圧縮ブレースを用いる既存RC造ピロティ架構の耐震補強に関する実験的研究 AN EXPERIMENTAL STUDY ON A SEISMIC RETROFIT FOR EXISTING R/C FRAMES WITH SOFT STORY USING COMPRESSIVE BRACINGS

塩屋 晋一*, 大川 光雄**, 幸加木 宏亮***

Shinichi SHIOYA, Mitsuo OHUKAWA and Hiroaki KOUKAKI

A new seismic retrofitting technique using compressive bracings for existing R/C frames with soft story was experimentally tested. The bracing is composed of steel pipe in-filled high-strength mortar and its ends are designed to resist compressive bracing without tensile resistance. These make the conductivity of the seismic retrofit easier, the cost of works lower and the time of works shorter. Experimental tests were carried out to evaluate the reinforcing effect. Three strengthening specimens with the bracings and, for comparison, a non-strengthening specimen were constructed with a 1/5 dimensional scale factor. All specimens were tested under inelastic reversal loading. Test results indicated that the soft story was successfully seismic retrofitted, and that the lateral strength increased by approximately twice that of the non-strengthening frame. Test results also showed that the governing failure mechanism in the soft story was successfully shifted from a column sidesway mechanism to a total collapse mechanism.

Keywords: *Soft story, Reinforced concrete, Seismic retrofitting, Bracing*
ピロティ架構, 鉄筋コンクリート, 耐震補強, ブレース

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震でピロティ架構の鉄筋コンクリート造(以後, RC)建物に大きな被害¹⁾が生じたことは周知のとおりである。ピロティ架構は1階にRC柱だけが設けられ, 2階以上ではRC壁が設けられる。この形式の建物は既存建物として多く存在しており, 耐震補強を施す必要がある。特に民間建物に多く, 経済的理由によりほとんど補強は行われていない。簡易な補強方法が求められている。

本研究はピロティ架構の構造的特徴を利用して補強工事の範囲と工事を少なくする簡易な補強方法を提案する。特に耐震性能が劣り, 民間建物に多い1スパンの架構を対象にする。

ピロティ架構の構造上の問題は, ピロティ階の水平剛性と水平耐力が上階に比べて小さく, 地震時にそこが層せん断降伏して振動エネルギーがそこに集中すること, 引張側柱の水平耐力が低下すること, 圧縮側柱に高軸力が生じることなどである。

ピロティ階の補強方法としては, 耐震壁や枠付鉄骨ブレースを設置して剛性・耐力を増大させる方法²⁾, 柱のせん断補強を行い柱のせん断耐力と軸耐力を増大させて靱性とエネルギー吸収量を増大させる方法³⁾, 剛性・強度・エネルギー吸収性能の高い耐震要素を設置して応答変形を抑制する方法⁴⁾がある。しかしピロティ架構を対象にした簡易な補強方法はまだ開発されていない。

本補強方法の力学的狙いは, 圧縮抵抗だけするブレースを設置してピロティ階の水平剛性・水平耐力を増大させて架構全体を曲げ破壊または回転させること, またはそれらが不可能な場合にはブレースを圧縮降伏させて高い水平耐力の状態を層せん断降伏させることである。

図1 補強方法と加力実験で想定する応力状態

本論文では補強方法と, 5階建てRCピロティ架構を想定した架構試験体の静的加力実験により明らかにした耐震補強効果を述べる。

2. 補強方法

2.1 補強方法の形状

ピロティ架構は壁と一体になった2階梁と, 基礎梁を含めたフーチングの剛性・強度が極めて大きいと考えられる。本補強法は図1(a)に示すようにそれらの部分を連結するように圧縮抵抗だけするブレースを設置する。ブレースは左右に設置する。ブレースを引張抵抗させないため梁との接合部を簡素にできる。ブレースには高強度の材料を用いて断面を小型にし, 設置角度 θ を 60° 以上とする。これにより補強による内部空間への制約をできるだけ生じないようにする。

* 鹿児島大学建築学科 准教授・博士(工学)

** 鹿児島大学大学院前期課程 大学院生

*** 竹中工務店大阪本店 修士(工学)

Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kagoshima University, Dr. Eng. Graduate Student, Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kagoshima University Takenaka Koumuten Co., Ltd.

2.2 ブレース

ブレースには鋼管に高強度モルタルを充填した部材を用いる。モルタルの圧縮強度は80～90N/mm²とする。モルタルは、この高強度でも流動化剤を用いなくても容易に流動性を確保できる。無収縮モルタルを用いるが、練り混ぜ時に無収縮剤を投入する安価なタイプとする。またモルタルには工期を短くするために早強セメントを用いる。

鋼管から梁に直接、圧縮力が伝達しないように鋼管の端と梁の間は鋼管を連続させない縁切り区間を設ける。鋼管にはブレースの座屈耐力と圧縮降伏後の靱性を増大させるほか、型枠の役割を持たせる。

2.3 ブレースと梁の接合部

ブレースと上下の梁の接合部(以後、梁の接合部)は既存の梁を部分的には取り取り、ブレースと一体的に無収縮モルタルを充填する。既存部分の工事範囲は梁の接合部だけである。ブレースに引張力が生じると、図1(c)に示すように基礎梁とブレースの水平の境界でモルタルに分離ひび割れが生じるようにする。このひび割れ面を分離面と呼ぶ。2階梁側には両端にナットを固定したボルトを2本、設置してブレースと2階梁を連結する。この詳細は3.4節で図5を用いて説明する。これによりブレースの倒れを防ぐ。基礎梁側には片側頭付磨き丸鋼を2本、頭を基礎梁側にしてブレース軸に平行に設置する。分離ひび割れが生じた後は、ブレースが引張力を受けると、磨き丸鋼をガイドにしてブレース端が滑り、圧縮力を受けると同様にブレース端が滑り、分離面がずれないように閉じる仕組みになっている。この磨き丸鋼はそのガイドとして設けるもので、ブレースの圧縮軸力の水平成分を丸鋼のダボ作用で基礎梁に伝達させる目的で設けるものではない。

2.4 架構におけるブレースの力学的役割

ブレースの主たる役割はピロティ階の水平剛性と水平耐力を増大させることである。本補強ではこのほか二次的役割として水平力に伴う圧縮側柱の変動軸圧縮力を抑制し、圧縮側柱の変形性能を低下させないことを期待している。後者の役割はつぎのように説明される。

図1のように水平荷重Pとこれに伴うモーメントMがピロティ階に作用する場合を考える。ここでは水平荷重に伴う変動軸力を議論するため、長期荷重は作用していないものとして考える。

図2の左側のように水平力PとモーメントMが作用すると、ブレースに圧縮力 C_B が生じ、左右の柱に変動軸力 ΔN_1 、 ΔN_2 が生じる。右側の圧縮側柱の変動軸力は圧縮状態として圧縮力を正として扱う。力の釣り合いよりPとMおよび ΔN_2 は下記の式で表される。

$$P = C_B \cdot \cos \theta + \sum Q_i$$

$$= C_B \cdot \cos \theta + \sum (t M_i + b M_i) / h_o \quad (1)$$

$$M = P \cdot 2 h_p$$

$$= C_B \cdot \cos \theta \cdot 2 h_p + \sum (t M_i + b M_i) \cdot 2 h_p / h_o \quad (2)$$

$$\Delta N_2 = (M + \sum t M_i) / L - C_B \cdot \sin \theta \cdot L_1 / L \quad (3)$$

ここに、 Q_i 、 $t M_i$ 、 $b M_i$ ：左右の柱のせん断力、柱頭・柱脚の曲げモーメント、 h_o ：1階柱の内法高さ、 $2 h_p$ ：水平荷重の重心から2階梁下端までの高さ(図1)

(3)式の右辺の第一項は水平力に伴う変動軸圧縮力の増加量を意味し、第2項の $-C_B \cdot \sin \theta \cdot L_1 / L$ はブレースが変動軸圧縮力を吸収する量を意味している。すなわち、第2項のブレースの吸収量を増大させることにより圧縮側柱の変動軸圧縮力を抑制できることになる。圧縮側柱の変動軸力を調整する指標としてはつぎのものが考えられる。

(3)式に(2)式を代入すると(4)式が得られる。右辺の{ }内の値はい

図2 ピロティ階の応力状態と分離面での水平力伝達機構

ずれも正であるので、その総和は{ }内の第1項の $C_B \cdot \cos \theta \cdot 2 h_p$ の値よりも大きくなる。 α を1以上の値として{ }の総和の値を $\alpha C_B \cdot \cos \theta \cdot 2 h_p$ とすると、(4)式は(5)式で表される。圧縮側柱に変動軸力が生じない条件は ΔN_2 が零の場合であり、これを(5)式に適用すると(6)式が得られる。これを整理すると(7)式が得られる。

$$\Delta N_2 = \{ C_B \cdot \cos \theta \cdot 2 h_p + \sum (t M_i + b M_i) \cdot 2 h_p / h_o + \sum t M_i \} / L - C_B \cdot \sin \theta \cdot L_1 / L \quad (4)$$

$$\Delta N_2 = \alpha \cdot C_B \cdot \cos \theta \cdot 2 h_p / L - C_B \cdot \sin \theta \cdot L_1 / L \quad (5)$$

$$\alpha \cdot C_B \cdot \cos \theta \cdot 2 h_p / L - C_B \cdot \sin \theta \cdot L_1 / L = 0 \quad (6)$$

$$\Psi = 1 \quad \text{ここに、} \Psi = \alpha \cdot 2 h_p / (L_1 \cdot \tan \theta) \quad (7)$$

Ψ を1にすると、圧縮側柱には変動軸力は生じない。1より小さくすると引張の変動軸力が生じて、長期荷重が作用している場合の右側柱の圧縮軸力は水平荷重の増加に伴って減少することになる。 α は1以上であるが、 α の値の与え方は今後、検討を行う必要がある。

2.5 ブレース端の軸力の水平成分の伝達機構

基礎梁側に分離面が形成された以降で、ブレースが圧縮力を受ける状態では、図2の右側に示すように圧縮力 C_B の水平成分は分離面のモルタルの水平方向の摩擦係数 μ だけで伝達させる。Fは垂直抗力Nと摩擦係数 μ の積として(8)式で表される。Nは C_B の鉛直成分である。このFがブレースの軸力の水平成分 $C_B \cdot \sin(90^\circ - \theta)$ より大きくなるようにブレースの設置角度 θ を調整する必要がある。これは(9)式で表される。モルタルの内部摩擦角を ϕ とすると、 μ は $\tan \phi$ で表される。これを(8)式に代入し得られる式を(9)式に代入して整理すると(10)式が得られる。 ϕ を高強度モルタルにも適合する一般的な 37° ⁵⁾とし、(10)式を θ について整理すると(11)式が得られる。ブレースの設置角度 θ を 53° より幾分、大きくすれば、ブレース端が水平方向に滑ることなくブレースの圧縮力を基礎梁に伝達できることになる。

$$F = \mu \cdot N = \mu \cdot C_B \cdot \cos(90^\circ - \theta) \quad (8)$$

$$F \gg C_B \cdot \sin(90^\circ - \theta) \quad (9)$$

$$\tan \phi \gg \tan(90^\circ - \theta) \quad (10)$$

$$\phi \gg 90^\circ - \theta \quad \text{すなわち} \quad \theta \gg 53^\circ \quad (11)$$

3. 補強したピロティ架構の加力実験

3.1 方針と計画する破壊形式

本補強は前章で述べたようにブレースの設置角度 θ を 53° 以上にしてブレース端の分離面でブレースの軸圧縮力の水平成分をモルタルの摩擦係数により基礎梁に伝達させて、ピロティ階の水平剛性と水平耐力を増大させると同時に圧縮側柱の高軸力状態を防ぐことを狙いとしている。本研究ではその分離面でのブレースの水平成分力の伝達状況と、本補強方法の補強効果を静的加力実験で検証する。目指す補強後の破壊形式は第1章で述べた。破壊形式を制御するためにも必要となる3種類の破壊形式の試験体を計画した。

図3 圧縮降伏させる制御部の詳細と一軸圧縮実験および実験結果

ブレースと梁の接合部が支圧破壊する破壊形式、ブレースを圧縮降伏させる破壊形式、架構全体が全体曲げ破壊する破壊形式である。その他、比較用として無補強で層せん断降伏する試験体も計画した。

3.2 想定する架構と試験体の基本形状および応力状態

図1(a)に示す5階建て1スパンのピロティ架構を対象にした。試験体は図1(b)に示すように基礎フーチングから3階梁までの架構の部分とした。試験体への加力は、ピロティ階の応力状態が5階建てのものと同じになるように行なった。水平荷重の分布の比率は各階の重量を同じとしてAi分布(建築基準法施行令)によって算出した。

3.3 ブレースを圧縮降伏させる場合の制御方法

ブレースを圧縮降伏させる場合、上下の接合面近傍では鋼管が斜めに切断されるため、モルタルに対する鋼管の拘束力が小さくなり、その部分のモルタルが圧縮破壊する。その後、繰返し力が加わると、そのモルタルは劣化して接合面がずれはじめる⁶⁾。これを防ぐため、接合面から離れた位置で局部的に圧縮降伏させる必要がある。

ブレースを圧縮降伏させる場合、図4中に示すように基礎梁側の鋼管内部に鋼管の横拘束力を減少させる区間(以後、制御部)を設け、その部分のモルタルを圧縮降伏させる方法を用いた。制御部は鋼管の内側にクロロプレナムスポンジ(以後、CRスポンジ)を貼り付けた。

次節の架構試験体に合わせて制御部の一軸圧縮実験を行った。鋼管にはSS400のφ60.5×3.2を用いた。CRスポンジの分割数、厚さは種々組み合わせて実験を行った。ここでは最終的に採用したものだけを述べる。図3(a)に試験体の形状・寸法・加力状況を示す。圧縮耐力はB断面のモルタルの圧縮耐力で制御する。圧縮降伏後の耐力低下は鋼管に触れるモルタル部分が鋼管より受ける横拘束力で抑制する。試験体上部は鋼管を二重にし、内側の鋼管とその内部のモルタル部分が外側鋼管の内部に入り込んでいく仕組みである。

表1にモルタルの力学的特性を示す。モルタルは早強セメントと砂に無収縮剤を添加したものである。図3(b)に平均の応力-ひずみ関係を示す。荷重と変形の目盛も示す。応力はB断面でCRスポンジを除いたモルタルの実断面積で圧縮荷重を除している。ひずみは216mmで全圧縮変形を除している。モルタルの圧縮強度 $m\sigma_B$ を水平の一点鎖線で示す。応力が $m\sigma_B$ に達するとモルタルが圧縮破壊して27 N/mm²ほど強度低下が生じた。圧縮破壊時の応力と $m\sigma_B$ はほぼ一致しているので、その軸力はモルタルの実断面積と圧縮強度の積で評価できることが確認できる。その後、強度は緩やかに増加し、再び $m\sigma_B$ に達するまでの軸変形を確保したことになる。

3.4 架構試験体

図4に試験体の形状と寸法および配筋を示す。表2に断面リスト

図4 架構試験体の形状と配筋

表2 部材の断面リスト(単位:mm)

部材	柱	基礎梁	基礎直交梁	2階梁	3階梁
主筋	10-D6 Pg=1.62%	3-D6 3-D6	3-D6 3-D6	3-D6 3-D6	3-D10 3-D10
せん断補強筋	2.5φ@30 Pw=0.23%	2.5φ@40 0.27%	2.5φ@40 0.27%	2.5φ@40 0.27%	2.5φ@40
b×D	140×140	90×200	90×200	90×160	200×200
断面					

表3 架構試験体の一覧

試験体	試験体の特徴	スパイラル筋	hp (mm)	2hp (mm)	L ₁ (mm)	Ψ (α=1.0)	長期軸力比
No.1	無補強	—	—	—	—	—	η=0.15 (79.1kN)
No.2	ブレースの接合部の支圧破壊	無	1926	1406	1059	0.77	η=0.13 (79.1kN)
No.3	ブレースの圧縮降伏	有	2226	1706	—	0.93	η=0.13 (79.1kN)
No.4	全体曲げ破壊	—	—	—	—	—	—

表4 使用材料の力学的特性(単位:N/mm²)

材料名	試験体	E (×10 ⁴)	σ _B	ε _B (%)	σ _p
コンクリート	No.1, No.2	2.24	26.9	0.25	2.34
	No.3, No.4	2.35	30.8	0.27	3.11
	No.1, No.2	2.54	84.7	0.49	—
モルタル	No.3, No.4	2.80	93.5	0.40	—
		E _s (×10 ⁵)	σ _y	σ _B	
	No.1, No.2	2.11	343	410	
鉄筋	No.3, No.4	1.93	318	423	
	No.1, No.2	1.83	397	536	
	No.3, No.4	1.76	384	537	
	共通	1.66	343	480	

E, E_s: ヤング係数
σ_B: 圧縮強度
ε_B: 圧縮強度時のひずみ
σ_p: 割裂強度
σ_y: 降伏強度
σ_B: 引張強度

を示す。縮尺は実寸法の約1/5である。基礎部分にはフーチング、梁間方向の基礎梁、桁行方向の直交基礎梁、1階には左右の柱、2階には耐震壁と2階梁を設けた。ピロティ架構では2階以上は無開口壁となるので3階の梁は断面と配筋を増大し加力フレームと固定した。また壁筋はD6のシングル配筋とし、壁筋比は1.3%と大きくした。

表3に試験体の一覧を示す。試験体数は計4体である。No.1は補強しない試験体で、No.2～No.4は補強した試験体である。No.2は単にブレースを設置した試験体で結果的にブレースと梁の接合部が支圧破壊した。No.3はその支圧破壊を回避するためにブレースを圧縮降伏させる試験体で、No.4は架構全体を曲げ破壊させる試験体である。ブレースの角度θは60°の1種類とした。表3に(7)式のΨの計算値も示している。αは1としている。補強試験体では0.77または0.93となっている。実際のαは1より大きくなるため、実際のΨも1より大きくなる可能性が大きい。今回の試験体では圧縮側柱での変動軸圧縮力の増大は抑制できるが、2.4節で述べたような圧縮側柱で引張の変動軸

図5 プレースと梁の接合部の詳細

力が生じるような現象は生じる可能性は小さい。表4に使用材料の力学的特性を示す。実験は二期に分けて行い、No. 3, No. 4 では接合部を一部、改良した。プレースの仕様は前節と同じとした。図5にプレースの接合部の詳細を示す。鋼管は両端に5mmの縁切り区間を設けた。上梁側では両端にナットが固定されたボルトを2本設置し、ボルトはNo. 2でM5, No. 3, No. 4でM6とした。基礎梁側では片側頭付磨き丸鋼(5φ)を2本設置した。これらはプレース軸に平行に設置した。No. 3では制御部を図5(b)に示す位置に設け、鋼管の下端部は写真2(b)に示すように二重鋼管とした。No. 3とNo. 4は写真1(c)に示すようにスパイラル筋(D3-@15, 直径は基礎梁側:78mm, 上梁側:62mm)を配筋した。

3.5 プレースと接合部の施工状況

写真1(a)に施工時の鋼管の設置状況を示す。接合部の欠損部は今回は型枠内にスタイロフォームを設置してコンクリート硬化後、それを除去して形成した。モルタルは基礎梁側から圧入して鋼管内を通して上梁に充填した。上梁では空気抜きホースを欠損部の最上部(写真1の裏面)に取り付けた。上下の欠損部の充填状況は型枠に用いたアクリル板を通して目視で確認した。モルタルは良好に充填された。

3.6 測定位置と加力方法

図6に変位計の設置状況と加力状況を示す。フーチングに対する、2階梁および3階梁の断面中心位置の水平変形、左右の柱の軸変形、プレースの軸変形を測定した。また2階の壁と、フーチングを固定した鉄骨の回転角を傾斜計で測定した。

フーチングを鉄骨フレームに4本のPC棒鋼で固定した。3階の梁に鉄骨を固定してその部分に水平荷重と鉛直荷重を加力した。左右の柱の断面中心に鉛直荷重を作用させ、繰り返しの水平加力を行った。

1階の柱の長期軸力が79.1kNになるように設定した。それを軸力比で表すとNo. 1, No. 2では0.15, No. 3, No. 4では0.13となる。

図1の水平荷重の分布形状を一定とするので水平荷重の重心高さ h_p が一定になるように左右の鉛直荷重を制御した。 h_p は基礎梁上端からの高さでNo. 1, No. 2, No. 3では1926mmとした。No. 4は全体曲げ破壊させるために2226mmと高くし、曲げ破壊の水平耐力を小さくした。表5に水平加力の各サイクルのピーク値を示す。初期のサイクルは荷重を目標にし、それ以降は変形を目標に漸増の繰り返し加力を行った。

3.7 破壊経過と層せん断力-層間変形角関係

図7に1階の層せん断力-層間変形角関係と最終ひび割れを示す。層間変形角 R は基礎梁と2階梁の断面中心の間の高さ h (=700mm)で除

写真1 プレース鋼管の設置状況と上下の接合部の施工状況およびモルタルの充填状況

表5 各サイクルのピーク値 (■は荷重制御)

サイクル	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
単位	(kN)										
No.1	20	40	0.4	0.5	0.6	0.8	1.00	1.25	1.50	1.75	2.17
No.2	40	70	80	100	0.54	0.8	1.00	1.00	1.25	2.14	2.14
No.3	40	70	100	0.4	0.8	1.0	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25
No.4	40	70	100	0.4	0.6	0.8	1.00	1.25	1.44	1.75	2.00

した値である。図中には開口内法高さ h_o (=520mm)で除した変形角 R_o の目盛りも示している。水平荷重の方向により柱とプレースは圧縮状態または引張状態に変化する。以後、それぞれの状態の柱とプレースを、圧縮柱、圧縮プレース、引張柱、引張プレースと呼ぶ。

(a) 無補強試験体: No. 1

引張柱の柱脚、圧縮柱の柱脚、引張柱の柱頭、圧縮柱の柱頭、2階梁の梁端、基礎梁の梁端の順に曲げひび割れが生じ、その後、2階の柱梁接合部にせん断ひび割れが発生した。壁にはせん断ひび割れは生じなかった。 ± 8 サイクルのピークの $\pm 1.25 \times 10^{-2}$ rad.には左右の柱とも柱脚・柱頭の中段主筋が引張降伏し、左右の柱が曲げ降伏した。これにより層せん断降伏して最大荷重が決定した。

P- Δ 効果による最大耐力以降の耐力の降下線を一点鎖線で示している。 ± 10 サイクルのピーク時の耐力まではほぼその線に沿っているが、 -11 サイクルの -1.90×10^{-2} rad.で顕著に低下している。 ± 11 サイクルで柱脚では梁間の基礎梁が付かない外側でフーチングとの境界に曲げ圧縮破壊が生じ、その領域に曲げせん断ひび割れが進展した。これに伴い圧縮柱の軸変形が増大して限界変形に達した。ピロティ架構では圧縮柱の柱脚は架構の外側の拘束力が低下するので曲げ降伏後の変形性能は安全側で評価する必要があると言える。

(b) プレースと梁の接合部が支圧破壊した補強試験体: No. 2

引張プレースと基礎梁の境界に分離ひび割れが生じ、その後引張柱の柱脚、圧縮柱の柱脚、引張柱の柱頭、圧縮柱の柱頭の順で曲げひび割れが生じた。 ± 5 サイクルの $+105$ kNと -124 kNで引張柱のほぼ中央高さに水平の引張ひび割れが生じ、これ以降、剛性低下が大きくなった。最大荷重時には壁に加力方向から圧縮プレースの上梁の接合部までの範囲にせん断ひび割れが多数発生した。しかし、その幅は0.15mm以下と小さく、実験終了時には目視で確認できない状況であった。

± 6 サイクルのピークの $\pm 0.62 \times 10^{-2}$ rad.で引張柱の柱頭と柱脚の中段筋も引張降伏したが、圧縮鉄筋がまだ引張降伏しないため、これ以降も荷重が増加した。負加力では -9 サイクルの -1.23×10^{-2} rad.で圧縮プレースと2階梁の接合部が支圧破壊して最大荷重が決定した。この直後に変形が急増して圧縮柱の脚部で直交梁を含めた部分がせん断破壊した。これ以降、繰り返し加力により圧縮柱の軸変形が増大した。正加力では $+10$ サイクルの $+1.25 \times 10^{-2}$ rad.で圧縮プレースと基礎梁の

図6 変位計の設置状況と加力状況

接合部に支圧破壊が生じて最大荷重が決定した。しかし変形は負加力ほど急増しないで圧縮柱のせん断破壊も生じなかった。負加力の変形が急増した原因は加力装置の負加力の剛性が小さかったためである。

正加力、負加力とも引張柱が全引張降伏する直前で支圧破壊が生じた。正加力の荷重-変形関係から梁の接合部が支圧破壊しても、それ以降は圧縮ブレースが多少抵抗しながら無補強架構の抵抗機構に変化するとと言える。

(c) ブレースを圧縮降伏させた補強試験体: No. 3

ひび割れ状況はNo. 2と同様であった。±7サイクルの±1.23×10⁻²rad. で圧縮ブレースの制御部のモルタルが圧縮破壊して最大荷重に達した。この直後、耐力は12%ほど低下するが、これ以降、±1.9×10⁻²rad. まではほぼ一定となっている。梁の接合部の支圧破壊は生じなかった。3.3節で述べた制御部をブレースに設けることによりブレースの最大軸圧縮力を抑制してブレースと梁の接合部の支圧破壊を回避できた。写真3に柱脚の最終状況を示す。-10サイクルの-1.9×10⁻²rad. で圧縮柱の柱脚で曲げせん断ひび割れが拡大して耐力低下が生じ、±11サイクルで圧縮柱の軸変形が増大して軸崩壊した。ブレースを圧縮降伏させる場合、その降伏後、圧縮柱は軸変形が増大して大変形で軸崩壊し易くなる。

(d) 全体曲げ破壊させた補強試験体: No. 4

ひび割れ経過はNo. 2と同様であった。正加力では+5サイクルのピーク直前から引張ブレースで、基礎梁側に設置した磨き丸鋼が滑る音がし、これ以降、正加力では瞬間的な荷重低下が頻繁に生じた。これは図7で見られる。特に各サイクルの新しい変形から生じた。負加力では全く生じなかった。このことから正加力の引張ブレースは多少、引張抵抗していたと推察される。この原因は次節で説明する。

約±1.26×10⁻²rad. で引張柱の全主筋が引張降伏してピロティ階が全体曲げ破壊した。正加力の最大荷重は146.8kNで負加力は138.9kNであった。この差も引張ブレースが引張抵抗したことが原因である。正加力で瞬間的に生じた荷重低下量は平均で8kN程度であった。これを正加力の最大荷重から差し引くと、138.8kNとなり、負加力と同じになる。この荷重の妥当性は4.5節で後述する。最大荷重がNo. 2より小さいのは水平荷重の高さhpを高くしたことによる。これによりブレース

図7 層せん断力-層間変形角関係と最終ひび割れ

写真2 基礎梁側の分離面の開閉状況と引張抵抗したブレースの磨き丸鋼(基礎梁側)

と梁の接合部が支圧破壊する以前に全体曲げ降伏させたことになる。

正加力では+2.0×10⁻²rad. まで曲げ破壊形の安定した履歴特性を示して靱性に富んでいる。これに対して負加力では一旦、全体曲げ降伏するが、-1.24×10⁻²rad. のサイクルからループ形状が逆S形になり、これ以降、各ピークの耐力が低下した。これも正加力に引張ブレースが抵抗したことが原因である。正加力が全体曲げ破壊する場合の履歴特性を表すことになる。この試験体ではブレースが全体曲げの圧縮力を負担するので写真3のような柱の軸崩壊は生じなかった。

3.8 引張ブレース端の引張処理の状況

No. 2では約54kNで基礎梁側に、約100kNで上梁側に分離ひび割れが生じた。写真2(a)上段に負加力の最大荷重時の基礎梁側を示す。引張ブレースの分離ひび割れの幅は約3~4mmまで拡大した。しかし下段の写真のように圧縮ブレースに転じると分離面がずれることなく分離ひび割れが閉じ、ひび割れの開閉がブレースの圧縮抵抗力を劣化させる状況はなかった。

No. 3では3サイクルまでは二重鋼管の内側鋼管とその内部のモルタルがずれる状態で引張軸変形が生じた。制御部内に引張ひび割れが生じていたものと考えられる。ブレースが圧縮降伏した±7サイク

写真3 柱脚の最終状況

図8 No. 2 の接合部のひび割れ(最大荷重直後)

写真4 上下の梁の接合部の最終状況

表6 水平剛性, 最大荷重, 強度指標, 実大建物で見込める耐力, 層せん断余裕率, 限界変形 および破壊形式

試験体名称		水平剛性(kN/mm)		最大荷重 (kN)	増加率	強度指標	実大架構で見込める耐力		Mty (kN・m)	mQty (kN)	sQty (kN)	層せん断余裕率 sQty/mQty	限界変形角 $\times 10^{-2}$ rad.	破壊経過
		eK	cKw				水平耐力(kN)	増加耐力(kN)						
No.1	正	44		0.17	70.4	0.99	0.45	1760	309.1	160.8	160.2	1.00	2.00	SMY
	負	39		0.15	71.3	1.01	0.45	1783					1.90	SMY→CC
No.2	正	125	257	0.48	160.2	2.26	1.01	4005			161.8	1.01	1.25	GB→CC
	負	158		0.61	161.8	2.28	1.02	4045			150.0	0.93	1.23	
No.3	正	118		0.46	150.0	2.12	0.95	3750			150.2	0.93	2.00	BCY→CC
	負	99		0.38	150.2	2.12	0.95	3755			150.2	0.93	1.90	
No.4	正	162	250	0.65	138.8*	1.96	0.88	3470			138.8*	1.16	2.22以上	FTMY
	負	109		0.44	138.9	1.96	0.88	3473			138.9	1.16	1.28	FTMY→BS

*の値は正加力時の最大荷重の実験値より引張ブレースの抵抗成分8kNを差し引いた値。□は実験値に基づいて算出された耐力。破壊経過 SMY: 柱の曲げ降伏による層せん断降伏, CC: 圧縮柱の軸崩壊, GB: 梁の接合部支圧破壊, BCY: ブレースの圧縮降伏, FTMY: 全体曲げ降伏, BS: ブレース端の滑り破壊

ル以降では内側鋼管が外側鋼管から抜け出して引張の軸変形が生じた。写真2(b)上段に状況を示す。二重鋼管が軸変形のガイドになった。

No. 4 では約70kNで基礎梁側に分離ひび割れが確認された。前節で述べたように正加力の+5 サイクルから引張ブレースで丸鋼が滑る音と同時に微振動が発生した。このブレースは負加力では圧縮となり最大荷重以降、分離面で水平のずれが観察された。写真2(c)上段に-3 サイクルで圧縮ブレースの基礎梁側を示す。下段の写真のように最終の-11 サイクルで分離面がずれる現象が顕著になった。正加力ではこのような現象は生じなかった。実験終了後にブレースを取り外した。写真2(d)に新たに磨き丸鋼を挿し替えたブレースの基礎梁側の端部を示す。引張抵抗したと考えられるブレースを示している。2本の丸鋼の軸がブレース軸に対して傾いている。これが原因で丸鋼に摩擦が生じ、ブレースが引張抵抗したと考えられる。No. 3とNo. 4では上梁側には分離ひび割れは生じなかった。これは3.4節で述べたように上梁側のボルトを、M5からM6に変更したことによる。

以上より基礎梁側の2本の磨き丸鋼の軸がブレース軸に平行に施工されていないと、全体曲げ降伏した以降の大変形のレベルではブレースは有効に圧縮抵抗できなくなる。この施工の改良方法は文献7)で提案して実験で確認しているので、そちらを参照されたい。

3.9 梁の接合部の破壊状況

図8にNo. 2の最大荷重直後のひび割れを示す。数値は発生時の水平荷重である。圧縮ブレース軸の延長線上に割裂ひび割れが生じた。写真4に各試験体の最終状況の例を示す。No. 2は負加力で上梁側が、正加力で基礎梁側が支圧破壊した。支圧破壊してもブレースが倒れる状況はなく、圧縮ブレースは多少、圧縮抵抗している状況であった。

No. 3では基礎梁側だけにしかひび割れは生じなかった。No. 4では最大荷重までは基礎梁側だけにしか生じなかったが、正加力で全体曲げ降伏後に上梁側に生じた。No. 3とNo. 4のひび割れの幅は0.15mm以下でスパイラル筋がひび割れの拡大を防止した。

4. 耐震補強効果

4.1 水平剛性

剛性は応力レベルで変化するので値を特定するのは難しいが、耐震診断基準⁸⁾では簡便的にせん断剛性低下率を0.5として剛性を評価している。ピロティ架構では上階が耐震壁であり、その剛性低下率に対応する耐震壁の変形角は約 0.4×10^{-3} rad.である⁹⁾。この変形角に合わせて1階の水平剛性の実験値eKを整理した。表6にそのeKを示す。また1階にも耐震壁が存在するものとして連層耐震壁の一階の水平剛性を計算により算出し、この計算値cKwに対する各試験体の実験値eKの割合eK/cKwを求めた。その結果も示している。計算はせん断変形を考慮する梁理論に基づき行い、せん断剛性低下率を0.5とし、曲げ剛性は弾性値とした。せん断応力分布の形状係数 κ は1.2とし、一階の構造階高(=700mm)を可撓長さとし、壁厚を40mm、コンクリートのヤング係数を 2.1×10^4 N/mm²、ポアソン比を0.2とした。hpは表3の値とした。以下では実験値は正負の平均値として議論する。

剛性の実験値は耐震壁の計算値に対して無補強のNo. 1では16%で、ブレースを単に設置したNo. 2, No. 4では両者とも55%となり、ブレースに制御部を設けたNo. 3では42%となった。

4.2 強度指標と実大架構で期待される耐力

表6に最大荷重とその増加率および強度指標を示す。無補強のNo. 1、梁の接合部が支圧破壊したNo. 2、ブレースを圧縮降伏させたNo. 3は、ピロティ階が層せん断降伏したものである。ブレースは層のせん断耐力を増大させる。最大荷重の増加率はNo. 1に対するものである。No. 2では2.27となり、No. 3では2.12となっている。1組のブレース設置により層せん断耐力を約2.2倍まで増加させている。全体曲げ破壊させたNo. 4は1.96となっている。1.96までの増加であれば、全体曲げ破壊させることができる可能性を示している。

強度指標は左右の柱の長期軸力の総和で最大荷重を除いた値である。No. 2が最も大きく、1.01となっている。この試験体では正加力は上梁

の接合部が、負加力では基礎梁の接合部がそれぞれ支圧破壊しており、それらの接合部の支圧耐力は極めて大きいことを意味している。本補強方法は接合部の支圧耐力を利用することになる。

試験体の縮尺は1/5である。最大荷重の実験値を25倍することで実大建物で見込める水平耐力を推定できる。表6にその耐力と増加耐力を示す。増加耐力はブレースにより増加する水平耐力で、No. 1のピロティ架構で見込める耐力に対して増加する耐力として求めた。No. 2の梁の接合部が支圧破壊する場合、架構全体の耐力は4003kN、ブレースの設置による増加耐力は2254kNとなる。No. 3のブレースを圧縮降伏させる場合、架構全体の耐力は3753kNで、増加耐力は1981kNとなる。全体曲げ破壊させる場合の水平耐力は水平荷重の重心高さ h_p や梁間のスパン長さ L の影響を受ける。No. 4の h_p は5階建てと6階建ての中間の建物のものに相当する。このような架構では架構全体の耐力は3472kN程度で、増加耐力は1700kNとなる。これらも正負の平均である。

4.3 強度寄与率

図9に正加力の荷重-変形角関係の包絡線を示す。縦軸は荷重を最大荷重で無次元化しており、耐震診断基準の強度寄与率を意味する。変形角は耐震診断基準に合わせて開口内法高さ h_o (=520mm)で除した値を用いている。代表的な変形角とこれに対応する F 値も示している。No. 1は 1.68×10^{-2} rad.で最大荷重に達するが、 1.00×10^{-2} rad.で左右の柱の曲げ破壊によりほぼ最大荷重に達している。これは一般の曲げ柱で想定されている $1/150$ rad.より大きい。補強した試験体も 1.68×10^{-2} rad.で最大荷重に達するが、 1.25×10^{-2} rad.でほぼ最大荷重に達している。この変形角は耐震壁で想定される $1/250$ rad.より大きい。

本補強の場合、 1.25×10^{-2} rad.以前の変形角で建物の耐震性能を評価する際には変形角に応じたせん断力を用いる必要がある。

4.4 層のせん断余裕率と破壊形式および限界変形

No. 2とNo. 3の最大荷重は層のせん断耐力 $sQty$ と見なせる。No. 4の最大荷重に水平荷重の重心高さ h_p (=2.226m)を乗じると、基礎梁の上端での全体曲げ破壊モーメント Mty と見なせる。この Mty をNo. 2とNo. 3の h_p (=1926mm)で除すと、それらの試験体が全体曲げ破壊する場合の水平耐力 $mQty$ と見なせる。一方、No. 4の層のせん断耐力は、材料強度の若干の違いを無視すると、No. 2の最大荷重に等しいと見なせる。これらの方法で求めた耐力を表6に網掛けで示す。それ以外の値は最大荷重の実験値である。 Mty はNo. 4の正負の平均としている。

$sQty$ を $mQty$ で除した値は層のせん断余裕率⁸⁾と見なせる。No. 2はせん断余裕率が1.00で、全体曲げ破壊と梁の支圧破壊がほぼ同時に生じることになる。これは3.7(b)節で述べた破壊経過と一致する。No. 3の $sQty$ はNo. 2の $sQty$ に対して0.93となり、この程度にするとブレースを圧縮降伏させて梁の支圧破壊を回避でき、降伏後の耐力を 1.90×10^{-2} rad.(図7のR)の変形まで保持できることになる。No. 4のせん断余裕率は1.16で、この程度にすると正加力の実験結果から全体曲げ破壊させてRで 2.00×10^{-2} rad.までは耐力を保持できることになる。

4.5 増設耐震壁と本補強の耐力の比較

本試験体の1階が耐震壁で補強された場合の計算による耐力と本実験による耐力を比較する。耐震壁の曲げ耐力 $wQmu$ とせん断耐力 $wQsu$ を耐震診断基準の強度式を用いて算出した。耐震壁の条件はつぎのものとした。壁厚は40mm、壁筋比は0.4%、壁筋の降伏強度は350N/mm²、せん断スパン長さは h_p (=1926mm)としてこれら以外の値はNo. 2のものと同じとした。後施工による強度低減は考慮しなかった。

図9 強度寄与率—層間変形角関係

図10 等価粘性減衰定数—層間変形角関係

表7 本補強方法と増設耐震壁の曲げ耐力とせん断耐力の比較

増設耐震壁	wQmu (kN)	wQsu (kN)
増設耐震壁	190.2	196.5
本補強	mQty	sQty
本補強 No.2	160.8	161.0
耐力比	mQty/wQmu	sQty/wQsu
耐力比	0.85	0.82

wQmu: 曲げ耐力, wQsu: せん断耐力

(a) 曲げ変形成分

(b) せん断変形成分

図11 ピロティ階の変形成分

図12 層せん断力—2階梁高さの回転角関係

図13 各変形成分—層間変形関係

表7に耐震壁の計算耐力と本補強の耐力を示す。本補強の耐力は表6のNo. 2の実験値である。 $mQty$ は耐震壁の曲げ耐力に対応し、 $sQty$ は耐震壁のせん断耐力に対応する。 $mQty$ は耐震壁の曲げ耐力に対して85%となっている。この強度低下は耐震壁では壁縦筋を曲げ抵抗させたため、これを無視して求める曲げ耐力は160kNとなり、これは $mQty$ と一致する。 $sQty$ は耐震壁のせん断耐力に対して82%となっている。

4.6 等価粘性減衰定数と吸収エネルギー量

図10に1階の等価粘性減衰定数—層間変形角関係を示す。変形角は図7のRである。No. 4では正加力と負加力で分けて示している。補強試験体は 1.0×10^{-2} rad.以前では5%以上となっている。 1.0×10^{-2} rad.以後では梁の接合部が支圧破壊したNo. 2を除くと、耐震診断基準⁸⁾で目安にしている10.6%をほぼ満たしている。No. 4の正加力は 1.8×10^{-2} rad.までは、No. 1と同等以上である。

図12に1階のモーメント—回転角を示す。モーメントは1階の柱の内法高さの中央高さに対する水平荷重のなすモーメントである。回転角 θ は1階の左右の柱の軸変形から算出した。No. 4の正加力の回転角は $+0.78 \times 10^{-2}$ rad.まで増大しているが、負加力は -0.25×10^{-2} rad.

図14 各サイクルでの吸収エネルギー量

までしか増大していない。このことは正加力では全体曲げ破壊機構が大変形まで保持され、負加力は保持されなかったことを裏付けている。

No. 3 では、最大荷重では約 $\pm 0.18 \times 10^{-2} \text{ rad}$ であるが、それ以降、増大している。これは圧縮柱の軸変形が増大したことによる。

図11に1階の全体曲げ変形とせん断変形を模式的に示す。柱の軸変形は柱全長 h において一様とすると、 θ による1階の層間の水平成分は $0.5 \cdot \theta \cdot h$ となる。これを全体曲げによる1階の水平変形とする。これを1階の層間変形から差し引いた残りをせん断変形として近似する。図13に各変形成分と層間変形角 R の関係の例を示す。全体曲げ降伏したNo. 4の正加力で全体曲げ変形による水平変形の割合が最も大きい。それでもせん断変形の割合は最終変形で層間変形の7.7%となった。このせん断変形の割合が大きくなった理由は全体曲げ降伏後の層の水平剛性は圧縮ブレースと圧縮側柱だけに依存して小さいためと考えられる。また曲げ降伏後もせん断変形が増大している理由は繰り返し加力により層の水平剛性が低下し、各サイクルで降伏荷重に達するまでにせん断変形が増大するためと考えられる。

図14(a)に各変形成分による吸収エネルギーの推移を示す。縦軸は各サイクルで吸収されるエネルギーで、横軸はピーク時の変形角である。No. 4は正加力と負加力で分けている。これらは半サイクルの値を2倍している。No. 4の正加力では全体曲げ破壊した $1.25 \times 10^{-2} \text{ rad}$ 以降で、曲げ変形のエネルギーがせん断変形のエネルギーより大きくなっている。図14(b)に両変形成分を合わせた全吸収エネルギーの推移を示す。 $2.0 \times 10^{-2} \text{ rad}$ ではNo. 4の正加力はNo. 1の2.9倍になり、ブレースを圧縮降伏させたNo. 3は1.24倍となった。No. 3は曲げ変形の吸収エネルギーがあまり増大しないことによる。

1スパンのピロティ架構では境界梁がなく、エネルギーを吸収できる部材が主に一階の柱に限られるため、地震時の応答変位を抑制する意味では、全体曲げ破壊させる補強が最も望ましいと言える。

5. まとめ

圧縮抵抗だけするブレースを用いる簡易なピロティ架構の耐震補強方法を提案し、1スパン5階建てのRC造ピロティ架構を想定した架構試験体の静的水平加力実験を行い、その補強効果を明らかにした。

本研究で得られた成果を以下にまとめる。

- (1) 本補強方法によりピロティ階の層せん断耐力は、補強前の架構の水平耐力に対して約2.3倍に増大した。この耐力を強度指標で表すと約1.0となり、この時の内法高さでの変形角は $1.3 \times 10^{-2} \text{ rad}$ で靱性指標 F で表すと1.91となり、補強効果が確認できた。壁と一体となった2階梁と、フーチングと一体となった基礎梁の、極めて大きい支圧耐力を利用できることが確認できた。
- (2) 本補強方法により全体曲げ破壊させる場合、ブレースが全体曲げの

圧縮力を負担するため圧縮柱の軸崩壊を防ぎ、靱性とエネルギー吸収に富んだ破壊形式になった。本補強で全体曲げ破壊させる場合、ピロティ階に層のせん断変形を大きく生じさせるため、この変形成分の吸収エネルギーと曲げ変形成分の吸収エネルギーを合わせた全吸収エネルギーが増大した。

- (3) 補強後の破壊形式としては架構全体の曲げ破壊または回転が望ましいが、架構の形状によりブレースと梁の接合部が支圧破壊するような場合には、ブレースに本文の3.3節で示した制御部を施すことによりその部分の圧縮降伏を先行させて、梁の支圧破壊を防止できた。しかしブレースが圧縮抵抗だけしかしないため、その圧縮降伏以降、層間変形の増加に伴い圧縮ブレースと圧縮柱の圧縮軸変形が増大して $1.9 \times 10^{-2} \text{ rad}$ で圧縮柱が軸崩壊した。
- (4) 耐震診断基準で想定している耐震壁のせん断剛性の低下率(50%)に対応する変形レベルの水平剛性で、本補強方法の実験値と増設無開口耐震壁で補強する場合の計算値を比較した結果、本補強方法の水平剛性はその耐震壁に対して約50%まで近づく可能性がある。
- (5) 本補強方法の耐力の実験値と増設無開口耐震壁で補強する場合の計算耐力を比較した結果、本補強方法は耐震壁に対して曲げ耐力は85%、せん断耐力は82%まで近づく可能性がある。
- (6) 実大架構では、一組のブレースの設置によりピロティ階がせん断降伏する場合の水平耐力を約2250kN増加させ、これに左右の柱の耐力を加算すると約4000kNの水平耐力を見込める可能性がある。
- (7) 本補強では最大耐力に達する変形角が大きいので、建物の耐震性能を評価する場合、変形に応じた耐力を用いる必要がある。
- (8) 基礎梁側のブレース端のガイドとなる2本の磨き丸鋼がブレース軸に平行に施工されていないと、全体曲げ降伏する以降の変形レベルではブレースは有効に圧縮抵抗できなくなる。
- (9) 全体曲げ破壊させた場合とブレースを圧縮降伏させた場合の等価粘性減衰定数は、 $1.0 \times 10^{-2} \text{ rad}$ 以前では5%以上でそれ以降では10%以上となり、耐震診断基準で目安にしている値をほぼ満した。

なお架構の性能評価と補強設計方法は続報で報告する予定である。

謝 辞

本実験は鹿児島大学卒業生の江頭裕介、堀 祐司、岡元夕弥君の卒業研究として行われました。諸氏に深く感謝の意を表します。本研究は2004年度(財)国土技術研究センター研究開発助成を受けました。

参考文献

- 1) 建設省建築研究所：平成7年兵庫県南部地震被害調査中間報告書，1998
- 2) 日本建築防災協会：2001年改訂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，pp. 100, 179, 2002
- 3) 壁谷澤寿海，金裕錫，五十嵐俊一，加藤敦，小川信行：偏心ピロティ構造の震動実験，日本建築学会大会学術講演梗概集C-2，pp. 811-816, 2002. 8
- 4) 福山洋ほか：空間の確保と損傷の防止を目的とした既存ピロティ建築物の地震応答制御，日本建築学会構造系論文集，第604号，pp. 105-112, 2004. 4
- 5) 幸加木宏亮，塩屋晋一，河野圭吾ほか：圧縮抵抗型ブレースを用いる既存RC造ピロティ架構の耐震補強における既存梁部分の支圧耐力，日本コンクリート工学年次論文集，Vol. 27, No. 2, pp. 1105-1110, 2005. 6
- 6) 塩屋晋一，上荒磯崇ほか：圧縮抵抗型ブレースを用いるRC造ピロティ架構の耐震補強，日本コンクリート工学年次論文集，Vol. 25, pp. 1561-1566, 2003. 7
- 7) 大川光雄，塩屋晋一，幸加木宏亮，岡元夕弥：圧縮抵抗型ブレースを用いるRC造ピロティ架構の部分架構の加力破壊実験(その2)，日本建築学会九州支部研究報告，第46号，pp. 433-436, 2007. 3
- 8) 日本建築防災協会：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，pp. 36, 120, 130, 152, 2002
- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，pp. 86, 2002

(2007年4月10日原稿受理，2007年8月3日採用決定)