

論文

[2112] プレキャスト鉄筋コンクリート構造柱の水平加力実験

飯塚 正義\*1・八木 敏行\*2・益尾 潔\*3

1. まえがき

プレキャスト鉄筋コンクリート（以下、「P C a」と呼ぶ）柱では柱主筋の継手位置を柱脚にする場合が多いが、耐力や変形性能、接合面のすべり変形等の構造的不明点があり、各方面で研究が活発に行われている[1]。本論では、中柱を想定した一定軸力を受けるP C a柱および外柱を想定した変動軸力を受けるP C a柱について正負繰返し漸増加力による曲げせん断実験を行い、比較として一体打ちコンクリート（以下、「R C」と呼ぶ）柱でも同様の実験を行って、その結果を参考にして検討を加えた。

2. 試験体

試験体は 17 階建て試設計建物の 2 階中柱と 4 階外柱に対する縮尺約 1/2.6 の縮小模型とし、P C a 柱と R C 柱で中柱（IPC-1, IRC-1）と外柱（IPC-2, IRC-2）の二種類、合計 4 体とした。表-1 に一覧を、図-1 に形状配筋図を示す。P C a 柱は柱脚に主筋継手接合用のモルタル充填式継手（以下、「スリーブ継手」と呼ぶ）が埋設され、予め基礎スタブから立ち上がっている柱主筋を挿入して建て込み、スリーブと柱主筋との隙間に高強度モルタルを充填して一体化した。柱頭部からは柱主筋が突出し頂部スタブのコンクリート打設により一体化する。P C a 柱の柱脚には敷きモルタルの目地（厚さ 9 mm）がある。R C 柱は打ち継ぎ面を作らず一体に製作した。

表-1 試験体一覧

シリーズ	中 柱		外 柱	
試験体名称	IRC-1	IPC-1	IRC-2	IPC-2
柱断面(cm)	33×33	33×33	33×33	33×33
$\sigma_B$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	462	462	462	462
軸方向応力度 ( $\times \sigma_B$ , 圧縮正)	0.15	0.15	0.38 ~ -0.13	0.38 ~ -0.13
柱主筋	16-D16	16-D16	16-D16+4-D16	16-D16+4-D16
横補強筋	4-D6 @40	4-D6 @40	4-D6 @40	4-D6 @40
柱仕様	一体打ち	P C a	一体打ち	P C a
接合面仕様	-	平滑	-	コッター

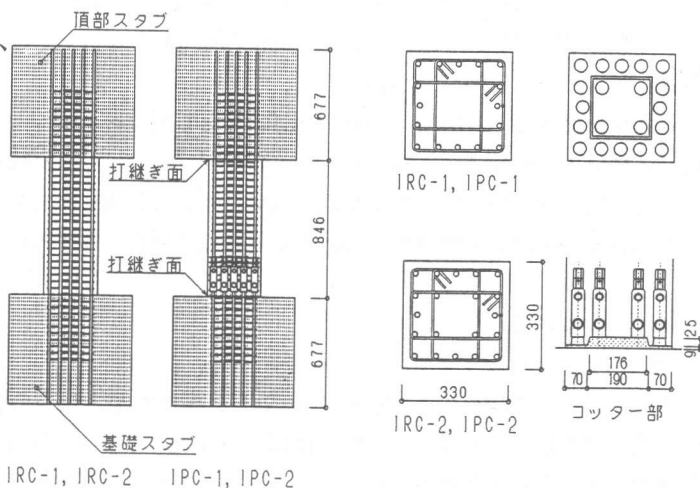


図-1 試験体形状配筋図

外柱（IRC-2, IPC-2）には芯鉄筋

\*1 不動産建設(株)技術開発本部建築技術開発部(正会員)

\*2 不動産建設(株)技術開発本部中央研究所構法研究室長(正会員)

\*3 (財)日本建築総合試験所構造物試験室長、工博(正会員)

(4-D16)を配する。P C a柱の柱頭部の打ち継ぎ面はワイヤブラシによる目荒らしを施し、柱脚部はIPC-1では平滑面のままとし、IPC-2では文献[2]を参考にして深さ25mm、1辺190mmのシアコッターを設けた。表-2~4に実験時材料試験結果を

表-2 コンクリートの試験結果

見かけ比重	圧縮強度 kgf/cm <sup>2</sup>	圧縮強度時 ひずみ度	ヤング係数 kgf/cm <sup>2</sup>	引張り強度 kgf/cm <sup>2</sup>
2.29	462	$2.55 \times 10^{-3}$	$2.81 \times 10^5$	38.9

表-3 モルタルの試験結果

	敷きモルタル kgf/cm <sup>2</sup>	スリーブ kgf/cm <sup>2</sup>
IPC-1	1074	1052
IPC-2	1110	1170

表-4 鉄筋の試験結果

部位	種別	呼び名	断面積 cm <sup>2</sup>	降伏点または 耐力 kgf/cm <sup>2</sup>	引張り強度 kgf/cm <sup>2</sup>	伸び %
主筋	SD395	D16	1.99	4840	6570	20.6
せん断補強筋	KSS80	D6	0.32	8300 *1	9750	13.2

示す。モルタルは敷きモルタル部分とスリーブ内充填部分に用いた。

註 \*1 0.2%オフセット法で求めた耐力を示す

### 3. 実験方法

実験は上下スタブを建研式加力装置に固定し試験体に軸力を加えた状態で押し引きジャッキを用いて試験体に逆対称変形が生じるように変形制御により加力して行った。

試設計の結果より、軸力は、中柱シリーズでは予め所定軸力(77.2 tonf)まで与えた後これを一定に保持し、外柱シリーズでは予め所定軸力(67.4 tonf)まで与えた後、せん断力に比例する変動軸力を付加し、試設計によるメカニズム形成時軸力以降はこの軸力一定に保持した。図-2に外柱シリーズにおける軸力とせん断力の関係を示す。なお、試設計によるメカニズム形成時には柱に曲げ降伏ヒンジは発生せず、せん断力の中柱で32.3 tonf、外柱で圧縮軸力時15.0 tonf、引張り軸力時9.25 tonfである。

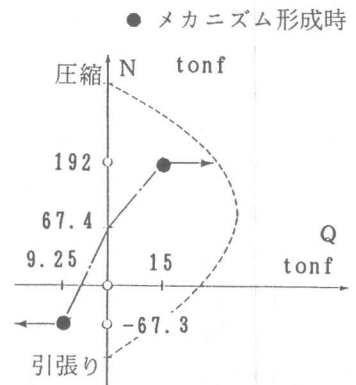


図-2 外柱シリーズの軸力とせん断力の関係

加力は部材角  $R = 2.5 \cdot 10^{-3}$  rad. の正負繰返し载荷を1回行い、続いて  $R = 5, 7.5, 10, 15, 20, 40 (\cdot 10^{-3} \text{ rad.})$  の正負繰返し载荷を3回ずつ行った後、正加力方向に押し切った。ただし、外柱シリーズでは  $R = 20 \cdot 10^{-3}$  rad. の繰返し加力の後正加力方向に押し切った。測定は作用荷重と主要各点の変形、ひずみについて行った。

### 4. 実験結果と検討

#### 4.1 破壊性状

図-3にQ-R関係を示す。図中のRu1は耐力が最大耐力の80%に低下した時点の部材角(1回目包絡線)であり[3]、Ru2は耐力が最大耐力の60%に低下した時点の部材角(3回目包絡線)で、参考のため示した[4]。IRC-1, IPC-1では部材角  $R = 5 \cdot 10^{-3}$  rad. 程度において部材中央部に斜めひび割れと付着ひび割れが発生した後主筋が引張り降伏し、さらに  $R = 15 \cdot 10^{-3}$  rad. において最大耐力に達した。その後はせん断補強筋のひずみ度が進展し、 $R = 40 \cdot 10^{-3}$  rad. でせん断補強筋の降伏がみられるとともにこれ以降の回転角での繰返し载荷により耐力低下が大きくなった。耐力低下の程度は、IRC-1よりIPC-1の方が大きい。IRC-2, IPC-2では正加力(圧

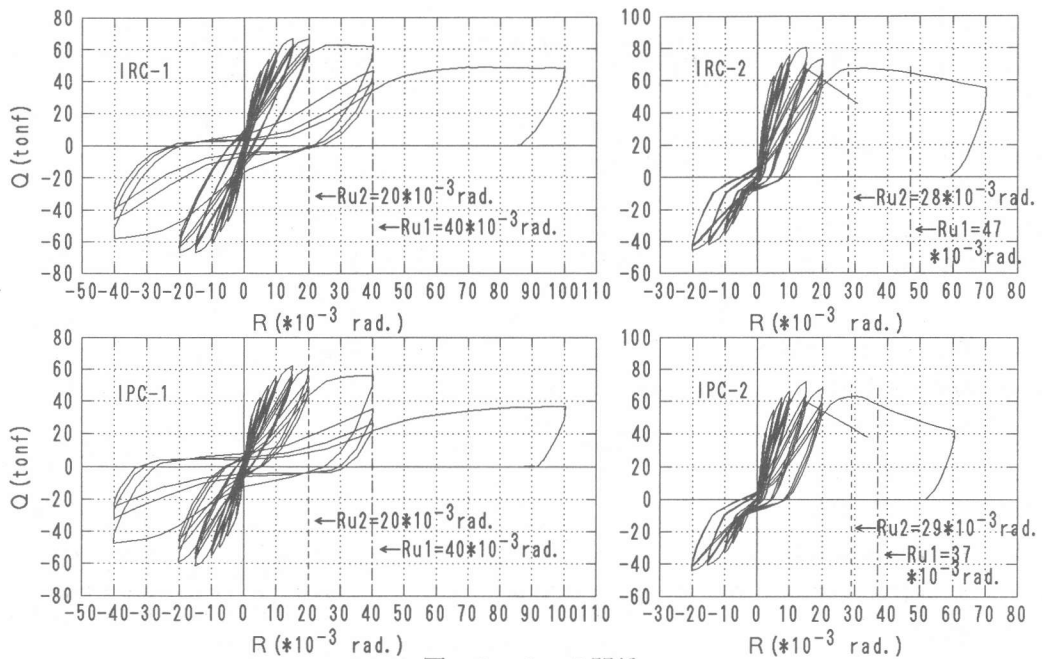


図-3 Q-R関係

縮軸力) 時には部材角  $R = 7.5 \cdot 10^{-3}$  rad. までの段階において材端部コンクリートの圧壊と材中央部コンクリートの斜めひび割れが生じ、さらに  $R = 15 \cdot 10^{-3}$  rad. で最大耐力に達した。その後、せん断補強筋も降伏した。最大耐力以降の耐力低下はIRC-2 よりIPC-2の方が大きい。負加力(引張り軸力)時にはIRC-2, IPC-2ともに部材全長に亘る曲げ引張りひび割れや材端部コンクリートの圧壊がみられたが、材端部におけるずれ等の著しい損傷は認められなかった。文献[5]にも示されているが、スリーブ継手が埋め込まれた下端部側は鉄筋径が大きくなっているため変形が生じにくく、PCa柱試験体では材中央部より上端部側にかけて変形が大きかったことが目視により確認できた。

図-4に各サイクルごとの等価粘性減衰定数を示す。

中柱シリーズ、外柱シリーズともRC柱とPCa柱の履歴吸収エネルギーは最大耐力までほぼ同等である。各試験体とも等価粘性減衰定数の最低値は4サイクルめにあり、中柱シリーズでは0.031、外柱シリーズでは0.033であった。

#### 4.2 耐力と剛性

図-5に曲げ耐力、せん断耐力の計算値と最大耐力との関係を示す。IRC-1, IRC-2の最大耐力実験値はe関数法[6]による終局曲げ耐力計算値に達していた。IPC-1, IPC-2の最大耐力実験値

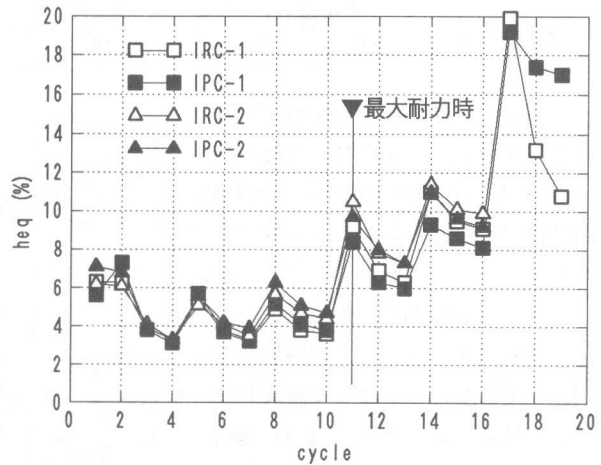


図-4 等価粘性減衰定数

はこれよりやや低めの値となったが、ACI式[7]程度はあった。なお最大耐力実験値はせん断耐力の設計式であるKSS式[8]による計算耐力の1.5～2倍程度の安全率を有した。

表-5、6に耐力と剛性の実験値と計算値の比較を示す。曲げひび割れ耐力の実験値はRC柱とPCa柱とでは顕著な違いはなく、計算値に概ね近い。せん断ひび割れ耐力はいずれも実験値が計算値の1.5～2.0倍だった。曲げ降伏耐力はいずれも実験値と計算値は近く、試設計メカニズム形成時せん断力を上回った。

初期剛性はいずれも実験値が計算値を下回り、PCa柱はRC柱の85～90%だった。降伏時剛性は実験値が計算値を上回ったがPCa柱はRC柱より20～40%も小さかった。

#### 4.3 材端部の変形状

図-6にサイクルごとの柱脚材端部水平変形を示す。ここで柱脚材端部とは柱脚フェイスから4cmの位置であり、変形はこの位置に取り付けた変位計の読み値である。圧縮軸力時はRC柱に比べPCa柱の方が値が小さい。RC柱は最大耐力時まで0.5mm程度、PCa柱は0.3mm

最大耐力実験値	試験体名
△ ○	IRC-1 IPC-1

最大耐力実験値		試験体名
正加力時	負加力時	
△ ○	▲ ●	IRC-2 IPC-2

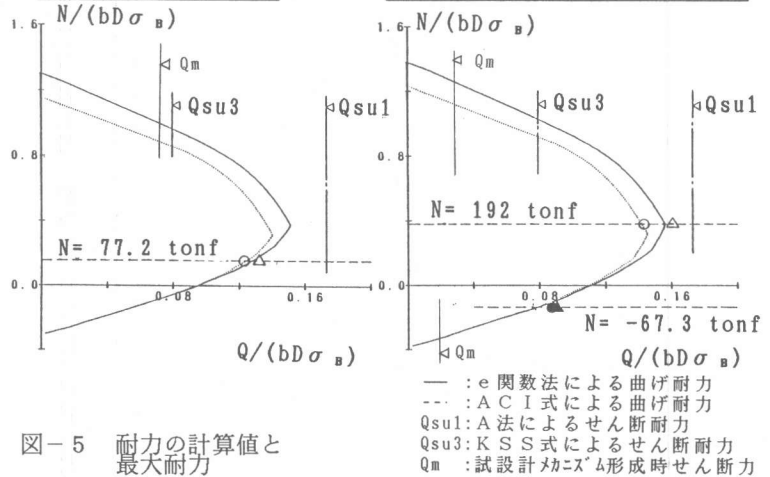


図-5 耐力の計算値と最大耐力

表-5 耐力の実験値と計算値の比較

試験体名称	曲げひび割れ耐力 Qfc tonf		せん断ひび割れ耐力 Qsc tonf		主筋曲げ降伏時耐力 Qy tonf				
	実験値	計算値式(1)	実/計	実験値	計算値式(2)	実/計	実験値	計算値式(3)	実/計
IRC-1	14.2	16.8	0.85	33.0	17.1	1.93	54.0	55.8 (32.3)	0.97
IPC-1	18.1		1.08	31.6		1.85	53.1		0.95
IRC-2	45.1	31.8	1.42	58.4	30.0	1.95	73.5	78.7 (15.0)	0.93
IPC-2	38.1		1.20	46.6		1.55	72.3		0.92

(1)内は試設計メカニズム形成時せん断力  
 $Q_{fc} = 2Mc_r/L_0$   
 $Q_{sc} = (1 + \sigma_p/150) \cdot \{0.085kc(500 + F_c) / (M/Qd + 1.7)\} b_j$   
 $Q_y = e$ 関数法による  
 $Mc_r = 1.8\sqrt{F_c \cdot Z_e + N} \cdot D/6$   
 $L_0 = L_0 + 2D/4$   
 $\nu = 1/6$   
 $\alpha_y = \alpha_y \cdot K_f$   
 $\alpha_y = (0.043 + 1.64n \cdot pt + 0.043a/D + 0.325\eta_0) \cdot (d/D)^2$   
 $\alpha_y = (-0.0836 + 0.159a/D + 0.169\eta_0) \cdot (d/D)^2$   
 $n$  ヤング係数比  
 $\eta_0 = N/(bdFc)$

表-6 剛性の実験値と計算値の比較

試験体名称	初期剛性 $10^3$ tonf/rad.			降伏時剛性 $10^3$ tonf/rad.		
	実験値	計算値式(4)	実/計	実験値	計算値式(5)	実/計
IRC-1	17.21	24.54	0.70	7.06	5.28	1.34
IPC-1	15.86		0.65	5.68		1.08
IRC-2	20.20	24.81	0.81	11.92	6.77	1.76
IPC-2	16.87		0.68	7.18		1.06

$Ke = L_0 / \{L^3 / (12Ec \cdot I_e) + \kappa L' / (Gc \cdot A)\}$   
 $Gc = Ec/2(1 + \nu)$   
 $\nu = 1/6$   
 $Ky = \alpha_y \cdot K_f$   
 $\alpha_y = (0.043 + 1.64n \cdot pt + 0.043a/D + 0.325\eta_0) \cdot (d/D)^2$   
 $\alpha_y = (-0.0836 + 0.159a/D + 0.169\eta_0) \cdot (d/D)^2$   
 $n$  ヤング係数比  
 $\eta_0 = N/(bdFc)$

程度であった。IPC-2 は圧縮軸力時、引張り軸力時とも 0.2 mm 程度しかすべり変形を生じなかった。IPC-2 ではコッターの影響で目地部のひび割れがコッターなりに誘発され、噛み合わせによってすべり変形が抑えられたのではないかと考えられる。

図-7 に引張り軸力時の水平変形の柱脚部、柱一般部、柱頭部それぞれの割合を示す。ここでここで柱頭部、柱脚部はフェイスからそれぞれ 4 cm の距離とし、変形はそれぞれの位置に取り付けた変位計の読み値である。また、一般部は残りの中央部分とし、変形は層間変形から柱頭部、柱脚部の変形を除いた値とした。全体変形に占める端部の変形の比率は小さい。

図-8 に引張り軸力時の各部分の変形角のサイクルごとの変化を示す。端部は柱頭、柱脚部の平均である。RC 柱では一般部が主に変形し、PCa 柱では初め端部の変形が支配的であるがその後 10 サイクルまで殆ど変形は増加せず、サイクルが進むにつれ一般部が主に変形した。

以上のことから、たとえ引張り軸力が生じても軸力比 -0.13 程度なら PCa 柱端部すべり変形の全体変形への影響は小さいといえる。

材端部の鉛直変形および回転角については中柱シリーズ、外柱シリーズとも、RC 柱と PCa 柱とでは最大耐力時までほとんど差異は認められなかった。

#### 4.4 せん断補強筋のひずみ性状

図-9 に柱中央部のせん断補強筋のひずみ度の平均値の推移を示す。各試験体とも外周筋に比べ中子筋の方が大きくなる傾向にあり、とくに最大耐力時以降で外周筋のひずみ度はほとんど増大しないのに対し、中子筋のひずみ度は明らかに増大している。外周筋に対して中

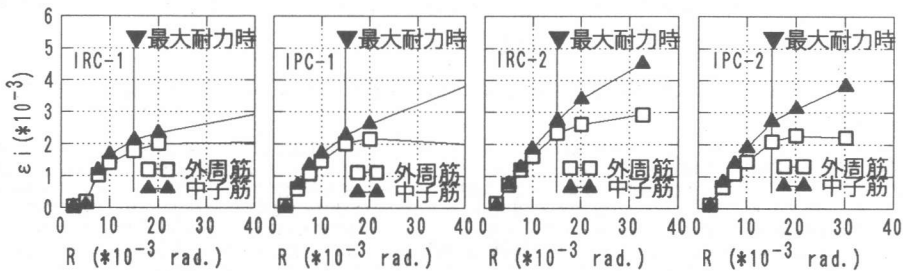


図-9 せん断補強筋のひずみ度の平均値の推移

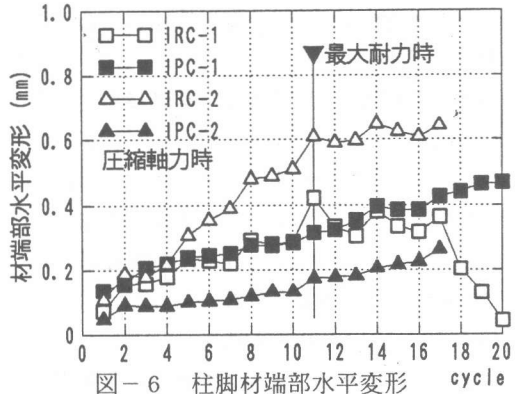


図-6 柱脚材端部水平変形

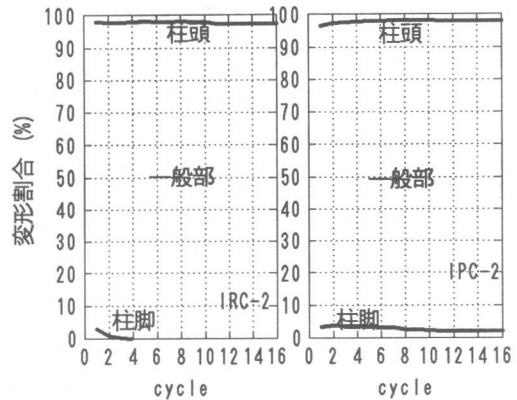


図-7 引張り軸力時水平変形割合

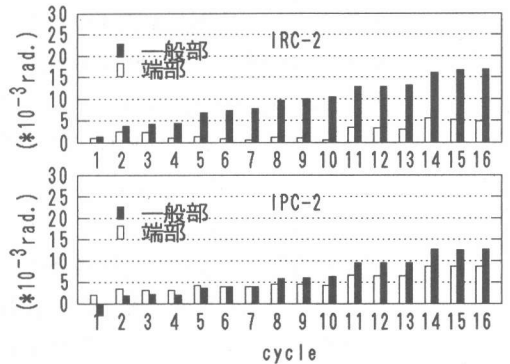


図-8 端部、一般部の変形角の推移

子筋は最大耐力時以降の変形性能に大きく影響すると考えられる。

せん断補強筋のひずみ度は両材端部では小さく中央で概ね一樣な分布で進展したが、RC柱に比べてPCa柱ではスリーブ継手部分はやや小さく上部側でやや大きめに分布した。スリーブ継手の使用によりせん断補強筋のきき方が変化しているとも考えられる。

#### 4.5 主筋のひずみ性状

図-10にスリーブ継手を有する柱主筋のひずみ度分布の推移の例を示す。ここで、図中のポイントは上が柱頭、下が柱脚、間はスリーブ継手直上の鉄筋ひずみ度である。この3点を結んだ線が概略直線上にある。IPC-1では最大耐力を示した11サイクルめに引張り側で明瞭な塑性ひずみの進展がみられた。

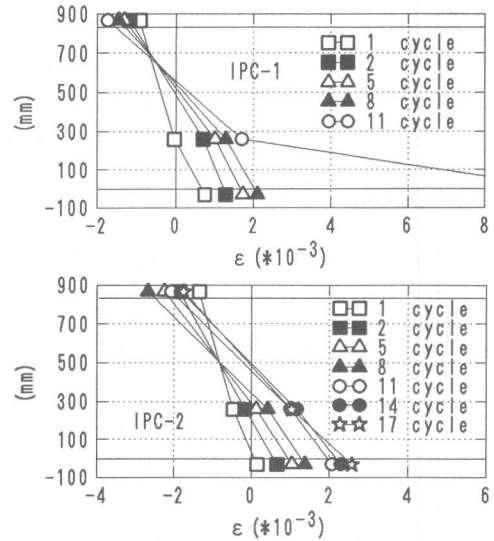


図-10 スリーブ継手を有する柱主筋のひずみ度分布の推移

#### 5. まとめ

以上の実験結果より、以下のことがいえる。

- 1 PCa柱はRC柱と比べて変形が材中央部より上端部側に片寄った。これは文献[5]にも示されているが、PCa柱の下端部側にスリーブ継手が埋め込まれ継手部の径が太くなっていることによる。しかし、柱全体の履歴吸収エネルギーは同等で、層の変形能力としてはPCa柱はRC柱に近いといえる。
- 2 いずれの試験体も曲げ降伏時耐力は試設計メカニズム形成時せん断力を上回り、1.6倍以上の安全率を有した。  
最大耐力はPCa柱はRC柱よりやや小さい値であったが、この時の変形は既に  $15 \times 10^{-3}$  rad. に達している。今回のような加力方法では限界部材角はRC柱とPCa柱とでは差はない。
- 3 圧縮軸力時PCa柱の端部接合面のすべり変形はRC柱のそれより小さく、最大耐力時まで0.3 mm程度であった。引張り軸力時には0.2 mm程度で、全体変形に占める比は小さく、全体変形への影響は小さいと思える。  
引張り軸力時にすべり変形が小さかったのは、IPC-2ではコッターの影響で目地部のひび割れがコッターなりに誘発され、噛み合わせによってすべり変形が抑えられたのではないかと考えられる。

謝辞 本実験の計画にあたっては京都大学 六車教授に多大なるご指導をいただいた。ここに記して、感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 例えば、吉野次彦ほか：プレキャスト鉄筋コンクリートラーメン構造の開発研究（その7. 柱脚で接合したPC柱の変形性状について）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 1825-1826、1983.09
- 2) 日本建築センター：壁式鉄筋コンクリート造設計施工指針 1983年版、1983.10
- 3) 例えば、岡西努ほか：高軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の変形性状に関する考察、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 14、No. 2、pp. 297-300、1992
- 4) 例えば、中澤潤ほか：高強度マルチフープを用いた鉄筋コンクリート柱の曲げ変形性能、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 14、No. 2、pp. 301-306、1992
- 5) 別所佐登志・角陸純一：鉄筋継手の種類と力学性状、コンクリート工学、Vol. 29、No. 12、pp. 20-32、1991.12
- 6) 武藤清：耐震設計シリーズ2 鉄筋コンクリート構造物の塑性設計、丸善、1964.08
- 7) ACI Committee 318: Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)、American Concrete Institute、1983
- 8) 清水秀夫：80kgf/mm<sup>2</sup>級高強度せん断補強筋(KSS80)、建築と社会、1990.08