

# PCa 外フレーム耐震補強工法に関する実験的研究

## — PCa 架構の静的水平載荷試験 —

南 伊三男\*1・浅川 弘一\*2・千葉 広光\*3・浜原 正行\*4

PCa 外フレーム耐震補強工法の PCaRC 柱と PCaPC 梁によって構成されるフレームの 1/2 縮小十字型試験体の静的載荷試験を行い、力学的挙動を把握することから耐震診断基準で想定した補強耐力とその余裕度、適用性を検証した。

とくに、外付け耐震補強フレームに特有な扁平な断面部材に対して、既往の耐力式が適用可能か。柱幅が梁幅より大きい状態であることと、圧着接合により柱と梁との接合部の目地が開くことなどから、危険断面位置で梁幅の内外の柱主筋が同時に降伏するか。柱梁の目地部および柱梁接合部の性状はどうか。これらのことを実験的に検証することを主目的とした。

キーワード：耐震補強工法、プレストレスト、プレキャスト外フレーム

### 1. はじめに

1995 年の兵庫県南部地震では、新耐震設計法が施行される以前に設計された既存不適格建築物に被害が集中した<sup>1)</sup>。この地震以降、既存不適格建築物に対する耐震診断と耐震補強が精力的に行われるようになった。本報告で対象としている PCa 外フレーム耐震補強工法もこのような時代的な要請を受けて登場したものである(図 - 1)。この PCa 外フレームは、PCaRC 柱と PCaPC 梁によって構成されており、柱と柱はモルタル充てん式機械式継手によって接合され、柱と梁は PC 鋼より線で圧着接合されている(図 - 2)。

PCa 外フレームによる補強設計に際しては、耐震診断基準<sup>2)</sup>における二次診断の考え方が適用される場合が多い。

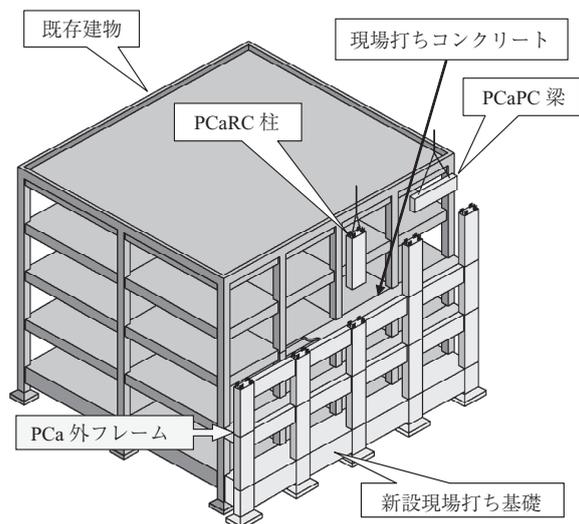


図 - 1 補強工法概念図

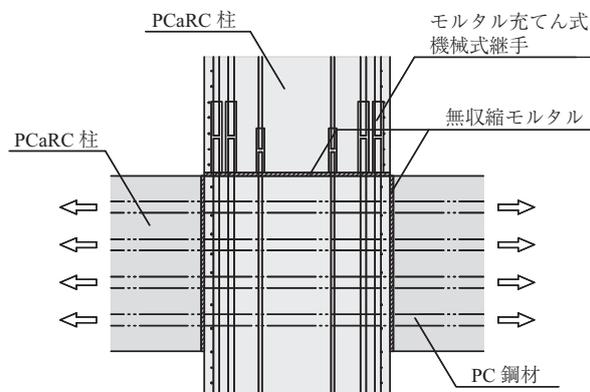


図 - 2 PC 部材の接合

この診断法では、建物の構造耐震指標は柱や壁などの鉛直部材の終局強度とじん性によって算定される。PCa 外フレームによる補強も二次診断に対応させ、鉛直部材の降伏メカニズムとする必要があるために、柱曲げ降伏先行型、あるいは梁曲げ降伏が先行するような場合でも柱と梁の曲げ強度が拮抗するように設計される。

コンクリート系骨組に関する既往の実験では、梁曲げ降伏が先行するものを対象としたものがほとんどであり、本骨組のように柱降伏が先行するか、柱と梁の曲げ強度が拮抗するような例はきわめて少ない。本報告で対象とする PCa 外フレームには、断面のせいに対する幅の比が小さい扁平な柱、梁断面を採用する場合と、通常用いられている骨組と同様な断面を採用する場合がある。本報告は以下に示す点を実験的に確認したものである。

1) とくに、梁幅が小さい扁平断面を用いる場合に、梁の PC 鋼より線が縦一列に配置される。このようなディテールにおいて柱降伏先行型とする場合に、柱の危険断面

\*1 Isao MINAMI : (株) 建研 第一設計部

\*2 Hirokazu ASAKAWA : オリエンタル白石 (株) PC 建築グループ

\*3 Hiromitsu CHIBA : (株) ピーエス三菱 建築本部

\*4 Masayuki HAMAHARA : 日本大学 理工学部

- 付近で明確な柱主筋の降伏が生じるか。
- 2) 扁平な柱断面部材に対して、既往の耐力式が適用可能か。
  - 3) 耐震診断基準<sup>2)</sup>で想定している変形時における補強強度が、設計で想定した強度を満足するか。
  - 4) 柱梁接合部のひび割れ性状等が、補強強度に与える影響はどうか。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

試験体は3～4階建の学校校舎（標準階高3.6m，スパン4.5～5.0m）の補強を想定しPCa外フレームの中間層部分を取り出した2体の1/2縮小十字型部分架構であり、いずれも階高1.8m，スパン2.4mに設定されている。これらの試験体は、先に述べたように、PCaRC柱とPCaPC梁で構成されている。PCaRC柱は柱梁接合部上部（上階の柱脚）でモルタル目地を介して接合され、柱主筋はモルタル充てん式機械式継手で接合されている。柱と梁の接合はPC鋼より線に与えるプレストレス力により圧着接合されている。

2体の試験体の内訳は、 $h_0$ （柱内法高さ）/ $D$ （柱せい）= 2.0で、耐震診断における $F$ 指標で1.0における補強を想定したPCaPC-1と $h_0/D = 3.0$ で、 $F$ 指標1.27以上における補強を想定したPCaPC-2の2体である。

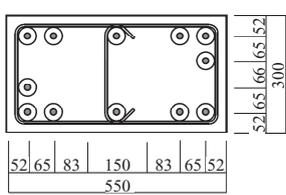
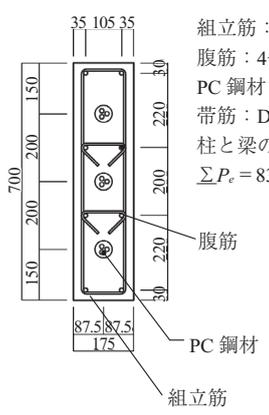
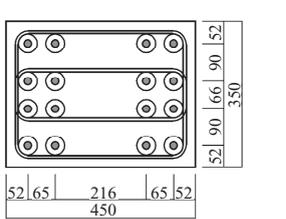
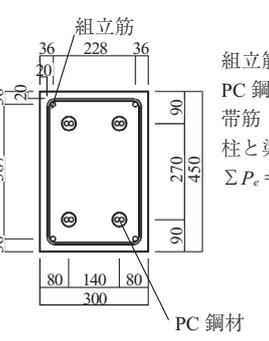
PCaPC-1の梁は、縦長の扁平断面となっている。梁断面にはPC鋼より線が縦1列3段配置されている。柱の引張鉄筋比は、引張側に配置した二段目の鉄筋までを引張鉄筋とみなすと0.60%となっている。

PCaPC-2は通常の耐震設計に用いられているような柱、梁の断面を採用しており、PC鋼材は断面上下に2列配置となっている。柱の引張鉄筋比は1.01%としている。

柱の曲げ終局耐力を診断基準の多段配筋式、梁の曲げ終局耐力をPC規準式で求めた場合、PCaPC-1は柱降伏先行型、PCaPC-2は柱と梁の曲げ耐力比がほぼ1.0となるように設計されている。

柱と梁を接合する圧着目地に接するPCaコンクリートは、いずれの試験体にも目荒らしが施されていない。柱と柱を接合する目地に接するPCaコンクリートは、部材製作時に打継処理剤+水洗いにより骨材を洗い出し、1～3mm程度の目荒らしが施されている。表-1に試験体の

表 - 1 試験体諸元

試験体名	柱	梁	試験体諸強度	
PCaPC-1 $h_0/D = 2$	 <p>軸方向力：90 kN 主筋：12-D16(材種 SD345) 帯筋：D6-@50(SD295) 柱と柱接合目地：目荒らし</p>	 <p>組立筋：4-D10(材種 SD295) 腹筋：4-D10(材種 SD295) PC鋼材：3-3-φ12.4(SWPR7A) 帯筋：D6-@50(SD295) 柱と梁の接合目地：平滑 <math>\Sigma P_e = 830</math> kN</p>	$V_{cmu}$ (kN)	465
			$V_{bmu}$ (kN)	563
			$V_{bmu}/V_{cmu}$	1.21
			$V_{mu}$ (kN)	465
			$V_{ju}$ (kN)	1 080
			$V_{ju}/V_{mu}$	2.32
PCaPC-2 $h_0/D = 3$	 <p>軸方向力：35 kN 主筋：16-D16(材種 SD390) 帯筋：D6-@50(SD295) 柱と柱の接合目地：目荒らし</p>	 <p>組立筋：4-D10(SD295) PC鋼材：4-2-φ12.7(SWPR7B) 帯筋：D6-@50(SD295) 柱と梁の接合目地：平滑 <math>\Sigma P_e = 720</math> kN</p>	$V_{cmu}$ (kN)	379
			$V_{bmu}$ (kN)	355
			$V_{bmu}/V_{cmu}$	0.94
			$V_{mu}$ (kN)	355
			$V_{ju}$ (kN)	583
			$V_{ju}/V_{mu}$	1.64

【記号】  $V_{cmu}$  = 柱曲げ終局時における層せん断力     $V_{bmu}$  = 梁曲げ終局時における層せん断力  
 $V_{ju}$  = 柱・梁接合部終局時における層せん断力     $V_{mu} = \min(V_{cmu}, V_{bmu})$      $\Sigma P_e$  = 有効緊張力の総和  
【共通因子】 スパン  $L = 2 400$  mm    階高  $H = 1 800$  mm    設計基準強度  $F_c = 60$  N/mm<sup>2</sup>

○ 研究報告 ○

諸元, 表 - 2 ~ 4 に使用材料の力学的性質をそれぞれ示す。

表 - 2 コンクリート材料試験結果

コンクリート ( $F_c = 50 \text{ N/mm}^2$ )		
$\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_c$ ( $\times 10^4 \text{ N/mm}^2$ )	$\sigma_T$ (N/mm <sup>2</sup> )
69	3.58	4.39
$\sigma_B$ : 圧縮強度	$E_c$ : ヤング係数	$\sigma_T$ : 割裂強度

表 - 3 グラウト材料試験結果

PC充てん用		柱継手用		目地用	
$\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_c$ ( $\times 10^4 \text{ N/mm}^2$ )	$\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_c$ ( $\times 10^4 \text{ N/mm}^2$ )	$\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_c$ ( $\times 10^4 \text{ N/mm}^2$ )
56	1.8	86.92	28.44	95.04	28.07

表 - 4 鉄筋とPC鋼材の材料試験結果

試験体	直径 (mm)	材種	用途	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E$ (N/mm <sup>2</sup> )
PCaPC-1	D6	SD295	横補強筋	404	579	234 000
	D10	SD295	組立筋	330	450	188 000
	D16	SD345	柱梁主筋	400	679	210 000
	$\phi 12.4$	SWPR7AL	PC鋼線	1 722	1 862	191 000
PCaPC-2	D6	SD295	横補強筋	404	579	234 000
	D13	SD295	組立筋	326	466	208 000
	D16	SD390	柱梁主筋	430	694	235 000
	$\phi 12.7$	SWPR7BL	PC鋼線	1 834	1 935	191 000

$\sigma_y$ : 降伏強度     $\sigma_B$ : 引張強度     $E$ : ヤング係数

柱曲げ終局時の層せん断力  $V_{cmu}$ , 梁曲げ終局時における層せん断力  $V_{bmu}$  は, それぞれ以下の式を用いた。

$$V_{cmu} = \frac{2 \cdot M_{cu}}{H - D_b} \quad V_{bmu} = \frac{2 \cdot M_{bu} \cdot L}{H \cdot (L - D_c)}$$

$M_{cu}$ ,  $M_{bu}$  は, 柱と梁の終局曲げモーメントであり, ACI ストレスブロック法により平面保持を仮定し, 曲げ終局時におけるコンクリートの圧縮縁ひずみを 0.3 %, コンクリートの引張応力は無視して求めた。

2.2 加力方法と層間変形角の測定法

載荷は, 図 - 3 に示すように, 柱頭ローラー, 柱脚ピンとし, 梁両端を 500 kN 串型ジャッキによって逆対称加力した。軸力は 2 000 kN ジャッキを用い, PCaPC-1 は 90 kN, PCaPC-2 は 35 kN に保持した。層間変形角  $R$  は, 柱頭と柱脚を不動点とする十字型の鉄骨製ゲージホルダーの梁載荷点位置に取り付けた 2 台の電気式変位計を用い, 同位置における試験体とゲージホルダー間の相対変位  $\delta_{BS}$ ,  $\delta_{BN}$  を測定し, 次式によって評価した。

$$R = \frac{\delta_{BS} - \delta_{BN}}{L} \quad L = \text{スパン (2 400 mm)}$$

載荷ルールは, 初期ひび割れ荷重で正負 1 回繰り返した後,  $R = \pm 0.4 \%$ ,  $\pm 0.67 \%$ ,  $\pm 0.8 \%$ ,  $\pm 1.0 \%$ ,  $\pm 1.5 \%$ ,  $\pm 2.0 \%$ ,  $\pm 3.0 \%$ , PCaPC-2 については, さらに  $\pm 4.0 \%$  の変位振幅で正負 2 回ずつ繰り返した。

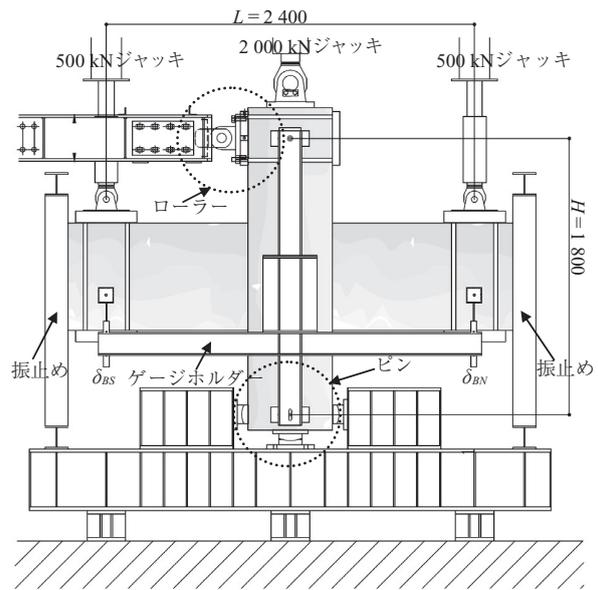


図 - 3 加力装置と層間変形角の測定装置

2.3 柱, 梁, 柱・梁接合部による変形成分の測定

図 - 4 に示すように南北梁の変形 ( $\delta_s$ ,  $\delta_N$ ) および上下柱の変形 ( $\delta_U$ ,  $\delta_L$ ) は, 梁基部および柱基部から延長した鋼製ゲージホルダーと試験体の相対変位を測定することによって求めた。柱・梁接合部のせん断ひずみ  $\gamma$  は, 柱・梁接合部対角線方向に設置した 2 台の電気式変位計によって, 対角線方向の伸縮量 ( $\delta_{j1}$ ,  $\delta_{j2}$ ) を測定し, 以下の式で算定した。図 - 5 に測定装置とその概念図を示す。

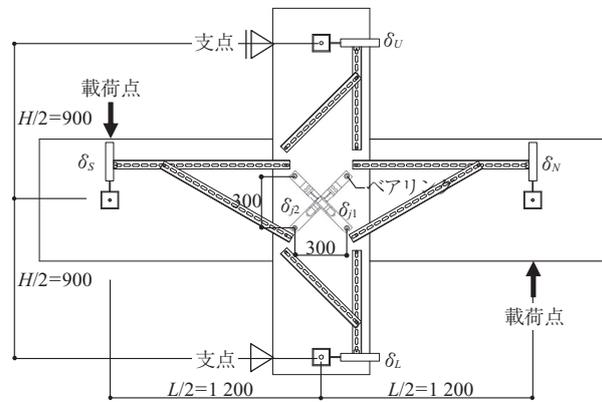


図 - 4 柱, 梁, 接合部による変形成分の測定装置

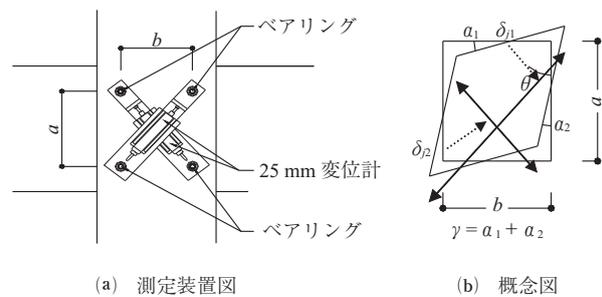


図 - 5 せん断ひずみ測定装置と概念図

$$\gamma = \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{2 \cdot a \cdot b} \cdot (\delta_{n1} + \delta_{n2})$$

### 2.4 目地部のずれ変位の測定

柱-柱および柱-梁の目地部について、ずれ変位を電気式変位計を用いて測定した。図-6に目地部ずれ変位の測定装置を示す。

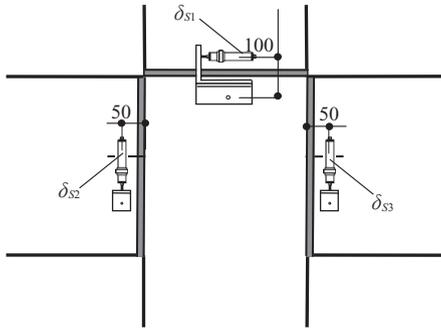


図-6 目地部のずれ変位測定装置

## 3. 実験結果

### 3.1 最終破壊状況と層せん断力-層間変形角関係

写真-1に各試験体の柱・梁接合部回りの破壊過程抜粋を示す。これらより、以下のことが指摘できる。

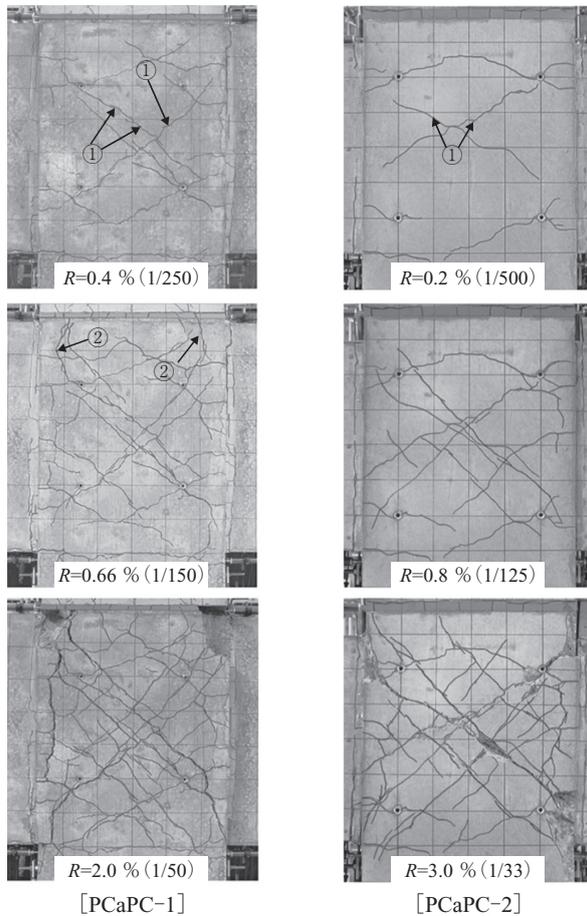


写真-1 試験体の破壊過程

[PCaPC-1] 層間変形角  $R = 0.4\%$  のサイクルで柱・梁接合部のせん断ひび割れ(写真中①)が発生し、 $R = 1\%$  のサイクル以降これらのひび割れの開口が進行し、 $R = 1.5\%$  のサイクルで最大荷重を経験した後に柱・梁接合部の劣化によって耐力低下を起こした。途中  $R = 0.67\%$  のサイクルで柱の圧縮鉄筋に沿った割り裂きひび割れ(写真中②)が発生し、柱-柱間にずれ(1mm以下)が生じ始め、 $R = 0.67 \sim 0.8\%$  は、荷重が上昇せず  $R$  が進行した。その後  $R = 1.0\%$  以降再び荷重が上昇し  $R = 1.34\%$  で最大荷重となった。ずれ変位は最大で2mm程度であった。  
[PCaPC-2] 層間変形角  $R = 0.2\%$  のサイクルで柱・梁接合部にせん断ひび割れ(写真中①)が生じた。このひび割れは、 $R = 3\%$  のサイクルで大きく開口し、最終的にはこのひび割れによる柱・梁接合部の劣化によって耐力低下を起こした。この試験体には、PCaPC-1のような、柱目地の直下から発生する柱の圧縮鉄筋に沿った割り裂きひび割れは見られなかった。

図-7に各試験体の層せん断力-層間変形角関係を示す。図中、横実線は表-1中の  $V_{mu}$  を、破線は診断基準式から求めた  $Q_{mu}$  を比較として示した。

どちらの試験体も曲げ終局強度に達し、使用材料の材料強度から計算した層せん断力  $V_{mu}$  とよく一致していることから、PCa 架構は既往の耐力計算法より評価できることが分かった。

### 3.2 柱・梁・柱・梁接合部の変形状

図-8に柱・梁接合部のせん断力-変形角関係を、図-9に各変形成分の層間変形角への寄与分の推移を示す。

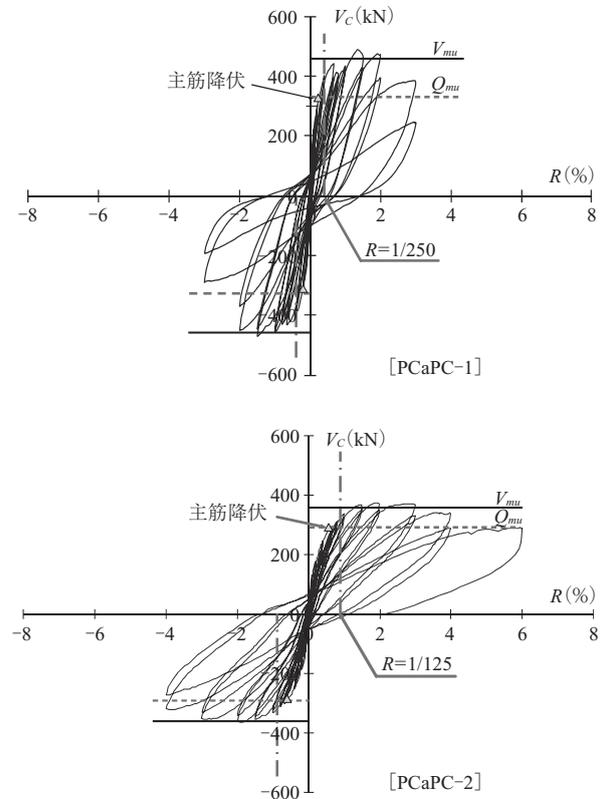


図-7 層せん断力-層間変形角関係

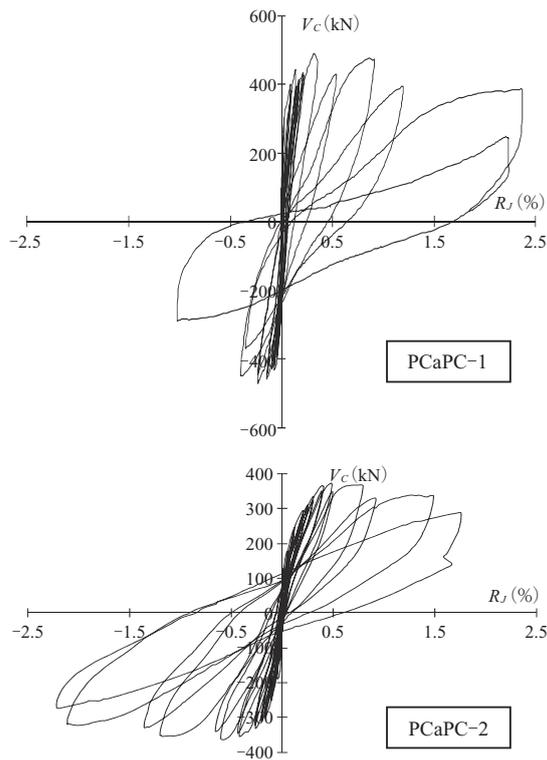


図 - 8 層せん断力と柱梁接合部の部材角関係

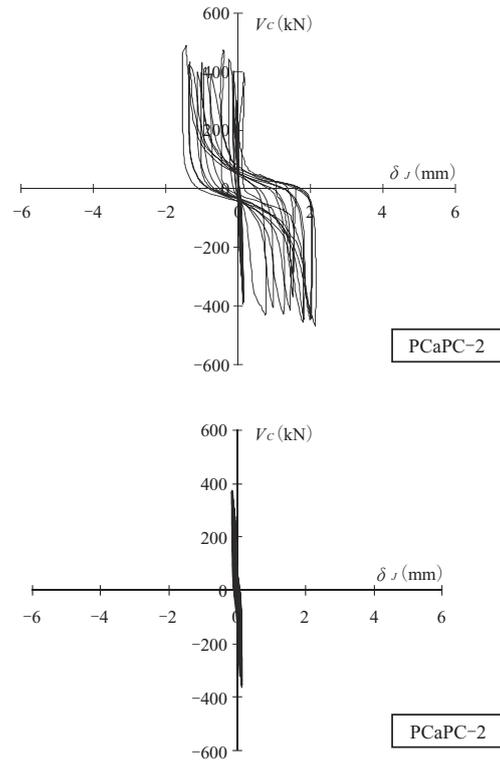


図 - 10 目地部のずれ変形

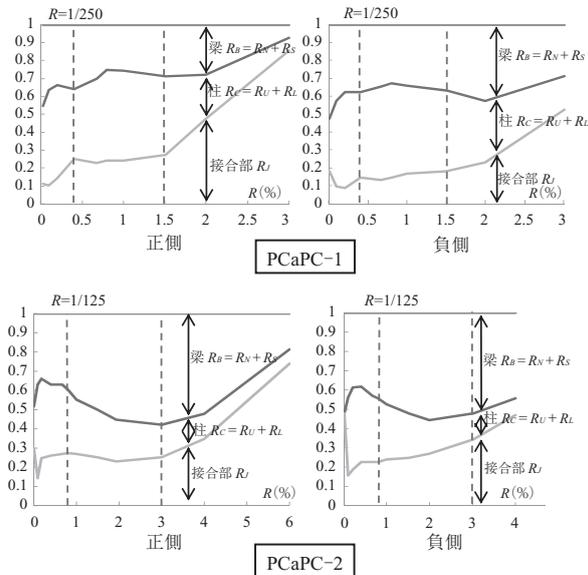


図 - 9 各変形成分の層間変形角への寄与分の推移

また、図 - 10 には、柱 - 柱目地部のずれ変形を示す。これらの図から以下のことが指摘できる。

PCaPC-1 は柱曲げ降伏先行型であり、梁曲げ終局時における層せん断力  $V_{bmu}$  を柱曲げ終局時における層せん断力  $V_{cmu}$  で除した値  $V_{bmu}/V_{cmu}$  は、1.21 である。変形成分の割合は最大耐力時の  $R = 1.5\%$  までは柱成分の占める割合が大きい。これ以降は柱・梁接合部が劣化し、耐力低下を起こしたために、接合部の変形成分が増加していった。変形の増加に伴い柱目地部にずれが生じているが最終破壊に至

るまで 2 mm 程度であった。

PCaPC-2 は柱・梁がほぼ同時に降伏する試験体であり、梁曲げ終局時における層せん断力  $V_{bmu}$  を柱曲げ終局時における層せん断力  $V_{cmu}$  で除した値  $V_{bmu}/V_{cmu}$  は、0.94 である。初期には柱の変形成分が多いが、徐々に梁の変形成分が増大している。このことから柱の降伏後に梁も降伏したと考えられる  $R = 3\%$  までは梁の変形成分は、柱、柱・梁接合部による成分より大きくなっている。しかし、その後は、PCaPC-1 同様、柱・梁接合部による変形成分の増加傾向が顕著であった。柱目地部のずれはほとんど生じていない。

両試験体ともに、柱・梁接合部の変形成分の比率は初期段階から増加し最大耐力時に至るまで 20 ~ 25 % 程度であり、接合部の劣化が顕著となるころから急激に増大し、正側で 70 ~ 80 %、負側で 50 % を超えている。

### 3.3 柱主筋のひずみ性状

図 - 11 に PCaPC-1 の柱主筋のうち MA (内側 1 段目主筋)、MB (外側 1 段目主筋) および MC (外側 2 段目主筋) の正荷重時および負荷重時のひずみ分布を示す。同様に、図 - 12 に PCaPC-2 の柱主筋のうち CA (外側 1 段目主筋)、CB (外側 2 段目主筋) および CE (内側 1 段目主筋) の正荷重時および負荷重時のひずみ分布を示す。縦軸はひずみゲージの貼付位置 (mm) を、横軸はひずみ  $\epsilon$  を示している。

PCaPC-1 の柱主筋ひずみはどれもほぼ同様の推移を示し、層間変形角 0.4 % において危険断面位置で引張降伏している。PCaPC-2 についても、ひずみの推移に位置による差はあまり見られず同じ傾向を示し、どの位置の主筋も層間変形角 1.0 % あたりで引張降伏している。しかし、そ

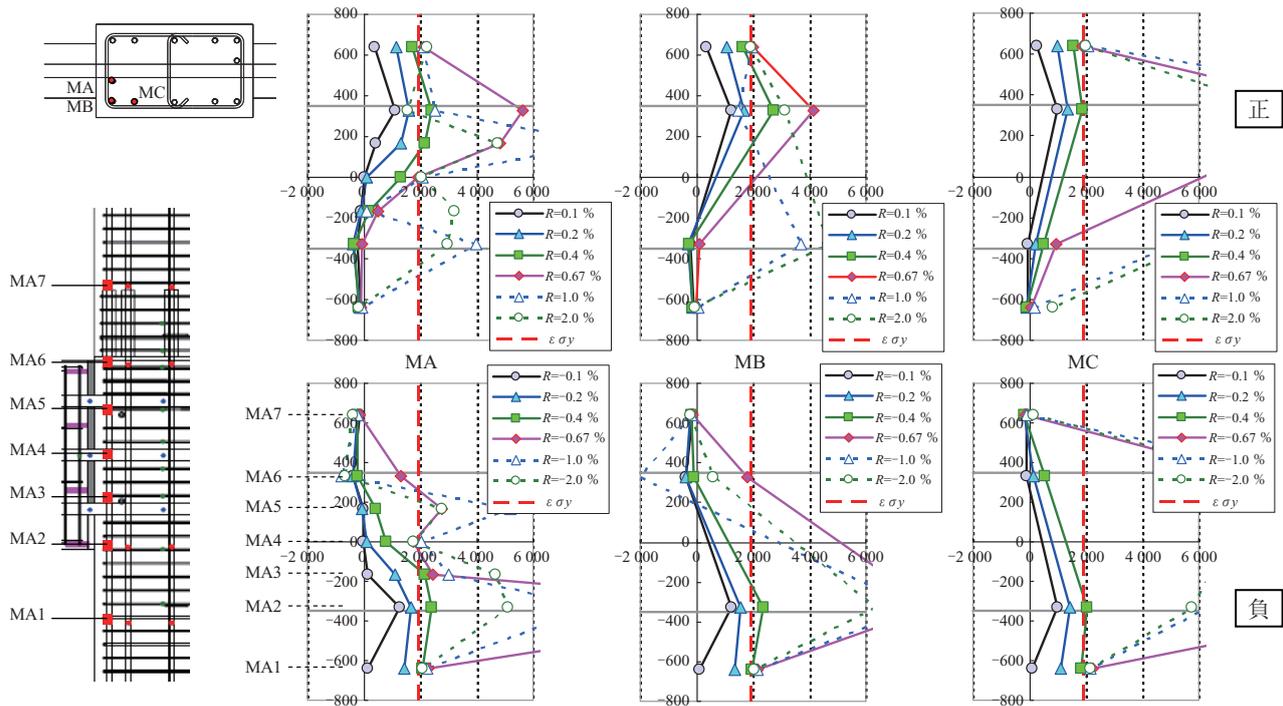


図 - 11 PCaPC-1 柱主筋のひずみ分布（上段正加力，下段負加力）

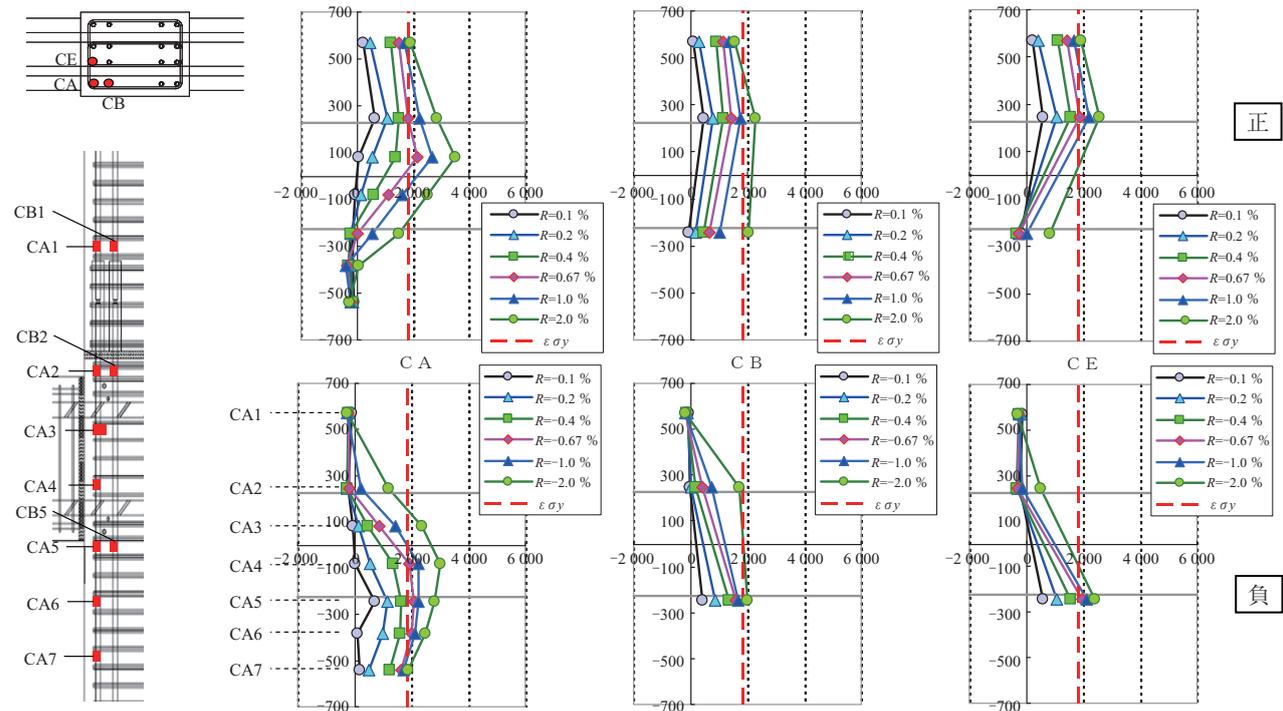


図 - 12 PCaPC-2 柱主筋のひずみ分布（上段正加力，下段負加力）

の増加傾向は、柱が曲げ終局強度に達した PCaPC-1 ほど顕著ではなく、層間変形角 2% でも、2000 ~ 4000 μ に留まっている。

#### 4. 実験値と計算値の比較

##### 4.1 柱・梁接合部せん断ひび割れ強度

表 - 5 に接合部せん断ひび割れ時の層せん断力の実験値  $V_e$ 、層間変形角  $R$ 、計算値  $V_c$ 、および  $V_e/V_c$  の一覧を示す。PCaPC-1、PCaPC-2 の実験値 / 計算値  $V_e/V_c$  の値はそれぞれ

表 - 5 柱・梁接合部せん断ひび割れ強度

試験体	実験値 $V_e$ (kN)			$V_e$ 時の 層間変形角 $R$ (%)			計算値 $V_c$ (kN)	$\frac{V_e}{V_c}$
	正	負	平均	正	負	平均		
PCaPC-1	309	310	310	0.20	0.20	0.20	338	0.92
PCaPC-2	171	173	172	0.17	0.16	0.17	177	0.97

【記号】  $V_e$ : 接合部せん断ひび割れ発生時の柱せん断力  
 $R$ :  $V_e$  時の層間変形  
 $V_c$ : 接合部せん断ひび割れ発生時の柱せん断力の計算値

表 - 6 最大層せん断力の実験値  $V_{eu}$  と  $V_{eu}$  時の層間変形角  $R_{eu}$  の一覧

試験体	最大柱せん断力の 実験値 $V_{eu}$ (kN)			$V_{eu}$ 時の層間変形角 $R_{eu}$ (%)		
	正	負	平均	正	負	平均
PCaPC-1	489	471	480	1.34	1.50	1.42
PCaPC-2	375	365	370	1.95	1.91	1.93

表 - 7 最大層せん断力の実験値と計算値の一覧

試験体	$V_{eu}$ (kN)	曲げ終局強度 (kN)				せん断終局強度 (kN)			目地部の せん断伝達強度 (kN)			$V_{ju}$ (kN)
		梁 $V_{bmu}$	柱 $V_{cmu}$	$V_{bmu}/V_{cmu}$	$V_{mu}$	梁 $V_{bsu}$	柱 $V_{csu}$	$V_{su}$	梁 $V_{bslip}$	柱 $V_{cslip}$	$V_{slip}$	
PCaPC-1	480	563	465	1.21	465	704	967	704	672	645	645	1 080
PCaPC-2	370	355	379	0.94	355	518	765	518	613	800	716	583

【記号】  $V_{mu} = \min$  (梁曲げ終局時における層せん断力  $V_{bmu}$ , 柱曲げ終局時における層せん断力  $V_{cmu}$ )  
 $V_{su} = \min$  (梁せん断終局時における層せん断力  $V_{bsu}$ , 柱せん断終局時における層せん断力  $V_{csu}$ )  
 $V_{slip} = \min$  (梁目地部のせん断伝達強度時の層せん断力  $V_{bslip}$ , 柱目地部のせん断伝達強度時の層せん断力  $V_{cslip}$ )  
 $V_{ju}$  = 柱・梁接合部のせん断終局時における層せん断力

れ 0.92, 0.97 となっており, おおむね一致したといえる。  
 なお,  $V_c$  の計算方法を以下に示す。

$$V_c = \frac{b_j \cdot D_c \cdot j \cdot \tau_{jt}}{H - D_c \cdot (H/L) - j}$$

$$\text{ここに, } \tau_{jt} = \sqrt{\sigma_t^2 + (\sigma_n + \sigma_p) \cdot \sigma_t + \sigma_n \cdot \sigma_p}$$

$$\sigma_p = \frac{\sum P_e}{b_b \cdot D_b} \quad \sigma_n = \frac{N}{(b_c \cdot D_c)} \quad \sigma_t = 0.07 \cdot \sigma_B$$

#### 4.2 最大層せん断力

表 - 6 に最大層せん断力の実験値  $V_{eu}$  と最大層せん断力時の層間変形角  $R_{eu}$  の一覧を示す。表 - 7 には, 最大層せん断力の正負平均実験値  $V_{eu}$ , 梁曲げ終局時における層せん断力  $V_{bmu}$ , 柱曲げ終局時における層せん断力  $V_{cmu}$ , 梁せん断終局時における層せん断力  $V_{bsu}$ , 柱せん断終局時における層せん断力  $V_{csu}$ , 梁目地部のせん断伝達強度  $V_{bslip}$  時の層せん断力, 柱目地部のせん断伝達強度  $V_{cslip}$ , および柱・梁接合部終局時における層せん断力  $V_{ju}$  の一覧を示す。 $V_{ju}$  は以下の式を用いて算定した。

$$V_{ju} = \frac{b_j \cdot D_c \cdot j_{be}}{H - D_c \cdot (H/L) - j_{be}} \cdot \tau_{ju} \quad \dots 3)$$

$$\tau_{ju} = 0.799 \cdot \sigma_B^{0.712} \quad \dots 4)$$

最大層せん断力の実験値  $V_{eu}$  を計算値  $V_{mu}$  で除した値は, PCaPC-1 が 1.03, PCaPC-2 が 1.04 となり, 本試験体フレーム架構は既往の耐力計算法により十分評価できる。

## 5. 耐震診断基準との比較検討

### 5.1 耐震診断基準による柱の曲げ終局耐力

表 - 8 に最大層せん断力および耐震診断基準により計算した柱曲げ終局時における層せん断力  $Q_{mu}$ , 柱せん断終局時における層せん断力  $Q_{su}$ , せん断余裕度  $Q_{su}/Q_{mu}$  および  $V_{eu}/Q_{mu}$  の一覧を示す。

なお, 表 - 8 に記載した柱曲げ終局時における層せん断力  $Q_{mu}$  は以下のように求めた。

$$Q_{mu} = \frac{2M_u}{h_0}$$

$h_0$ : 柱内法高さ (PCaPC-1: 1.1 m, PCaPC-2: 1.35 m)

曲げ終局強度は以下に示す診断基準の多段配筋の (解付 1.1-1) 式によって算定した。

$$M_u = 0.5a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D_c + 0.5N \cdot D_c \left( 1 - \frac{N}{b_c \cdot D_c \cdot F_c} \right)$$

表 - 8 より以下のことが指摘できる。

最大層せん断力の実験値  $V_{eu}$  を曲げ終局時の層せん断力

表 - 8 終局強度の実験値と診断基準による計算値

試験体名	$V_{eu}$ (kN)	$Q_{mu}$ (kN)	$Q_{su}$ (kN)	$Q_{su}/Q_{mu}$	$V_{eu}/Q_{mu}$
PCaPC-1	479.5	329.7	569.7	1.73	1.45
PCaPC-2	369.7	296.6	475.8	1.60	1.25

$Q_{mu}$  で除した値は, PCaPC-1 で 1.45, PCaPC-2 で 1.25 であり, 柱曲げ降伏が先行した PCaPC-1, 梁曲げ降伏が先行した PCaPC-2 とともに最大層せん断力の実験値  $V_{eu}$  が曲げ終局時の層せん断力  $Q_{mu}$  を上回っている。

なお, 梁曲げ降伏が先行した PCaPC-2 については, PC 規準式による梁曲げ耐力時の柱の層せん断力を計算すると 292.4 kN と, ほぼ柱  $Q_{mu}$  に等しかった。

### 5.2 耐震診断基準による靱性指標

表 - 9 に各試験体の最大層せん断力時の層間変形角  $R_{eu}$ , 診断基準式から定めた層の降伏変形角  $R_y$ , 柱の曲げ終局変形角  $R_{mu}$ , じん性指標  $F$  の一覧を示す。PCaPC-1 は  $h_0/D = 2.0$  で,  $F$  指標で 1.0 における補強を想定した試験体である。二次診断では鉛直部材の強度, 変形角で架構の性能が評価されるが, 実験においては鉛直部材(柱)以外の梁および柱梁接合部の変形角を含んだ全体の層間変形角が 1.42 % で最大耐力を示している。そこで, 図 - 13 に PCaPC-1 の層せん断力 - 柱成分変形角関係を示すが, 最大層せん断力時の変形角は正加力時  $R_c = 0.5\%$ , 負加力時  $R_c = 0.57\%$  となっており, 設計想定した  $F = 1.0$  時に補強強度を十分満足していると思われる。

PCaPC-2 については 1.93 % で最大耐力を示し, 以降は十分なじん性能を示し 3.0 % を超える程度まで耐力を保持した。

表 - 9 じん性指標計算結果の一覧

試験体名	$R_{eu}$ (%)	$R_y$ (%)	$R_{mu}$ (%)	$F$
PCaPC-1	1.42	0.667	0.40	1.00
PCaPC-2	1.93	0.667	3.33	3.20

## 6. ま と め

本実験から得られた主な結果を以下に示す。

- 本実験で想定した PCa 外フレームは柱が扁平断面であっても, e 関数法による既往の耐力計算法によりに比較的精度よく評価できた。
- 梁幅が柱幅に比べ小さく PC 鋼線を縦 1 列に配置して圧

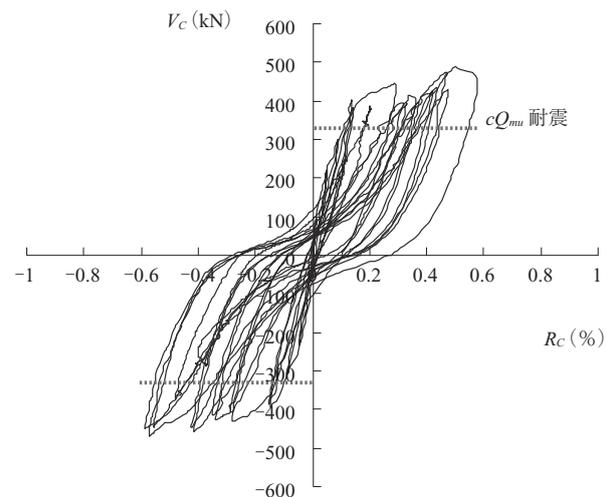


図 - 13 PCaPC-1 の層せん断力 - 柱成分変形角関係

着接合した架構においても柱主筋は危険断面付近で降伏した。

- PCa 外フレームは耐震診断基準で想定した補強強度を満足した。
- 両試験体とも曲げ終局時における柱・梁接合部への入力せん断力レベルはかなり低かったが, 曲げ終局時の変形角以降において柱・梁接合部の劣化が顕著であった<sup>5)</sup>。

### 参考文献

- 1) 例えば日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計 - 特徴的被害の原因と設計への提案 -, 1998 年 10 月
- 2) 日本建築防災協会：2001 年度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
- 3) Hamahara et al. : "Design for Shear of Prestressed Concrete Beam-Column Joint Cores", ASCE, Jour. of Structural Engineering, Nov. 2007
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震指針・同解説, 1999
- 5) 楠原文雄, 塩原等：鉄筋コンクリート造十字型柱梁接合部の終局モーメント算定法, 日本建築学会構造系論文集, Vol.75, No.657, pp.2027-2035, 2010.11

【2011 年 11 月 11 日受付】