

# 論文 5階建て既存RCピロティ架構の耐震補強を想定した部分架構の加力破壊実験

幸加木 宏亮<sup>\*1</sup>・塩屋 晋一<sup>\*2</sup>・江頭 裕介<sup>\*3</sup>・大川 光雄<sup>\*1</sup>

要旨：本研究は既存RCピロティ架構に，圧縮抵抗型ブレースを設置して耐震補強することを目的としている。圧縮抵抗型ブレースの補強効果を検証するために，5階建てRCピロティ架構を想定した，部分架構試験体の加力破壊実験を行った。ブレースの設置により，無補強のピロティ階に較べて水平剛性が約2.6倍，水平耐力が約2.3倍になった。ブレースは水平力に伴う変動圧縮力の約90%を負担し，柱の高軸力状態を回避した。ブレース補強したピロティ階は，耐震壁で補強した場合の曲げ耐力とせん断耐力の約7割の耐力を発揮し，破壊モードが層降伏から全体回転へと改善でき，本補強方法の耐震補強効果が確認された。

キーワード：ピロティ架構，耐震補強，ブレース，部分架構実験，全体曲げ降伏，層せん断降伏

## 1. はじめに

筆者ら<sup>1)</sup>は，既存のRCピロティ架構の耐震補強方法を提案して基礎研究を行ってきた。

本論文ではその補強効果を検証するために行った，5階建てRCピロティ架構を想定した部分架構の加力破壊実験と耐力の評価について述べる。

補強方法は図-1(a)に示すようにRC壁と一体となった2階梁と，基礎フーチングと一体となった基礎梁を，圧縮抵抗型のブレースで連結してピロティ階の水平剛性と耐力を効率よく増大させ，また水平力に伴う柱の変動圧縮軸力をブレースに吸収させて柱の高軸力状態を回避することを狙いとしている。

## 2. 実験概要

### 2.1 想定する架構と試験体の基本形状・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(c)に示すように基礎フーチングから3階梁までの部分架構を鉄筋コンクリートで製作した。5階建て建物で水平荷重と鉛直荷重が作用する場合にピロティ階で生じる層せん断力と層モーメントの割合が等しくなるように，部分架構試験体に加力を行なった。実験では図-1(d)に示すように3階の梁上部に水平荷重と2組の鉛直荷重を作用させた。2組の鉛直荷重でモーメントも

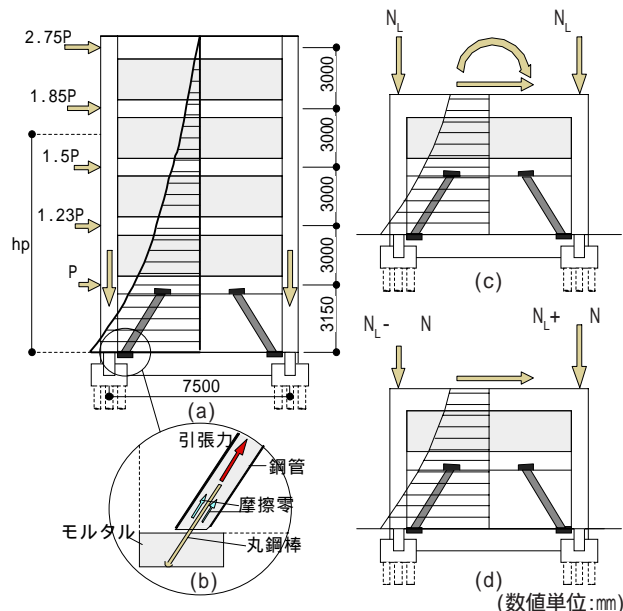


図-1 想定する架構と試験体の基本形状と応力状態

制御した。水平荷重の分布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。

### 2.2 試験体

図-2に試験体の形状と配筋および寸法を示す。表-1に部材断面リストを示す。試験体は2体で，補強をしないピロティ試験体(PFO-05)と補強したブレース補強試験体(PFB-05)である。縮尺は実大寸法の1/5とした。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，

<sup>\*1</sup> 鹿児島大学 大学院理工学研究科建築学専攻 (正会員)

<sup>\*2</sup> 鹿児島大学 工学部建築学科助教授・工博 (正会員)

<sup>\*3</sup> 戸田建設株式会社 (元鹿児島大学 工学部建築学科 学生)

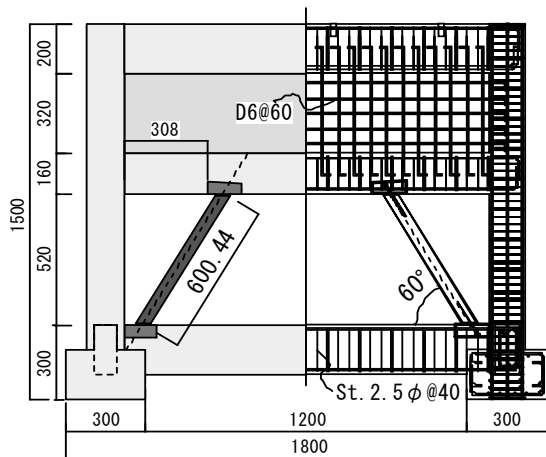


図 - 2 試験体形状と配筋

2階には耐震壁と2階梁を設けた。3階の梁は加力フレームを固定するために断面と配筋を増大した。壁筋は実架構ではダブル配筋とするが、試験体製作の難しさと壁筋の付着を考慮してD6のシングル配筋とした。壁筋比は1.3%と大きい。

図 - 3 にブレースの接合部の詳細を示す。ブレースでは、上下の梁から直接、鋼管に圧縮力が伝達しないように鋼管の上下に5mmの縁切り区間を設けている。上梁側では両端にナットが固定されたM5ボルトを2本、基礎梁側では片側頭付の5丸鋼棒を2本、それぞれ並列配置した。丸鋼棒にはグリースを塗り付着力を低下させた。表 - 2 に材料の力学的特性を示す。モルタルは高強度で、早強セメントを用い、練り混ぜ時に無収縮剤を投入した。

### 2.3 測定位置と加力方法

図 - 4 に変位計の設置状況と加力状況を示す。フーチングと、2階梁および3階梁の断面中心位置の層間水平変形、左右の柱の軸変形、ブレースの軸変形を変位計で測定した。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。

左右のフーチングを鉄骨フレームにそれぞれ4本のPC鋼棒で固定した。3階の梁に加力用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上方から鉛直荷重を作用させ、繰り返しの水平加力を行った。加力はいずれもオイルジャッキで行った。鉛直荷重については1階の柱の長期軸力を79.1kNと設定した。これは、軸力比で0.15となる。そして、水平加力に伴う軸力を変動させた。図 - 1 (a)の水平荷重の分布形状を一定

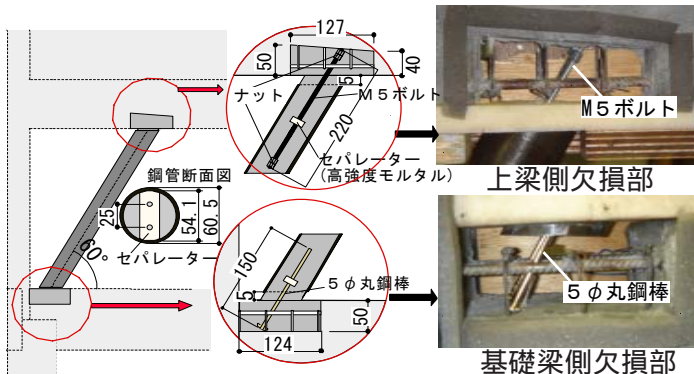


図 - 3 ブレースの接合部の詳細

表 - 1 部材断面及び詳細

部材	柱	基礎梁	基礎直交梁	2階天井梁	3階梁
主筋	10-D6	3-D6	3-D6	3-D6	3-D10
Hoop St.	2.5φ@30	2.5φ@40	2.5φ@40	2.5φ@40	2.5φ@40
b×D	140×140	90×200	90×200	90×160	200×200
断面					

表 - 2 使用材料の力学的特性 (応力単位: N/mm<sup>2</sup>)

	$E_c (\times 10^4)$	$c \sigma_B$	$c \epsilon_B (\%)$	$sp \sigma_t$
コンクリート	2.24	26.9	0.25	2.34
モルタル	2.54	84.7	0.49	—
	$E_s (\times 10^5)$	$\sigma_y$	$\sigma_B$	
鉄筋	2.5φ	2.11	343	410
	D6	1.83	397	536
	D10	1.66	343	480

$E_c$ : コンクリートヤング係数,  $c \sigma_B$ : 圧縮強度,  $c \epsilon_B$ : 圧縮強度時ひずみ度,  $sp \sigma_t$ : 割裂強度,  $E_s$ : 鉄筋ヤング係数,  $\sigma_y$ : 降伏強度,  $\sigma_B$ : 引張強度

とするので結果的には水平荷重の重心高さ $h_p$ に反曲点が位置するように変動軸力を制御したことになる。今回の $h_p$ は基礎梁上端から1926mmで図 - 4中に示す。この値に対して実験中は $\pm 5\%$ の誤差の範囲内で制御できた。図 - 5に1階の層間変形角と加力サイクル数の関係を示す。ブレース補強試験体では途中で加力装置に不具合が生じてサイクル数を変更した。 $\pm 10$ ,  $\pm 11$ サイクルは最大耐力以降の補強効果を確認するために追加した加力サイクルである。

## 3. 実験結果

### 3.1 破壊経過と層せん断力 - 層間変形角関係

図 - 6に最終破壊状況を、図 - 7に1階の層せん断力 - 層間変形角関係を示す。層間変形角 $R$ は基礎梁と上梁の断面芯の間の構造階高 $h (=700\text{mm})$ で除した値である。また図中には柱の内法高さ $h_o (=520\text{mm})$ で除した目盛りと、層の水平力を上層の総重量で除した値、つまり強度指標 $C$ の目盛りも示す。

(a)ピロティ試験体

引張側柱の柱頭・柱脚，圧縮側柱の柱頭・柱脚，上梁，基礎梁の順に曲げひび割れが生じた。そして上梁の柱梁接合部にせん断ひび割れが発生し基礎梁側の直交梁にせん断ひび割れが生じた。± 6 サイクルピーク時の直前， $R = \pm 0.68 \times 10^{-2} \text{rad}$  で引張側柱，圧縮側柱の順で柱頭・柱脚の引張鉄筋が降伏して左右の柱は曲げ降伏した。± 8 サイクルのピーク時の直前の  $R = \pm 1.2 \times 10^{-2} \text{rad}$  で左右の柱とも柱頭・柱脚の中段主筋が引張降伏して最大耐力が決定した。± 11 サイクルの  $R = \pm 1.2 \times 10^{-2} \text{rad}$  で柱脚の外側でフーチングとの境界に曲げ圧縮破壊が生じた。図 - 7 には最大耐力以降に P- 効果による耐力低下の降下線を一点鎖線で示す。柱脚が曲げ圧縮破壊するまでは，その線に沿って低下している。基礎梁は ± 4 サイクルの  $R = \pm 0.45 \times 10^{-2} \text{rad}$  でフーチングの境界に曲げひび割れが生じた。壁にはひび割れは全く生じなかった。

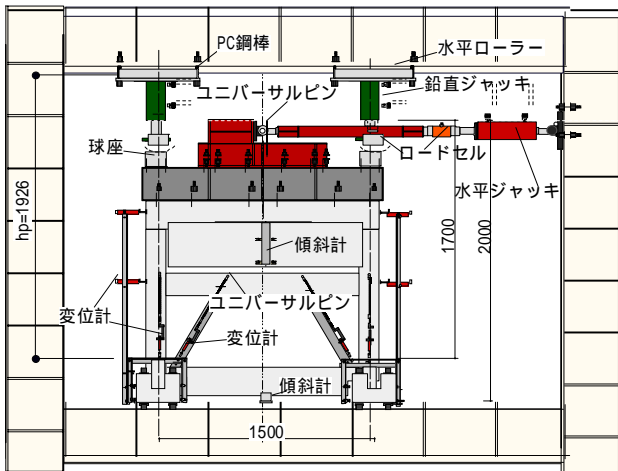


図 - 4 変位計の設置状況と加力状況

(b)ブレース補強試験体

引張側ブレースに基礎梁との境界で水平の分離ひび割れが生じ，その後に引張側柱，圧縮側柱の順で柱頭・柱脚に曲げひび割れが生じた。± 5 サイクルの  $+10.5 \times 10 \text{kN}$  と  $-12.4 \times 10 \text{kN}$  の時にそれぞれ引張側柱の中央高さ位置に水平の引張ひび割れが生じて引張側柱の引張鉄筋が降伏した。ピーク時には圧縮鉄筋も引張ひずみへと転じた。± 6 サイクルの  $R = \pm 0.62 \times 10^{-2} \text{rad}$  で，水平荷重が  $+12.9 \times 10 \text{kN}$  と  $-13.5 \times 10 \text{kN}$  の時に引張側柱の柱頭・柱脚の中段筋も引張降伏し，このサイクルで上梁のモルタル充填部にブレース軸延長線上に斜めのひび割れが生じた。-9 サイクルのピーク時に圧縮側のブレースの上梁側モルタル充填部が支圧破壊し，この時，圧縮側の右柱の柱脚部で直交梁を含めた部分がせん断

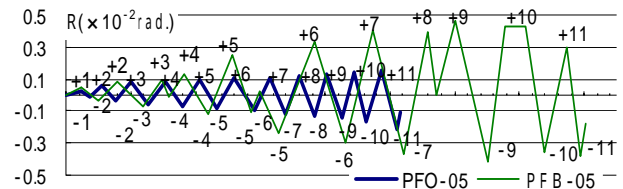


図 - 5 層間変形角-サイクル関係

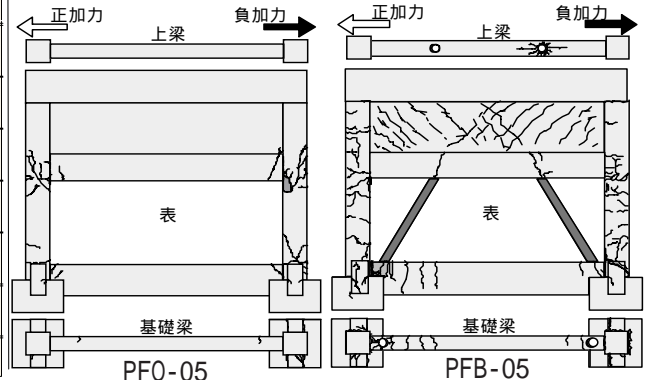


図 - 6 最終破壊状況

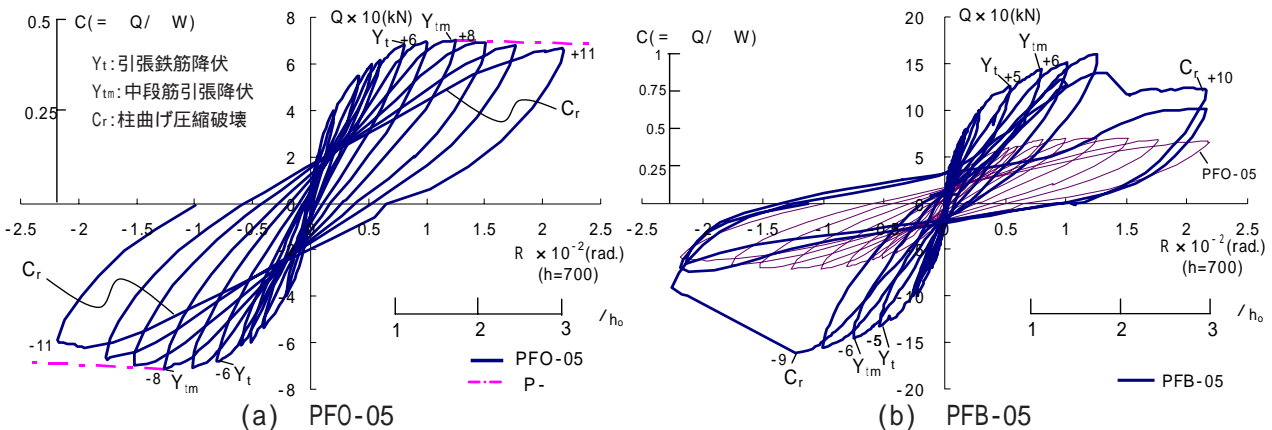


図 - 7 層せん断力-層間変形角関係

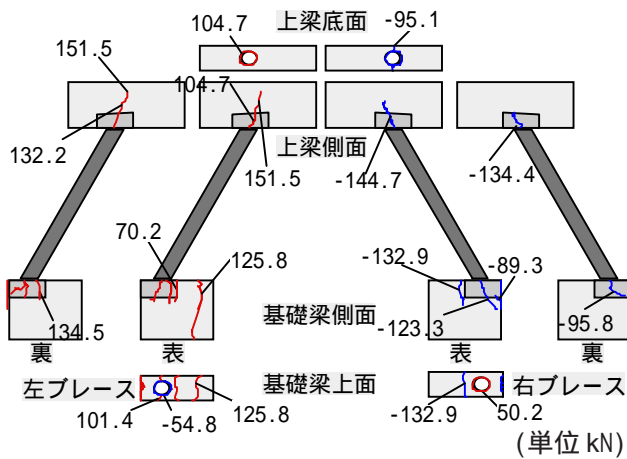


図 - 8 接合部の最大耐力時のひび割れ状況

破壊して最大耐力が決定した。正加力側では+10サイクルの $R=+2.2 \times 10^2 \text{ rad}$ で圧縮側のブレースの基礎梁側のモルタル充填部に支圧破壊が生じて最大耐力が決定した。この時には壁に加力方向から圧縮側のブレースの上梁接合部までの範囲にせん断ひび割れが多数発生した。この時の壁の平均水平せん断応力 $\sigma_u$ をコンクリート圧縮強度 $\sigma_{cB}$ で除した値 $\sigma_u / \sigma_{cB}$ は約0.11で、耐震壁に期待されるせん断強度に近かった。また、ブレースの設置によりピロティ階の水平剛性はピロティ試験体の約2.6倍、水平耐力は約2.3倍となった。

### 3.2 ブレースの接合部の破壊状況

図 - 8 にブレースの接合部の最大耐力時のひび割れを示す。図中の数値は発生時の水平荷重である。

ブレースが引張になる加力方向で、基礎梁側の鋼管が縁切りされた区間に水平の分離ひび割れが生じ、その後、上梁側に生じた。ひび割れの発生は基礎梁で $+5.02 \times 10 \text{ kN}$ ,  $-5.48 \times 10 \text{ kN}$ , 上梁で $+10.5 \times 10 \text{ kN}$ ,  $-9.5 \times 10 \text{ kN}$ であった。ブレースの引張変形は計画どおり磨き丸鋼を設置した基礎梁側で分離ひび割れの幅が拡大して生じた。写真 - 1 (a)に負加力時で最大耐力時直前の左側ブレースの基礎梁側のひび割れ状況を示す。ひび割れ幅は約3 ~ 4mmまで拡大し、圧縮力が加わると写真 - 1 (b)のようにひび割れ面が全くずれることなくひび割れ幅は閉塞した。分離ひび割れの開閉がブレースの圧縮抵抗を劣化させる状況は全く観られなかった。

分離ひび割れ後、基礎梁側でブレース軸の延長線上に引張割裂ひび割れが生じ、同様に上梁にも生じた。



(a)引張状態 (b)圧縮状態  
写真 - 1 基礎梁側のひび割れ開閉状況



(a)右側上梁底面 (b)左側基礎梁表面  
写真 - 2 接合部の最終破壊状況

そして基礎梁、上梁とも梁幅の面に梁の材軸方向にひび割れが発生して縁切り区間のモルタルの表面に僅かな剥落が生じて支圧破壊した。写真 - 2 に最終破壊状況を示す。負加力時には右側ブレースの上梁が、正加力時には左側ブレースの基礎梁が支圧破壊した。支圧破壊してもブレースは重力により倒れる状況はなく、圧縮抵抗している状況であった。

## 4. ピロティ階の水平耐力の評価

図 - 9 に水平荷重Pを受ける場合のピロティ階の内力を示す。水平荷重Pの大きさや作用位置は地震の水平荷重の分布の合力と重心位置である。

### 4.1 外力と内力の釣り合い式

水平荷重Pと、ピロティ階の左右の柱とブレースの内力は以下のように釣り合う。

#### 1) 水平方向の釣り合い

$$P = (L\mu + R\mu) / h_0 + C_B \cdot \cos \theta \quad (1)$$

#### 2) 鉛直方向の釣り合い

$$W = L_N + R_N + C_B \cdot \sin \theta \quad (2)$$

#### 3) 左柱の柱脚まわりのモーメントの釣り合い

$$P \cdot h_p = L\mu + R\mu + L_N \cdot L + C_B \cdot \sin \theta \cdot e - 0.5W \cdot L \quad (3)$$

ここに、 $L\mu$ ,  $R\mu$ : 左柱, 右柱の柱頭・柱脚の曲げ終局モーメントの和,  $h_0$ : 柱の内法高さ,  $C_B$ : ブレースの圧縮力,  $h_p$ : ピロティ階の基礎梁上端から水平荷重Pまでの高さ,  $\theta$ : ブレースの角度,  $L_N, R_N$ : 左柱, 右柱の軸力,  $e$ : 圧縮側ブレース

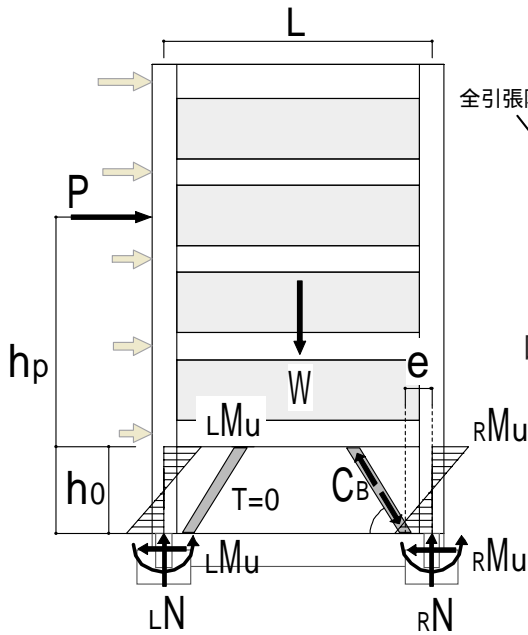


図 - 9 水平荷重Pを受けるピロティ階の内力  
軸と基礎梁上端の交点位置から右柱芯までの水平距離、W：2階以上の重量、L：スパン長さ

#### 4.2 柱の曲げ終局モーメント

柱の曲げ終局モーメント $M_u$ は以下のものとする。  
軸力は圧縮力を正とし、引張力は負とする。

$$1) \quad 0 \leq N \leq 0.4 \cdot BDFc$$

$$M_u = 0.8atD \cdot y + 0.5ND (1 - N/BDFc) \quad (4)$$

$$2) \quad -ag \cdot y < N < 0$$

$$M_u = 0.8atD \cdot y (ag \cdot y - N) / (ag \cdot y) \quad (5)$$

$$3) \quad N < -ag \cdot y$$

$$M_u = 0 \quad (6)$$

ここに、B：柱幅、D：柱せい、 $F_c$ ：コンクリートの圧縮強度、at：柱の引張鉄筋の面積、y：降伏強度、ag：柱主筋の全面積

#### 4.3 補強されたピロティ階が曲げ降伏する耐力 $mPy$

図 - 10(a)に全体曲げ降伏する応力状態を示す。引張側の左柱が全引張降伏し、右柱は柱頭・柱脚が曲げ降伏してピロティ階全体が曲げ降伏が生じるものとする。 $L_N$ は $-ag \cdot y$ となり、右柱の $R_{Mu}$ は軸力 $R_N$ に応じた $M_u$ となる。寸法と材料強度は既知であるので未知変数は $P, C_B, R_N$ の3つとなり、この時の水平荷重 $mPy$ は、(1)～(6)式により算出される。

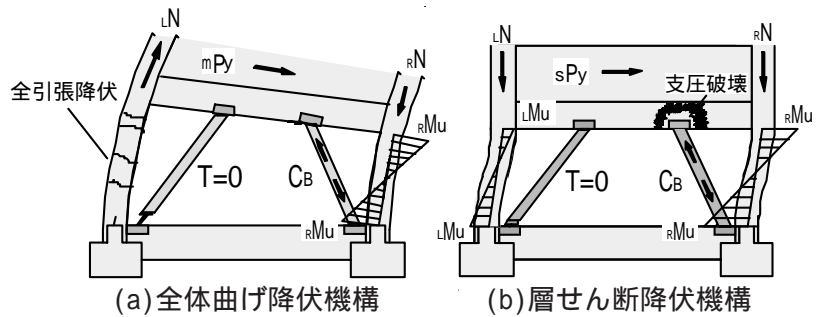


図 - 10 ピロティ階の破壊機構と柱とブレースの内力

#### 4.4 補強されたピロティ階が層せん断降伏する耐力 $sPy$

図 - 10(b)に層せん断降伏する応力状態を示す。左右の柱の柱頭・柱脚が曲げ降伏して、ブレースの $C_B$ が圧縮耐力に達したものとする。左右の柱の $L_{Mu}, R_{Mu}$ は軸力 $L_N, R_N$ に応じた $M_u$ となる。 $C_B$ はブレースの圧縮降伏、座屈、上下梁の支圧破壊などにより決定する。 $C_B$ は今回の実験では上梁の支圧耐力となる。未知変数は $P, L_N, R_N$ で、この時の水平荷重 $sPy$ は(1)～(6)式により算出される。

#### 4.5 無補強のピロティ階が層降伏する耐力 $oPy$

左右の柱の柱頭・柱脚が曲げ降伏したとする。(1)～(3)式においてブレースの圧縮力 $C_B$ を零とする。未知変数は $P, L_N, R_N$ の3つとなり、この時の水平荷重 $oPy$ は(1)～(6)式により算出される。

#### 4.6 耐力の計算値と実験値の比較

表 - 3に各破壊形式の水平耐力の計算値と最大耐力の実験値を示す。 $M_u$ 式のatには中段筋の半分の面積を加算した。梁の支圧耐力については別途行った、上梁と基礎梁の支圧実験のデータに基づいた。その支圧耐力は $20.8 \times 10kN$ であった。それは表 - 3中の網掛けの欄になる。左柱の引張軸力比 $L_{t1}$ は、柱の全引張降伏耐力に対する引張軸力の割合で引張状態を負として表している。

##### (a) ブレース補強試験体

$mPy$ の耐力が $sPy$ の耐力を1.0%上回る程度でほぼ等しい。この結果から引張側の左柱が全引張降伏する直前に圧縮ブレースの接合部の上梁が支圧破壊して最大耐力に達したと判断される。このことは実験の破壊状況で、負加力時の最大耐力時に柱の軸ひずみが柱主筋の降伏ひずみを上回り、上梁の接合部が支圧破壊したことに対応する。また、圧縮側の右柱

表 - 3 各破壊形式の水平耐力の計算値と最大耐力の実験値 (力の単位: ×10kN)

試験体	破壊形式	柱軸力		軸力比		ブレース		負担水平力			最大荷重				せん断耐力 右柱 $cQ_{su}$	
		左柱	右柱	左柱	右柱	圧縮力	鉛直力	左柱	ブレース	右柱	計算値	実験値	実 / 計			
		$L_N$	$R_N$	$L_t$	$R_c$	$C_B$	$C_B \cdot \sin$	$L_{Q_{BU}}$	$C_B \cdot \cos$	$R_{Q_{BU}}$	$cP_{max}$	正	負	正		負
PFB-05	$mP_y$	-12.96	10.35	-1.00	0.20	21.28	18.42	0.00	10.64	5.03	15.67	16.02	-16.18	1.02	1.03	5.12
	$sP_y$	-12.71	10.51	-0.98	0.20	20.80	18.01	0.05	10.40	5.06	15.51			1.03	1.04	5.13
PFO-05	$oP_y$	-0.16	15.97	0.00	0.30	-	-	2.79	-	5.79	8.58	7.04	-7.13	0.82	0.83	5.56

注:  $mP_y, sP_y, oP_y$ : 層の破壊形式とその水平耐力を意味する。詳細は本文4.3節から4.5節を参照のこと。 $L_t$ : 引張軸力比で  $L_N / ag_y$ ,  $R_c$ : 圧縮軸力比で  $R_N / B \cdot D \cdot F_c$ ,  $L_{Q_{BU}}$ : 柱頭・柱脚が曲げ降伏している時のせん断耐力で  $L_M_u / ho$ ,  $R_{Q_{BU}}$  も同様で  $m_R M_u / ho$ ,  $cQ_{su}$ : 荒川博士のせん断耐力mean式の計算値

の水平力  $R_{Q_{BU}}$  は, 表 - 3 の右端の欄のせん断耐力の計算値  $cQ_{su}$  に近く, これも負加力時の最大耐力時に上梁の支圧破壊と同時に右柱の柱脚がせん断破壊したことに対応する。上界定理に基づくと,  $mP_y$  より小さい  $sP_y$  が計算上の耐力となる。この耐力は最大耐力の実験値を -3 ~ -4% で推定している。水平力の増大に伴う変動圧縮軸力は, 右柱とブレースが負担する。右柱の軸力は  $10.51 \times 10kN$  である。柱の初期軸力が  $7.91 \times 10kN$  であることから右柱の変動軸圧縮力は  $2.6 \times 10kN$  となる。ブレースの鉛直力は  $18.01 \times 10kN$  で, ブレースが全変動圧縮力  $20.61 \times 10kN$  の約 90% を負担して, 圧縮側の右柱の高軸力状態を回避している。右柱の軸力比は 0.2 に抑制されている。

(b) ピロティ試験体

引張側の左柱はわずかに引張力が発生して曲げ降伏し, 圧縮側の右柱は軸力比が 0.3 の高軸力状態で曲げ降伏する結果になっている。左柱では引張力が生じると, 水平剛性が低下して降伏耐力を発揮する変形が大きくなる。このため, 層の水平耐力は左右の柱の降伏耐力を単純に累加して評価できない。層の水平耐力に加算する左柱の負担せん断力は降伏耐力を低減したものとする必要がある。この理由により, 最大耐力の計算値は実験値より 17% 大きくなったと考えられる。最大耐力の実験値は, 右柱の耐力  $R_{Q_{BU}}$  と, 左右の柱の耐力を単純累加した層の耐力  $cP_{max}$  のほぼ中間の値となっている。

4.7 耐震壁で補強する場合の耐力との比較

表 - 4 にピロティ階が耐震壁で補強された場合とブレースで補強された場合の計算耐力を比較する。 $wQ_{mu}$  は耐震壁の曲げ耐力で,  $wQ_{su}$  はせん断耐

表 - 4 ブレース補強と耐震壁の耐力との比較 (力の単位: ×10kN)

耐震壁補強	$wQ_{mu}$	$wQ_{su}$	$wQ_{ru}$
	20.69	21.36	6.24
ブレース補強 PFB-05	$mP_y$	$sP_y$	$P_u = \min(mP_y, sP_y)$
	15.67	15.51	15.51
耐力比	$mP_y / wQ_{mu}$	$sP_y / wQ_{su}$	$P_u / wQ_{ru}$
	0.76	0.73	2.49

$wQ_{mu}$ ,  $wQ_{su}$ : 耐震壁の曲げ耐力, せん断耐力  
 $wQ_{ru}$ : 連層壁としての回転耐力

力  $wQ_{ru}$  は回転耐力である。壁厚は 40mm, 壁筋比は 0.6% としてこれら以外は本試験体の値を用いた。

$mP_y$  はピロティ階の全体曲げ降伏の耐力であるので耐震壁の曲げ耐力に対応し,  $sP_y$  は層のせん断降伏の耐力であるので耐震壁のせん断耐力に対応する。 $mP_y$  は耐震壁の曲げ耐力に対して 76% となり,  $sP_y$  は耐震壁のせん断耐力に対して 73% となっている。 $sP_y$  は回転耐力に対して 249% となり十分余裕がある。

5. まとめ

- (1) 計画したディテールにより, ブレースを引張抵抗させないで圧縮抵抗だけさせることができた。
- (2) 圧縮抵抗型ブレースの設置によりピロティ階全体の曲げ耐力とせん断耐力を, それぞれ, 耐震壁を設置した場合の耐力の約 7 割に増大させることができた。それらの耐力は 5 階建てのピロティ架構の回転耐力に対して約 2.5 倍の余裕があり, ピロティ階の破壊モードを層降伏から, 損傷が少ない安定した全体回転へ容易に改善でき, また圧縮側柱の高軸力状態も回避されることが確認された。

参考文献

- 1) 塩屋晋一ほか: 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, コンクリート工学年次論文報告集, vol.25, No.2, pp.1561-1566, 2003.7