鉄骨アーチで補強したRCフレームの水平載荷実験

鉄筋コンクリート共同住宅を対象として

LATERAL LOADING TESTS ON RC FRAMES REINFORCED BY STEEL ARCH

For reinforced concrete apartment house

野村直樹^{*1}, 西澤英和^{*2}

Naoki NOMURA and Hidekazu NISHIZAWA

This paper reports cyclic loading tests carried out to investigate the influence of RC frames reinforced by steel-arch. We deal with an apartment which was built before 1981. Now we reinforce the apartment on balcony and common corridor, because it is required to do seismic reinforcement of apartment at the out of the private area. We created RC frame which is reinforced by steel-arch. The purpose of experiment is to confirm the effect of reinforcement. In the end, we found that the seismic reinforcement method of the steel-arch to the RC frame works effectively.

Keywords : Steel Arch Reinforcement, Apartment, Existing Reinforced Concrete, Seismic Reinforcement

鉄骨アーチ補強, 共同住宅, 既存鉄筋コンクリート, 耐震補強

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震後に耐震改修促進法が制定された結果、近年官公庁や学校等の公共建築の耐震化は前進した。しかしながら、民間の既存鉄筋コンクリート（RC）造又は鉄骨鉄筋コンクリート（SRC）造の区分所有共同住宅（以下マンション）の耐震診断や耐震改修はあまり進んでいないのが実情である。

1981年改正以前のマンションの中でも、特に1971年改正以前のものでは、せん断設計に関する規定が今日ほど厳格ではなかったために、構造には次の特徴が指摘される。

- ① 柱や梁のせん断補強量が少ない。
- ② 住戸間の戸境壁の厚みが薄くシングル配筋が多い。
- ③ コンクリートブロックなどの非耐力壁が多い。
- ④ 脆性的な柱が多い。
- ⑤ 非耐力壁の鉄筋の定着が不完全なことが多い。

以上の観点から旧耐震基準のマンションを対象とする。

1.1 事例紹介

1960年後半のマンションの外観を Photo1 に、1970 年後半のマンションの外観を Photo2 に示す。Photo1・2 のようにバルコニーの柱に腰壁が取り付けせん断スパンが小さい場合があり、Photo1 では柱にひび割れ補修が確認できた。柱の周囲に鉛直力を支持できる部材がない場合、第二種構造要素となる可能性が高い。

想定したモデル架構は Fig.1 に示すように、RC 構造 7 階建て、階高 2.8m、間口 5m、奥行 12m、戸境壁厚 12~15cm、スラブ厚 15cm 程度とする。Fig.1 のバルコニーの桁行方向には垂れ壁若し

Fig.1 Short columns of apartment house

Fig.2 Elevation after reinforcement

^{*1} 関西大学大学院建築学専攻 博士後期課程・修士(工学)

^{*2} 関西大学建築学科 教授・工博

Grad. Student, Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kansai Univ., M.Eng.
Prof., Dept. of Architecture, Kansai Univ., Dr.Eng.

くは腰壁があるのでハッチ部はせん断スパンの短い柱（短柱）を形成している。

一般にマンションの耐震対策は、専有部への施工が居住者の生活を害するため難しく、補強は影響の少ない共用部（共用廊下・バルコニー・エントランスホール等）に限られる。よって本研究では共用廊下とバルコニーに於いて腰壁手すりが付いた短柱列からなる短柱付き架構（Fig.1 右下）を対象とする。

2. 研究の着眼点

2.1 鉄骨アーチ補強について

本報の鉄骨アーチ補強の取り付け状態を Fig.2 に示す。Fig.2 のように①RC フレームに鉄骨アーチの隅部がハンチ状のアーチとなり、地震時水平力をアーチの湾曲部で梁から柱を介して滑らかに建物下部へ伝達し、梁損傷時の梁の落下を防止し鉛直力の支持に寄与する。また、アーチ補強材は周囲の RC 部材とアンカーで接合して座屈が拘束される。②筋違い補強のように開口中央付近に障害物が存在しない。③本耐震補強工法では鉄骨アーチと RC 骨組の接合部である無収縮モルタル充填部にはスパイラル筋を設けないため、避難時の開口高さの減少が軽微である。

2.2 実験目的

本実験においては、Fig.1 の右下に示すような架構をモデル化し試験体を作成し静的加力実験を行う。研究では未損傷の RC 骨組の実験と損傷を有し RC 骨組に鉄骨アーチ補強をした実験を行い、鉄骨アーチ補強の効果を確認するものとする。なお、本実験の RC 骨組に損傷を与えた後の鉄骨アーチ補強は、竣工後に地震などを経験し多少損傷・経年劣化した建物を想定としている。

3. 試験体概要

3.1 形状寸法・配筋状況

試験体の形状寸法及び配筋を Fig.3 に、実験パラメータを Table1 に示す。RC 試験体は 2 体（N1・N2）でそれぞれ水平载荷した後に鉄骨補強材（Element1～3）を付加した試験体（R1・R2）の合計 4 種類である。柱及びスタブの配筋を Fig.4 注 1）に、鉄骨補強材の設置状況を Fig.5・6 に、更に鉄骨補強材の形状寸法を Fig.7～9 に示す。外周の RC スタブ及び柱の面内に組み込んだ鉄骨アーチの設置状況を Photo3・4 に、Element1～3 の状況を Photo5～7 に示す。

試験体は 7 階建ての 1 階を想定し、縮尺は 1/4～1/5 程度とした。尚今回の実験では直上階に存在する腰壁はモデル化せず、2 体の試験体を作成した。

短柱の $h_0/D=520/132\approx3.94>2$ である。

コンクリートの打設方法は平置きとし、打継無しとした。モデルの実状に合わせて柱の加力方向に直交する方向のかぶり厚さを大きくした。

柱幅に比べ比較的厚い腰壁が取り付けられている場合を想定して壁板の片側に無収縮モルタルを増し打ちした。柱断面を $132\times180\text{mm}$ 、スタブ断面を $180\times180\text{ mm}$ とし、壁筋（ $6\phi@100$ ）を柱及びスタブに直線定着（定着部長さ 70mm）し、開口部補強筋として D10 を 90° フック（定着部総長さ 130mm）で定着し、腰壁は雑壁とし、増し打ち部分の壁筋を取り付けるために M6 の金属系本体打込み式アンカーを柱スタブに取り付けボルトと壁筋を重ね継手とした。増

Photo1 Apartment of the late 1960s

Photo2 Apartment of the late 1970s

Fig.3 RC frames Shape dimensions and reinforcement arrangement

Fig.4 Arrangement of Column (Left) and Stab (Right)

Table1 Parameters of experiment

	Damage	Reinforcement	Arch corner plate
N1	Not damage	Not reinforcement	-
R1	Damage	Reinforcement	Without plate
N2	Not damage	Not reinforcement	-
R2	Damage	Reinforcement	With plate

し打ち部分の壁筋は 4.5φ@100 である。N1 及び N2 は未損傷の試験体、R1 及び R2 は損傷を有し鉄骨アーチ補強を行った試験体である。R1 と R2 は N1 と N2 を変形角 R=0.5% 正負交番繰返実験を 2 サイクル行った後にひび割れ補修をせずに鉄骨アーチを設置した。鉄骨アーチを取り付ける際コンクリート面を目荒らしし、あと施工アンカーで固定の後に隙間を無収縮モルタルで充填した。あと施工アンカーの設置は、取り付け時の転倒防止及びアーチ材の座屈止めと考えている。Element1 は、腰壁が連続しない場合の端部の補強と考え、R1 及び R2 の RC 柱の両側の側面に付加する。Element2 及び 3 は RC 骨組の柱間且つ上スタブと腰壁間に設置し、それらの違いは Fig.9 の灰色部の湾曲部と上部隅角部の PL-6(Photo7α) (以下、アーチ隅部プレート)の有無であり、R1 で用いられた Element2 は天井際の配管スペースを確保するためにアーチ隅部プレートを設けず、R2 で用いられた Element3 は RC 隅角部からの支圧力の伝達を考慮し、アーチ隅部プレートを設ける。

尚各補強材 (Element1~3) の溶接部は溶接長さ約 6cm の断続隅肉溶接である。

Fig.5 R1 Status of reinforcement installation

Fig.6 R2 Status of reinforcement installation

Fig.7 Shape of Element1

Table2 Material strength

		Young's modulus ($\times 10^5$ N/mm ²)	Yield stress (N/mm ²)
Reinforcing bar	D10	1.98	357
	6φ	2.09	429
	4.5φ	2.12	435
	3.2φ	1.92	656
Steel	PL-3.2	1.85(2.00)	177(292)
	PL-4.5	1.90(1.97)	191(316)
	PL-6	2.05(2.00)	328(296)
	[$-75 \times 40 \times 5 \times 7$]	2.20(1.97)	322(318)

Photo3 R1 setup

Photo4 R2 setup

Photo5 Element1

Fig.8 Shape of Element2

Fig.9 Shape of Element3

Photo6 Element2

Photo7 Element3

Table3 Vertical force · Displacement gage distance

	N1	R1	N2	R2
VF(kN)	226	240	231	221
DH(mm)	950	957	967	974

VF: Vertical force, DH: Displacement gage distance

Fig.10 Loading set up

Fig.12 Point of strain gauge

Table4 Weight , Initial stiffness

	N1	R1	R1/N1
Weight of specimen (kg)	401.5	475.9	1.19
Initial stiffness (kN/mm)	26.7	44.0	1.65
	N2	R2	R2/N2
Weight of specimen (kg)	401.5	478.0	1.19
Initial stiffness (kN/mm)	27.5	52.0	1.89

VO: Vertical displacement gage
HO: Horizontal displacement gage
Fig.11 Position of displacement gage

3.2 使用材料

異形鉄筋は SD295A、丸鋼は SR295 を使用し、コンクリート設計基準強度は $F_c=21\text{N/mm}^2$ で、補強材を取り付けるあと施工アンカーは金属系本体打込み式スチール製アンカー^{注2)}である。コンクリートの実圧縮強度は $F_c= 28.9 \text{ N/ mm}^2$ ・ヤング係数^{注3)} $E=2.41 \times 10^4\text{N/mm}^2$ 、鉄骨は SS400 を使用した。鉄筋及び鉄骨の材料試験結果を Table2 に示す。Table2 中の括弧なしは R1、括弧付きは R2 で使用鉄骨の試験結果である。

4. 正負交番繰返载荷実験

4.1 セットアップ

セットアップ図を Fig.10 に、変位計の取り付け位置を Fig.11 に、各試験体の柱 1 本あたりの鉛直力^{注4)} 及び水平変位計間距離 (DH) を Table3 に示す。100t ジャッキ(g)に曲げモーメントがかからないように 100t ジャッキと 100t ロードセル(h)の両端にクレビス(i)を設ける。試験体の横滑りを避けるために試験体下部に 10t ジャッキ(j)を設置し、下部の試験体との隙間を埋める。本実験では、水平変位計 1・2 (m) により相対変位を計測し、Fig.10 の左方向を正载荷、右方向を負载荷とする。以下に水平载荷前までのセットアップ方法を示す。

- ① PC 鋼棒の受け材(b)の上部に設けたセンターホールジャッキ(a)を用い鉛直方向に設置した径 32mm PC 鋼棒(f)に張力をかけ、配力梁(d)上部に設けた 50 t ロードセル(c)により試験体柱へ作用する鉛直力を確認する。
- ② PC 鋼棒は反力フレーム(l)に設置した PC 鋼棒下部受け材(k)に取り付けている。
- ③ センターホールジャッキでかけた鉛直力は配力梁→ローラー(e)→試験体柱と伝達される。
- ④ 試験体の浮き上がりをセンターホールジャッキにより防止後に 100 t ジャッキにより水平载荷を行う。

4.2 ひずみゲージ

鉄骨アーチのひずみゲージ位置を Fig.12 に示す。図中の円内の数字はひずみゲージ位置番号であり、Fig.12 右図の断面図のように各位置に 2 枚のひずみゲージを張り付けた。

4.3 実験手順

実験手順は以下の通りである。

- ① N1 及び N2 は変形角 $R=0.5\%$ の繰返しを 2 サイクル行う。
- ② ひび割れ補修していない試験体に対し鉄骨アーチ補強を行う。
- ③ 補強後の R1 及び R2 も $R=0.5\%$ の繰返しを 2 サイクルの実験を行う。
- ④ その後载荷スケジュールは R1 については $R=0.5\%$ を 1 サイクル行い、 $R=1.0\%$ を 2 サイクル、 $R=2.0\%$ の正方向の载荷を行った。R2 については $R=1.0\%$ を 2 サイクル、 $R=2.0\%$ を 3 サイクルの载荷を行う^{注5)}。

以下変形角 $R=0.5\%$ 以下の小変形時と 0.5% 以上の終局に至る 2 段階に分けて検討する。

5. 変形角 $R=0.5\%$ まで実験結果

5.1 初期剛性・ $R=0.5\%$ 時耐力

試験体の重量・初期剛性を Table4、各サイクルの変形角 $R=+0.5\%$

Table5 $R=0.5\%$ load

	1 cycle	2 cycle	2 cycle / 1 cycle
N1 (kN)	67.5	63.9	0.95
R1 (kN)	120.1	107.4	0.89
R1/N1	1.78	1.68	
N2 (kN)	70.2	68.9	0.98
R2 (kN)	135.5	122.8	0.91
R2/N2	1.93	1.78

Fig.13 Loading deformation relationship($R=+0.5\%$)

Table6 Historical energy ($R=\pm 0.5\%$)

	1cycle	2 cycle	Total	2cyc. / 1cyc.
N1(kN・mm)	283.3	146.1	429.4	0.52
R1(kN・mm)	395.0	225.1	620.1	0.57
R1/N1	1.39	1.54	1.44	
N2(kN・mm)	307.9	139.5	447.4	0.45
R2(kN・mm)	431.0	243.3	674.3	0.56
R2/N2	1.40	1.74	1.51

Fig.14 Loading deformation relationship($R=+0.5\%$)

時の最大耐力(以下 $R=0.5\%$ 時耐力)を Table5 に示す。N1 及び N2 の重量は RC 骨組のみで、R1 及び R2 の重量は、RC 骨組及び鉄骨・無収縮モルタルの重量である^{注6)}。初期剛性は、変形角 $R=0.1\%$ 付近までの割線剛性で算出する。

補強前の初期剛性については N1 : 26.7kN/mm、N2 : 27.5kN/mm と同様の値であり、 $R=0.5\%$ 時耐力も N1 : 67.5kN、N2 : 70.2kN と概ね同じ値であった。

補強後の初期剛性では R1 : 44kN/mm、R2 : 52kN/mm で R2 が R1 の 1.18 倍、 $R=0.5\%$ 時耐力では R1 : 120.1kN、R2 : 135.5kN で R2 が R1 の 1.13 倍となった。これよりアーチ隅部プレートがある R2 が R1 よりやや高い値を示した。

鉄骨アーチ補強に伴う重量の増加は、20%程度であったことと比べると補強前と補強後の初期剛性は、R1 が N1 の 1.65 倍、R2 が N2 の 1.89 倍となった。 $R=0.5\%$ 時耐力においても、R1 が N1 の 1.78 倍、R2 が N2 の 1.93 倍となっている。

5.2 荷重変形関係・履歴エネルギー ($R=0.5\%$ まで)
変形角 $R=+0.5\%$ の荷重変形関係の Fig.13 に示す。N1 及び N2 の包絡線はほぼ同じ形を示し、 $R=0.2\%$ 付近で剛性が下がっている。R1 及び R2 は補強前と比べ剛性が高くなり、補強前と同様に $R=0.2\%$ 付近で剛性が下がっている。

変形角 $R=\pm 0.5\%$ の繰返載荷時の荷重変形関係を Fig.14 に示す。太線が 1 サイクル目、細線が 2 サイクル目である。1 サイクル目に損傷が生じたため 2 サイクル目には 1 サイクル目より内側の履歴を描いている。

各試験体の各サイクル時の履歴エネルギーを Table6、履歴エネルギー変形関係を Fig.15 に示す。図中の縦軸は履歴エネルギー、横軸は変形角であり、載荷時は荷重変形関係の包絡線の面積が増加するため履歴エネルギーも増加し、除荷時は包絡線の面積が減少するため履歴エネルギーも減少する。補強後の 1 サイクルの履歴エネルギーはほぼ補強前の全履歴エネルギーと同じ程度である。各サイクル及び総履歴エネルギー量は補強後が大きく、総エネルギー量では 1.44~1.51 倍程度の向上が見られた。N1・N2 の 2 サイクル目に対する 1 サイクル目の割合が 0.45~0.52 倍であるが、R1・R2 は 0.56~0.57 倍になった。

5.3 ひび割れ ($R=0.5\%$ まで)
Fig.16 に目視による変形角 $R=\pm 0.5\%$ 時のひび割れ図、Fig.17 に Fig.16 の上スタブの詳細なひび割れについて示す。Fig.16 の N1 及び N2 の細線は実験前のひび割れ^{注7)}で、太線がその実験で生じたものである。R1 又は R2 の細線は N1 又は N2 の実験終了時のひび割れで、太線が R1 又は R2 の実験で生じたものである。

Fig.16 の N1 及び N2 では $R=\pm 0.2\%$ で腰壁上面から下方に向かい柱際にひび割れ(a)が生じ、 $R=\pm 0.3\%$ で曲げひび割れ(b)が生じ、 $R=\pm 0.5\%$ で柱脚に曲げひび割れ(c)が生じた。Fig.13 の荷重変形関係の $R=0.2\%$ 付近で剛性低下した理由はひび割れ(a)が生じたことにより、腰壁と柱の縁が切れたためと考えられる。

一方 R1 及び R2 は $R=\pm 0.2\%$ で上スタブに斜めのひび割れ(d)、 $R=\pm 0.3\%$ でひび割れ(e)、 $R=\pm 0.5\%$ でひび割れ(f)が生じた。

Fig.17 は特徴的な亀裂の発生メカニズムを模式的に示したもので上図の R1 の上スタブに生じた斜めひび割れは、アーチ隅部プレートがないため、アーチ隅部が剛域を形成せずに RC 骨組に追随し

Fig.15 Hysteresis energy deformation relationship($R=\pm 0.5\%$)

Fig.16 Crack pattern($R=\pm 0.5\%$)

Fig.17 Upper stab crack pattern (Up: R1, Bottom : R2)

て変形し、鉄骨アーチのスタブ中央部で水平力が伝達され、合力（水平加力と鉄骨アーチの反力）が矢印のように働き、それによりひび割れが生じたと考えられる。

一方 Fig.17 下図の R2 の上スタブに生じた斜めひび割れは、矢印のように Element3 に力が伝達され、アーチ隅部プレートがありアーチ隅部と RC 骨組が剛となりアーチの曲がり初め付近で滑るよう
なせん断ひび割れが生じたと考えられる。

しかし、本実験は直上階の腰壁を設けていない試験体であるが、本来は直上階に腰壁が存在している。そのため直上階の腰壁がある場合は上梁の剛性が上がるため Fig.17 で示すような上スタブ上面からのひび割れは、腰壁により抑制される可能性がある。

6 終局時に至る実験結果

6.1 荷重変形関係・最大耐力

R1 及び R2 の終局時までの荷重変形関係を Fig.18 に示す。また、 $R=+0.5\%$ までの N1 及び N2 の包絡線と $R=+2.0\%$ 付近までの R1 及び R2 の包絡線を Fig.19 に示した。最大荷重時及び最大変形時の荷重と変形角は Table7 の通りである。

Fig.18・19 に示すように $R=0.8\%$ 付近で最大耐力となり、その後耐力が低下した。R1 の於いては最大変形時まで最大耐力の 17%、R2 は 8%低下したままで推移し、 $R=2.0\%$ の初期サイクル時は安定した変形性能を示した。R2 については $R=2.0\%$ を 3 サイクル行ったが、 $R=2.0\%$ の初期サイクルに比べ第 2・第 3 サイクルに於いては耐力が小さくなっている。これはコンクリートの損傷により RC 側の耐力が減少したためと考えられる。また、ループ形状について第 2・第 3 サイクルは徐々に紡錘型に近づいている。

最大耐力を比較すると、 $R2/R1=163/137=1.19$ となり、アーチ隅部プレートを有する試験体は最大耐力が上昇する。

6.2 包絡線の履歴エネルギー

Fig.19 の灰色に示すような包絡線の履歴エネルギーを Fig.20 に、 $R=0.5\%$ 時・最大荷重時・最大変形時の包絡線の履歴エネルギーを Table8 に示す。補強前の $R=0.5\%$ 変形時に対する補強後の $R=0.5\%$ 時の履歴エネルギーは約 2 倍、補強前の $R=0.5\%$ 時に対する最大重時は 4 倍程度、補強前の $R=0.5\%$ 時に対する補強後の最大変形時 11 ～12 倍と大幅に向上した。

6.3 ひび割れ（終局時）

目視による終局時のひび割れ図を Fig.21 に、実験終了時の柱(h)及び(g)のひび割れ状況を Photo8 に示す。図中の細線は $R=0.5\%$ 以前のひび割れで、中線及び太線は $R=0.5\%$ を超えて生じたひび割れである。最大変形時にひび割れ幅が大きかったせん断ひび割れを太線で示し、g は $R=0.67\%$ 、h は $R=1.0\%$ 、i は $R=2.0\%$ 時に確認したひび割れである。 $R=0.8\%$ の最大耐力付近に g や h のせん断ひび割れが生じ、耐力低下を起こしている。

6.4 鉄骨アーチの軸力・曲げモーメント

鉄骨アーチの正載荷時の $R=+1.0\%$ 及び $+2.0\%$ 時の最大荷重時のひずみから算出した軸方向力を Fig.22、曲げモーメントを Fig.23 に示す。横軸のひずみゲージ位置は Fig.12 の通りである。また、Element2・3 の平行部は PL-3.2 と $[-75 \times 40 \times 5 \times 7]$ を一体の断面(以下、アーチ部材)であると仮定し、断面性能を算出した^{注8)}。

曲げモーメントは概ね逆対称形を示し、軸方向力は概ね負（圧縮）

Table7 Maximum load and Maximum deformation

	Maximum load		Maximum deformation	
	Load (kN)	Deformation (%)	Load(kN)	Deformation (%)
R1	137	0.8	117	1.95
R2	163	0.8	151	1.98

Fig.18 Loading deformation relationship ($R=\pm 2.0$)

Fig.19 Envelope curve

Fig.20 Hysteresis energy of envelope curve deformation relationship

Table8 Hysteresis energy (Unit: kN·mm)

	N1	R1	R1/N1 ($R=0.5\%$)	N2	R2	R2/N2 ($R=0.5\%$)
$R=0.5\%$	175	341	1.95	208	389	1.87
Maximum load	—	707	4.04	—	838	4.03
Maximum deformation	—	1965	11.23	—	2527	12.15

を示している^{注9)}。湾曲部（点3・4・7・8）付近で軸方向力及び曲げモーメントが増大している。また、2・3サイクル目は1サイクル目より値が大きい。これは、1サイクル目で損傷したRC骨組の耐力を鉄骨アーチが負担していると推定される。

また、R1とR2の湾曲部の値を比較すると、軸方向力及び曲げモーメントの両方ともにR2が小さい値を示している。アーチ部材とアーチ隅部プレートとアーチ隅角部枠材（Photo7β）が一体となり作用しているため、負担するひずみが分散し、軸方向力及び曲げモーメントが小さくなったと考えられる。

7. 耐力の検討

最大荷重の計算値と実験値を Table9 に、鉄骨アーチの水平耐力算出用の簡略曲げモーメント図を Fig.24 に、鉄骨アーチのせん断力を算出用の高さ H_{R1} 及び H_{R2} を Fig.25 に示す。

RC 骨組の耐力^{注10)} は終局せん断耐力より求め、鉄骨アーチの耐力は式 3 で算出した。 H_{R1} は 6.4 の曲げモーメントのひずみデータより湾曲部で最大となることから、湾曲部の中心付近から変形すると仮定した。一方 H_{R2} はアーチ隅部プレートにより湾曲部が剛域とし、鉄骨アーチのアーチ隅部プレートの取り付けしていない柱部分の高さと仮定した。鉄骨アーチの柱脚部の支持条件はピン支持としている。

最大耐力は鉄骨アーチと RC 骨組の累加強度として算出した。計算値に対する実験値は 5%程度で良好な一致を示した。

8. メカニズムの検討

最大耐力時の鉄骨アーチ柱脚部の軸力計算モデルを Fig.26 に示す。7.耐力の検討で求めた鉄骨アーチの降伏耐力 P_y を用い、図中の B 点の曲げモーメントの釣り合いを考え、A 点で軸方向力 R_A を算出する。そして、 R_A と鉄骨アーチ側面のアンカーボルト^{注11)} のせん断力 B_Q の差（以下、柱脚軸力 sP_B ）を求める。R1 の有効なアンカーボルトのせん断力は、C 点の M10 であり、アーチ部材とアーチ隅角部枠材が部分的な溶接接合であるため、D 点の M10 は有効に作用しないと考える。R2 については、アーチ隅部プレートとアーチ部材とアーチ隅角部枠材が溶接されているため一体の挙動を示すと考え、C 点の M10 と D 点の M6×2 のせん断力が作用すると思われる。

正荷重最大荷重時のひずみゲージの値から算出した鉄骨アーチ柱脚（点1・10）の軸方向力を Fig.27 に示す。点1はR1が4kN、R2が8kNの圧縮力であり、点10はR1が16kN、R2が23kNの引張力である。

算出した柱脚軸力と点1・10の軸方向力の比較を Table10 に示す。点1の圧縮力を柱脚軸力 sP_B で除した値は、0.73~1.00 と概ね一致する。しかし、点10の引張力を柱脚軸力 sP_B で除した値は、2.11~4.00 と異なり、それに比べ点10を R_A で除した値は、0.95~1.36 と概ね一致する値を示す。

$R=+2.0\%$ 時の鉄骨アーチの圧縮側の柱脚付近のひび割れを Fig.28 に示す。図中 R1 の i のひび割れ、R2 の g のひび割れに着目すると鉄骨アーチが RC 骨組を矢印方向に押し圧縮ストラットを形成し、水平力を伝達していることがわかる。連続する腰壁を想定した場合、i や g のひび割れは腰壁により抑制されると考えられる。

Fig.21 Crack pattern(R=2.0%)

Photo8 Collapse situation (Left: R1, Right: R2)

Fig.22 Axial force of steel arch

Fig.23 Bending moment of steel arch

Table9 Experimental and Calculated value

	R1	R2
Experimental value(kN)	137	163
Calculated value	RC frame(kN)[Qsu]	117
	Steel arch(kN)[Py]	51
	Total(kN)[Qsu+Py]	142
Exp./Cal.Total	0.96	0.99

今回の場合の腰壁の連続しない場合、端部の柱に関しての補強をさらに検討する必要があると考える。

9. 結論

本実験において以下の知見を得た。

- 1) 6 鉄骨アーチ補強によって初期剛性は補強前の約 1.7 倍、R=0.5%時耐力は補強前の約 1.8 倍、R=0.5%時の履歴エネルギーは補強前の約 1.5 倍と大幅に向上した。
- 2) アーチ隅部プレートに有する場合、アーチ隅部プレートが無いものより初期剛性が約 1.18 倍、R=0.5%耐力が約 1.13 倍、最大耐力約 1.19 倍増加した。
- 3) 鉄骨アーチ補強した場合 R=0.8%付近で最大荷重を迎え、柱にせん断ひび割れが生じ耐力は低下したが、R=2.0%の初期サイクル時の最大変形時の荷重低下率は最大荷重の 8~17%であった。
- 4) 鉄骨アーチの軸力及び曲げモーメントは、湾曲部で大きくなり、アーチ隅部プレートを設けることで局所的な力を分散させることを確認した。
- 5) 鉄骨アーチ補強後の履歴エネルギー量は、補強前の R=0.5%時のものと比較すると最大耐力時は 4 倍、最大変形時は 11 倍程度と大幅に向上した。
- 6) 鉄骨アーチを取り付けた場合の最大耐力は、RC 骨組と鉄骨アーチの累加強度で概ね求めることができる。

鉄骨アーチをRC骨組の面内に設置する本工法は初期剛性、耐力に有効であり、特に履歴エネルギーを大幅に向上できる。今後は①上層階の腰壁を考慮、②アーチ形状の形状、③連続する腰壁の考慮④損傷のない架構に対し鉄骨アーチ補強を行い初期剛性の確認等の実験を行う予定である。

謝辞

本研究は平成 28 年度関西大学大学院理工学研究科高度化研究費助成を得た。

注

- 注1) 今回の実験に於いて、型枠作成の簡便化し試験体作成の合理化を図るために柱見込み方向のかぶり厚さを大きくした。これに伴い帯筋比を現行の基準程度とするために帯筋のピッチを調節した。
- 注2) 鉄骨アーチ補強に使用するあと施工アンカーの M10 の形状は、外径 14mm、全長 40mm、ねじ部長さ 15mm、埋込み長さ 40mm である。M6 は外径 10.5mm、全長 30mm、ねじ部長さ 10mm、埋込み長さ 30mm である。
- 注3) コンクリートのヤング係数は式 4) を用いて算出した。γ=23 とする。
- 注4) 鉛直力は、柱の 1 本当たりの鉛直応力が 10N/mm²程度になるように手動制御で行った。
- 注5) 加力方法を違いは R1 について R=0.5%の 2 サイクル目までひずみデータの計測不良により、3 サイクル目を行った。それに加え、R1 の R=2.0%を繰り返すための変位計の余長がなかったために、R=2.0%が一方方向載荷となった。
- 注6) 重量は図面上の寸法から算出し、それに比重 (RC:2.4、モルタル: 2.3) や単位重量をかけて求めている。
- 注7) N1 と N2 のひび割れを比較すると N2 は N1 より養生期間が長かったためにヘアクラックが多少多く生じていた。
- 注8) 鉄骨アーチの軸方向力及び曲げモーメントに使用するアーチ部材のヤング係数 Et、降伏応力度 σty は式 5,6 により算出した。TableA にアーチ部材の断面性能を示す。部材軸位置(x)を Fig.A に示す。

Fig.24 Yield strength of steel arch

Fig.25 Height of bending moment

Fig.26 Calculation model of the axial force

Fig.27 Axial force of steel arch on maximum load

Table10 Experimental and Calculated value of Axial force

		R1	R2
Experimental value(kN)	Point①	4.0	8.0
	Point⑩	16	23
Calculated value (kN)	RA	11.8	24.2
	BQ	7.8	13.3
	sPB	4.0	10.9
Point①/ sPB		1.00	0.73
Point⑩/ sPB		4.00	2.11
Point⑩/ RA		1.36	0.95

Fig.28 Transmission of force on R=+2.0%

注9) 軸方向力の湾曲部（点 3・4・7・8）付近では一部正（引張）を示しているが曲げモーメントの影響を受けたためと考える。

注10) RC 試験体の柱の諸耐力を TableB に示す。曲げひび割れモーメント M_c (式 7)及び曲げ降伏モーメント M_u （式 10）は文献 2）の pp.620～627 を参考とし、せん断ひび割れ強度 Q_c （式 9）、終局せん断耐力 Q_{su} （式 12）は文献 1）の pp.49～60 を参考とし、柱軸力には Table2 の鉛直力とした。文献 3）の p.139 より $k_c=1.14$ 、 $k_u=1.0$ 、 $k_p=0.82pt^{0.23}$ とし計算している。

注11) アンカーボルトに使用した M10 と M6 は SS400 を使い、降伏せん断応力 $\tau_y=135 \text{ N/mm}^2$ とする。断面積は M10 を 58mm^2 、M6 を 20.1mm^2 とする。

TableA Cross-sectional performance of steel arch		
	R1	R2
Area (cm ²) [A]	13. 14	
Geometrical moment of inertia (cm ⁴) [I]	36. 3	
Distance of axis of member (cm) [x]	2. 23	
Section modulus (cm ³) [Z]	16. 28	
Young's modulus (×10 ⁵ N/mm ²) [E _t]	2. 08	1. 98
Yield stress (N/mm ²) [σ _{ty}]	274	309
Yield strain (×10 ⁻⁶) [ε _y]	1673	1888

Fig.A Position of member axis

TableB Various strength of RC frame (Unit: kN)				
	N1	N2	R1	R2
P _c	51	52	54	50
Q _c	94	95	97	94
P _u	118	119	120	117
Q _{su}	115	115	117	114

$$E = 3.35 \times 10^4 \times (\gamma / 24)^2 \times \sqrt{Fc / 60} \quad \dots \text{式4}$$
$$E_t = \frac{E_p \times A_p + E_c \times A_c}{A_p + A_c} \quad \dots \text{式5}$$
$$\sigma_{yt} = \frac{\sigma_p \times A_p + \sigma_c \times A_c}{A_p + A_c} \quad \dots \text{式6}$$
$$Mc = 0.56 \sqrt{\sigma_b} Z_e + \frac{ND}{6} \quad \dots \text{式7}$$
$$Pc = 2Mc / h_0 \quad \dots \text{式8}$$
$$Qc = \left(1 + \frac{\sigma_0}{15} \right) \left\{ \frac{0.085 k_c (F_c + 50)}{M / (QD) + 1.7} \right\} \quad \dots \text{式9}$$
$$Mu = 0.8 a_t \sigma_y D + 0.5 ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \quad \dots \text{式10}$$
$$Pu = 2Mu / h_0 \quad \dots \text{式11}$$
$$Qsu = \left\{ 0.115 k_u k_p \frac{18 + F_c}{M / (Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} bj \quad \dots \text{式12}$$

参考文献

1) Sato, Tatsumi et al.: RC Kijin Ni Yoru Tekkin konkuri-to No Kouzousekkei 【Kaiteiban】 ,Kajimasyuppankai, March 2011
佐藤立美,ほか 2 名:RC 規準による鉄筋コンクリートの構造設計 【改訂

版】 ,鹿島出版会,2011.3

2) Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism Housing Bureau Building Guidance Division et al: Kentikubutsu No Kouzou ukan keigizyutsukijunkaisetusyo 2007 Nenban, Zenkokukanpouhanbaik youdoukumiai, August 2007
国土交通省住宅局建築指導課等監修:建築物の構造関係技術基準解説書 2007 年版,全国官報販売協同組合,2007.8

3) Architectural Institute of Japan : Standerd for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures -Based on Allowable Stress Concept- , Maruzen, November 1999
日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説・許容応力度設計法・丸善,1999.11

4) Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism Housing Bureau Building Guidance Division: 2001 Nenkaiteiban Kizontekk inkonkonkuri-tozoukentikubutsu No Taishinshindankijun Doukai-setsu , The Japan Building Disaster Prevention Association, September 2010
国土交通省住宅局建築指導課:2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説,日本建築防災協会,2010.9

5) Shimadu,Takayuki et al : .Koukouzou [Dai 2 Han],Morikitasuyuppan, March 2003
嶋津孝之ほか 4 名:鋼構造[第 2 版],森北出版,2003.3

6) Nomura, Naoki .Nishizawa, Hidekazu.: An Experimental Study on Mechanical Properties of Panel Steel Arch Reinforcement of RC Frame with pandrel wall, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan,C-2, pp.619-620, August 2016. 8
野村直樹,西澤英和:腰壁付き RC 架構の面内鉄骨アーチ補強の力学特性に関する実験的研究,日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 分冊,pp. 619 -620, 2016.8

7) Architectural Institute of Japan: Data for Structural Calculation of Reinforced Concrete Building, Maruzen, January 2002
日本建築学会:鉄筋コンクリート構造設計用資料集,丸善,2002.1

LATERAL LOADING TESTS ON RC FRAMES REINFORCED BY STEEL ARCH

For reinforced concrete apartment house

Naoki NOMURA^{*1} and *Hidekazu NISHIZAWA*^{*2}

^{*1} Grad. Student, Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kansai Univ., M.Eng.

^{*2} Prof., Dept. of Architecture, Kansai Univ., Dr.Eng.

Recently the earthquake resistance of public buildings such as schools has progressed, but seismic diagnosis and seismic retrofitting of private apartments have not progressed.

So we deal with an apartment which was built before 1981, and propose the seismic reinforcement method for it. Now we reinforce the apartment on the balcony and common corridor, because it is required to do seismic reinforcement construction of apartment at the out of the private area.

We created RC frame, reinforcement method was attached steel arch in RC frame.

Reasons for attaching steel arch reinforcement are as follows.

- 1) It has less influence on traffic lines compared with brace reinforcement
- 2) The curved portion of the arch can smoothly transmit the horizontal force from the girder to the column to the lower part of the building.
- 3) Spiral reinforcement isn't set between the RC frame and steel arch, in order to reduce the decrease of the opening height when the residents take refuge.

The purpose of experiment is set in confirming the effect of reinforcement by steel arch. Two 1/4-1/5-scale RC frames were tested cyclic lateral loading. Next they were reinforced by steel arch. And the reinforced them were done experiment.

We obtained the following conclusion from this experiment.

- 1) The initial stiffness of specimen after reinforced by steel-arch increased about 70% than it of specimen before reinforcement. The strength on $R=0.5\%$ of specimen after reinforcement increased about 80% than it of specimen before reinforcement. The hysteresis energy of specimen after reinforcement increased about 50% than it of specimen before reinforcement.
- 2) The initial stiffness of specimen with arch-corner-plate was 18% higher and the strength of specimen with arch-corner-plate was 13% higher, than specimen without arch-corner-plate.
- 3) In the case of reinforced by steel-arch, the maximum load was reached in the vicinity of $R=0.8\%$. The shear cracking occurred in the column. The lateral load decreased but the load at maximum deformation at the initial cycle of $R = 2.0\%$ was 8-17% less than maximum load. The large reduction in yield strength were not observed.
- 4) Axial force and bending moment of the steel-arch became large at the curved portion, and they can be dispersed by attaching the arch-corner-plate.
- 5) Hysteresis energy of specimen after reinforcement on maximum load was Approximately 4 times than specimen before reinforcement on $R=0.5\%$ load .And Hysteresis energy of specimen after reinforcement on maximum deformation was Approximately 11 times than specimen before reinforcement on $R=0.5\%$ load .
- 6) Maximum yield strength when steel-arch is attached can be roughly calculated by the accumulated strength of RC frame and steel-arch.

(2017 年 8 月 9 日原稿受理, 2018 年 1 月 12 日採用決定)