造部材の配置計画の是非についての検討例は少なくまた実施例も多くない。そこで、ここでは耐震診断により、補強前の既存建物の性能や従来型の補強をしたときの比較を行い、さらに補強部材の配置位置を変えた場合を検討し、弾塑性解析により各部材の応力状態を明らかにし、応力の集中について検討を行う。また、地震応答解析により、建物の応答性状を比較する。これらの検討資料により、部材単位の性能や建物全体の性能について分析を行い、中高層のRC造集合住宅における診断や補強の問題点を明らかにする。

#### 3.2 検討建物概要

解析建物は昭和48年建設(第2期)地上7階、塔屋1階のRC造集合住宅で、延床面積4993m<sup>2</sup>である。桁行方向は9スパンの二次壁付きラ

メン架構、梁間方向は1スパン(一部2スパン)の耐震壁付きラーメン架構である。図-1に基準階伏図、図-2にA,B通り軸組図を示す。C,D通りの階段室には耐震壁(厚さ200mm)が配置されているため、これらの影響は小さくはない。また、表-1に示すようにこの建物は4階のコンクリート強度が極端に低くなっている。表-2,3に桁行方向の柱リスト、梁リストを示す。表-4には床面積、建物重量などを示す。

#### 3.3 現状の耐震性能

耐震診断は建防協基準<sup>7)</sup>、建震協の診断補強マニュアル<sup>8)</sup>に準拠し、柱梁接合部のせん断破

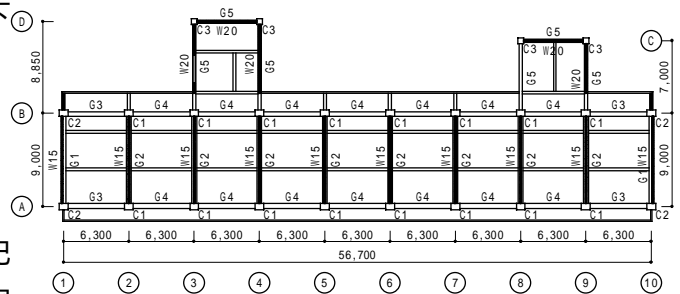


図-1 基準階伏図

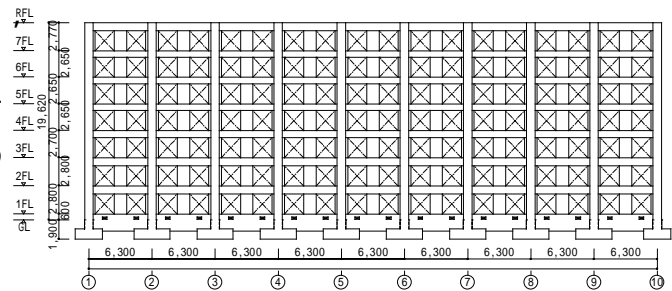


図-2.a A通り軸組図

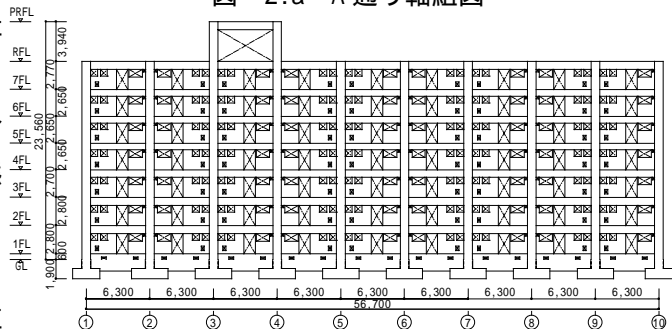


図-2.b B通り軸組図

表-1 使用材料

コンクリート強度*1 (N/mm <sup>2</sup> )	1階	2階	3階	4階	5階	6階	7階	
上:実測,下:設計	18.83	16.57	22.16	9.02	18.24	15.69	20.40	
鋼材	SD295 (345 N/mm <sup>2</sup> ), SR295 (295 N/mm <sup>2</sup> )							
杭	PC杭,径350,長さ14m, 圧縮(658.03kN/本),引抜き(553.10 kN/本)							
鉄骨ブレース	SM490(355.98 N/mm <sup>2</sup> ), H-200×200×8×12							

注)\*1:コンクリートのヤング係数は実測強度から文献<sup>9)</sup>により求めた。

壊に対する耐力上の余裕度に基づく靱性指標も考慮して行った。表 - 5 に検討建物の第 3 次診断結果を示す。診断の結果、桁行方向は B 通りの各階で極脆性柱が支配的となっているが、これらは直交方向に耐震壁が存在しているため第 2 種構造要素にはならない。また、表 - 1 から分かるように 4 階のコンクリート強度が非常に低い事が強く影響して 4,5 階では柱梁接合部のせん断破壊が支配的な破壊モードとなっている。梁間方向は各構面に耐震壁となる戸境壁が存在しているため十分な耐震性能を有している。

### 3.4 補強設計の概算

極脆性柱を改善するため二次壁に構造スリットを設けることとする。スリットを考慮した診断結果を表 - 6 に示す。極脆性柱は改善されたものの、梁曲げ支配型や柱梁接合部のせん断破壊型の柱が支配的となっている。次に、連層ブレースのみの概算による補強結果を表 - 7 に示す。7 階に補強が必要となったのは、6 階までの連層補強とすると 7 階の柱が柱脚固定の曲げ柱となり F 値が低下することによる。補強目標の  $I_s$  値を 0.6 とした場合にはやや過剰な補強であるが、5 階床の柱梁接合部が弱い柱の F 値を改善させる必要があることから概ね妥当な補強といえる。以上の概算より求めた補強量を基本として、A 通りに重点的に補強し、出入り口のある B 通りには不足分を配置することとし、以下のように解析検討 Case を決定する。

表 - 2 柱リスト

階	記号	C1	C2
7F	Dx×Dy	850×450	850×450
	全主筋	12-22	12-22
	引 X	3-22	3-22
	張 Y	5-22	5-22
	帯 X	2-13 @100	2-13 @100
	筋 Y	2-13 @100	2-13 @100
5F	Dx×Dy	850×500	850×500
	全主筋	12-D22	14-D22
	引 X	5-D22	5-D22
	張 Y	5-D22	6-D22
	帯 X	2-13 @100	2-13 @100
	筋 Y	2-13 @100	2-13 @100
4F	Dx×Dy	850×550	850×550
	全主筋	14-D22+4-16	14-D22
	引 X	7-D22	5-D22
	張 Y	6-D22+2-16	6-D22
	帯 X	3-13 @100	3-13 @100
	筋 Y	2-13 @100	2-13 @100
3F	Dx×Dy	850×550	850×550
	全主筋	14-D25+4-16φ	14-D22
	引 X	7-D25	5-D22
	張 Y	6-D25+2-16φ	6-D22
	帯 X	4-13 @100	4-13 @100
	筋 Y	2-13 @100	2-13 @100
2F	Dx×Dy	850×600	850×600
	全主筋	16-D25+4-16	14-D22
	引 X	8-D25	5-D22
	張 Y	6-D25+2-16	6-D22
	帯 X	5-13 @100	5-13 @100
	筋 Y	2-13 @100	2-13 @100
1F 柱頭	Dx×Dy	850×650	850×650
	全主筋	16-D25+4-16	14-D22
	引 X	8-D25	5-D22
	張 Y	6-D25+2-16	6-D22
	帯 X	6-13 @100	6-13 @100
	筋 Y	2-13 @100	2-13 @100
1F 柱脚	Dx×Dy	850×650	850×650
	全主筋	20-D25+4-16	20-D25+4-D22
	引 X	10-D25	10-D25
	張 Y	6-D25+2-16	6-D25+2-D22
	帯 X	6-13 @100	6-13 @100
	筋 Y	2-13 @100	2-13 @100

表 - 3.a 梁リスト

階	記号	G3			G4	
		外端	中央	内端	両端	中央
RF	B×D	250×800			250×800	
	上端	5-22	2-22	5-22	5-22	2-22
	下端	3-22	3-22	3-22	3-22	3-22
	筋	2-9 @200			2-9 @200	
	B×D	350×650			350×650	
	上端	7-25	2-25	6-25	6-25	2-25
7F	B×D	350×650			350×650	
	上端	6-D25	2-D25	6-D25	6-D25	2-D25
	下端	5-D25	3-D25	4-D25	4-D25	3-D25
	筋	2-13 @150			2-13 @150	
	B×D	450×650			450×650	
	上端	9-D25	3-D25	9-D25	9-D25	3-D25
6F	B×D	450×650			450×650	
	上端	7-D25	3-D25	7-D25	7-D25	3-D25
	下端	3-13 @100	3-13 @100			3-13 @100
	筋	3-13 @100			3-13 @100	
	B×D	450×700			450×700	
	上端	10-D25	3-D25	9-D25	9-D25	3-D25
5F	B×D	450×700			450×700	
	上端	8-D25	3-D25	7-D25	7-D25	3-D25
	下端	3-13 @100	3-13 @100			3-13 @100
	筋	3-13 @100			3-13 @100	
	B×D	450×800			450×800	
	上端	9-D25	4-D25	9-D25	9-D25	4-D25
4F	B×D	450×800			450×800	
	上端	8-D25	4-D25	8-D25	8-D25	4-D25
	下端	3-13 @100	3-13 @100			3-13 @100
	筋	3-13 @100			3-13 @100	
	B×D	450×800			450×800	
	上端	10-D25	4-D25	9-D25	9-D25	4-D25
3F	B×D	450×800			450×800	
	上端	8-D25	4-D25	8-D25	8-D25	4-D25
	下端	3-13 @100	3-13 @100			3-13 @100
	筋	3-13 @100			3-13 @100	
	B×D	450×800			450×800	
	上端	10-D25	4-D25	9-D25	9-D25	4-D25
2F	B×D	450×800			450×800	
	上端	8-D25	4-D25	7-D25	7-D25	4-D25
	下端	3-13 @100	3-13 @100			3-13 @100
	筋	3-13 @100			3-13 @100	
	B×D	450×800			450×800	
	上端	10-D25	4-D25	9-D25	9-D25	4-D25

表 - 3.b 基礎梁リスト

階	記号	FG3	FG4
		全断面	全断面
基礎	B×D	250×1850	200×1430
	上端	3-D22	2-16
	下端	3-D22	2-16
	筋	2-13 @200	2-9 @200

表 - 4 床面積、建物重量など

階	各階床面積 A <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	延床面積 A <sub>T</sub> (m <sup>2</sup> )	各階重量 W(kN)	重量和 W(kN)	A <sub>i</sub>
7	741.8	797.6	6802.87	15647.49	1.991
6	741.8	1539.4	8844.62	24492.11	1.610
5	741.8	2281.2	8840.69	33332.80	1.423
4	741.8	3023.0	8840.69	42173.50	1.293
3	741.8	3384.5	8982.89	51156.39	1.187
2	741.8	4061.4	9560.50	60716.89	1.090
1	763.2	4738.3	9854.70	70571.60	1.000

注) 延床面積と重量和にはベントハウスを加算

表 - 5 既存建物の 3 次診断結果

階	C	F	TYPE	E <sub>0</sub>	S <sub>D</sub>	T	I <sub>s</sub>	C <sub>T</sub> ・S <sub>D</sub>
7	0.22	0.80	CSS	0.68	0.975	0.998	0.66	0.66
	1.2	1.00	CB, BB WB, WR	(0.48) (S0.68)			(0.47) (S0.66)	(0.58) (S0.66)
6	0.48	0.80	CSS	0.32			0.31	0.39
	0.23	1.00	CB, BB WB, WR	(0.32) (S0.14)			(0.31) (S0.14)	(0.39) (S0.14)
5	0.38	0.80	CSS	0.31			0.30	0.38
	0.29	1.00	CB, BB WB, WR	(0.31) (S0.19)			(0.30) (S0.19)	(0.38) (S0.19)
4	0.30	0.80	CSS	0.28			0.27	0.34
	0.25	1.00	CB, BB WB, WR	(0.28) (S0.18)			(0.27) (S0.18)	(0.34) (S0.18)
3	0.32	0.80	CSS	0.29			0.28	0.36
	0.19	1.00	CB, BB WB, WR	(0.29) (S0.15)			(0.28) (S0.15)	(0.36) (S0.15)
2	0.28	0.80	CSS	0.28			0.27	0.34
	0.16	1.00	CB, BB WB, WR	(0.28) (S0.14)			(0.27) (S0.14)	(0.34) (S0.14)
1	0.27	0.80	CSS	0.31			0.29	0.37
	0.21	1.00	CB, BB WB, WR	(0.21) (S0.14)			(0.29) (S0.14)	(0.37) (S0.14)

表 - 6 Case1(スリット補強)

の 3 次診断結果								
階	C	F	TYPE	E <sub>0</sub>	S <sub>D</sub>	T	I <sub>s</sub>	C <sub>T</sub> ・S <sub>D</sub>
7	1.12	0.50	CB, BB WB, WR	1.15	0.975	0.998	1.12	0.50
	0.89	2.25	BB, WR	(S0.44)			(S0.42)	(S0.42)
6	0.39	1.00	BB	0.24			0.23	0.23
	0.62	2.00	WB, WR	(S0.24)			(S0.23)	(S0.23)
5	0.51	1.00	BB	0.34			0.33	0.33
	0.29	0.30	WB, WR	(S0.34)			(S0.33)	(S0.33)
4	0.42	1.00	BB	0.31			0.29	0.30
	0.40	1.27	WB, WR	(S0.31)			(S0.29)	(S0.30)
3	0.02	1.00	BB	0.41			0.40	0.32
	0.40	1.27	WB, WR	(S0.26)			(S0.25)	(S0.25)
2	0.27	1.00	BB	0.24			0.23	0.23
	0.05	1.27	WB, WR	(S0.24)			(S0.23)	(S0.23)
1	0.32	1.75	BB, WR	0.56			0.55	0.32

表 - 7 Case2(連層補強)

の 3 次診断結果								
階	C	F	TYPE	E <sub>0</sub>	S <sub>D</sub>	T	I <sub>s</sub>	C <sub>T</sub> ・S <sub>D</sub>
7	0.42	1.00	CB, BB, WB	0.80	0.975	0.998	0.78	0.37
	0.67	2.00	BB, WB, WR	(S0.54)			(S0.52)	(S0.52)
6	0.14	1.00	CB, BB, WB	0.77			0.75	0.37
	0.62	2.00	BB, WB, WR	(S0.43)			(S0.42)	(S0.42)
5	0.22	1.00	CB, BB, WB	0.70			0.68	0.34
	0.52	2.00	WB, WR	(S0.49)			(S0.48)	(S0.48)
4	0.14	1.00	BB, WB	0.78			0.76	0.38
	0.53	2.00	WB, WR	(S0.49)			(S0.47)	(S0.47)
3	0.15	1.27	BB, WB	0.82			0.80	0.39
	0.50	2.00	WB, WR	(S0.49)			(S0.47)	(S0.47)
2	0.12	1.27	BB, WB	0.85			0.83	0.41
	0.47	2.00	WB, WR	(S0.49)			(S0.47)	(S0.47)
1	0.07	1.50	BB, WB	1.00			0.97	0.48
	0.50	2.00	BB, WB, WR	(S0.49)			(S0.47)	(S0.47)

CSS=極脆性柱 CB=曲げ柱 CS=せん断柱 BB=曲げ梁支配型柱  
WR=回転壁 WB=曲げ壁 WS=せん断壁 BS=せん断梁支配型柱

( ) : 極脆性柱考慮 (S ) : せん断柱考慮 — は第 2 種が無い場合不採用を記す  
注) 記号は参考文献 7), 8) を参照

- Case1：スリット補強のみの純ラーメン
- Case2：概算より求めた連層補強
- Case3：Case2と同じ補強量で市松補強
- Case4：出入り口等を考慮して南側 A 構面に Case2,3 の半分程度の分散補強  
補強ブレースの枚数は表 - 8 に示す。

#### 4. 解析方法

##### 4.1 静的弾塑性解析

本建物は梁間方向に戸境壁が耐震壁として全スパンに配置されていて桁行方向のねじれ剛性は十分に大きいため、桁行方向を平面骨組にモデル化し A,B,C,D の各フレームを剛床仮定で繋げて解析した。各部材は両端に剛域を持つ線材に置換し袖壁・腰壁・垂れ壁の耐力と剛性はそれぞれ柱・梁の耐力と剛性に加える。柱は曲げ・せん断及び軸方向変形を、梁は曲げ及びせん断変形を、柱梁接合部はせん断変形を、耐震壁は曲げ・せん断及び軸方向変形を、鉄骨ブレースは軸方向変形を考慮する。復元力特性のモデル化はひび割れ点と降伏点をもつ Tri-linear 型の復元力特性にモデル化する。支持形式は杭基礎でその圧縮・引抜き耐力を考慮する。梁と柱の曲げひび割れ強度は学会 RC 規準<sup>9)</sup>、曲げ終局強度は建防協の耐震診断基準<sup>7)</sup>、梁のせん断ひび割れ強度と終局強度は大野・荒川式、柱のせん断ひび割れ強度は学会 RC 終局強度設計資料<sup>10)</sup>、せん断終局強度は大野・荒川式、梁と柱の降伏時剛性低下率は菅野式を用いる。柱梁接合部のひび割れと終局強度は上村式、降伏時剛性低下率は既往の実験結果から判断して 0.2 とした。耐震壁の曲げひび割れ強度は学会 RC 規準<sup>9)</sup>、曲げ終局強度は e 関数法、せん断ひび割れ強度は学会 RC 終局強度設計資料<sup>10)</sup>、せん断終局強度は大野・荒川式を用いる。鉄骨枠付きブレースの既往の実験から弾性限界時せん断力は降伏時耐力の 1/2 とし、降伏時耐力は建防協の耐震改修指針<sup>7)</sup>、降伏時剛性低下率は降伏時の層間変形角を 1/150 とし、降伏時の耐力と変形から求める。なお枠付きブレースの補強接合部は十分に強い

と仮定しブレースの降伏で耐力を決定する。杭基礎の圧縮と引抜き耐力(表 - 1)は学会基礎構造設計指針<sup>11)</sup>、鉛直バネ剛性は文献<sup>12)</sup>により求める。なおせん断破壊が先行する部材は最大耐力以降の耐力低下は考慮していない。また外力分布は  $A_i \cdot W_i$  による層せん断力分布とする。

#### 4.2 地震応答解析

多質点系の等価せん断モデルとし、静的弾塑性解析より得られた層せん断力(Q) - 層間変形( )関係を Tri-linear にモデル化し、各階の等価せん断バネのスケルトンを決定した。履歴特性は武田モデル( $\alpha=0.4$ )を採用した。初期剛性は Q- 曲線の初期剛性に同じとし、第 1 折れ点は初期剛性上の荷重変形曲線の割線剛性が 75%に低下した時の荷重に対する点とした。第 3 折点は荷重変形曲線上の層間変形角 1/100 となる点とし、第 3 勾配はその点の接線剛性とした。第 2 勾配は第 1 折点を通り第 3 折点までの荷重変形曲線の面積と等しいように定めた。解析は、Newmark の 法による直接積分法とし、減衰は剛性比例型( $h=0.05$ )とした。また、入力地震動は最大速度 50kine に基準化して用いた(表 - 9)。

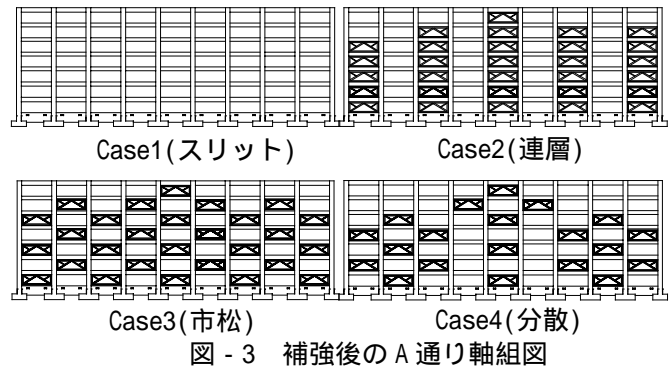


表 - 8 補強ブレース枚数と増加重量 ( W )

Case	1F		2F		3F		4F		5F		6F		7F		計	W(kN) ( W/ W <sub>i</sub> )
	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B				
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0(0)
2	5	2	5	2	5	2	5	2	5	1	4	0	1	0	39	1070.9(0.017)
3	5	2	4	3	5	2	4	3	5	1	4	0	1	0	39	1070.9(0.017)
4	3	0	4	0	3	0	4	0	3	0	2	0	0	0	19	521.7(0.008)

表 - 9 入力地震波

名称	最大加速度(gal)	最大速度(kine)
EL CENTRO-NS	510.8	50.0
TAFT-EW	496.8	50.0
TOKYO-NS	484.9	50.0
HACHINOHE-NS	330.1	50.0
BCJ-2	311.1	50.0

## 5. 解析結果

### 5.1 崩壊メカニズム

図 - 4 には全層変形角 1/100 時の柱の各応力度と補強部材周辺の降伏ヒンジ発生状況とそれらの終局塑性率を示す。これらから以下のことが分かった。

- Case2 では最下層のブレース架構の圧縮側柱と引張側柱にそれぞれ大きな軸方向力が作用し、特に長期応力の影響で圧縮応力が大きい。また、Case3,4 では上下階の柱の左右の枠付きブレース架構の圧縮力と引張力が相殺されて Case2 ほど圧縮応力は増大していない。例えば、A 通り 4 軸の柱で(軸方向応力度) / (コンクリート強度)は Case1:2:3:4 = 0.26:0.76:0.16:0.48 となっている。
- それぞれの崩壊形は、Case1 はスリットを設けたことにより梁曲げ降伏で、Case2 は連層部材脚部の基礎の引抜きと周辺の梁の曲げ降伏であるのに対し、Case3 と 4 はブレースの降伏で決まっている。なお、ブレースは Case2 では塑性率 0.4 前後に対し、Case3 や 4 では 1.0~1.3 となっていて、1 階 5 - 6 軸間のブレースに作用しているせん断力は Case2:3:4=2067:3531:3530(kN)となっている。

また、図には示していないが B 通り架構についても同様の傾向である。

### 5.2 層せん断力 - 層間変形関係

図 - 5 には各 Case について 1 階の層せん断力(Q)と層間変位(δ)の関係を、表 - 9 には各変形時のベースシャー係数(C)を示す。図中には最初のブレース降伏と杭の引抜き時を示す。これらから以下のことが分かった。

- 建物の保有耐力は、全層変形角 1/100 時で Case1:2:3:4=21.5:38.1:57.6:40.9(MN)=100:1.77:2.68:1.90 で、耐力上の補強効果は連層:分散:市松の順に大きくなっている。連層配置した場合にはブレース未降伏の内に基礎浮上り型のメカニズムとなって、特に上層部で耐力増が難しいことを意味している。
- Case2, 3, 4 の 1 階の初期剛性(1/1000 時)は

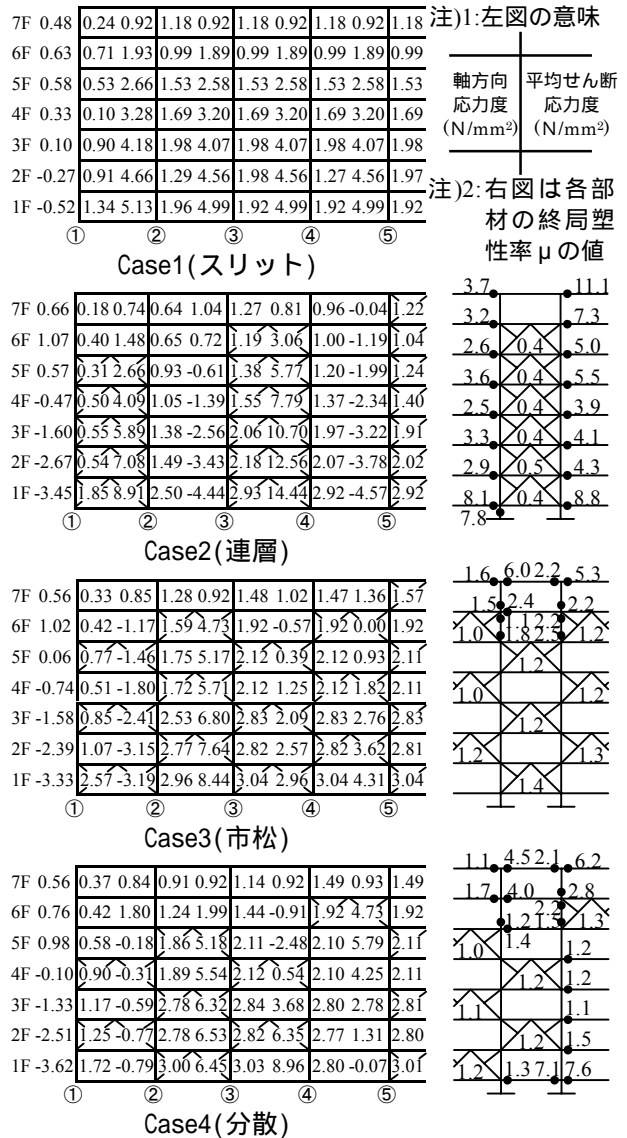


図 - 4 柱のせん断、軸方向応力度と補強ブレース周辺の降伏状態(左加力時、R=1/100)

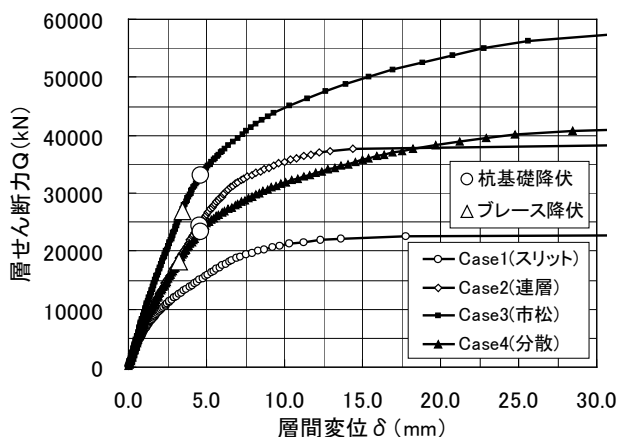


図 - 5 1 階の層せん断力(Q) - 層間変形(δ)曲線

表 - 9 各変形時のベースシャー係数(C)

	1/1000	1/500	1/200	1/100	1/50
Case1	0.138	0.213	0.335	0.343	0.367
Case2	0.212	0.369	0.582	0.608	0.619
Case3	0.298	0.511	0.756	0.920	0.963
Case4	0.216	0.360	0.542	0.652	0.679

Case1 に対してそれぞれ 1.19, 1.36, 1.13 倍で,全層変形角 1/100 時剛性はそれぞれ 1.60, 2.23, 1.61 倍となり,特に Case3 の剛性が高くなっている。また,Case2 と 4 ではブレース枚数が 1:0.5 程度であるのにほぼ同じ剛性となっている。

- 3) Case2 では,1 階の層間変形角 1/620(C=0.39)で基礎の浮上りが,Case3, 4 ではそれぞれ 1/817(C=0.43), 1/875(C=0.29)でブレースの降伏が起きている。

### 5.3 最大応答値

図 - 6 には最大応答層間変形を示す。図中には各階の層間変形 1/150 の値を追加している。これらから以下のことが分かった。

- 1) 最大応答層間変形は Case1:2:3:4=31.4(5階):16.5(2階):12.9(2階):18.7(2階)(単位 mm)となり,大きな差が見られる。
- 2) 最大応答値は地震波による差が大きく,Case1,2,4 では ELCENTRO 波で,Case3 では TAFT 波で応答が大きくなっている。
- 3) 補強後の建物(Case2~4)はすべて層間変形角 1/150 以下となっており,変形が抑えられ補強効果が得られているといえる。
- 4) Case1 の応答変形は 1,7 階で小さく,4~6 階

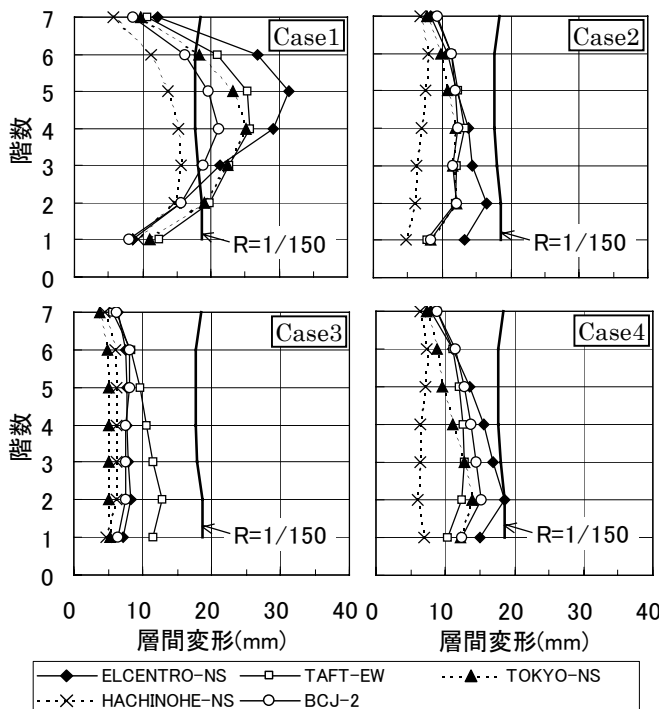


図 - 6 最大応答値

の中間階で大きくなっている。これは耐震診断結果の  $I_s$  分布から説明がつけられる。

### 6. まとめ

中高層集合住宅の耐震補強において,鉄骨枠付きブレースの連層配置は上層部の保有耐力の増加が困難であり市松配置や分散配置ではブレース枚数に比例して保有耐力の上昇が得られる。また,連層配置に比べて市松配置や分散配置では各階の剛性を確保しやすく地震時の応答変形を抑えるのに有効であることが分かった。なお,市松配置や分散配置の場合,補強ブレース架構はブレースの降伏と両側柱の曲げ又はせん断破壊となるせん断破壊型となる傾向があることが分かった。なお,今回の検討は梁間方向のすべての軸に耐震壁が配置されているために,建物のねじれの影響や第 2 種構造要素となる柱など複雑な要因がない場合の結果である。

### 7. 今後の課題

市松配置や分散配置の場合,ブレースに作用する水平力が梁の軸方向力として伝達されると思われるためその影響を考慮した評価が必要である。また,これらの補強の実用には保有耐力の略算法や力の流れを考えた適切な配置法とその根拠を得るためのデータを揃える必要がある。

### 参考文献

- 1) 日本建築学会: 阪神・淡路大震災調査報告 建築編・1, 1997.7
- 2) 日本建築学会: 阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計, 1998.10
- 3) 住宅・都市整備公団: 集合住宅の耐震改修技術に関する開発研究報告, 1999.3
- 4) 日本建築学会: 1978 年宮城県沖地震調査報告, 1980.2
- 5) 小室,鈴木,広沢: 既存 RC 系中高層集合住宅の柱梁接合部の耐震性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集 Vol.23, No.3, pp421-426, 2001.7
- 6) 園部ほか: 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, pp21-29, 1978.10
- 7) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説, 1996.8
- 8) (社)建築研究振興協会, 構造調査コンサルティング協会: 既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル 2000 年版, 2000.3
- 9) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1996.4
- 10) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, 1991.3
- 11) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, 1996.7
- 12) 公共建築協会: 建築構造設計基準及び同解説 平成 9 年度版, 1998