



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 : その3 垂れ壁・腰壁付き骨組み

井上, 大輔 ; 木下, 陵二 ; 藤永, 隆 ; 宮川, 和明 ; 大谷, 恭弘 ; 萩野谷, 学 ; 三谷, 勲

(Citation)

神戸大学都市安全研究センター研究報告, 5:321-332

(Issue Date)

2001-03

(Resource Type)

departmental bulletin paper

(Version)

Version of Record

(JaLCOI)

<https://doi.org/10.24546/00069959>

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/00069959>



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

—その3 垂れ壁・腰壁付き骨組—

Experimental Study on Seismic Retrofit for Low Rise R/C Building
by using CHS Bracing
-Part3 R/C Frame with Spandrels-

井上 大輔 ¹⁾	木下 陵二 ²⁾
Daisuke Inoue	Ryoji Kinoshita
藤永 隆 ³⁾	宮川 和明 ⁴⁾
Takashi Fujinaga	Kazuaki Miyagawa
大谷 恭弘 ⁵⁾	萩野谷 学 ⁶⁾
Yasuhiro Ohtani	Manabu Haginoya
三谷 勲 ⁷⁾	
Isao Mitani	

概要： 現在既存不適格鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断、耐震補強が行われつつある。耐震補強に鉄骨枠付き鉄骨ブレースを使用する場合、工法には「内付け工法」と「外付け工法」がある。外付け工法は新しい工法であり、規準・指針レベルの設計法はまだ確立されていない。本報は、前報¹⁾と同じ約 1/3 縮小モデルの RC 造架構に垂れ壁・腰壁を付けた極脆性破壊型 RC 造架構を、鉄骨枠付き二重鋼管ブレースの外付け工法で補強した試験体の一定鉛直荷重下で正負交番繰返し水平加力実験を行った結果である。

キーワード： 既存 RC 造建築物、外付け、二重鋼管、アンボンドブレース、スタッド、あと施工アンカー、間接接合、極脆性破壊型、垂れ壁、腰壁

1. はじめに

現在既存不適格鉄筋コンクリート造（以下、RC 造という）建築物の耐震診断、耐震補強が行われつつある。最近では文献 18) で示されている工法以外にも鉄骨枠付き鉄骨ブレースによる外付け工法や柱の FRP 補強など新しい補強工法の開発、実施も精力的になされている。これらの利点は、1) 工期の短縮による経済性の確保、2) 建物の中に居ながら改修ができること等にある。

耐震補強に鉄骨枠付き鉄骨ブレースを使用する場合、工法には「内付け工法」と「外付け工法」がある。現在のところ実施例は従来型の内付け工法が多いが、上記の理由から外付け工法も採用され始めており今後も需要が増すと考えられる。しかし、研究報告例^{1)~13)}は数えるほどしかない。文献 17)、18) が出版された当時、内付け工法の設計法は規準・指針のレベルで示されていたが、外付け工法の設計法は現在に至るまで各企業や研究者の判断によっており、外付け工法の設計法も規準・指針のレベルに達することが望まれる。

内付け工法と外付け工法の違いの一つに、内付け工法では鉄骨枠の軸心と既存 RC 造架構の軸心との偏心がほとんどないのに対して、外付け工法では偏心が大きくなり間接接合部での応力伝達機構はより複雑になると前報¹⁾で示した。また、間接接合部の耐力をスタッドもしくはあと施工アンカーの耐力・コーン状破壊で決まると仮定した時の設計式を提案した。

ブレースには、文献 14)~16) で示されるような軸力を負担する鋼管（以下、軸力管という）の中に座屈補剛を目的とした鋼管（以下、補剛管という）を入れるアンボンドブレースの一種である二重鋼管ブレースを使

用した。前報¹⁾の試験体 No.6 と試験体 No.8 で使用した二重鋼管ブレースは軸力管が内管で、補剛管が外管の形式であったが、本報で使用する二重鋼管ブレースは軸力管が外管で、補剛管が内管の形式である(図-1 参照)。

前報¹⁾も含め外付け工法の研究報告例^{1)~13)}において、それらの RC 造架構は垂れ壁・腰壁が付いていない、柱の曲げ破壊型であった。本報では、学校等の公共建築物を想定した、約 1/3 縮小モデル 1 層 1 スパンで垂れ壁・腰壁付きの柱の変形性能があまり期待できない極脆性破壊型 RC 造架構に、鉄骨枠付き二重鋼管ブレースの外付け工法で補強した試験体の一定鉛直荷重下で正負交番繰返し水平加力実験を行った結果について述べる。

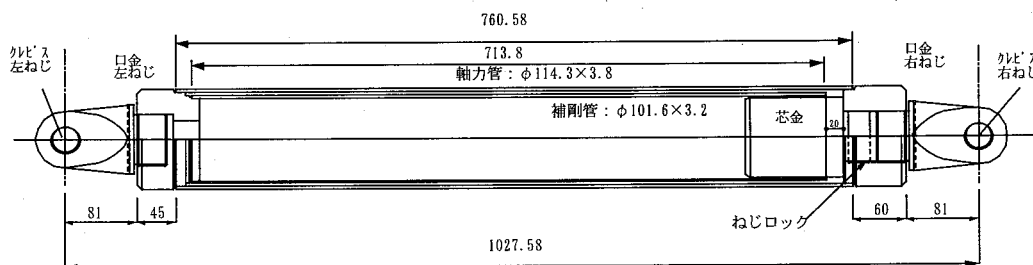


図-1 試験体 No.11 で用いた二重鋼管ブレース

2. 実験計画

(1) 試験体

試験体は、学校等の公共建築物を想定した約 1/3 縮小モデルの 1 層 1 スパンの RC 造架構である基本架構試験体 No.9 と、この基本架構を鉄骨枠付き二重鋼管ブレースの外付け工法で補強した試験体 (No.11) の合計 2 体である。既報^{1), 2)}での基本架構は梁に垂れ壁・腰壁が付いていない 1 層 1 スパンの RC 造架構で、柱の曲げ降伏が先行するものの文献¹⁷⁾に基づいて行った計算で柱のせん断破壊が破壊形式になるように設計されていた。学校等の公共建築物では、通常梁に垂れ壁・腰壁付きのものが多く、本報での基本架構は梁に垂れ壁・腰壁が付いている。また、梁は実状よりあばら筋を多く配した矩形断面とし、水平荷重を載荷する治具を取り付けるための PC 鋼棒 (2-M15) を貫通させている。試験体は表-1 に示すように計画した。基本架構の形状・配筋図を図-2 に、試験体 No.11 の形状を図-3 に示す。また、コンクリート・モルタルの力学的性質を表-2 に、鋼材の機械的性質を表-3 に示す。

表-1 試験体一覧

試験体	柱断面	梁断面	腰壁・垂れ壁断面	鉛直荷重	鉄骨枠	ブレース
No.9	b×D=200×200 (mm) 主筋 8-D10 P _g =1.42 (%)	b×D=200×300 (mm) 上下端筋 2-D16 P _l =0.75 (%)	b×D=70×250 (mm) 壁筋縦横とも D-10@100 シングル P _s =0.96 (%)	N=157 (kN) 平均軸方向応力度 σ ₀ =3.92 (MPa)		
No.11	帯筋 4φ@100 P _{vc} =0.13 (%)	あばら筋 6φ@100 P _{vb} =0.28 (%)			外付け	二重鋼管ブレース

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)	強度時ひずみ (%)	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	強度時ひずみ (%)
No.9	27.8	24.7	0.22	-	-	-
No.11	27.6	24.9	0.23	56.7	25.6	0.41

て行った計算で柱のせん断破壊が破壊形式になるように設計されていた。学校等の公共建築物では、通常梁に垂れ壁・腰壁付きのものが多く、本報での基本架構は梁に垂れ壁・腰壁が付いている。また、梁は実状よりあばら筋を多く配した矩形断面とし、水平荷重を載荷する治具を取り付けるための PC 鋼棒 (2-M15) を貫通させている。試験体は表-1 に示すように計画した。基本架構の形状・配筋図を図-2 に、試験体 No.11 の形状を図-3 に示す。また、コンクリート・モルタルの力学的性質を表-2 に、鋼材の機械的性質を表-3 に示す。

表-3 鋼材の機械的性質

部位	種別	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	377	579	201	26.6
梁主筋	D16	401	622	196	27.0
柱主筋、基礎梁あばら筋	D10	358	512	206	31.5
壁筋	D10	361	518	207	27.8
梁あばら筋	φ6	398	446	218	22.5
柱帯筋	φ4	476	506	209	-
あと施工アンカー	D10 アンカー	329	467	182	21.4
頭付スタッド	φ9 スタッド	411	463	213	-
ガセットプレート	PL-16	348	537	171	43.3
ガセット補強 PL、ガセット部 BH	PL-6	366	508	183	32.4
二重鋼管ブレース (軸力管)	φ114.3×3.8 *	85 (74)	236 (181)	140	-
二重鋼管ブレース (補剛管)	φ101.6×3.2	370	444	207	35.1

*: 下段 () 内は、短柱圧縮試験による降伏強度と最大強度を示す。

試験体 No. 11 は、図-3 に示すように RC 造架構の外構面に接着系あと施工アンカーを埋め込んだ後、隙間に圧入した無収縮モルタルを介して、RC 造架構と、頭付きスタッドを溶接した鉄骨枠を間接接合する外付け工法の試験体である。なお、間接接合部にはスパイラル筋を挿入している。ブレースの軸力管には極低降伏点鋼を使用した。また、二重鋼管ブレースを K (A) 型に配置した。水平軸となす角度 θ は 56.3° である。ブレースは、鋼管にねじで接続されているクレビス (図-1 参照) に開けた孔、ならびに鉄骨枠の上梁中央部と東西柱の柱脚部に溶接されたガセットプレートに開けられた孔とピン接合されている。ピン ($\phi 27.0$: 実測値の平均) が挿入しやすいように、クレビスとガセットプレートの孔にはクリアランス (以下ガタという) を設けている。クレビスの孔のガタは 0.23mm 、ガセットプレートの孔のガタは 0.31mm である (実測値の平均)。実験では、ブレースの部材長を調節しガタがなくなるまでは両ブレースとも引張のみが効果を発揮するように取り付けた。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、 $R=0.17\%$ に相当する。なお、実物のガタ (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となる。

(2) 実験方法

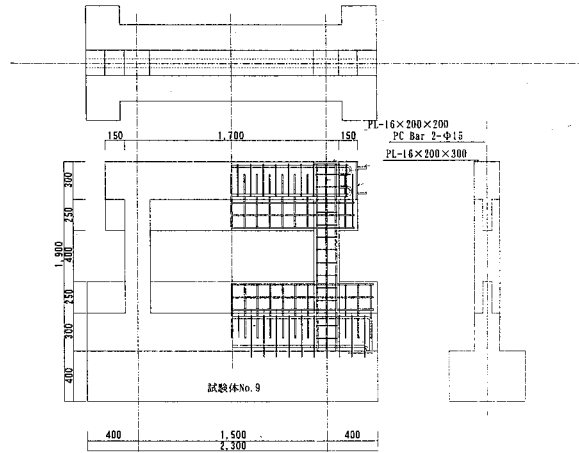
図-4 に示す荷重装置を用いて、一定鉛直荷重下で正負交番繰り返し水平加力実験を行った。RC 造架構の梁心に水平荷重を載荷できるように、両端にオイルジャッキを取り付け、両側押し引きで水平加力を行った。鉛直荷重載荷用のジャッキと反力フレームの間には水平移動が可能なスライダが挿入され、H 形鋼の荷重ビームを介して試験体に 314kN (柱 1 本当たり 157kN) の一定鉛直荷重が加わるようにした。また、試験体 No. 11 は外付け工法であるので RC 造架構と補強鉄骨架構の偏心によって構面外にねじれが生じるため、構面外振れ止め装置を RC 造架構の柱の頂上に設けた。

(3) 荷重プログラム

水平荷重の荷重は、鉛直荷重を一定に保った後に、図-5 に示す荷重プログラムによった。部材角 R は、RC 造架構の上梁柱梁接合部の水平変位を下梁天端から水平変位測定位置までの高さ $L=1,000\text{mm}$ で除した値である。東から西方向への荷重を正 (+) の荷重方向とし、その逆を負 (-) の荷重方向とする。なお、試験体 No. 9 では部材角 0.75% と部材角 1.25% の加力を行っていない。

(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の変位を測定した。測定位置は、水平方向変位は RC 造架構の上梁心から下 50mm の東西柱心の 2 ヶ所で測定し、その平均を試験体の水平方向変位とした。柱軸方向変位は上梁心から下 100mm の東西柱心の 2 ヶ所で測定し、構面外方向変位は東西柱心から 100mm 離れた上梁心から下 50mm の 2



ヶ所で測定した。変位計の感度は、水平方向変位が $100\mu\text{mm}$ 、軸方向変位と構面外方向の変位が $200\mu\text{mm}$ である。試験体 No. 11 においては、東西の二重鋼管ブレースの軸方向変位を変位計で測定した。また、RC 造架構と鉄骨枠の相対変位を鉄骨枠の隅角部および上梁のブレース交差部に取り付けた変位計で測定した。荷重はロードセルにより検出し、RC 造架構の主筋・フープ筋・コンクリートおよび鉄骨枠・ブ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、鉄骨枠の変形およびコンクリート、間接接合部のモルタルのひび割れを目視により観察した。

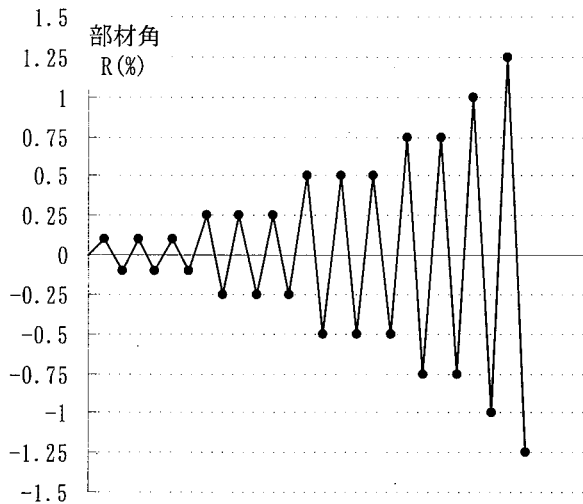


図-5 荷重プログラム

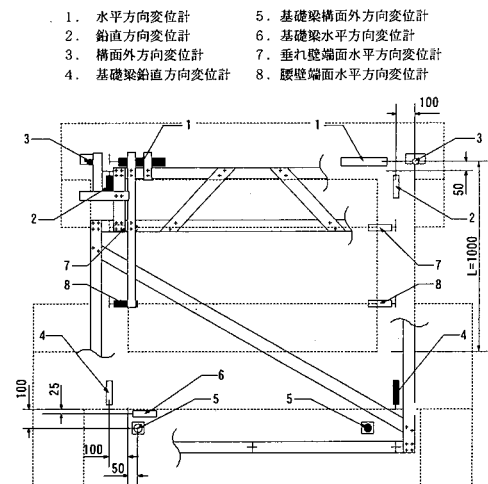


図-6 測定用フレーム

3. 実験結果

(1) 荷重変形関係と諸現象進展状況

試験体 No. 9 と No. 11 の最大耐力とその時の部材角、破壊形式を表-4 に示す。水平荷重 Q - 部材角 R 関係と最終破壊状況をそれぞれ図-7 (a) (b) および図-8 (a) (b) に示す。また、表-5 に各サイクルの諸現象進展状況を示す。

基本架構の試験体 No. 9 は、部材角 0.1% の 1 サイクル目正載荷時に垂れ壁の東端、負載荷時に垂れ壁の西端に曲げによるひび割れが発生した。その後、部材角 0.1%、0.25% の各サイクルが進むにしたがって、RC 造架構柱の垂れ壁下端のやや上や腰壁上端、垂れ壁、上梁に曲げひび割れが発生し増えていった。部材角 0.5% の 1 サイクル目正載荷時に RC 造架構の柱の主筋が腰壁上端で降伏、また垂れ壁下端でも降伏ひずみに近かった。その後部材角 0.31% の時に大きな音がして、西柱で垂れ壁下端のやや上から腰壁上端に向かってせん断によるひび割れが発生し、最大耐力を迎え急激に耐力が低下する脆性的な破壊を示した。その時、西柱ではフープ筋が降伏していた。また、同じ部材角の負載荷時でも RC 造架構の柱の主筋が、垂れ壁下端・腰壁上端で降伏し、部材角 -0.33% の時に東柱・西柱で垂れ壁下端のやや上から腰壁上端に向かってせん断によるひび割れが発生、最大耐力を迎え急激に耐力が低下した。その時、東柱のフープ筋が降伏していた。ひび割れ状況と主筋のひずみから判断して、RC 造架構の東西の両柱で垂れ壁下端と腰壁上端にヒンジが形成されたと考えられる。以上よりこの試験体の破壊形式は、RC 造架構柱における曲げ降伏先行のせん断破壊である。最大耐力以降は、耐力が低下し続け、部材角 1.0% の 1 サイクル目負載荷の途中で、RC 造架構の柱のせん断破壊が進んだために鉛直荷重を保持できなくなり実験を終了した。

極低降伏点鋼を軸力管に用いた二重鋼管ブレースで補強した試験体 No. 11 において、RC 造架構の亀裂進展状況は試験体 No. 9 とほぼ同様な傾向である。即ち、部材角 0.1% の 1 サイクル目正載荷時に垂れ壁の東端、負載荷時に垂れ壁の西端で曲げによるひび割れが発生し、順次柱、垂れ壁、上梁にひび割れが発生し増えていった。

表-4 結果一覧

試験体	最大耐力 (kN)		最大耐力時 部材角 (%)		破壊形式
	+	-	+	-	
No. 9	188	-174	0.31	-0.33	RC造架構で、柱の曲げ降伏先行のせん断破壊。
No. 11	268	-292	0.51	-0.38	RC造架構で、柱の曲げ降伏先行のせん断破壊。

部材角 0.5%の1サイクル目で正載荷部材角 0.23%の時圧縮ブレースである西ブレースが効き始めた。その後、RC造架構の柱の主筋が垂れ壁下端・腰壁上端で降伏、部材角 0.51%の時に西柱で垂れ壁下端のやや上から腰壁上端に向かってせん断によるひび割れが発生し、最大耐力を迎えた。この時、引張ブレースである東ブレースは降伏していた。また、同じ部材角の負荷荷時では、部材角-0.14%の時に圧縮ブレースである東ブレースが効き始め、部材角-0.38%の時に東柱・西柱でこれまでと同様なせん断によるひび割れが発生し最大耐力を迎えた。この時、引張ブレースである西ブレースと東柱のフープ筋は降伏していた。ヒンジ形成位置も試験体 No. 9 と同様と考えられる。以上のことからこの試験体でも破壊形式は、RC造架構の柱における曲げ降伏先行のせん断破壊である。最大耐力以降は、試験体 No. 9 と比べると緩やかではあるが水平耐力は低下し、部材角 1.25%の1サイクル目負荷荷の途中で、鉄骨枠の西柱脚で局部座屈が発生したり RC造架構の柱が構面外へ変形し始めたりしたため実験を終了した。試験体 No. 11 は、試験体 No. 9 と比較して安定した履歴を示しており強度、変形性能の改善が可能であることを示唆している。間接接合部では、部材角 0.25%までは頭付きスタッドの方向に沿ったひび割れが少量発生したものの、目視では目立った破壊は見られなかった。部材角 0.5%の1サイクル目正載荷時に、西柱部で RC造架構と間接接合部の肌離れ、負荷荷時に東柱部で同様の現象が見られた。この肌離れは、この部材角のサイクルで圧縮ブレースが効き始めたためと考えられる。それ以降は、間接接合部の柱部で肌離れや頭付きスタッドの方向に沿ったひび割れが増加していった。梁部では部材角 0.75%のサイクルの時下梁部において肌離れが生じたものの、柱部に比べて破壊は少なかった。

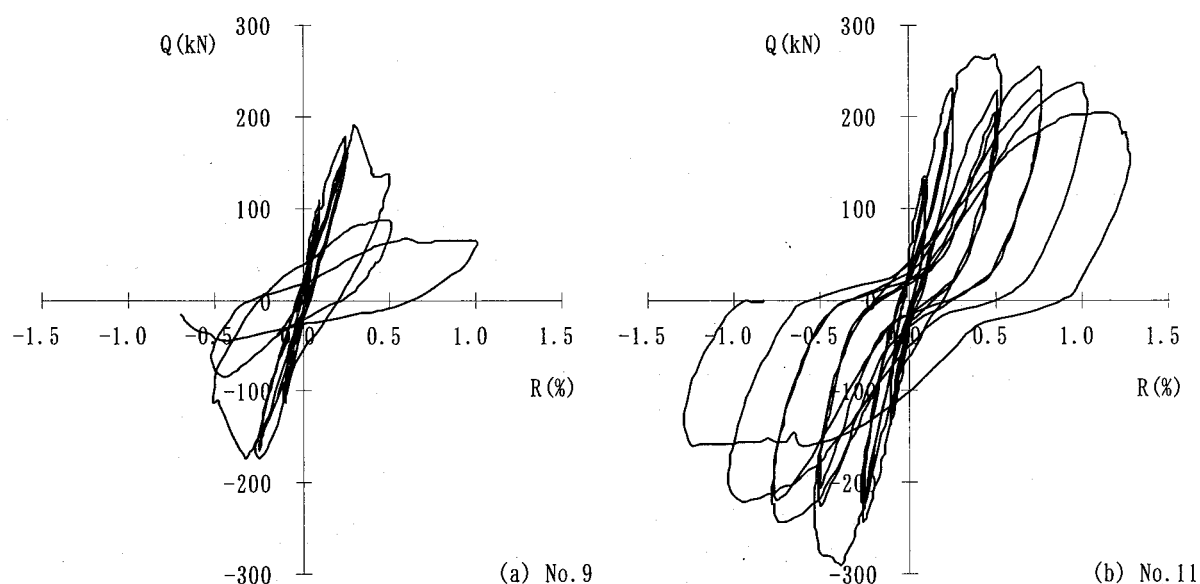


図-7 水平荷重 Q - 部材角 R 関係

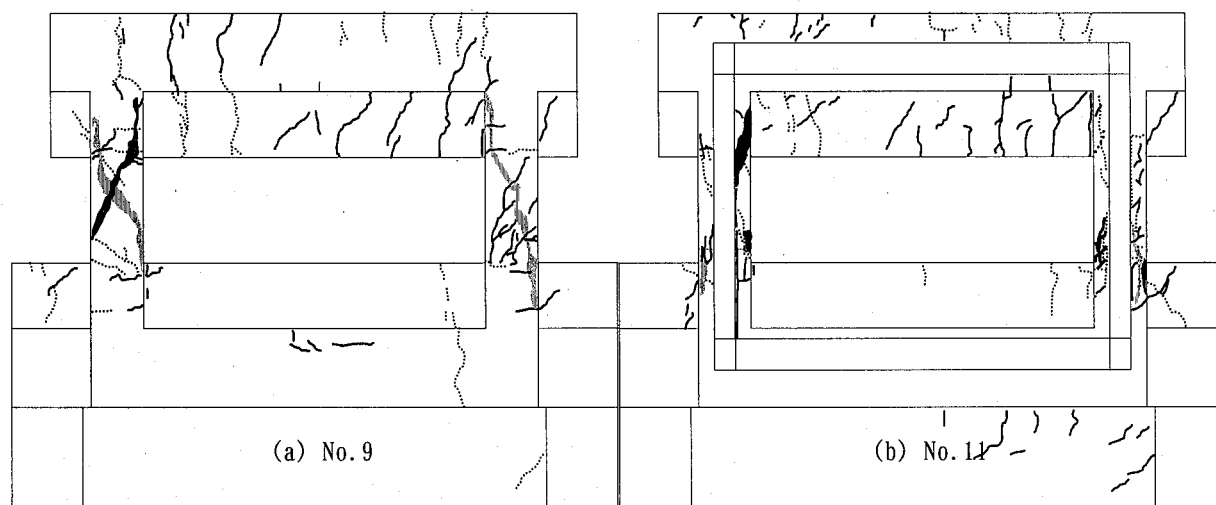


図-8 最終破壊状況

表-5 諸現象進展状況

部材角 (%)	サイクル数	方向	耐力 (kN)	諸現象 (No. 9)	最大水平荷重 (kN)	諸現象 (No. 11)
0.1	1	+	107.2	垂れ壁東端に曲げひび割れ (水平荷重90kN時)	133.9	垂れ壁東端に曲げひび割れ (水平荷重90kN時)
		-	-111.5	垂れ壁西端に曲げひび割れ	-137.3	垂れ壁西端に曲げひび割れ
0.5	1	+	188.4	正方向最大耐力 (部材角0.31%) , 大きな音がして、垂れ壁下端のやや上から腰壁上端に向かってせん断ひび割れ (西柱) , 主筋降伏 (東柱・腰壁上端) , フープ筋降伏 (西柱)	268.3	正方向最大耐力 (部材角0.51%) , 西ブレース圧縮効き始め (部材角0.23%) , 東ブレース降伏 , 垂れ壁下端のやや上から腰壁上端に向かってせん断ひび割れ (西柱) , 主筋降伏 (東柱・腰壁上端、西柱垂れ壁下端)
		-	-174.2	負方向最大耐力 (部材角-0.33%) , 垂れ壁下端のやや上から腰壁上端に向かってせん断ひび割れ (東柱、西柱) , 主筋降伏 (東柱垂れ壁下端・腰壁上端) , フープ筋降伏 (東柱)	-292.3	負方向最大耐力 (部材角-0.38%) , 東ブレース圧縮効き始め (部材角-0.14%) , 西ブレース降伏 , 垂れ壁下端のやや上から腰壁上端に向かってせん断ひび割れ (東柱、西柱) , フープ筋降伏 (東柱)
	2	+	86.3		228.2	垂れ壁下端のやや上から腰壁上端に向かってせん断ひび割れ (東柱) , 鉄骨枠降伏 (東柱脚)
		-	-84.3		-225.6	
0.75	2	+	-		227.4	
		-	-		-219.4	鉄骨枠降伏 (下梁東端)
1.0	1	+	66.1		235.8	
		-	-45.1	RC造架構の柱のせん断破壊が進んだために鉛直荷重を保持できなくなり実験を終了	-219.3	
1.25	1	+	-		204.2	
		-	-		-160.1	鉄骨枠の西柱脚での局部座屈、RC造架構柱の構面外への変形のため実験を終了

部材角 0.1% の 2・3 サイクル目、0.25% の 1～3 サイクル目、0.5% の 3 サイクル目、0.75% の 1 サイクル目は記入事項なし。

(2) 鉄骨枠の相対変位—部材角関係

試験体 No. 11 において、RC 造架構に対する鉄骨枠の相対変位 δ (以下、ずれという) を測定した。測定位置は、鉄骨枠東西の柱頭・柱脚の 4 ヶ所では構面内の水平方向と鉛直方向、ならびに構面外方向の 3 方向で、鉄骨枠上梁のブレース交差部では 1 点で構面内の鉛直方向、ならびに 6 点 (上側 3 点、下側 3 点) で構面外方向 (図-9 参照) のずれを測定した。図-9 から明らかなようにブレース交差部での構面外方向の変位は鉄骨枠の上下で測定しているので、鉄骨枠のねじれが分かる。図-10 (a)～(d) に相対変位 δ —部材角 R 関係を示す。なお同図には部材角 0.5% のサイクルまでの値を表示している。また、図中の●は圧縮ブレースが効き始めた点、■は最大耐力の点である。測定の不具合から、東柱脚の水平方向のずれは部材角が負の時の値が部材角 0.1% のサイクルでしか測定できなかった。

鉛直方向 : 部材角 0.25% まで東西の柱頭・柱脚でほとんどずれはないが、部材角 0.5% の 1 サイクル目で引張ブレースの柱脚になる方で間接接合部に塑性変形のずれが、圧縮ブレースの柱脚になる方でもブレースが効き始めると同様のずれが生じ出す。2 サイクル目以降はずれが増大する。これは、1 サイクル目に生じた柱部での RC 造架構と間接接合部の肌離れが、2 サイクル目以降拡大していく様子に一致している。最大耐力を迎えるまで柱頭でほとんどずれがないのは、鉄骨枠と間接接合部のモルタルとの間の摩擦や間接接合部内部に形成されると予想されるトラス機構で、鉄骨枠の柱部の軸方向力が柱脚から柱頭に行くに従って RC 造架構に伝達され減少するからである。ブレース交差部では、圧縮ブレースが効き始めるまで+側に弾性変形をし、効き始めると交差部にかかる鉛直方向の力がほとんどなくなるので下向きのずれが減少し出す。

水平方向 : 鉛直方向と比較して、部材角 0.5% のサイクルが終了しても東西の柱頭・柱脚でのずれは少ない。このことは、ブレースの設置角度 (水平軸となす角度 56.3°)、鉄骨枠の梁の断面積が柱の断面積よりも大きいことなどが原因と考えられる。またこの時、間接接合部の上下梁部では頭付きスタッドの方向に沿った少量のひび割れ以外ひび割れは観察されなかったことからずれが少ないことが分かる。

構面外方向 : 東側の柱脚で若干ずれが進行するものの、部材角 0.5% のサイクルが終了するまで東西の柱頭・柱脚でのずれは弾性範囲と考えられる。柱頭に比べ柱脚ではずれが大きい。ブレース交差部では、部材角 0.25% のサイクルまでは上側が、部材角 0.5% のサイクル以降は下側が+側にずれている。

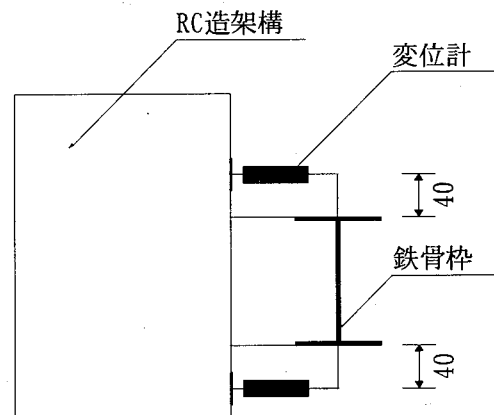
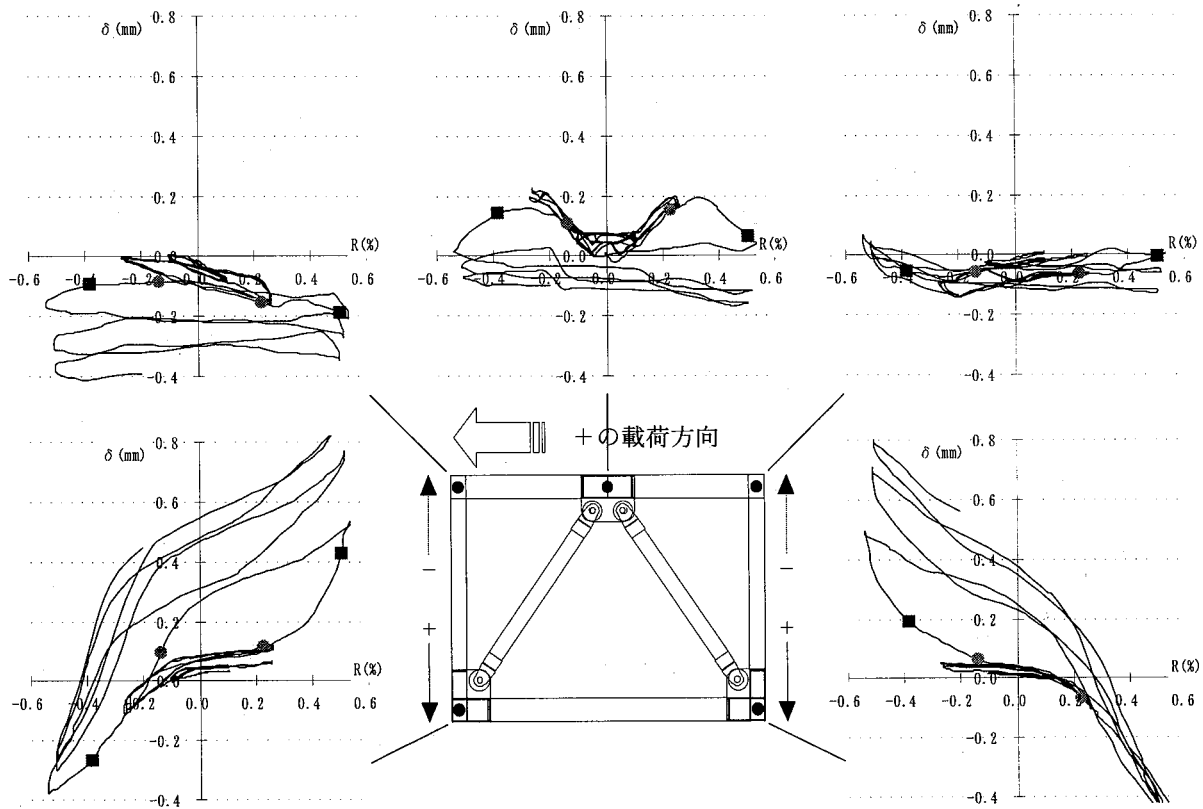
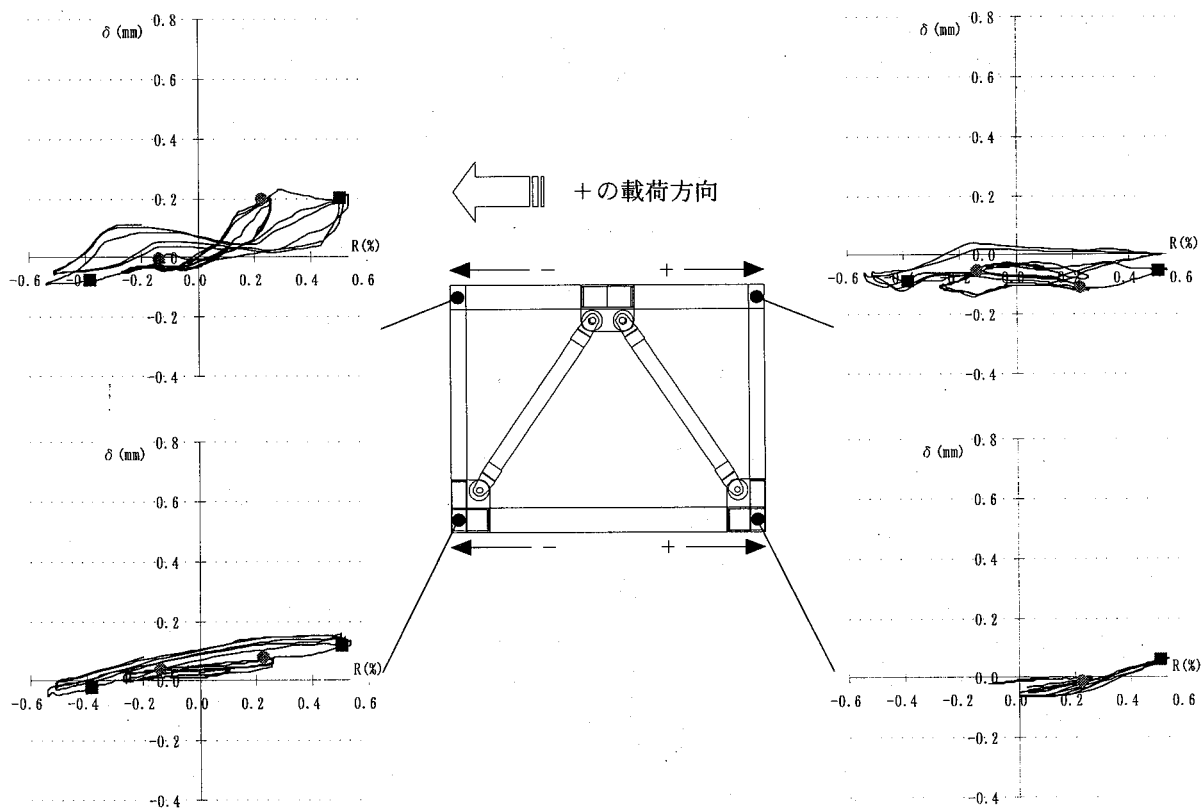


図-9 プレース交差部の構面外方向変位計位置



(a) 構面内の鉛直方向のずれ



(b) 構面内の水平方向のずれ

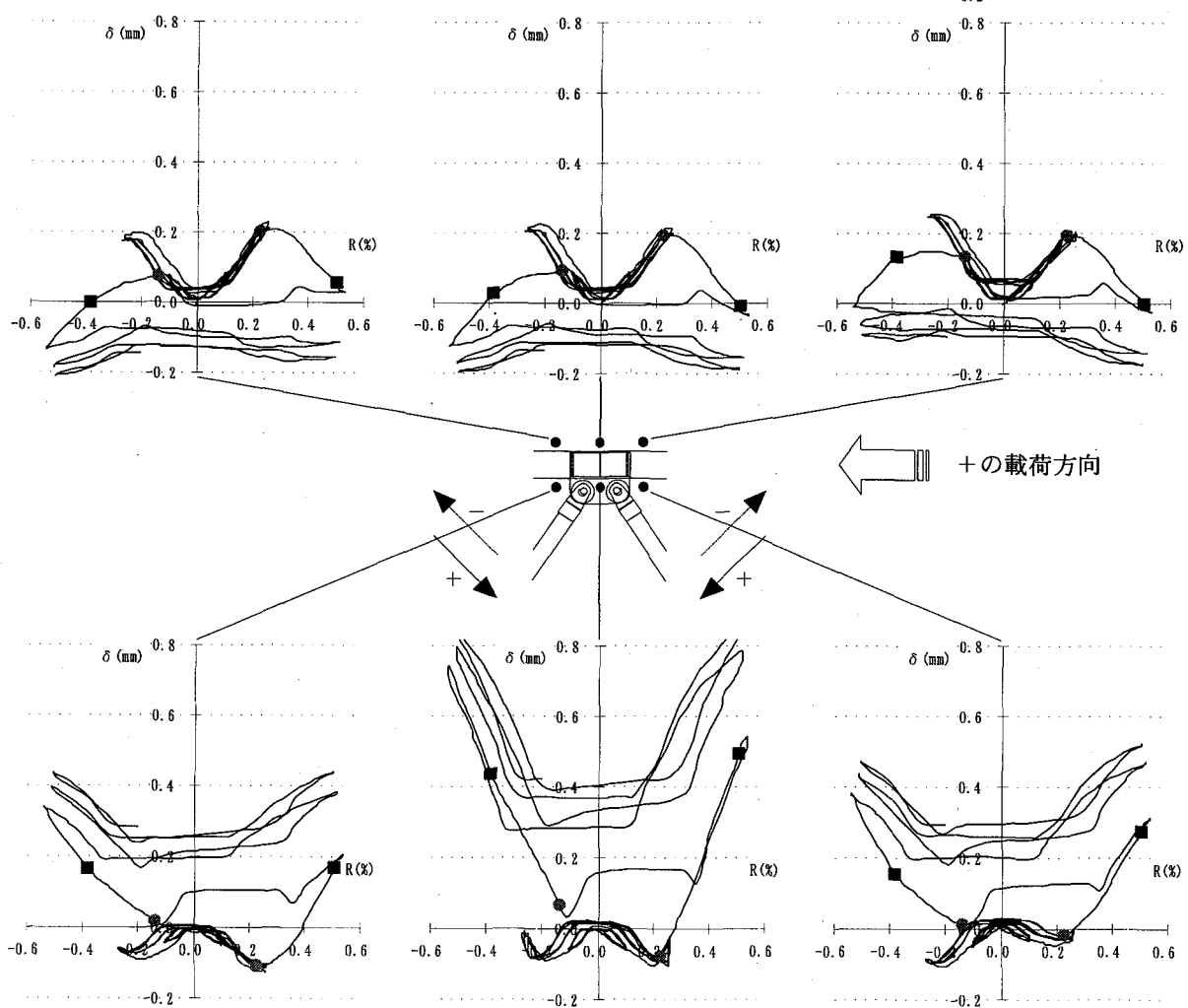
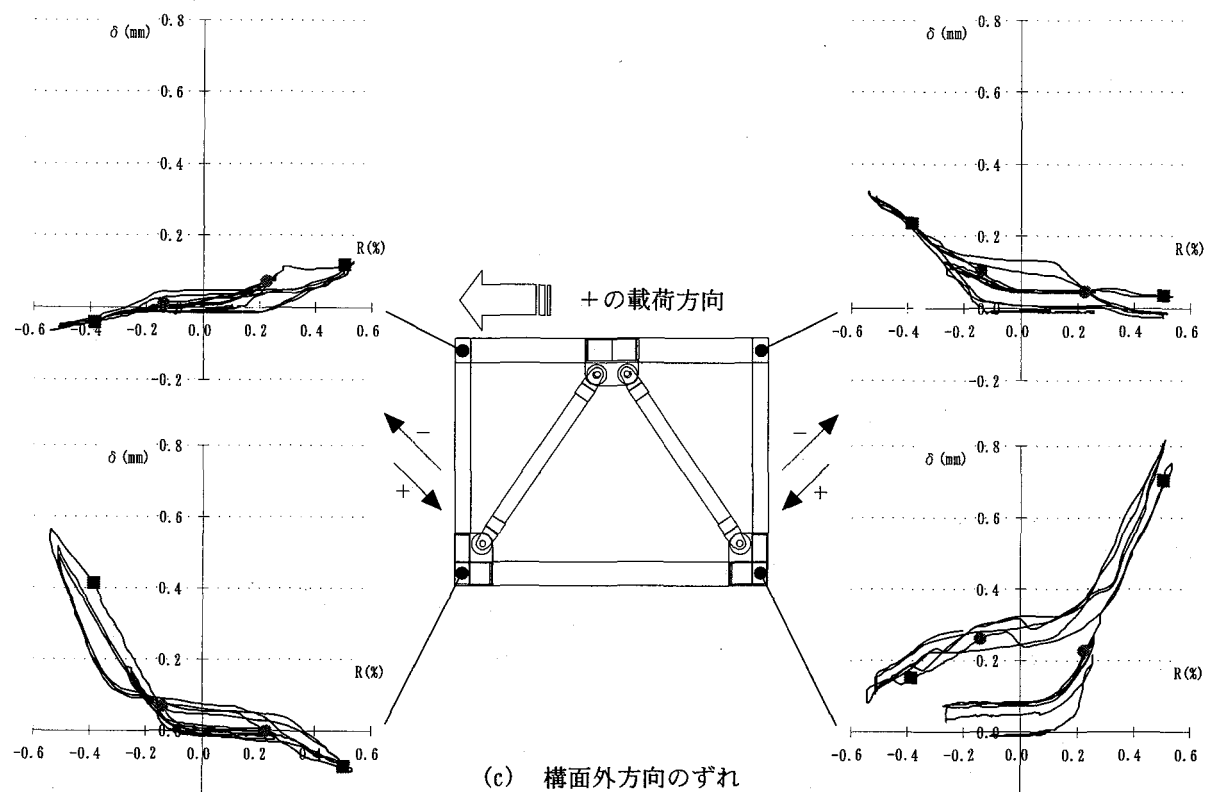


図-10 相対変位 δ —部材角 R 関係

4. 耐力の検討

試験体 No. 9、No. 11 の計算最大耐力 $_{cal}Q_u$ の計算方法を以下に示し、実験による正載荷の最大耐力 $_{ex}Q_u$ と合わせて表-6 に示す。実験で RC 造架構は柱のせん断破壊で終局状態に至ったので、文献 17) に示されている柱のせん断終局強度式を採用する。また、補強鉄骨架構は鉄骨枠の耐力を無視してブレースの耐力のみを考慮して耐力を計算する。ブレースは座屈補剛をしている二重鋼管ブレースであるので、引張ブレース・圧縮ブレースともにブレースの耐力は降伏強度で決まるとした。補強された架構の耐力は、RC 造架構の耐力とブレースの耐力を足し合わせた値とする。

柱 1 本当たりのせん断終局耐力は、

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053P_t^{0.23}(180 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 2.7\sqrt{P_w \cdot s \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \quad (1)$$

ここに、 P_t : 引張り鉄筋比 (%)
 P_w : せん断補強筋比
 $s \sigma_{wy}$: せん断補強筋の降伏強度 (kg/cm²)
 F_c : コンクリートの圧縮強度 (kg/cm²)
 σ_0 : 柱軸方向応力度 (kg/cm²)
 b : 柱有効幅 (cm)
 d : 柱有効せい (cm)
 M/Q : $h_0/2$ (cm) とする。 h_0 は腰壁上端と垂れ壁下端の間の距離を採る。
 j : 応力中心間距離 (=0.8D) (cm)

補強鉄骨架構の耐力は、ブレースは 2 本あるので

$$_sQ_u = 2 \cdot \sigma_y \cdot A \cdot \cos\theta \quad (2)$$

ここに、 σ_y : ブレースの降伏強度
 A : ブレースの断面積
 θ : ブレースが水平軸となす角度

以上より、補強された架構の耐力は

$$_{cal}Q_u = 2 \cdot Q_{su} + _sQ_u \quad (3)$$

表-6 耐力の計算値と実験値

試験体	RC造架構柱1本 Q_{su} (kN)	補強鉄骨架構 $_sQ_u$ (kN)	補強された架構 $_{cal}Q_u$ (kN)	実験値 $_{ex}Q_u$ (kN)	$\frac{_{ex}Q_u}{_{cal}Q_u}$
No. 9	92	-	184	188	1.02
No. 11	92	125	309	268	0.87

表-6 において、試験体 No. 11 の $_{ex}Q_u / _{cal}Q_u$ は 0.87 となっている。これは、計算ではブレースが降伏強度に達した時に、RC 造架構も終局状態に至ったと仮定して計算したが、実験では RC 造架構が終局状態に至った時ブレースは降伏していなかったためだと考えられる。図-11 に試験体 No. 11 の東西両ブレースのひずみから計算した、部材角 0.5% の 1 サイクル目正載荷におけるブレースの負担する水平荷重と部材角 R 関係、および試験体 No. 9 の水平荷重 Q-部材角 R 関係の包絡線を示す。また、図中に試験体 No. 11 の最大耐力時部材角を示す。この図を見ると、試験体 No. 11 の正載荷最大耐力時の部材角で、試験体 No. 9 は最大耐力からおおよそ 70% まで水平

耐力が落ちている。試験体 No. 11 の RC 造架構が試験体 No. 9 と同様の水平荷重 Q - 部材角 R 関係を描くと仮定すると、試験体 No. 11 の正載荷最大耐力時に RC 造架構の水平耐力は 132.3kN となる。その耐力値と補強鉄骨架構の耐力 sQ_u を足し合わせると 257.2kN となり、 exQ_u/caQ_u は 0.96 で、計算値と実験値がほぼ等しくなる。

一方、負載荷の exQ_u/caQ_u は 0.95 となり式 (3) によって最大耐力の実験値を推定できる。これは、試験体 No. 11 の負載荷の耐力時にブレースが降伏強度に達し、RC 造架構も終局状態に至ったからだと考えられる。

5. まとめ

学校等の公共建築物を対象とした、約 1/3 縮小モデルで 1 層 1 スパンの垂れ壁・腰壁付き RC 造架構を補強した試験体の正負交番繰返し水平加力実験を行った結果、以下の知見を得た。

1) 二重鋼管ブレースで補強した試験体 No. 11 は、試験体 No. 9 と比較して安定した履歴を示しており強度・変形性能の改善が可能であることを示唆している。

2) 垂れ壁・腰壁付きの RC 造架構を二重鋼管ブレースで補強した場合の最大耐力の計算値は、RC 造架構の終局耐力とブレース降伏時の補強鉄骨架構の耐力を足し合わせた値で評価できるとは限らない。

謝辞: 実験に際し西野孝仁氏 (工学部建設学科、技官)、久木田真一氏 (清水建設)、中村豪氏 (自然科学研究科博士前期課程、学生)、古川哲也氏 (同)、吉原毅氏 (同) のほか研究室の諸氏の御協力を得ました。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からは有意義な御意見を賜りました。

参考文献

- 1) 三谷勲、木下陵二、久木田真一、大谷恭弘、宮川和明、藤永隆、萩野谷学、井上大輔：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—その 2 間接接合部の設計法、神戸大学都市安全研究センター研究報告
- 2) 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：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、神戸大学都市安全研究センター研究報告、第 4 号、pp. 271-289、2000.3
- 3) 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
- 4) 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 実験結果および検討、日本建築学会九州支部研究報告第 38 号、pp. 441-444、1999.3
- 5) 折地正博、榎谷榮次、石川通広、有馬祐樹：既存 RC 構造物の外付け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
- 6) 石川通広、榎谷榮次、折地正博、有馬祐樹：既存 RC 構造物の外付け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
- 7) 守谷信二、榎谷榮次、折地正博、石川通広、有馬祐樹：既存 RC 構造物の外付け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 32 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
- 8) 有馬祐樹、榎谷榮次、折地正博、石川通広：既存 RC 構造物の外付け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

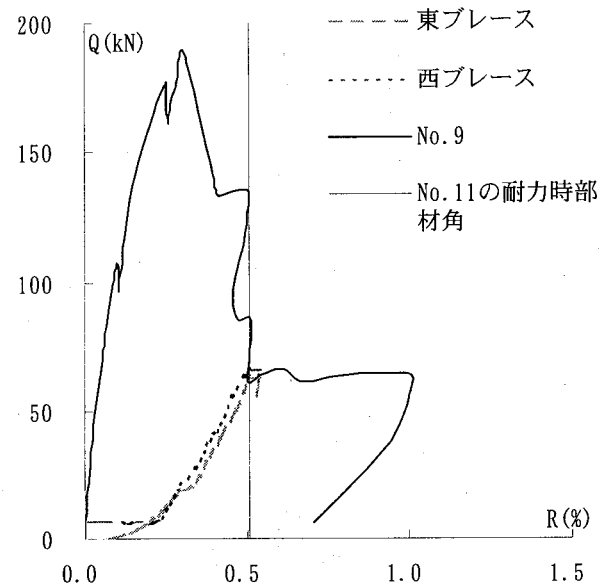


図-11 ブレースの負担する水平荷重 Q - 部材角 R 関係および試験体 No. 9 の水平荷重 Q - 部材角 R 関係の包絡線

- 9) 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
- 10) 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
- 11) 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
- 12) 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
- 13) 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
- 14) 桑原進、多田元英、米山隆也、今井克彦：二重鋼管の補剛性能に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、No.445、pp.151-158、1993.3
- 15) 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
- 16) 吉永光寿、森田時雄、木下陵二、今井克彦：二重管 FLD 部材の繰返し載荷実験（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
- 17) 日本建築防災協会：改定版 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
- 18) 日本建築防災協会：改定版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説、1996.8.26

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

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

-Part3 R/C Frame with Spandrels-

Daisuke INOUE	Ryoji KINOSHITA
Takashi FUJINAGA	Kazuaki MIYAGAWA
Yasuhiro OHTANI	Manabu HAGINOYA
Isao MITANI	

Abstract

Seismic retrofit of existing disqualified RC building has been carried out since the 1995 Kobe Earthquake. In case of retrofit using strengthening steel frame with bracing, the method is either the internal bracing method or the external bracing method. The external bracing method is a new method and not established for the latest building retrofit code. In this study, 1/3 scale model RC frame with spandrels, which is very brittle, strengthened by steel frame with tube-in-tube bracing consisted of extra low yield steel pipe (No.11) was tested under constant axial load of 314kN and cyclic lateral force. 1/3 scale model RC frame with spandrels (No.9) showed the brittle shear failure. No.11 showed the shear failure, but improved the deformability. It is stable till 1.0% story drift about load-deformation characteristic.