

報告

[2129] 高強度材料を用いた RC プレキャスト柱に関する実験的研究

成瀬 忠\*1 川崎清彦\*2 辻田耕一\*3 今野 修\*4

1. はじめに

高層 RC 造建築では、明快な純ラーメン構造がよく用いられる。大地震時には梁降伏型の全体降伏機構を実現させるために梁端部と1階柱脚を降伏ヒンジとすることが多く、なおかつ外柱では地震時に大きな変動軸力が生じるため、必要な水平耐力を保持するには靱性に富んだ柱の耐震性能が要求される。一方、施工の省力化から柱と梁をプレキャスト化する工法の確立に当たり、柱をフルプレキャストとした場合、柱頭、柱脚の打継ぎ部に対する性能を確認する必要がある。

本研究は、50階クラスの集合住宅 RC ラーメンプレハブの1階プレキャスト（以下、PCaと称す）柱を想定した高軸力下での耐力変形性能および打継ぎ部の一体性を確認することを目的とし、実験的に性状を明らかにしたものである。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体諸元を表-1に示す。試験体は4体で1階外柱と中柱を想定し、PCa柱と現場一体打柱を計画した。実験変数は柱主筋量、試験体製作方法（PCa、一体打）および軸力比とした。

PC-1試験体はPCaの1階中柱を想定し、0.3cNu（cNu：柱終局軸耐力）の一定軸力とした。PC-2試験体はPCaの1階外柱を想定し、打継ぎ部のずれに対して危険側となるように軸力ゼロとした。PC-3,4試験体は1階外柱を想定し、0~0.6cNuの変動軸力を与えた。PC-3試験体はPCa柱、PC-4試験体は一体打柱とした。試験体の形状および配筋を図-1に示す。試験体の縮尺は、約1/3、断面寸法は330x330mm、せん断スパン比は2.5とした。PCa柱試験体の製作方法は、柱脚にスリーブ継手を有するフルPCa柱部分

表-1 試験体諸元

試験体名	PC-1	PC-2	PC-3	PC-4
芯鉄筋	-	4-D16 (Pg=0.73%)		
軸力 N	0.3cNu*1	0	0~0.6cNu	
力 η*2	0.309	0	0~0.657	
製作方法	プレキャスト		一体打	
対応部位	1階中柱	1階外柱		
共通事項	・断面 BxD=33cmx33cm ・σ <sub>n</sub> =600kgf/cm <sup>2</sup> ・主筋 12-D16 (Pg=2.19% Pt=0.73%) ・せん断補強筋 4-φ5.1@40 (Pw=0.594%) ・M/QD=2.5 ・縮尺約1/3			

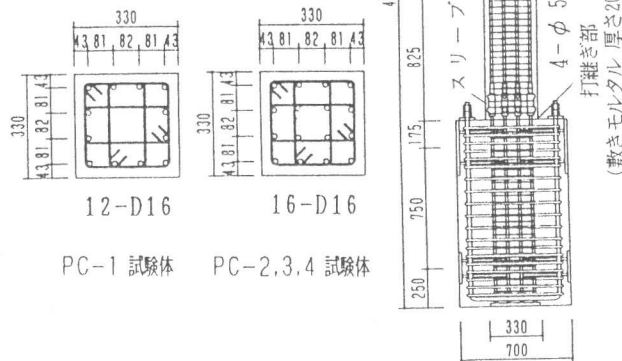


図-1 試験体の形状および配筋

\*1 cNu (終局軸耐力) = 0.85(B·D·Ag)Fc + Ag·σ<sub>y</sub>  
 \*2 η (軸力比) = N/B·D·Fc

- \*1 前田建設工業(株) 技術本部 技術研究所 建築構造研究室研究員 (正会員)
- \*2 前田建設工業(株) 技術本部 技術研究所 建築構造研究室副室長 (正会員)
- \*3 前田建設工業(株) 技術本部 技術研究所 建築構造研究室主任研究員、工修 (正会員)
- \*4 前田建設工業(株) 建築設計本部 構造設計部主任、工修

と柱脚側のスタブを20mmの厚さで高強度モルタルを充填してつないだ後、柱頭側スタブを打継いだ。

鋼材の力学的性質を表-2に示す。

各試験体の主筋径はD16であり、SD490を使用した。あばら筋はφ5.1(13000kgf/cm<sup>2</sup>級)の異形PC鋼棒を4-φ5.1 40mmピッチで配筋した。せん断強度は、鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針のA法[1]で計算してせん断余裕度[2]がPC-1試験体で1.0になるように配筋した。PC-2およびPC-3, 4試験体のせん断余裕度は1.57および1.10である。

コンクリートの力学的性質を表-3示す。コンクリートは、最大粗骨材寸法10mmの碎石を使用したスランプ15cmの普通コンクリートで、実験時の圧縮強度600kgf/cm<sup>2</sup>を目標とした。打継ぎ部及びスリーブ継手充填モルタルは、コンクリート強度を上回る高強度モルタル(圧縮強度789~946kgf/cm<sup>2</sup>)とした。

## 2. 2 加力および測定方法

加力装置を図-2に示す。加力方法は、試験体に軸力を与え、大野式により逆対称モーメントを作用させた。柱の左右の加力位置での変位が同じになるように相対変位(部材角)制御による正負交番繰り返し加力を行った。加力スケジュールは図-3に示す通りで、PC-1, 3, 4試験体はR=+50/1000radまでとし、耐力低下の少ないPC-2試験体はR=±50rad繰り返し加力の後は、耐力が保持出来る限りR=+70/1000radへ向けて加力した。変動軸力-水平力関係を図-4に示す。

軸力の変動方法は、層間変形角R=1/100における1階柱のせん断応力度 $\tau_{max}=15\text{kgf/cm}^2$ 、 $\tau_{min}=-7.5\text{kgf/cm}^2$ を試行設計から求め、この時の軸力をそれぞれ0.6cNu、0とし、この範囲で水平力に比例させた。水平力が所定のせん断応力度に達した後は軸力一定とした。

変位計測定位置を図-5に示す。柱の相対変位量、および柱頭、柱脚打継ぎ部におけるそれぞれの水平、鉛直方向の変位等を変位計により測定した。

表-2 鋼材の力学的性質

呼び名(材種)	降伏強度(kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強度(kgf/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数(kgf/cm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ(x10 <sup>-6</sup> )	伸び率(%)
D16 (SD490)	5600	6550	1.86x10 <sup>6</sup>	3010	22.0
φ5.1*	13830	14520	1.95x10 <sup>6</sup>	7090	8.70

\* 異形PC鋼棒

表-3 コンクリートの力学的性質

試験体名	材令(日)	圧縮強度(kgf/cm <sup>2</sup> )	割裂強度(kgf/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数(kgf/cm <sup>2</sup> )	ポアソン比
PC-1	63	770	47.8	3.20x10 <sup>6</sup>	0.233
PC-2	42	708	36.7	3.20x10 <sup>6</sup>	0.241
PC-3	82	763	46.8	3.29x10 <sup>6</sup>	0.247
PC-4	32	857	39.6	3.35x10 <sup>6</sup>	0.253

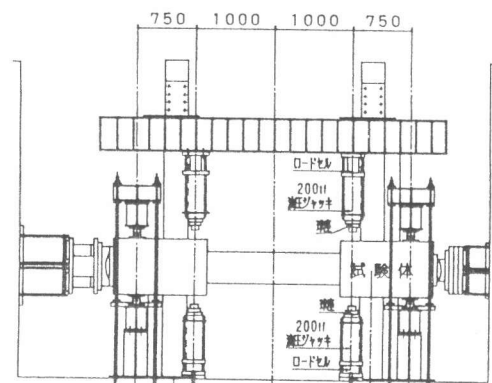


図-2 加力装置

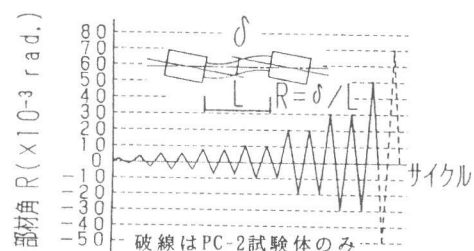


図-3 加力スケジュール

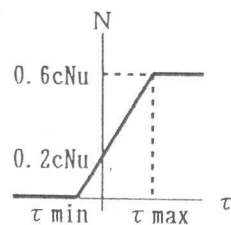


図-4 変動軸力-水平力関係

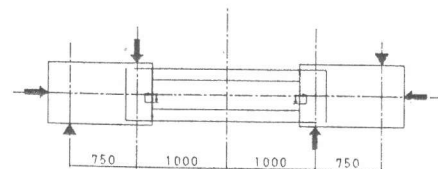


図-5 変位計測定位置

### 3. 実験結果

#### 3. 1 破壊経過

各試験体の実験終了時におけるひび割れ状況を図-6に示す。曲げひび割れ、および鉄筋降伏、座屈時期等を図-7の荷重-変形関係の中に示す。各試験体の破壊経過を以下に述べる。

①PC-1試験体は、曲げ、せん断ひび割れともに端部から2D(D:柱径)の範囲にのみ見られた。R=7.5/1000radで圧縮降伏し、15/1000radで最大荷重に達し、その後20/1000radで引張降伏した後も耐力低下はなかった。破壊モードは曲げ降伏後のコンクリートの圧縮破壊であった。

②PC-2試験体のひび割れは全体に均等に見られた。R=8.5/1000radで引張降伏し、20/1000radで最大荷重に達した。その後、R=22/1000radで圧縮降伏したが、耐力低下はほとんど見られず、破壊モードは鉄筋降伏による曲げ破壊である。

③PC-3、4試験体は、同様な傾向を示し、高軸力側の正加力で、R=5/1000rad手前で圧縮降伏し、R=7.5/1000radへ向かう途中で試験体中央に縦ひび割れが発生し、その後最大荷重に達した。R=30/1000rad付近で圧縮側鉄筋が座屈し耐力低下した後、引張側鉄筋と、柱頭側のせん断補強筋が降伏した。破壊モードは2体とも曲げ降伏後の主筋の座屈を伴ったコンクリートの圧縮破壊である。

軸力なしの負加力ではPC-2試験体と同様な経過を示し、最終変形のR=-30/1000radで最大耐力に



図-6 最終ひびわれ状況

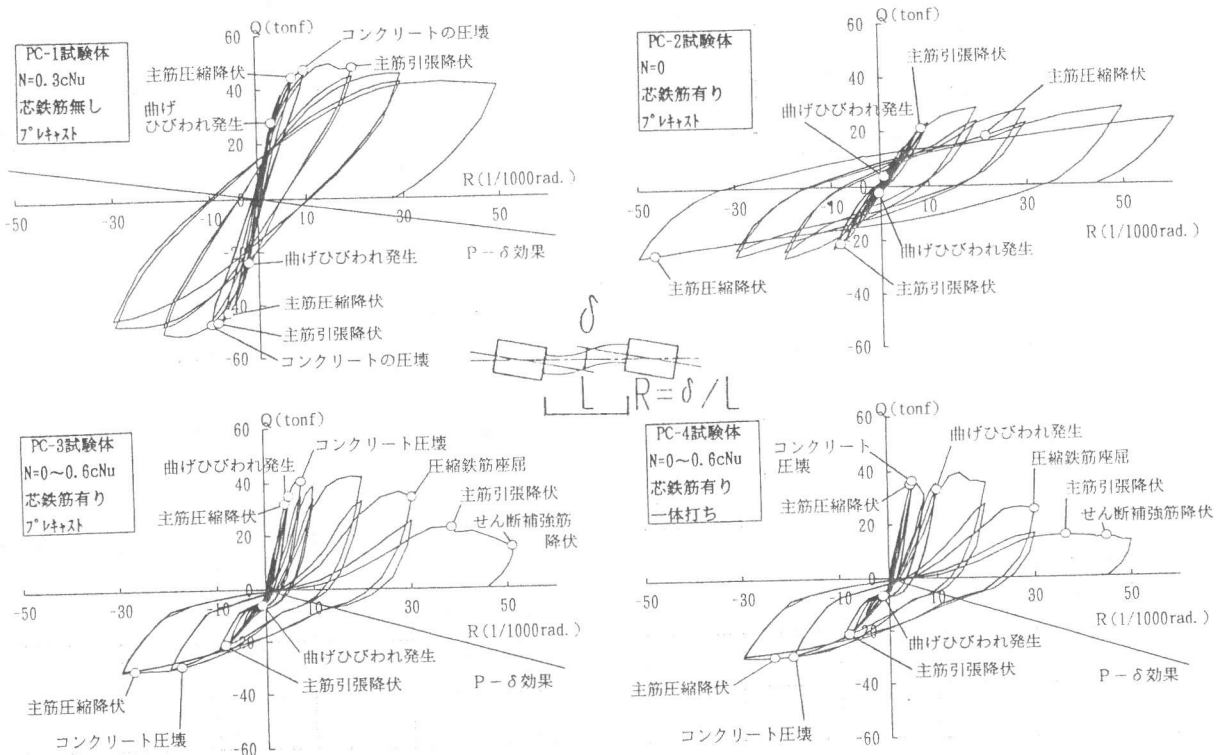


図-7 荷重-変形関係

達した後は、繰り返しても耐力低下は見られなかった。PC-3, 4試験体のひび割れ発生状況を比較するとほぼ同様であったが、PC-3試験体のスリーブ部分ではひび割れが少なかった。

### 3. 2 荷重-変形関係

各試験体の荷重-変形関係を図-7に示す。一定軸力のPC-1, 2試験体についてR=10/1000radまでは安定したループを描き、その後変形が進むと紡錘型になった。PC-1試験体では、最終変形のR=50/1000radで、またPC-2試験体でも最終変形のR=61/1000radで最大荷重の83%の耐力を保持した。変動軸力のPC-3, 4試験体は、正加力では5/1000radまでは弾性挙動に近い性状であった。20/1000radまで耐力維持し、その後も耐力低下はみられるが安定したループを描いている。しかし負加力では若干のスリップ性状がみられた。最終変形時の耐力は最大耐力の33、36%まで低下した。

P- $\delta$ 効果を考慮すると、最大耐力に対する最終変形時の耐力の割合は、PC-1試験体で約100%であり、PC-3, 4試験体は78、87%であった。

荷重-変形関係包絡線を図-8に示す。正加力側の初期剛性は、軸力が作用しているPC-1, 3, 4試験体が軸力ゼロのPC-2試験体より高くなっている。耐力は中柱を想定したPC-1試験体が最も高く、次に変動軸力のPC-3, 4試験体、軸力ゼロのPC-2試験体が最も低くなっている。一定軸力のPC

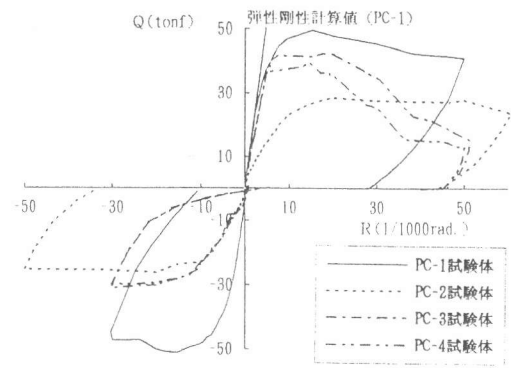


図-8 荷重-変形関係包絡線

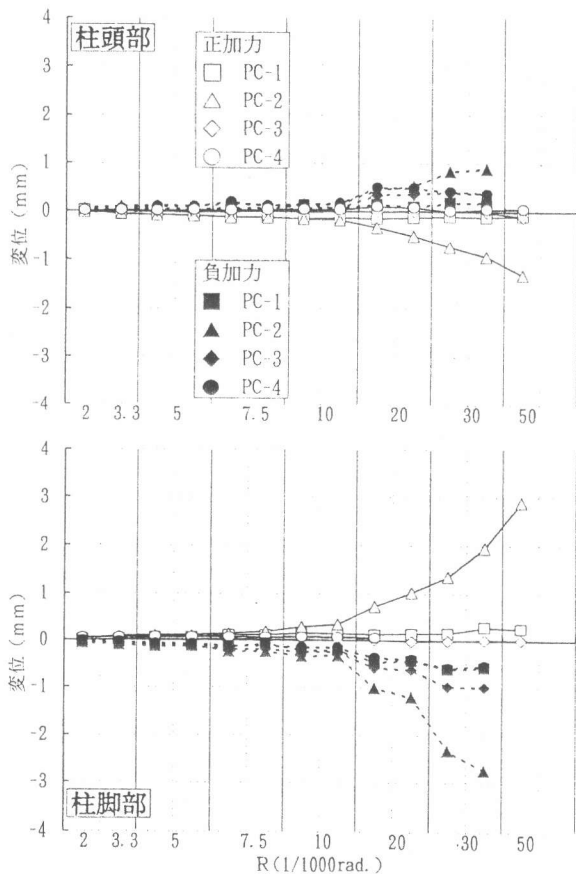


図-9 打継部水平ずれ量

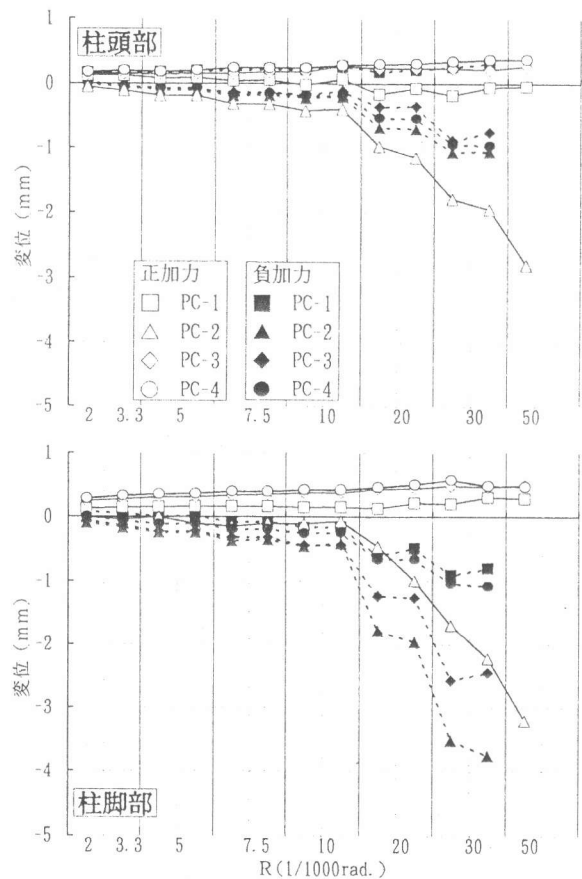


図-10 打継部目開き量

-1, 2試験体は、ほとんど耐力低下していないが、変動軸力のPC-3, 4試験体は耐力低下が顕著である。負加力では、初期剛性は軸力が作用している中柱のPC-1試験体が高く、軸力ゼロのPC-2、3, 4試験体は同じ程度の剛性を示し、耐力は正加力時と同様、中柱を想定したPC-1試験体が最も高くなっており、耐力低下は各試験体とも見られない。PC-3, 4試験体を比較すると、PCaのPC-3試験体の方が耐力も高く、ループの面積も大きかった。

表-4 実験値と計算値の比較

試験体名		PC-1		PC-2		PC-3		PC-4		
曲げひび割れ発生荷重 (tf)	実験値	27.7	-24.0	3.58	-2.49	40.7	-6.15	33.2	-6.55	
	計算値(1)	20.8		4.05		38.7	-4.18	42.4	-4.42	
	実/計	1.33	1.15	0.88	0.61	1.05	1.47	0.78	1.48	
曲げせん断ひび割れ発生荷重 (tf)	実験値	39.2	-45.9	12.9	-12.0	42.1	-10.4	35.7	-9.14	
	計算値(2)	32.2		11.6		53.8	-12.0	58.6	-12.7	
	実/計	1.22	1.43	1.11	1.04	0.78	0.87	0.61	0.72	
せん断ひび割れ発生荷重 (tf)	実験値	46.9	-48.1	17.0	-19.9	-	-19.0	-	-18.1	
	計算値(3)	36.1		13.6		59.2	-14.2	68.4	-15.3	
	実/計	1.34	1.37	1.93	1.47	-	1.34	-	1.19	
主筋曲げ降伏荷重 (一段筋) *1 (tf)	実験値	44.4	-43.0	21.1	-21.2	32.1	-21.1	35.1	-21.0	
	計算値(4)	49.4		28.0		47.9	-28.2	52.9	-28.6	
	実/計	0.90	0.87	0.75	0.76	0.67	0.75	0.66	0.73	
	計算値(5)	50.4		17.6		36.4	-17.6	39.9	-17.6	
	実/計	0.88	0.85	1.20	1.20	0.88	1.20	0.88	1.19	
最大耐力 (tf)	実験値	49.5	-51.2	28.6	-26.3	42.4	-31.1	39.3	-29.9	
	曲げ耐力	計算値(4)	49.4		28.0		47.9	-28.2	52.9	-28.6
		実/計	1.00	1.04	1.02	0.94	0.89	1.10	0.74	1.05
		計算値(5)	50.4		17.6		36.4	-17.6	39.9	-17.6
	せん断耐力	実/計	0.98	1.02	1.63	1.49	1.16	1.77	0.98	1.70
		計算値(6)	49.6		29.5		55.8	-30.5	60.7	-32.2
		実/計	1.00	1.03	0.97	0.89	0.76	1.02	0.65	0.93
実験値*2		47.9		28.6		42.1		35.7		
計算値(7)	48.4		41.5		41.5		41.5			
実/計	0.99		0.69		1.01		0.86			

\*1 軸力が作用している場合は圧縮降伏、軸力が作用していない場合は引張降伏

\*2 R=0.02rad. 時のせん断耐力

1)  $M_{cr} = 1.8 \sqrt{\sigma_n} \cdot Z_e + \frac{N \cdot D}{6}$

2)  $Q_{bsc} = 0.265 b \cdot d \sqrt{\sigma_n} + \frac{M_{cr}}{(M/Q-d/2)}$

3)  $Q_{sc} = (1 + \frac{\sigma_n}{150}) \times \left\{ \frac{0.085 K_c (500 + \sigma_n)}{M/(Q \cdot d) + 1.7} \right\} b \cdot j$

4) 精算式

5) 略算式 (建築センター)

6)  $Q_{su} = \left\{ \frac{0.115 K_u \cdot K_p (180 + \sigma_n)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 2.7 \sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_n} \right\} b \cdot j$

7)  $V_u = b \cdot j_t \cdot P_w \cdot \sigma_{wy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b D \nu \sigma_n / 2$  ( $\sigma_n$ : 試験体強度 Rp=0.02)

### 3. 3打継ぎ部における一体性

各サイクルピーク時の柱頭および柱脚打継ぎ部の柱とスタブの水平方向の変位を水平ずれ量として図-9に、鉛直方向の変位を目開き量として図-10に示す。目開き量は曲げ変形、鉄筋の抜け出し量を含んでいる。

水平ずれ量、目開き量ともにR=±10/1000radまでは全試験体とも0.5mm以内、R=±30/1000radでも最大で3

mm程度である。また水平ずれの全体変形に占める割合は3.6%程度であり、構造性能に及ぼす影響はない。水平ずれ量、目開き量ともR=±10/1000radまではPC-3, 4試験体に違いは見られず、打継ぎ部での一体性が確認された。

### 4. 実験結果の検討

実験より得られた各ひび割れ発生荷重と耐力 (P-δ効果は考慮していない) およびそれぞれの計算値の一覧を表-4に示す。曲げ、曲げせん断、せん断ひび割れの各発生荷重に対して実験値と計算値[3][4][5]を比較すると、実験値と計算値は0.61~1.93の範囲で対応している。今回用いた精算式の鉄筋とコンクリートの応力-ひずみ曲線のモデルを図-11に示す。鉄筋はバイリニア型、コンクリートはHognestad型[6]で平面保持を仮定し、断面力の釣合から計算している。最大

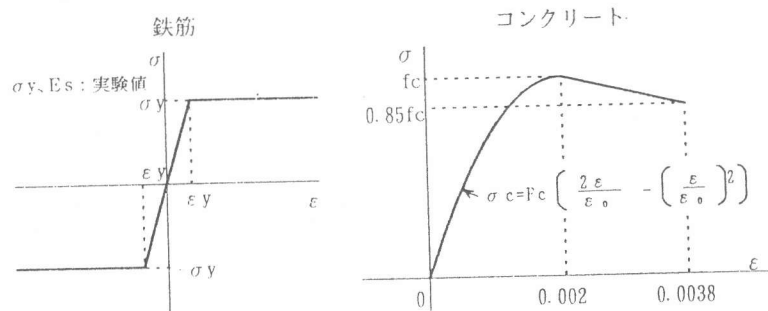


図-11 精算式の材料モデル

耐力は、一定軸力 $N = 0.3cNu$ の試験体は精算式、略算式ともに良く対応しており、実/計は0.98~1.04である。 $N = 0$ の試験体と変動軸力の負側( $N = 0$ )で精算式が良く対応しており、実/計は0.94~1.10である。また、変動軸力の正側( $N = 0.6cNu$ )では略算式[2]の方がよく対応しており、実/計は0.98~1.16である。試験体は全て曲げ降伏しているが、実験値の最大耐力とせん断耐力の計算値を比較してみると、荒川mean式[7]で計算した場合、軸力 $N = 0.6cNu$ の試験体を除けば、実/計は0.93~1.03と良く対応している。また、A法[1]で計算した場合、 $R_p = 0.02rad$ 、コンクリート強度に試験体強度を採用して計算すると、実/計が0.69~1.01であった。

## 5. まとめ

- (1)破壊モードは、PC-1試験体が、曲げ降伏後のコンクリートの圧縮破壊、PC-2試験体が、鉄筋降伏による曲げ破壊、PC-3、4試験体は、曲げ降伏後の主筋の座屈を伴ったコンクリートの圧縮破壊であった。PC-3、4試験体のひび割れ発生状況を比較するとほぼ同様であったが、PC-3試験体のスリーブ部分ではひび割れが少なかった。
- (2)一定軸力のPC-1、2試験体の荷重-変形関係は、安定した紡錘型のループを描き、最大耐力以降耐力は83%までしか低下しなかった。  
変動軸力のPC-3、4試験体は、正加力では $R = 5/1000rad$ までは安定したループを描き、 $R = 20/1000rad$ の間では最大耐力後も耐力を維持した。 $R = 20/1000rad$ 以降は耐力低下が見られた。負加力では、若干のスリップ性状が見られた。
- (3)打継ぎ部での水平ずれ変位は、大変形の $R = \pm 30/1000rad$ で軸力のないPC-2試験体が最も大きく3mm程度であったが、全体変形に占める割合は3.6%程度であり構造性能上は問題ない。また変動軸力のPC-3、4試験体では $\pm R = 10/1000rad$ まで変位に差がなかったので打継ぎ部の一体性が確認された。
- (4)最大耐力の実験値と計算値の比較は、軸力ゼロで精算式、軸力 $N = 0.6cNu$ では略算式が良く対応していた。

## 謝辞

本実験の試験体を製作するにあたり、東京鉄鋼(株)にご協力頂きました。この場をおかりしまして感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1)日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1991.11
- 2)日本建築センター：構造計算指針・同解説、1986.5
- 3)菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究、コンクリートジャーナル、vol.11、No.2、pp.1-9、1973.2
- 4)広沢雅也：部材の設計計算(基本的な考え方)、コンクリートジャーナル、vol.12、No.11、pp.57-65、1974.11
- 5)大野、柴田ほか：日本建築学会北海道支部 研報 pp.91-94、1978.3
- 6)Hognestad, E: A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members, University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin Series, No. 399, pp.128, Nov. 1951
- 7)広沢雅也他：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1505-1506、日本建築学会、1975.10