



鋼管ブレースを使用した低層RC造建築物の耐震補強工法に関する実験的研究

三谷, 勲 ; 木下, 陵二 ; 大谷, 恭弘 ; 宮川, 和明 ; 藤永, 隆 ; 萩野谷, 学 ; 久木田, 真一

(Citation)

神戸大学都市安全研究センター研究報告, 4:271-289

(Issue Date)

2000-03

(Resource Type)

departmental bulletin paper

(Version)

Version of Record

(JaLCD0I)

<https://doi.org/10.24546/00231327>

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/00231327>



鋼管ブレースを使用した低層 RC 造建築物の 耐震補強工法に関する実験的研究

Experimental Study on Seismic Retrofit for Low Rise R/C Building
by using CHS Bracing

三谷 勲¹⁾ 木下 陵二²⁾
Isao Mitani Ryoji Kinoshita

大谷 恭弘³⁾ 宮川 和明⁴⁾
Yasuhiro Ohtani Kazuaki Miyagawa

藤永 隆⁵⁾ 萩野谷 学⁶⁾
Takashi Fujinaga Manabu Haginoya

久木田真一⁷⁾
Shinichi Kukita

概要：既存不適格建築物のうち、公共性の高い建築物の耐震診断・補強が進められている。従来の鉄骨ブレースによる耐震補強では内付け工法が主流である。耐震補強・改修に要求されることは強度的要件を満たすことが第一ではあるが、経済性の他、居ながらにして工事ができること（居ながら率）も重要な要件である。本研究で取り上げた耐震補強工法は、外付け工法で、内付け工法に比べ、経済性および居ながら工事率の2点でメリットが大きい。特に外面の柱と梁の凹凸が少ない建築は外付け工法による耐震補強が適した建築物である。実験の主目的は外付け工法の開発であるが、比較のため内付け工法についても実験変数に採用している。

キーワード：既存 RC 建築物、内付け補強、外付け補強、鉄骨ブレース、アンボンドブレース
二重鋼管、後施工アンカー、耐力、破壊性状

1. はじめに

阪神・淡路大震災から5年が経過したが、補強を必要とする既存不適格の鉄筋コンクリート（以下、RCという）造建築物は数多く存在し、今もなお使用されている。これらのマイナスストックをプラスのストックにするための研究が必要と思われる。

耐震改修工事では、その力学的な合理性もさることながら、居住状態での施工性も重要であることは、日本建築学会の提言『建築および都市の防災性向上に関する提言：D2 耐震診断・改修に関する技術開発』¹⁾に見られるとおりで、今後その重要性は増すと思われる。また、良好なストックを目ざす上では、改修後の建物の使用性やデザインも重要である。

本研究は、このような問題意識の上に計画されたもので、耐震補強工法の新しいメニューを実用化することを目的に、従来の強度抵抗型の耐震補強でよく使用されている鉄骨枠付き H 形鋼ブレース工法や最近の外付け補強工法の研究成果^{2~7)}をベースとして、図-1 に示す両端ピン接合の円形鋼管ブレース（以下、鋼管ブレースという）を使用した耐震補強工法を提案しようとするものである。

部材の両端部にピン接合機構を有する鋼管ブレースは、軸力のみを考慮すればよい構造的に明快な引張・圧縮構造部材である。鋼管と端部クレビスはねじ接合によるターンバックル機構で部材長さの調整が可能である。また、H 形鋼ブレースで必要な弱軸回りの座屈止めが不要で、補強構面の開口を広くとれることや、円形の鋼管とコンパクトな接合部の納まりは意匠的な特徴を有することから、建物外観のファサードの変化

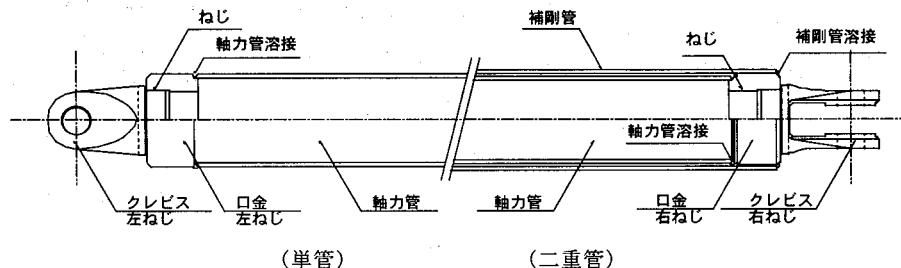


図-1 鋼管ブレース

が伴う外付け補強工法に適しているブレースである^{8~10)}。鋼管ブレースには、単管ブレースと座屈補剛を目的としたさや管を有する二重鋼管ブレース^{11~13)}（以下、二重管ブレースという）がある（図-1）。後者は、アンボンドブレースの一種で、軸力を伝達する芯材となる軸力管と、軸力を伝達せず圧縮時の軸力管の全体座屈を拘束する補剛管により構成され、その軸力-軸方向変形関係は安定した紡錘形の弾塑性履歴特性を示す。

本論では、学校建築を想定した縮小モデルの基本架構を鋼管ブレースや比較のための従来工法による補強を行った試験体の一定鉛直荷重下の正負交番繰返し水平加力実験結果について述べる。

2. 実験概要

(1) 試験体

試験体は、学校建築を想定したおよそ1/3 縮小モデルの1層1スパンRCラーメンの基本架構試験体No.1と、この基本架構を補強した試験

体の5体（No.2~No.5）、合計6体である。補強試験体は、周辺鉄骨枠の補強効果、補強接合部のスパイラル筋の無い場合の影響、ピン接合の影響、外付け補強工法の耐力と接合部の特性、およびブレース座屈の影響等を調査する目的で、表-1に示すように計画した。基本架構の形状・配筋図および試験体形状一覧を図-2および図-3に示す。また、使用した材料の力学的性質を表-2および表-3に示す。

基本架構の破壊形式は、実験に使用した材料強度を用いた文献14)に基づく計算では、柱のせん断余裕率（せん断

表-1 試験体一覧

試験体	柱断面	梁断面	鉛直荷重	補強位置	補強枠	ブレース
No. 1	$b \times D = 200 \times 200$	$b \times D = 200 \times 300$	$N = 157 \text{ (kN)}$ 平均軸方向応力度 $\sigma_0 = 3.92 \text{ (MPa)}$	×	×	×
No. 2	(mm)	(mm)		内付け	○	×
No. 3	主筋 8-D10	上下端筋 2-D16		内付け	○	単管
No. 4	$p_g = 1.42 \text{ (%)}$	$p_l = 0.75 \text{ (%)}$		内付け	○	H形鋼
No. 5	帯筋 $4 \phi @ 100$	あばら筋 $6 \phi @ 100$		外付け	○	単管
No. 6	$p_{wc} = 0.13 \text{ (%)}$	$p_{wb} = 0.28 \text{ (%)}$		外付け	○	二重管

表-2 コンクリート・モルタルの力学的性質

試験体	柱・梁		モルタル	
	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
No. 1	26.8	23.2	-	-
No. 2	27.2	24.5	43.8	26.5
No. 3	24.6	22.6	41.8	28.1
No. 4	28.0	24.3	46.3	27.6
No. 5	20.2	22.5	48.5	28.1
No. 6	21.8	21.8	54.3	30.2

表-3 鋼材の力学的性質

部 位	種 別	試験体No. 1~No. 4				試験体No. 5, No. 6			
		降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	破断伸び (%)	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	破断伸び (%)
基礎梁主筋	D19	387	599	198	24.5	387	584	204	22.4
梁主筋	D16	397	611	200	22.1	387	573	198	18.2
柱主筋、基礎梁あばら筋	D10	410	570	199	21.9	403	559	196	20.7
梁あばら筋	$\phi 6$	400	439	214	25.7	398	446	218	22.5
柱帯筋	$\phi 4$	469	497	209	-	476	506	209	-
あと施工アンカー	D10アンカー	330	457	180	26.0	342	485	181	20.2
頭付スタッド	$\phi 9$ スタッド	366	460	272	-	433	449	220	20.2
スパイラル筋	$\phi 4$	-	-	-	-	513	548	190	-
ガセットプレート	PL-16	386	535	178	38.8	380	541	211	29.7
ガセット補強PL、ガセット部BH	PL-6	376	516	176	29.0	408	532	205	27.8
ガセット補強PL	PL-4.5	347	417	170	31.3	-	-	-	-
H型鋼ブレース、補強枠	PL-3.2	318	392	205	36.6	280	371	208	32.3
鋼管ブレース(軸力管)	$\phi 76.3 \times 2.8^*$	307 (286)	400 (302)	229	41.6	385 (330)	450 (400)	206	33.4
二重管ブレース補剛管	$\phi 89.1 \times 3.0^*$	-	-	-	-	358 (356)	448 (408)	202	38.9

*:下段内は、短柱圧縮試験による降伏応力度と最大応力度を示す。

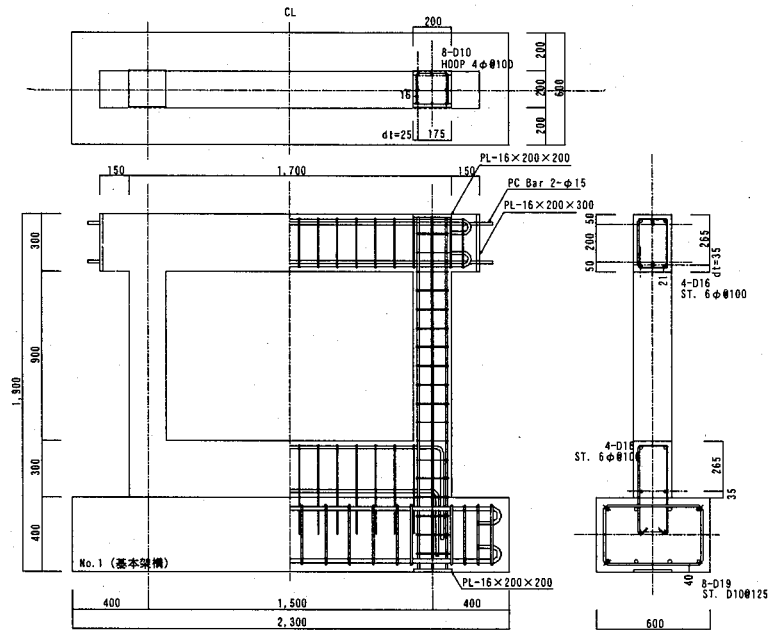


図-2 基本架構の形状・配筋図 (単位: mm)

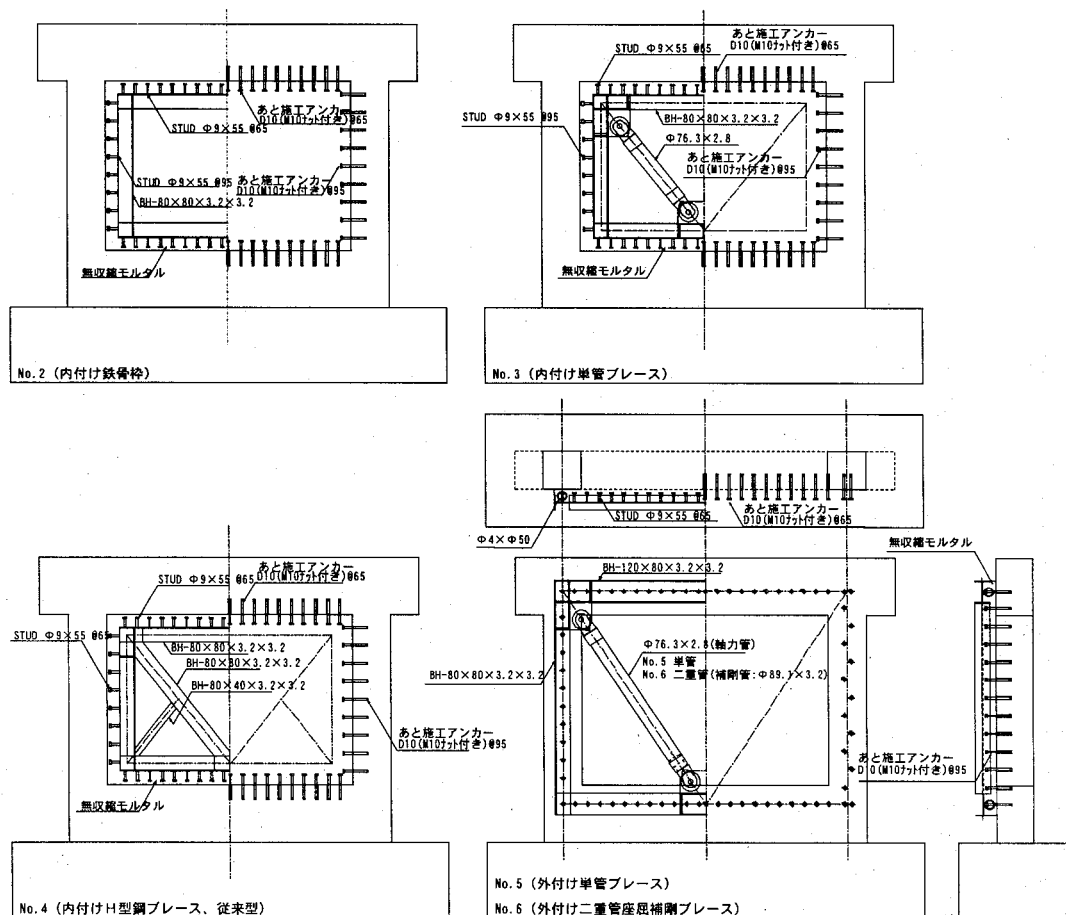


図-3 試験体形状一覧

で決まる耐力／曲げで決まる耐力)が0.95程度のせん断破壊先行型となる。一般の学校建築では、梁は腰壁付きが多くせん断破壊の可能性が少ないと考え、実状よりあばら筋が高配筋の矩形断面とした。また、加力用治具を取り付けるためのPC鋼棒(2-M15)が貫通している。

試験体 No.2~No.4 は、RC フレーム内に補強部材を組み込む内付け補強試験体である。試験体 No.2 は、H 形鋼の鉄骨枠のみで補強した。試験体 No.3 および No.4 は、従来型の鉄骨枠付き補強試験体で、両端ピン接合の単管ブレースおよび溶接接合の H 形鋼ブレースを K (V) 型に配置した。鉄骨枠は、RC フレームに対し強軸に配置した。RC フレームと補強鉄骨架構の接合は、接着系あと施工アンカーを打設した RC フレーム(図-3 中の各試験体の右側参照)と頭付きスタッドを溶接した鉄骨枠(同、左側参照)の隙間に無収縮モルタルを圧入する間接接合とした。文献 15) で規定されているスパイラル筋はあえて挿入していない。

一方、試験体 No.5 および No.6 は RC フレーム側面に補強鉄骨架構を取り付ける外付け補強試験体で、両端ピン接合の単管ブレースおよび二重管ブレースを K (V) 型に配置した。RC フレームと外付け補強鉄骨枠との接合は、内付け補強試験体と同様の間接接合であるが、これらの試験体にはスパイラル筋を挿入した。

ブレースは、無補強試験体のおよそ 3 倍の補強効果を目安に設計した。ブレースが水平軸となす角度(θ)は、内付け補強試験体の場合が $\theta=51.5^\circ$ 、外付け試験体の場合が $\theta=56.3^\circ$ である。鋼管ブレースは、ガセットプレートとピン接合されるが、ピン($\phi 27.0$: 実測値の平均)が挿入しやすいように、ブレース側クレビスおよびガセットプレートの孔径にはクリアランス(以下、ガタという)を設けている。クレビスの孔のガタは0.26mmで、ガセットプレートの孔のガタは試験体 No.3 は1.03mm、No.5 は0.78mm、および No.6 は0.77mmである(何れも実測値の平均)。実験では、ブレースの部材長を調整し圧縮に効くようにガタを吸収して、ブレースを取り付けた。ガタの水平成分を後述(2(3))する柱の部材角 R に換算すると、試験体 No.3 は $R=0.39\%$ 、No.4 および No.5 は $R=0.24\%$ に相当する。なお、実際のガタ(孔径=ピン径+0.5mm)に比べると、縮小モデルの試験体では過大なガタである。

(2) 実験方法

図-4 に示す装置を用いて、一定鉛直荷重下で正負交番繰り返し水平加力実験を行った。ジャッキ一台で正負繰り返し加力すると、梁には圧縮引張が交互に生じるのでこれを避けるために、梁両端に取り付けた2つのオイルジャッキを用い両側押し引きで水平加力を行った。水平加力ジャッキ・ロードセル部にはその自重による曲げが生じないようにカウンタバランスを設けた。鉛直荷重載荷用のジャッキと反力フレームの間には水平移動が可能なスライダーが挿入され、H 形鋼載荷ビームを介して314kN(柱一本あたり157kN)の一定荷重を与えた。外付け補強試験体では、RC フレームと補強架構構面の偏芯によるねじれが生じることが予想されるので柱の頂上部分に面外振れ止め装置を設けた。

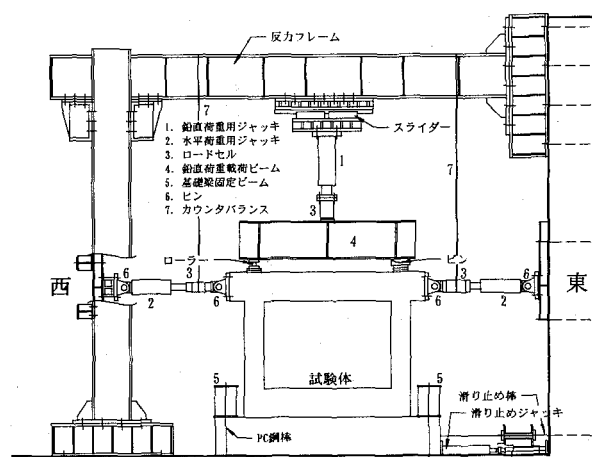


図-4 加力システム

(3) 載荷プログラム

水平力の載荷は、鉛直荷重を一定に保持した後、図-5 に示すような載荷プログラムによった。試験体上部の柱梁接合部の水平変位を下梁天端から水平変位測定点までの高さ L (試験体 No.1~4: 1050mm、試験体 No.5,6: 1000mm) で除した値である。東から西方向への載荷を正(+)加力とし、その逆方向を負(-)加力とする。なお、試験体 No.6 のみ二重管ブレースの効果を調査するため部材角 $R=2\%$ のサイクル数を1回増やした。

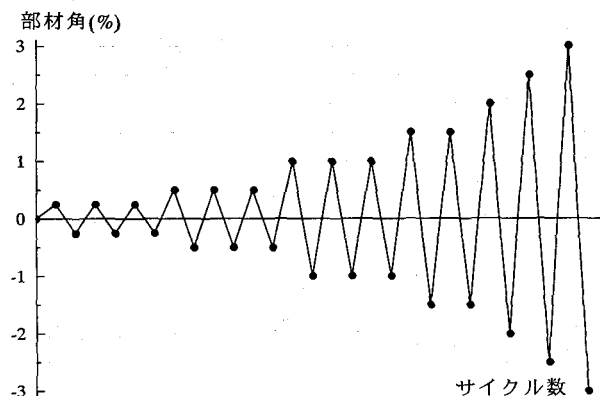


図-5 載荷プログラム

(4) 測定方法

測定装置を図-6 に示す。試験体の基礎梁に固定

した測定用フレームに変位計を取り付け、試験体の水平方向変位、柱の軸方向変位および構面外方向変位を測定した。測定位置は、水平変位は上梁と東西柱芯の交点の二カ所で測定し、その平均を試験体の水平変位とした。柱軸方向変位は上梁芯から下 50mm の東西柱芯の二カ所で測定し、面外変位は東西柱芯から 100mm 離れた梁芯の二カ所で測定した。変位計の感度は、水平変位が $100\mu\text{m}/\text{mm}$ 、軸方向変位が試験体 No.1~2、4: $500\mu\text{m}/\text{mm}$ 、試験体 No.3: $100\mu\text{m}/\text{mm}$ 、試験体 No.5、6: $200\mu\text{m}/\text{mm}$ 、および面外変位方向が試験体 No.1~4: $50\mu\text{m}/\text{mm}$ 、試験体 No.5、6: $200\mu\text{m}/\text{mm}$ である。また、試験体固定部の水平移動を感度 $500\mu\text{m}/\text{mm}$ の変位計で測定した。外付け補強試験体 No.5 および No.6 においては、RC フレームと補強鉄骨枠の相対変位を鉄骨枠の隅角部および下梁ガセット部に取り付けた感度 $500\mu\text{m}/\text{mm}$ の変位計で測定した。荷重はロードセルにより検出し、RC フレームの主筋・フープ筋・コンクリートおよび補強鉄骨枠・プレースの各部にひずみゲージを貼付し、ひずみを測定した。また、鉄骨部の変形およびコンクリート部のひび割れを目視により観察した。

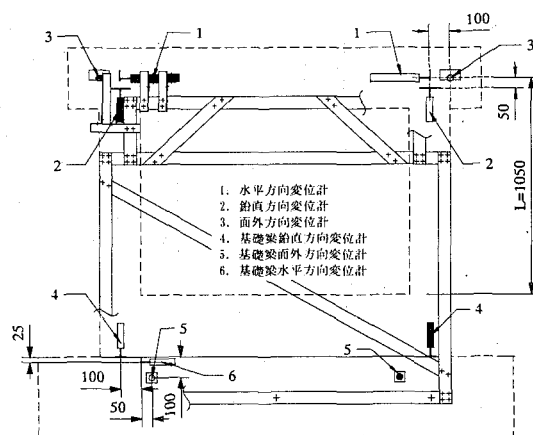


図-6 測定フレーム

3. 実験結果

(1) 荷重変形関係および破壊性状

実験結果のうち各試験体の最大耐力とその時の変形の一覧を表-4 に示す。水平力 Q - 部材角 R 関係および部材角 $R=+1\%$ 時のひび割れ状況をそれぞれ図-7(a)~(f)および図-8(a)~(f)に示し、水平力 Q - 部材角 R 正加力時の包絡線を図-9 に示す。また、各サイクル時の観察記録を表-5 に示す。

無補強試験体 No.1 は、柱に曲げひび割れが発生した後 $R=\pm 1\%$ サイクルにおいて両側柱の主筋が降伏した。その後はほぼ一定の荷重を維持する曲げ破壊モードを示し、 $R=+2\%$ 時に東側柱頭部のせん断破壊により急激に耐力が低下した。 $R=+2.5\%$ で鉛直荷重を保持できない危険な状況になったため載荷を中止した。

鉄骨枠のみで内付け補強した試験体 No.2 は、 $R=\pm 1\%$ サイクルにおいて両側柱の主筋が降伏するとともに両側鉄骨柱が降伏した。その後、徐々に耐力が劣化し $R=\pm 2\%$ サイクル時に両側鉄骨柱柱部に局部座屈が観察され、 $R=+2.5\%$ サイクル途中のおよそ $R=+2\%$ 時に東側柱頭部がせん断破壊した。無補強試験体と比較すると、初期剛性は高く比較的安定した変形性状を示した。最大耐力は No.1 の 2.1 倍である。また、鉄骨柱の効果により柱がせん断破壊した後も鉛直荷重保持能力の急激な低下は生じなかった。補強接合部のモルタル部には、梁部より柱部に多数のせん断ひび割れが生じた。

従来型の H 形鋼プレースで内付け補強した試験体 No.4 は、 $R=+0.5\%$ および $R=-0.5\%$ の 3 サイクル目に西側および東側の柱脚部柱梁接合部がせん断破壊して耐力が急激に低下した。RC 柱の主筋は $R=\pm 1\%$ 1 サイクル目に降伏した。 $R=\pm 1.5\%$ 2 サイクル目には圧縮側プレースの局部座屈が観察された。補強接合部のモルタル部のひび割れは、正加力時には西側の柱脚部および下梁部に、負加力時には東側の同じ部分に集中した。

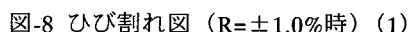
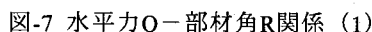
両端ピン接合の鋼管プレースで内付け補強した試験体 No.3 は、No.4 と比較して初期剛性は低いもののほぼ同様な破壊性状を示した。 $R=\pm 1\%$ 1 サイクル目に圧縮側プレースの座屈の兆候が観察された後、 $R=+1.5\%$ 1 サイクル目までにはプレースの全体座屈が顕著となり、同時に西側 RC 柱脚部の柱梁接合部がせん断破壊して耐力が急激に低下した。補強接合部のひび割れ性状は試験体 No.4 と同じ傾向であった。

スパイラル筋を挿入していないこれらの試験体の補強接合部には、RC 部分とモルタルの接合面にズレによる隙間が観察され、最大耐力以降の大変形時には、ひび割れが集中した部分に割裂破壊が生じてモルタルが剥落した。試験体 No.3 および No.4 の最大耐力は No.1 の 3.7 倍および 3.8 倍であることから、無補強 RC フレームの 2.7 倍および 2.8 倍の補強効果が発揮されたことになる。また、両試験体とも実験終了時まで鉛直荷重保持能力の急激な低下は生じなかった。

表-4 結果一覧

試験体	水平耐力 (kN)		耐力時部材角 (%)	
	正	負	正	負
No. 1	106	-104	2.00	-2.01
No. 2	213	-218	1.00	1.00
No. 3	386	-392	1.00	-1.01
No. 4	406	-400	0.503	-0.504
No. 5	338	-337	1.50	-1.20
No. 6	390	-373	2.01	-1.91

座屈補剛を目的とした二重管ブレースで外付け補強した試験体 No.6 は、 $R=\pm 1\%$ の繰返しまではほぼ No.5 と同様な変形状を示した。部材角 $R=+1.5\%$ から $R=+2.5\%$ の繰返しまでのサイクルの間は、ほぼ耐力を維持しており劣化することなく安定した履歴を示した。これは圧縮側ブレースが座屈しない効果だと



部材角 (°)		最大荷重 (kN)	破壊性状 (No.1)	最大荷重 (kN)	破壊性状 (No.2)
0.25	1	+	51.63	150.63	
		-	-51.63	-156.96	
	2	+	50.09	133.27	
		-	-48.47	-137.83	
	3	+	48.62	127.68	
		-	-46.48	-132.76	
0.5	1	+	73.84	177.40	
		-	-70.53	-187.77	主筋降伏 (西柱脚), 鉄骨枠降伏 (西柱頭)
	2	+	68.62	170.56	
		-	-66.42	-173.87	
	3	+	66.27	162.69	
		-	-63.84	-167.62	
1.0	1	+	97.60	212.56	正最大荷重 (部材角1.00°時), 主筋降伏 (東柱頭, 東柱脚), 鉄骨枠降伏 (東柱脚)
		-	-93.63	-217.63	負最大荷重 (部材角-1.00°時), 主筋降伏 (西柱頭), 鉄骨枠降伏 (東柱頭, 西柱脚)
	2	+	90.47	185.93	
		-	-87.52	-202.26	
	3	+	86.86	173.58	
		-	-84.07	-193.88	
1.5	1	+	104.66	199.03	鉄骨枠降伏 (上梁西)
		-	-101.79	-208.66	
	2	+	97.89	173.65	
		-	-96.72	-192.70	
2.0	1	+	105.99	166.74	鉄骨枠座屈 (東柱頭)
		-	-103.56	-180.34	鉄骨枠座屈 (西柱頭, 西柱脚, 東柱脚), 鉄骨枠降伏 (下梁西)
2.5	1	+	93.85	124.45	
		-	—	-139.16	
3.0	1	+	—	46.70	RC西柱脚・東柱頭におけるせん断破壊 (部材角2.21°時)

考えられる。その後、部材角 $R=-2.5\%$ のサイクルの途中で、東側 RC 柱脚部のせん断破壊により耐力は急激に低下した。

スパイラル筋を挿入しているこれらの試験体の補強接合部にも、RC 部分とモルタル接合面にズレによる隙間が観察されたが、実験終了時まで著しい破壊は認められなかった。試験体 No.5 および No.6 の最大耐力は No.1 の 3.2 倍および 3.8 倍であることから、無補強 RC フレームの 2.2 倍および 2.8 倍の補強効果が発揮されたことになる。また、内付け補強試験体同様、実験終了時まで柱軸力の急激な低下は生じなかった。こ

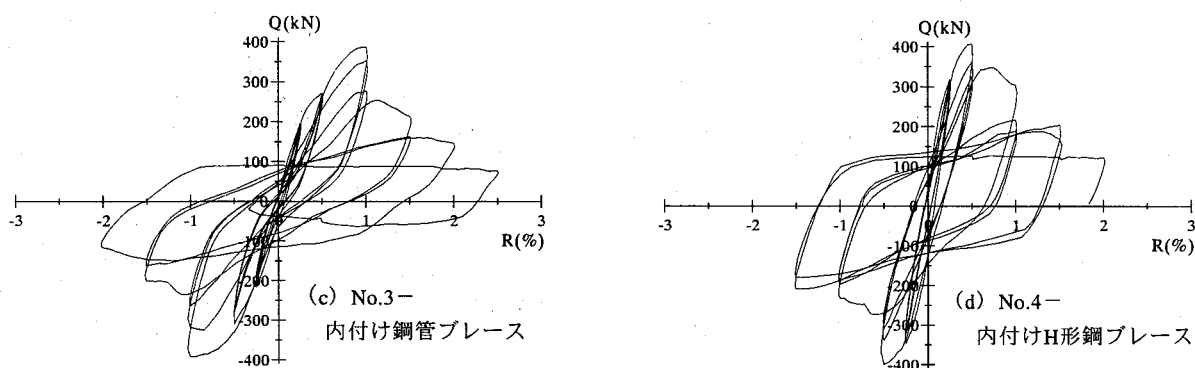


図-7 水平力Q-部材角R関係 (2)

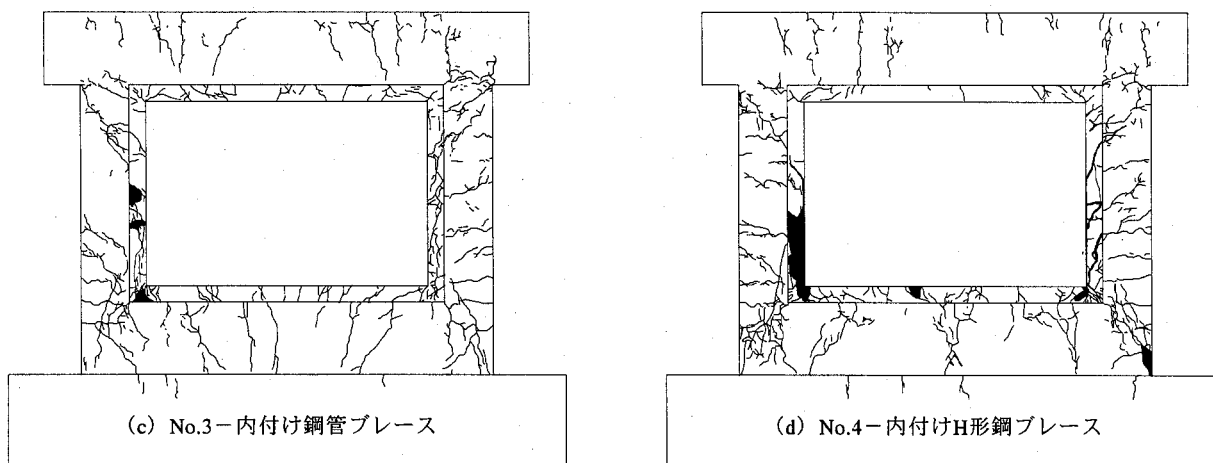


図-8 ひび割れ図 ($R=\pm 1.0\%$ 時) (2)

表-5 諸現象進展状況 (2)

部材角 (%)	最大荷重 (kN)	破壊性状 (No.3)	最大荷重 (kN)	破壊性状 (No.4)
0.25	1 + 195.94		319.21	ブレース降伏 (東)
	- 215.11		-346.03	主筋降伏 (西柱脚), ブレース降伏 (西)
	2 + 184.41		-318.52	
0.5	- 206.58		-320.68	
	3 + 197.26		-307.19	
	- 188.78		-316.61	
0.5	1 + 271.74	主筋降伏 (東柱脚), 鉄骨枠降伏 (東柱頭), ブレース降伏 (東)	406.09	正最大荷重 (部材角0.50%時), 主筋降伏 (東柱脚)
	- 308.71	東ブレース引張効き始め (部材角0.40%), 鉄骨枠降伏 (西柱頭), ブレース降伏 (西)	-399.47	負最大荷重 (部材角0.50%時), 鉄骨枠降伏 (東柱頭)
	2 + 267.97	西ブレース引張効き始め (部材角0.45%)	361.18	
1.0	- 278.31		-338.33	
	3 + 260.56		-326.66	
	- 271.84		-308.08	
1.0	1 + 385.94	正最大荷重 (部材角1.00%時), ブレース局部座屈 (東), 主筋降伏 (東柱頭), 鉄骨枠降伏 (上梁西)	346.76	主筋降伏 (東柱頭), 鉄骨枠降伏 (西柱頭, 下梁西)
	- 391.92	負最大荷重 (部材角0.95%時), ブレース局部座屈 (西), 主筋降伏 (西柱頭), 鉄骨枠降伏 (上梁東)	-273.70	主筋降伏 (西柱頭)
	2 + 352.01	主筋降伏 (西柱脚), 鉄骨枠降伏 (西柱頭)	216.78	
1.5	- 324.60		-197.41	
	3 + 277.43	鉄骨枠降伏 (下梁西)	188.58	
	- 262.97		-188.24	
2.0	1 + 253.60		203.19	
	- 235.26		-209.76	
	2 + 162.89	鉄骨枠座屈 (下梁西), ブレース全体座屈 (東)	187.41	鉄骨枠座屈 (下梁西), ブレース局部座屈 (東)
2.5	- 163.13	ブレース全体座屈 (西)	-180.64	ブレース局部座屈 (西)
	1 + 159.85		126.41	RC東西下柱梁接合部におけるせん断破壊 (部材角2.01%時), 鉄骨枠降伏 (上梁東)
	- 149.65	鉄骨枠降伏 (下梁東)	-	
2.5	1 + 90.71		-	
	- 38.20	RC東西下柱梁接合部におけるせん断破壊 (部材角0.33%時)	-	

これらの結果は、外付け補強工法が十分有効であることを示唆している。

(2) ブレースのひずみ

ブレースのひずみ ε - 部材角 R 関係を図-10(a)~(d)に示す。鋼管ブレースのひずみは、部材中央部に貼付

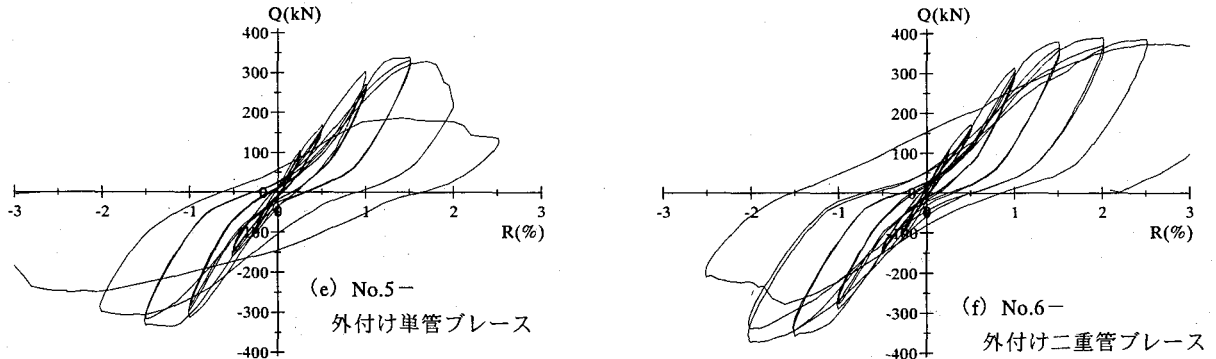


図-7 水平力 Q -部材角 R 関係 (3)

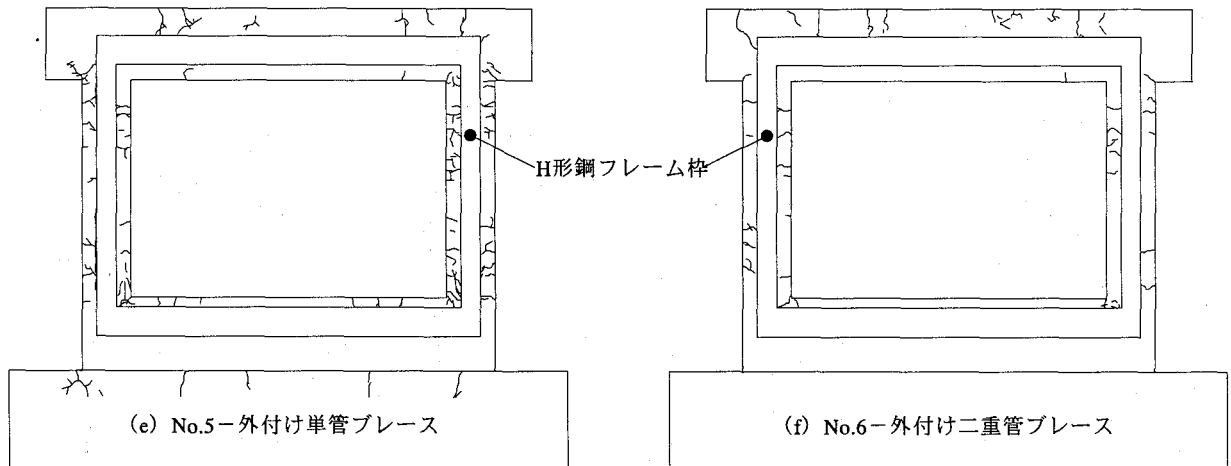


図-8 ひび割れ図 ($R=\pm 1.0\%$ 時) (3)

表-5 諸現象進展状況 (3)

部材角 (%)	最大荷重 (kN)	破壊性状 (No.5)	最大荷重 (kN)	破壊性状 (No.6)
0.25	1 + 105.91		107.92	
	- 104.00		-104.83	
	2 + 101.35		109.98	
	- 97.38		-94.59	
	3 + 99.73		110.62	
	- 98.07		-94.54	
0.5	1 + 168.92		172.50	主筋降伏 (東柱脚)
	- 160.04		-153.28	
	2 + 160.19		163.43	
	- 150.83		-148.37	
	3 + 155.48		160.39	
	- 153.72		-142.25	
1.0	1 + 304.55	西ブレース引張効き始め (部材角0.50%), 主筋降伏 (東柱頭, 東柱脚, 西柱脚), 鉄骨枠降伏 (東柱頭), ブレース降伏 (東)	314.79	西ブレース引張効き始め (部材角0.50%), 主筋降伏 (東柱頭, 西柱脚), 鉄骨枠降伏 (東柱頭), ブレース降伏 (東)
	- 313.81	東ブレース引張効き始め (部材角0.43%), 主筋降伏 (西柱頭), 鉄骨枠降伏 (西柱頭, 上梁西, 下梁中央), ブレース降伏 (西)	-289.44	東ブレース引張効き始め (部材角0.59%), 主筋降伏 (西柱頭), 鉄骨枠降伏 (西柱頭, 上梁西), ブレース降伏 (西)
	2 + 272.97		303.91	
	- 295.47		-276.30	
	3 + 262.18		295.92	
	- 284.20		-272.87	
1.5	1 + 338.08	正最大荷重 (部材角1.50%時), ブレース全体座屈 (東)	379.86	鉄骨枠降伏 (西柱脚, 上梁東)
	- 336.86	負最大荷重 (部材角1.20%時), ブレース全体座屈 (西), 鉄骨枠降伏 (東柱脚, 上梁東)	-357.50	鉄骨枠降伏 (東柱脚)
	2 + 330.53		364.71	
	- 316.56		-343.77	
	3 + 328.23	鉄骨枠降伏 (西柱脚)	389.77	正最大荷重 (部材角2.01%時), 主筋降伏 (上梁西), 鉄骨枠降伏 (下梁中央)
	- 308.32		-372.51	負最大荷重 (部材角1.91%時)
2.0	1 + 186.13	鉄骨枠降伏 (下梁西)	369.47	
	- 250.61	RC東西下柱梁接合部におけるせん断破壊 (部材角4.01%時), 鉄骨枠降伏 (下梁東)	-339.26	
	2 + 186.13		385.65	鉄骨枠降伏 (下梁東)
	- 250.61		-277.97	
	3 + 186.13		373.83	RC東西柱脚におけるせん断破壊 (部材角3.26%時), 鉄骨枠降伏 (下梁西)
	- 250.61		-277.97	

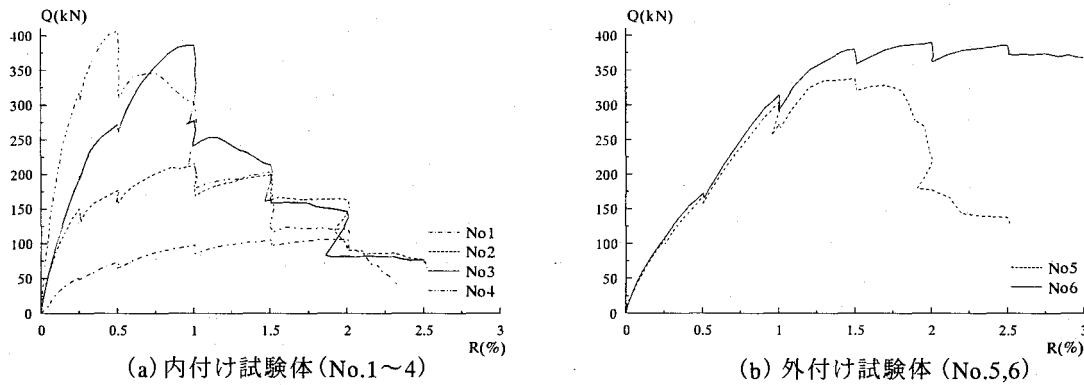


図-9 水平力Q-部材角R包絡線

した4枚のひずみゲージの平均値を、H形鋼ブレースはブレース端から座屈止めまでの中央フランジ部に貼付した2枚、計4枚の平均値を示している。各図において部材角Rの変化に関わらず、ひずみ ε が変動していない部分が生じている。これはこの間ではピンのガタあるいは接合モルタル部の破壊によってブレースに力が伝わっていないことを意味している。

鋼管ブレースを用いた試験体 No.3、No.5 および No.6 は、部材角が小さい間に引張側ブレースのひずみが生じていない領域が認められる。これは、前述したようにブレース両端の接合部にはピンを挿入するためのガタがあり、実験では東西のブレースとも圧縮に効くように長さ調整して取り付けただめに、引張側となるブレースはこのガタ分を吸収する水平変位に達するまでは引張り力を負担できないからである。これは、H形鋼ブレース補強試験体より鋼管ブレース補強試験体の初期剛性が低い結果となっている原因のひとつである。引張側ブレースにひずみが生じるのは、試験体 No.3 はおよそ $R=0.4\%$ 、試験体 No.5 および No.6 はおよそ $R=0.5\%$ である。その後は、部材角の増大に従って両側のブレースのひずみが大きくなる。水平最大耐力時 ($R=1.5\sim 2.0\%$ 、表-4 参照) には両側のブレースとも降伏ひずみに達していることから、ブレースの耐力は発揮されていると判断できる。試験体 No.3 および No.5 の圧縮側ブレースは、引張側ブレースより先に降伏ひずみに達し、水平最大耐力時 ($R=1.0\sim 1.5\%$ 、表-4 参照) には大きな塑性ひずみが生じている。これは、4枚のゲージの平均値でグラフ化しているため曲げ変形の影響が現れているためであり、水平耐力時の圧縮側ブレースは、座屈して耐力が劣化し、曲げによる塑性変形が生じていた状態であることを意味する。圧縮側ブレースの比例限の部材角は、試験体 No.3 は $R=+1\%$ サイクル目のおよそ $R=+0.5\%$ 、試験体 No.5 は $R=+1.5\%$ サイクル目のおよそ $R=+1.3\%$ である。一方、二重管ブレースを用いた試験体 No.6 は、およそ $R=\pm 1\%$ サイクルで圧縮側ブレースは降伏ひずみに達するが、座屈補剛の効果によって全体座屈が拘束されているため、水平最大耐力 ($R=2.0\%$ 、表-4 参照) 以降も顕著なひずみの増大は認められない。また、H形鋼ブレース補強試験体 No.3 は、降伏ひずみ到達後も座屈止めの効果により著しいひずみの増大は認められない。

(3) 外付け鉄骨枠のひずみ分布

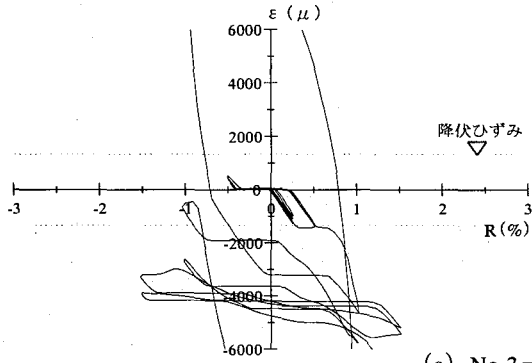
外付け試験体 No.5、6 において、鉄骨枠の応力伝達を調べるため、応力が集中すると考えられるブレースのピン接合部付近の H 形鋼フランジ部にゲージを貼付した。スタッド間の中心のフランジ部2枚を3カ所ずつで測定している。各部材角1サイクル目の所定時における、材軸方向同位置フランジ部における2枚のひずみゲージの平均および差をそれぞれ図-11 および図-12 に示す。

材軸方向同位置のひずみの平均は H 形鋼にかかる軸力を表している (図-11)。 $R\pm 0.5\%$ までは試験体 No.5、6 ともほぼ同じ傾向を示し、ピン接合部に近づくほど軸力が高い。これは、各スタッド部が力を伝達しているためである。鉄骨枠下梁の中央ピン接合されているガセット部を挟んだゲージにおけるひずみの差は、その間における枠の軸力差を表している。その軸力差を2本のブレース軸力との水平成分から差し引いた値は、そのゲージ間にあるスタッド (6 本) により伝達される力の水平成分を表している。弾性範囲内と思われる $R=\pm 0.25\sim 1.0$ の1サイクル目の結果を表-6 に示す。ブレースが負担する水平力はブレース中央に貼付したゲージ4枚の平均から求めている。両試験体ともスタッドの伝達水平力が低い初期では伝達率が高いが、負

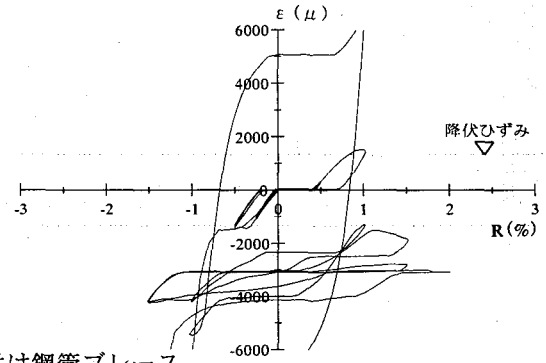
表-6 スタッド伝達水平力

試験体	部材角	両ブレース負担水平力 (kN)	鉄骨枠ゲージ間軸力差 (kN)	スタッド (6 本) 伝達水平力 (kN)	スタッド (6 本) 伝達率 (%)	スタッド1本当たり負担水平方向せん断力 (kN)
No.5	0.25	+ 42.08	7.28	34.80	82.7	5.80
		- 43.22	-13.48	-29.74	68.8	-4.96
	0.5	+ 84.02	22.76	61.26	72.9	10.21
		- 82.46	-36.42	-46.04	55.8	-7.67
	1.0	+ 225.72	93.97	131.75	58.4	21.96
		- 230.39	-97.25	-133.15	57.8	-22.19
No.6	0.25	+ 46.33	13.11	33.22	71.7	5.54
		- 51.79	-12.38	-39.41	76.1	-6.57
	0.5	+ 88.77	36.79	51.98	58.6	8.66
		- 80.76	-20.94	-59.82	74.1	-9.97
	1.0	+ 236.56	100.89	135.67	57.4	22.61
		- 206.23	-87.05	-119.19	57.8	-19.86

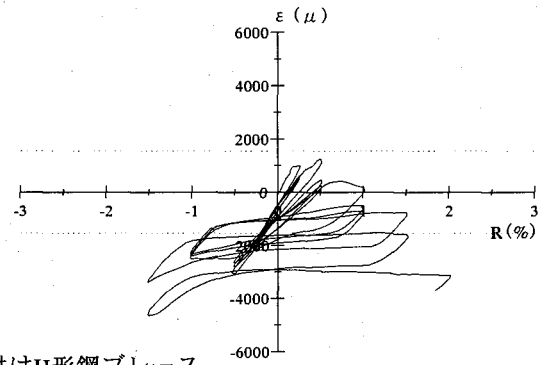
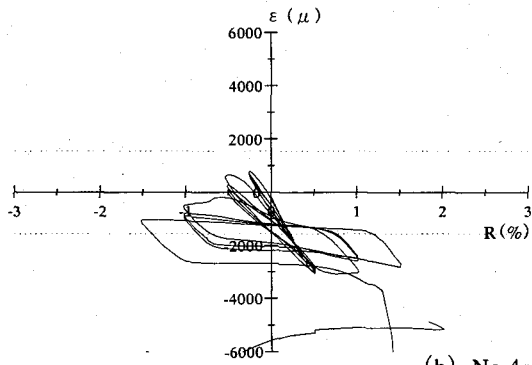
圧縮ブレース (東)



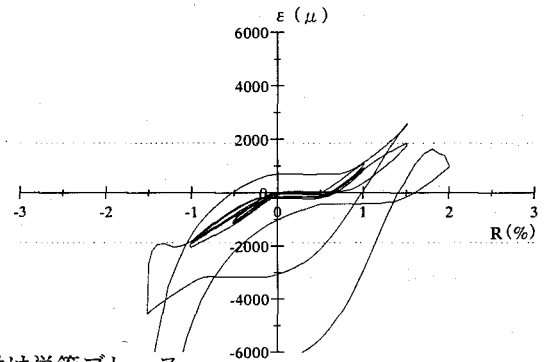
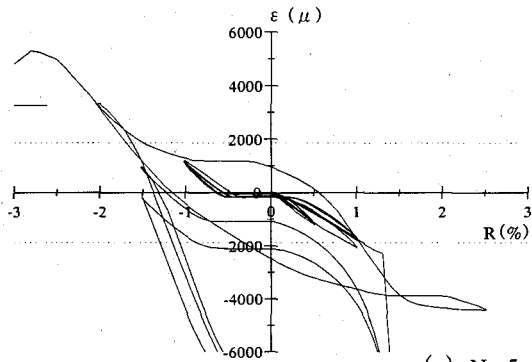
引張ブレース (西)



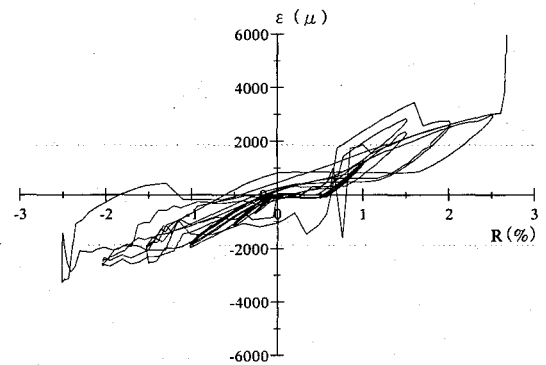
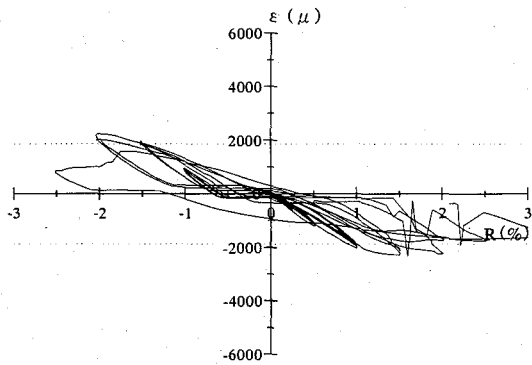
(a) No.3-内付け鋼管ブレース



(b) No.4-内付けH形鋼ブレース



(c) No.5-外付け単管ブレース



(d) No.6-外付け二重管ブレース

図-10 ブレースひずみ ϵ - 部材角 R 関係

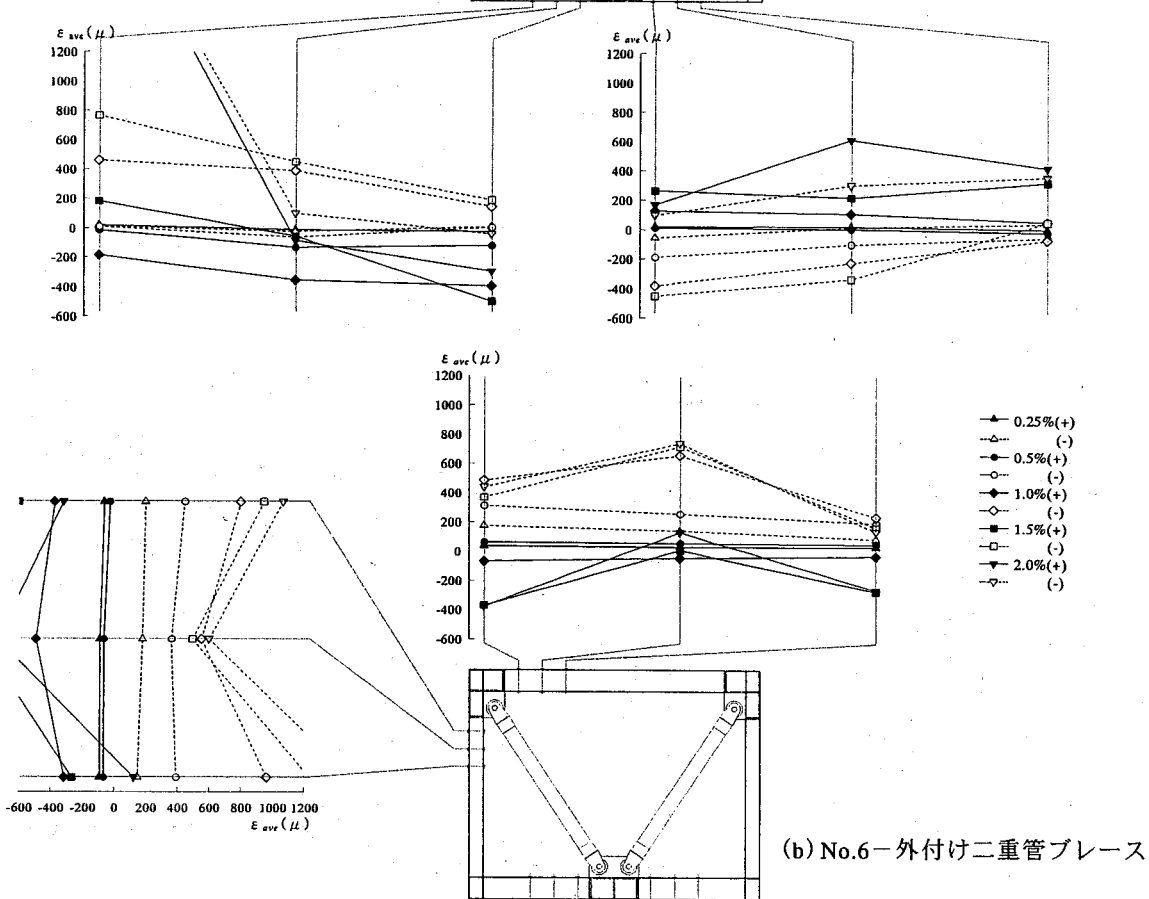
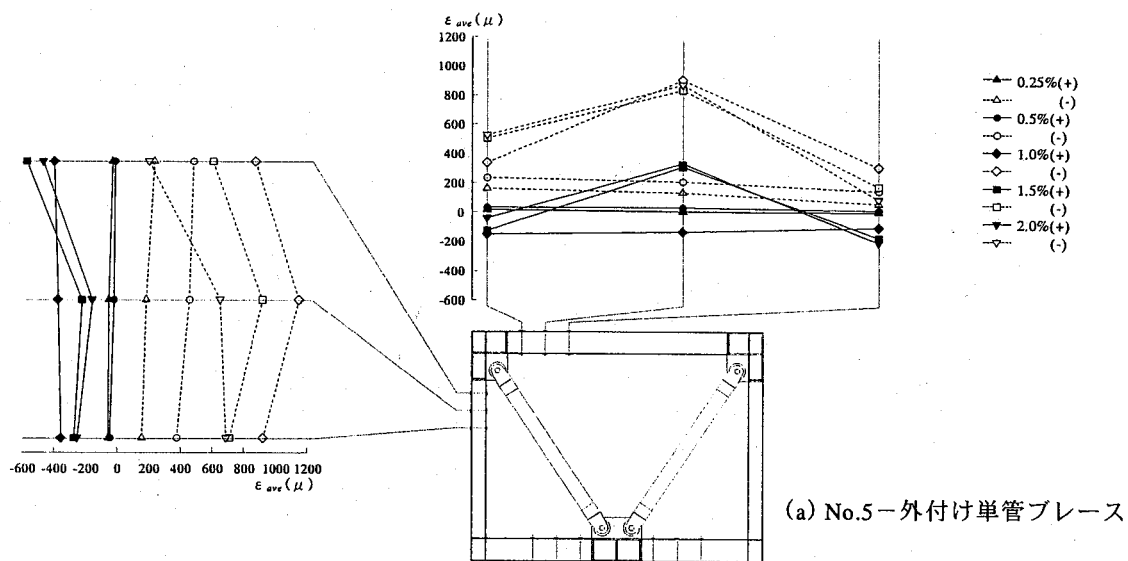


図-11 鉄骨枠ひずみ（平均-軸力）

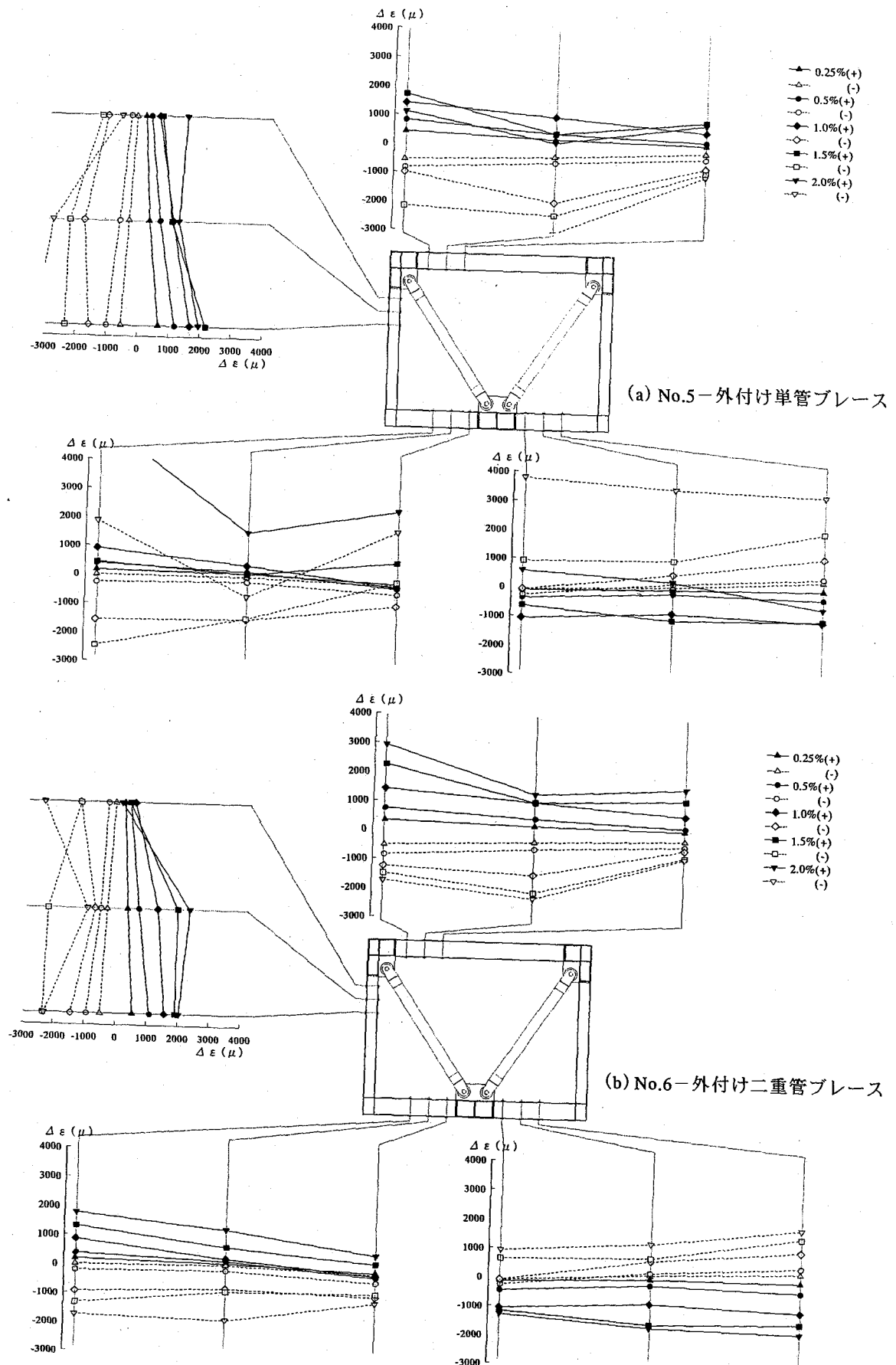


図-12 鉄骨枠ひずみ (差-曲率)

担伝達力が高くなるにつれ伝達率が下がり分散される傾向にある。またスタッド 1 本当たりのせん断耐力は耐震改修設計指針¹⁵⁾に従うと、 $q = 17.1\text{kN}$ である。これから、 $R \pm 1.0$ には許容耐力を越えているのが認められる。なお、東側ブレースではピンのガタの影響で、 $R \pm 0.5\%$ までの負加力時はひずみが生じているが正加力時にはほぼ生じていない。これから、ピンのガタの影響がある部材角間ではブレースだけでなく鉄骨柱においても片側のみで抵抗していると考えられる。

材軸方向同位置のひずみの差は H 形鋼の曲率を表している (図-12)。曲率も $R \pm 0.5\%$ までは試験体 No.5、6 とほぼ同じ傾向を示し、ロ型フレームが水平力を受けるときの曲げモーメント分布に相似である。両試験体、 $R \pm 1.0\%$ 以降は鉄骨柱およびブレースが降伏に達し、軸力および曲率とも直線性がくずれ、局部に集中する傾向がある。

(4) 外付け鉄骨柱のずれ

図-13(1)、(2)に試験体 No.5 および No.6 の水平力 Q -RC フレームに対する補強鉄骨柱の相対変位 δ (以下、ずれという) の関係を示す。測定位置は、鉄骨柱東西の柱頭・柱脚および下部梁中央の 5 点で、構面内水平方向・構面内鉛直および構面外水平方向の 3 方向について測定した。

これらの図より、柱頭の水平方向を除いて、いずれの方向のずれも、水平最大耐力時には塑性変形を生じている。水平方向のずれ (図-13(b)) についてみると、両試験体は同じ傾向であり、ブレース交差部の中央部でずれが大きく、柱脚部でずれは少ない。最大変形量は No.6 の方が No.5 より大きい。また、正側載荷と負側載荷で、若干勾配が異なる。中央部では耐力時近傍で変形は急増している。

次に、鉛直方向のずれ (図-13(a)) についてみると、水平方向のずれと同様に、両試験体は同じ傾向であるが、下部梁中央部を除いて、No.6 の方が No.5 より変形量は大きい。これは最大耐力が No.6 の方が大きいためと考えられる。中央部の変形性状は、どちらの試験体もせん断力が $\pm 150\text{kN}$ 近傍までは、正負いずれの載荷においても、(+) 側に変形する特徴を示す。これは、ブレース交差部において下向きの力が作用していることを意味する。その後、荷重が大きくなるにつれて、 $Q-\delta$ 関係の勾配は減少する傾向である。最大耐力近くでは No.5 は、ずれが (-) 側に逆転し、終局的には (-) 側 (上方向) に $2\sim 3\text{mm}$ ずれている。一方、No.6 でも良く似た傾向であるが、終局的には (-) 側のずれは僅かである。また、柱脚部の変形性状は、正負載荷で明らかに勾配が異なる。中央部および柱脚部の変形性状からピン接合タイプでは圧縮側ブレースの方が引張側より先に効きだし、交差部では下向きの力が働き、柱脚部では引張側鉄骨柱の方が圧縮側鉄骨柱より大きな力が作用していることが分かる。この原因として、ピンのガタおよび試験体の鉛直荷重が考えられる。また、終局状態では、ブレース交差部に作用する力の方向は初期状態から逆転し、上方向になる。この主たる原因はブレース軸方向変形が増大すると、単管タイプの No.5 はブレースが座屈し、引張力の方が大きくなって東西ブレースの軸力に差が生じるためである。二重管タイプの座屈しない No.6 では、大変形時には圧縮、引張ブレースとも耐力を維持したまま塑性化するので軸力の差はなく、変形性状からみても上方向力は殆ど生じていないと考えられる。

面外方向のずれの (図-13(c)) についてみると、全般的な傾向は鉛直方向のずれと同じ傾向である。ブレース交差部の、正負いずれの載荷においても (+) 側に変形する特徴は鉛直方向と同じである。これは、上方向力による局部的な曲げとせん断力がブレース交差部に作用しているためと考えられる。面外方向の変位はこの曲げによる回転で生じる面外方向成分と考えられ、絶対変位量は柱頭、柱脚より少ない。柱頭、柱脚では片方にのみ塑性変形が集中する傾向がある。これは、水平加力点 (RC フレーム側) と反力点 (補強鉄骨柱) の偏芯により、試験体架構全体に曲げが作用しているためである。従って、圧縮側となる測定点では最後の加力サイクルを除いて、変形量は極めて少ない。引張側となる測定点では水平方向のずれより、早期にずれの増大が始まっている。しかし、 $\delta = 1\sim 4\text{mm}$ 程度まで耐力は劣化することなく変形している。変形量は柱脚の方が柱頭より大きく、柱脚部の塑性化が比較的早期に始まっているのは鉛直方向の場合と同じである。

以上より、RC フレームと補強鉄骨柱の間接接合部には面内水平方向のせん断力の他に、面内の鉛直方向のせん断力および構面外水平方向の引張力が作用する複合応力状態であることがわかる。

4. 実験結果の検討

(1) 耐力

表-7 に文献 15) に従って求めた各部の水平耐力の計算値を示す。同表より、ブレースによる補強を行った試験体 No.3~No.6 の実験値 $exQu$ と計算値 $sQsu$ の比 ($exQu/sQsu$) は $0.90\sim 1.09$ であり、計算値は実験値を概ね評価している。鉄骨柱のみで補強した試験体 No.2 の計算値は同表に示していないが、RC 柱と鉄骨柱のせん断耐力 (ウェブのせん断降伏耐力) の単純和を求めると 204kN であり、実験値最大耐力 (214kN)

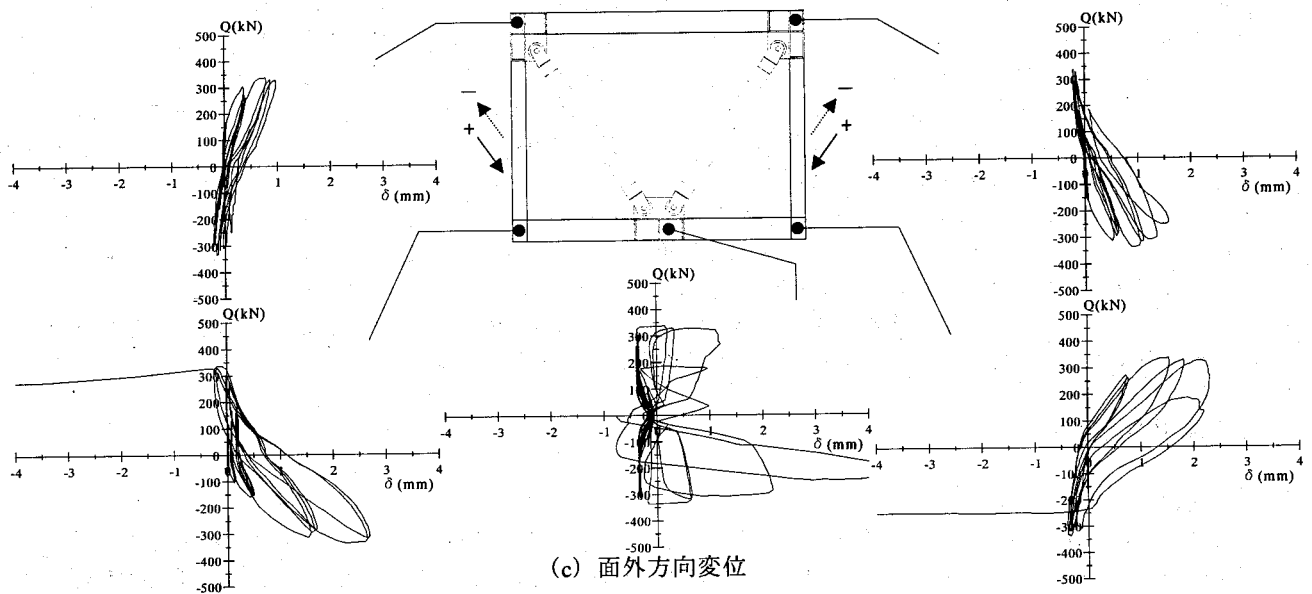
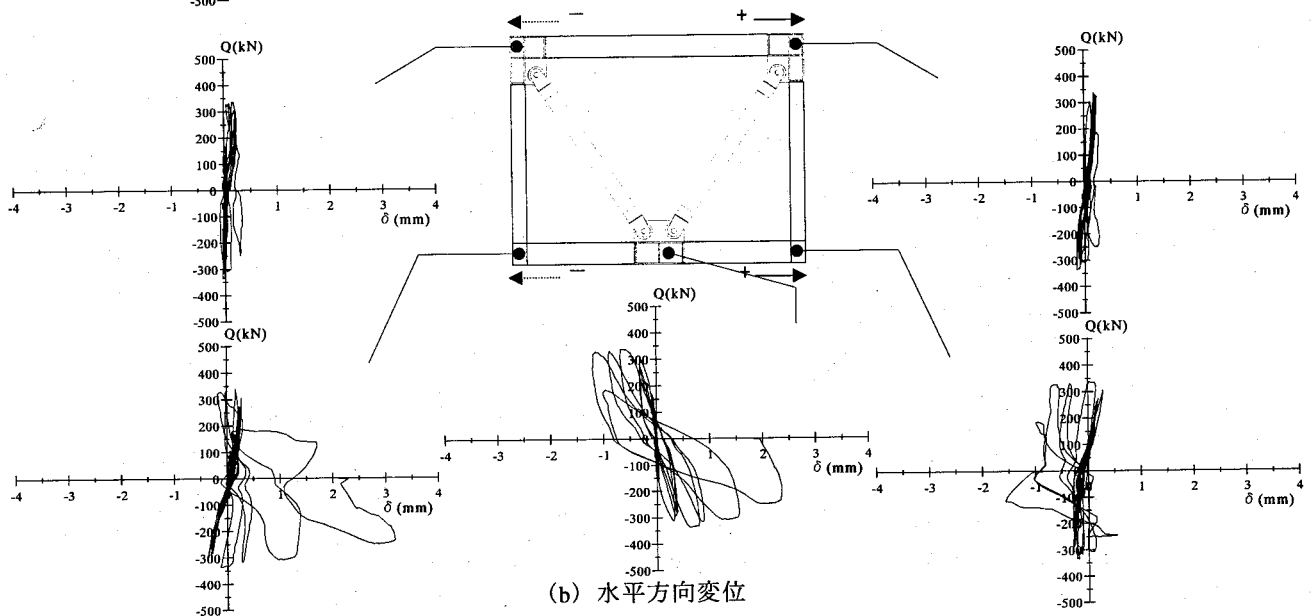
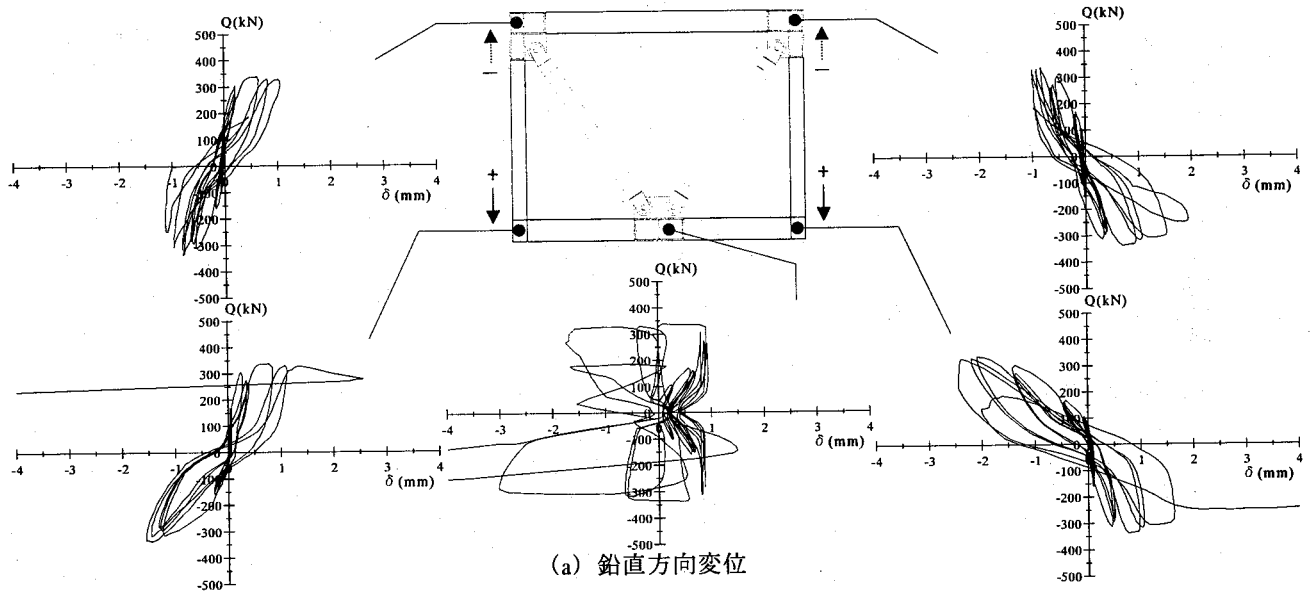


図-13(1) 水平力 Q -鉄骨枠相対変位 δ 関係 (試験体No.5)

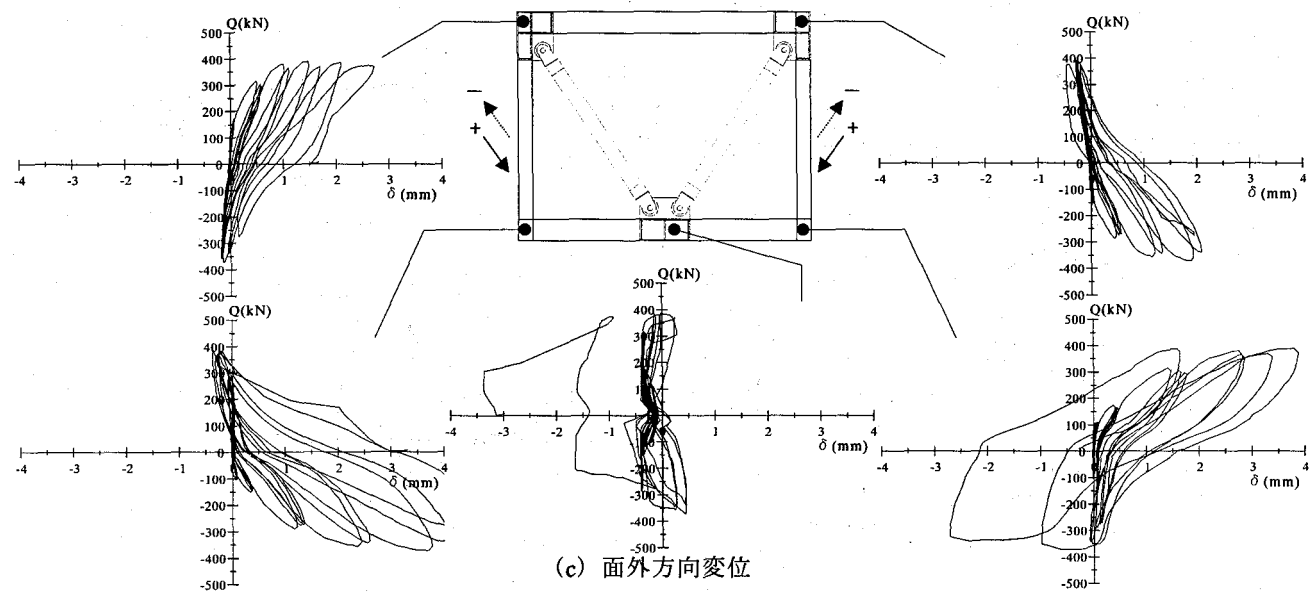
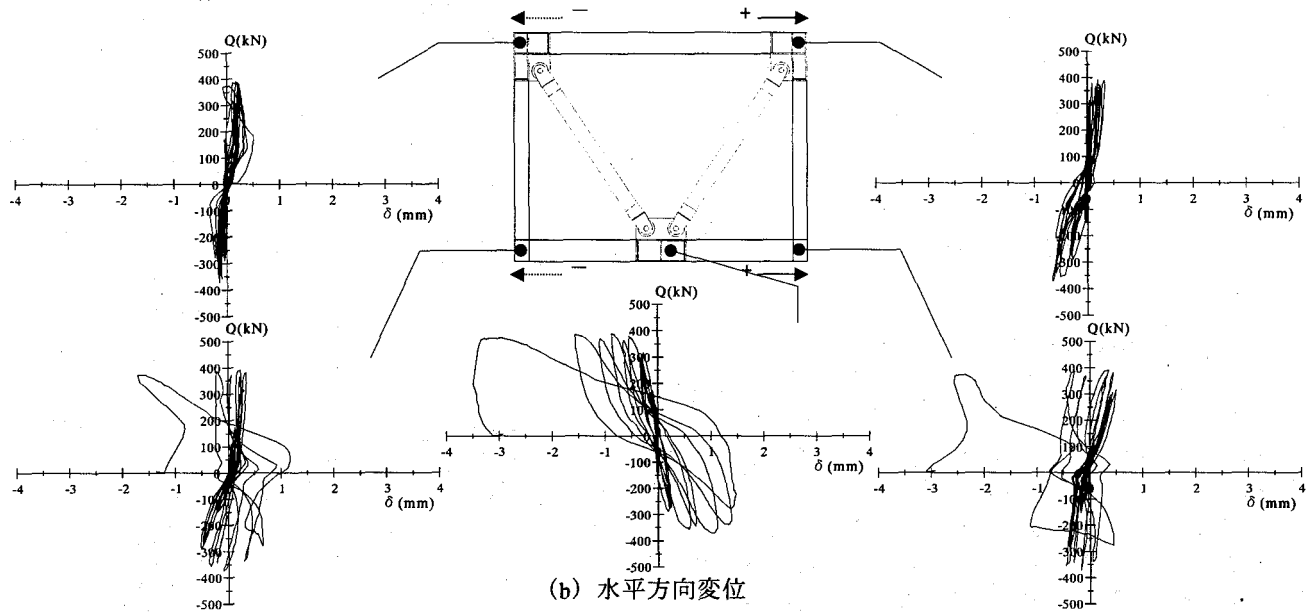
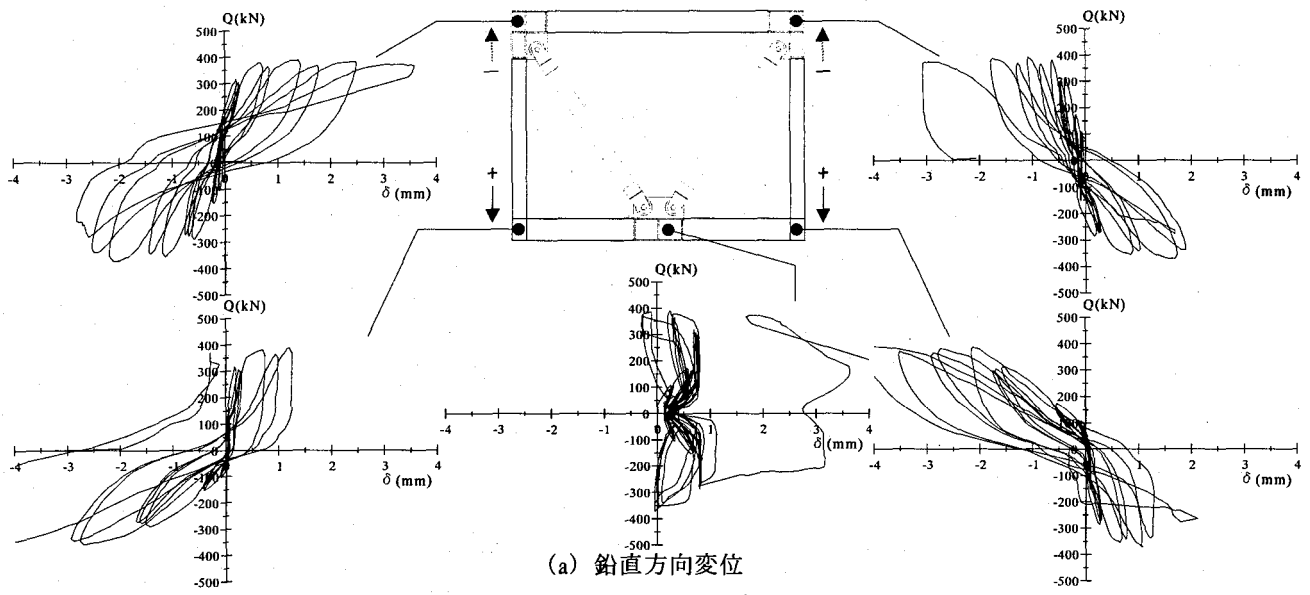


図-13(2) 水平力 Q —鉄骨枠相対変位 δ 関係 (試験体No.6)

に対する比は 1.07 である。従って、本試験体の接合法では最大耐力時には、合成効果が期待できないようである。

従来型内付け H 形鋼ブレース補強試験体 No.4 の計算値と実験値はよく一致しており、両端ピンの鋼管ブレース補強試験体 No.3 の計算値は、実験値を安全側に評価している。なお、ブレースの座屈耐力は、H 形鋼ブレースは、文献 15) に従い座屈長さを鉄骨枠の構造芯間寸法とし、ガセット部を無視した両端ピンと仮定して求めている。一方、鋼管ブレースは、ピン間寸法を座屈長さとし、両端ピンとして求めた。

外付け補強試験体 No.5、No.6 の $exQu/sQu$ は、0.90 および 1.01 である。単管ブレースを用いた試験体 No.5 は、前述したように、水平耐力到達以前に圧縮側ブレースが座屈して、水平耐力時には圧縮耐力が低下していたと考えられるので、実験でのブレース耐力は、圧縮および引張耐力の和として求めたブレース耐力の計算値 sQu より小さかったと思われる。一方、二重管ブレースを用いた試験体 No.6 は、圧縮ブレースの耐力が確保され、ほぼ計算値通りのブレース耐力を発揮したと考えられる。また、補強接合部の耐力に着目すると、何れの試験体もブレースの耐力は発揮したと判断できるので、接合部は水平耐力時に塑性変形（ずれ）が生じていたが必要強度は有していたと推定できる。

表-7 耐力の計算値と実験値

試験体	柱		ブレース	補強接合部		補強架構				実験値	$exQu$
	Qc	pQc	sQu	Qjs	Qja	$sQsu1$	$sQsu2$	$sQsu3$	$sQsu$	$exQu$	$sQsu$
No. 1	58.3	—	—	—	—	—	—	—	117	106	0.91
No. 2	58.6	132	—	337	312	—	—	—	—	218	—
No. 3	57.1	125	245	337	312	359	520	495	359	392	1.09
No. 4	59.1	135	292	337	312	410	531	506	410	406	0.99
No. 5	54.8	—	267	439	427	376	—	—	376	338	0.90
No. 6	55.7	—	276	439	427	388	—	—	388	390	1.01

Qc : 柱耐力(ノ本)

pQc : 引張側柱頭のパンチングシア耐力

sQu : ブレース耐力

Qjs : スタッドで決まる梁部接合部耐力

Qja : あと施工アンカーで決まる梁部接合部耐力

$sQsu1$: ブレース補強架構耐力($=sQu+2 \cdot Qc$)

$sQsu2$: スタッドにより決まる補強架構耐力($=Qjs+pQc+Qc$)

$sQsu3$: アンカーにより決まる補強架構耐力($=Qja+pQc+Qc$)

$sQsu$: 補強架構耐力($=\min(sQsu1, sQsu2, sQsu3)$)

単位: kN

(2) 外付け補強接合部耐力

外付け補強した試験体の間接接合部の応力状態の概要を調べるため、文献 9) にならって、試験体を図-14 のようにモデル化した架構について、弾性解析する。解析は RC 柱脚部をピンとし、柱頭には実験と同じ軸力を与え、RC 柱頭部の両側にはほぼブレースが引張降伏する強制変位を与える。RC 躯体と鉄骨フレームはアンカーに相当する径 10mm の鋼棒で試験体と同じ間隔で繋いでいる。上部 RC 部は構面外方向変位を拘束している。その結果を図-15(a)に示す。同図では、鋼棒のせん断力で、2 方向のせん断力の大きい方を示している。この図より、試験体の鉛直荷重により、ブレースの軸力差が 10.3kN 程度でていることがわかる。また、鋼棒のせん断力は柱頭、柱脚およびブレース交差部に集中していることがわか

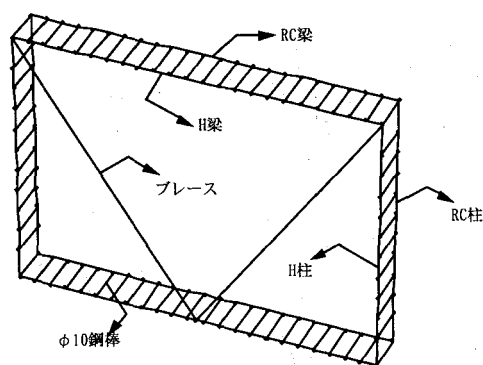
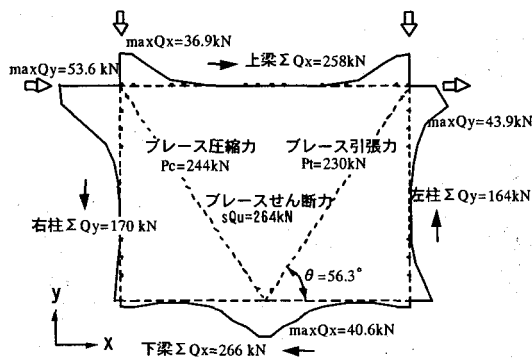
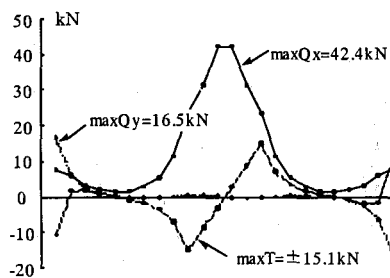


図-14 弾性解析モデル



(a) 補強枠鋼棒のせん断力



(b) 下梁鋼棒のせん断力および引張力

図-15 補強フレーム接合部応力の弾性解析結果

る。その最大値は、アンカー 1 本の耐力 17.1kN (D10 アンカー) よりかなり大きい。この結果は、実験結果で、ずれの塑性変形が比較的早く、始まっているのと符合している。図-14(b)は下部鉄骨枠梁部の面内水平方向せん断力 Q_x 、面内鉛直方向せん断力 Q_y および鋼棒の構面外引張力 T の長さ方向分布を示す。ただし、この場合は柱頭の軸力は無い。この図より、水平方向せん断力 Q_x は、中央部と端部に集中しており、鉛直方向せん断力 Q_y は両端部に集中していることがわかる。また、面外引張力 T は中央部に集中し、長さの半分で応力分布は逆対称型である。以上のように、鋼棒の応力は弾性解析で、ほぼその分布の傾向がわかり、それぞれの柱、はり部の鋼棒のせん断力のトータルは架構の水平せん断力、または、ブレース軸力の鉛直分力とほぼ同じである。実際の試験体では、この鋼棒の周りにモルタルが充填されているので、弾性解析上は、解析モデルの鋼棒の剛性は大きくなり、せん断力の集中度は更に大きくなる。しかし、実験結果では、接合部は、応力再配分が行われ、数 mm 程度安定した変形能力を示しているのは、文献 16、17) のとおりであり、この種の接合方法の有効性を示唆するものである。

本実験の結果では、外付け補強試験体の補強接合部はこのような複合応力下での必要耐力を有していたと考えられるが、より大きい断面のブレースの場合や RC フレームと補強構面の偏芯距離が大きい場合は、接合部耐力は、内付け補強に準じた一方向せん断力のみでの評価では危険であり、接合部が先に破壊してブレース耐力に至らないことが想定される。

5. まとめ

RC 造学校建築を対象とした約 1/3 モデルの補強試験体の正負交番繰り返し水平載荷実験を行った結果、以下の知見を得た。

- 1). ピン接合鋼管ブレースの試験体では、ピンのガタが過大であったため、その影響が顕著に現れた。内付け補強のピン接合ブレースの耐力は、荷重が小さい間はこのガタにより初期剛性が小さいが、水平耐力は文献 15) による方法で概ね評価できる。
- 2). 外付け補強試験体では、ブレースが耐力を発揮し、補強の効果が認められた。
- 3). 外付け補強の場合、補強接合部は一方向のみの単純なせん断力ではなく、3 軸方向の複合応力下での耐力を評価する必要がある。
- 4). 座屈補剛された二重管ブレースを用いた外付け補強の場合、圧縮耐力を確保されることから補強接合部の複合応力の発生が少ないので、座屈後耐力低下が生じるブレースを用いた場合に比べ、接合部の設計が楽になる。

謝辞：西野孝仁（工学部建設学科、技術官）、神田直美（自然科学研究科博士前期課程、学生）、山田展敬（自然科学研究科博士前期課程、学生）には実験に際し御協力を得ました。井上大輔（工学部建設学科、卒論生）には実験、資料整理に御協力を得ました。本研究は川鉄建材（株）との共同研究によるものですが、兵庫県住宅建築総合センター（社）および兵庫県建築士事務所協会からも支援を受けました。兵庫県耐震診断改修計画評価委員会委員の諸氏ならびに田中剛氏（工学部建設学科、助教授）からは本研究に際し有意義な御意見を賜りました。

参考文献

- 1) 日本建築学会：建築および都市の防災性向上に関する提言－阪神・淡路大震災に鑑みて－（第三次提言）、pp.38、1998.1.16
- 2) 崎野健治、江崎文也、大久保全陸、河村博之、孫玉平、廣岡利貞、松井千秋：出張った柱を有する既存 RC フレームの外付け鉄骨ブレースによる耐震補強工法に関する実験的研究 その 1 実験概要、日本建築学会九州支部研究報告第 38 号、pp.437-440、1999.3
- 3) 江崎文也、崎野健治、大久保全陸、河村博之、孫玉平、廣岡利貞、松井千秋：出張った柱を有する既存 RC フレームの外付け鉄骨ブレースによる耐震補強工法に関する実験的研究 その 2 実験結果およびその検討、日本建築学会九州支部研究報告第 38 号、pp.441-444、1999.3
- 4) 折地正博、榎谷榮次、石川通広、有馬祐樹：既存 RC 構造物の外付鉄骨ブレース工法による耐震補強に関する実験研究 その 1 実験概要、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.889-890、1999.9
- 5) 石川通広、榎谷榮次、折地正博、有馬祐樹：既存 RC 構造物の外付鉄骨ブレース工法による耐震補強に関する実験研究 その 2 単層実験結果、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.891-892、1999.9
- 6) 守谷信二、榎谷榮次、折地正博、石川通広、有馬祐樹：既存 RC 構造物の外付鉄骨ブレース工法による耐震補強に関する実験研究 その 3 2 層実験結果、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.893-894、1999.9

- 7) 有馬祐樹、槇谷榮次、折地正博、石川通広、：既存 RC 建造物の外付鉄骨ブレース工法による耐震補強に関する実験研究 その 4 接合部実験結果、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.895-896、1999.9
- 8) 森田時雄、木下陵二、梅宮良之、今井克彦：鋼管ブレースを使用した低層 RC 造建築物の外部補強工法に関する研究－その 1. 外部補強工法の提案と耐震診断・補強、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.101-102、1999.9
- 9) 梅宮良之、森田時雄、木下陵二、藤澤一善、今井克彦：鋼管ブレースを使用した低層 RC 造建築物の外部補強工法に関する研究－その 2. 動的応答解析 (3 階建純ラーメンモデル)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.103-104、1999.9
- 10) 木下陵二、森田時雄、梅宮良之、藤澤一善、今井克彦：鋼管ブレースを使用した低層 RC 造建築物の外部補強工法に関する研究－その 3. 動的応答解析 (4 階建せん断破壊柱モデル)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.105-106、1999.9
- 11) 桑原進、多田元英、米山隆也、今井克彦：二重鋼管の座屈補剛に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、No.445、pp.151-158、1993.3
- 12) 多田元英、桑原進、米山隆也、今井克彦：二重鋼管の K 形ブレース材を有する架構の水平加力実験、鋼構造年次論文報告集第 1 巻、pp.203-208、1993.7
- 13) 吉永光寿、森田時雄、木下陵二、今井克彦：二重管 FLD 部材の繰返し実験(軸力管にシームレス鋼管(SS400 キロ級)を使用した場合)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.837-838、1998.9
- 14) 日本建築防災協会：改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断規準・同解説、1996.8.26
- 15) 日本建築防災協会：改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修指針・同解説、1996.8.26
- 16) 萩野谷学、宮川和明、森田時雄、木下陵二、藤澤一善、今井克彦：鋼管ブレースを使用した低層 RC 造建築物の外部補強工法に関する研究－その 4. 補強接合部の単調載荷実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.107-108、1999.9
- 17) 宮川和明、萩野谷学、森田時雄、木下陵二、藤澤一善、今井克彦：鋼管ブレースを使用した低層 RC 造建築物の外部補強工法に関する研究－その 5. 補強接合部の繰返し載荷実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.109-110、1999.9

著者：1) 三谷勲、工学部建設学科、教授；2) 木下陵二、川鉄建材（株）システム建築事業部、部長補；3) 大谷恭弘、工学部建設学科、助教授；4) 宮川和明、川鉄建材（株）システム建築事業部、係長；5) 藤永隆、工学部建設学科、助手；6) 萩野谷学、川鉄建材（株）システム建築事業部；7) 久木田真一、自然科学研究科博士前期課程、学生

Experimental Study on Seismic Retrofit for Low Rise R/C Building by using CHS Bracing

Isao Mitani	Ryoji Kinoshita
Yasuhiro Ohtani	Kazuaki Miyagawa
Takashi Fujinaga	Manabu Haginoya
Shinichi Kukita	

Abstract

An experimental study was carried out to examine the applicability of a seismic retrofitting method using steel tube external bracing for RC building. To evaluate an effectiveness of the method and to compare with other retrofitting methods, six types of specimen were prepared and tested; a bare RC specimen without any strengthening, a specimen strengthened by an internal steel frame without bracing, a specimen strengthened by an internal steel frame with wide flange bracing, a specimen strengthened by an internal steel frame with circular tube bracing, and two specimens strengthened by an external steel frame with single or double circular tube bracing. All the specimens were 1/3-scale models for one story-one bay substructure frame of a RC building. A strengthening steel frame was connected to a RC frame by mechanical anchors with mortar. In the tests, under a constant vertical load horizontal shear loads were cyclically applied to each specimen until drift angle reached about 3%. During the loading, behavior of the RC frame, the strengthening steel frame, and connection between those frames were measured. In this paper, results of the experiments so obtained are presented, and then compared with each other. Failure behavior of each specimen is summarized. The experimental results are also compared with analytical results. Through the experimental results and analytical results, an effectiveness of the retrofitting method using steel tube external bracing is discussed. It also becomes clear that the connection between a RC frame and a strengthening frame may be subjected to not only shear force but combined forces, which is especially significant for the external bracing method.

