

# 高強度材料を用いた外殻 PCa 柱の構造特性と強度評価

細矢 博\* 岡 靖弘\*\*  
早川邦夫\* 山上 聡\*

## 1. はじめに

近年、高強度材料を使用した鉄筋コンクリート(RC)柱に関する構造実験が各所で行われ、それら実験データの蓄積により、コンクリート設計基準強度( $F_c$ )が $60\text{N/mm}^2$ 以上の高強度コンクリートおよびSD490以上の高強度鉄筋を用いた建物の構築が可能となった。しかしながら、既往の構造実験は、主として従来工法による一体打ちRC柱を対象に行われ、当社が超高層建物の構築に用いることが多い外殻PCaを用いたRC柱(以後外殻PCa柱と記す)については、十分な実験データが蓄積されているとは言い難い。

一方、各種設計指針(例えば<sup>1)</sup>、<sup>2)</sup>についてみると、その適用範囲は、コンクリートの上限が $F_c=60\text{N/mm}^2$ (以後 $F_{c60}$ と記す)、柱主筋の上限がUSD685である。コンクリートが $F_{c60}$ 以上かつ鉄筋がSD490以上の広範囲な高強度材料を適用範囲とした設計指針は存在しない。

このような背景から、2000年度には、 $F_{c60}\sim F_{c80}$ 、SD490～USD685の高強度材料を用いた外殻PCa柱の加力実験を行い、その構造特性について検討した。

また、構造設計で多用されている靱性保証型耐震設計指針せん断強度式<sup>1)</sup>の高強度材料領域における適用性について検討した。さらに今回は、 $F_{c100}$ 、USD685の高強度材料を用いた外殻PCa柱まで拡張し、その構造特性ならびに最大強度評価法について検討した。

## 2. 実験計画

### 2.1 試験体

試験体の諸元を表-1に、

形状・寸法および配筋例を図-1に示す。試験体は、曲げ破壊型に計画した試験体No.1～No.5と、せん断破壊型に計画した試験体No.6～No.8の合計8体であり、横補強筋を予め内蔵した型枠兼構造体としての性能を有する薄肉中空断面外殻PCaを用いたRC柱である。外殻PCaは流し込み成形法もしくは遠心成形法により製作されている。

### 2.2 使用材料

コンクリートおよび鉄筋の材料試験値を表-2、表-3に示す。外殻PCaは $F_c=115\text{N/mm}^2$ 、後打ちコンクリートは $F_c=100\text{N/mm}^2$ である。加力実験期間中における材料試験から得られたコンクリートの圧縮強度( $\sigma_B$ )は、外殻PCaでは $130\sim 140\text{N/mm}^2$ 、後打ちコンクリートでは $114\text{N/mm}^2$ であった。柱主筋にはD16(USD685)、横補強筋にはK6(KW785)ならびにRB6.2(SBPDN1275)のスパイラル筋を用いた。

### 2.3 加力方法

加力装置および加力スケジュールを図-2に示す。油圧ジャッキにより一定軸力を加えた状態で水平方向に正負交番漸増繰返し加力を行い、試験体の柱区間

表-1 試験体諸元

項目	試験体名	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	
		目標破壊形式	曲げ破壊型					せん断破壊型		
	外殻PCa成形法	流し込み成形					遠心成形	流し込み成形		
試験体諸元	柱高さ H(mm)	1080					720			
	柱幅×柱成 B×D(mm)	300×300								
	H/D, シアスパン比 M/QD	3.6, 1.8					2.4, 1.2			
	PCa $F_c(\text{N/mm}^2)$	115								
	後打ち $F_c(\text{N/mm}^2)$	100								
	柱主筋 配筋 $p_k(\%) = A_s/(BD)$	12-D16								
	柱主筋の種類 $\sigma_s$	USD685								
	横補強筋 配筋 $p_w(\%) = A_w/(@B)$	4-RB6.2 @31	4-RB6.2 @40	4-RB6.2 @57	4-K6 @35	4-RB6.2 @40	4-RB6.2 @85	4-K6 @60	4-RB6.2 @85	
	横補強筋の種類 $\sigma_{wy}$	SBPDN1275			KW785		SBPDN1275		KW785	
	横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}(\text{N/mm}^2)$	16.45	12.75	8.93	8.95	12.75	5.99	5.26	5.99	
軸力比 $\eta$	0.55					0.3				

$$\eta = N/[0.85(\min(F_c, \sigma_B))(B \cdot D - A_s) + \sigma_{sy} \cdot A_s]$$

$\eta$ : 軸力比, N: 軸力,  $F_c$ : 後打ちコンクリートの設計基準強度,  $\sigma_B$ : コンクリート圧縮強度の実測値, B: 柱幅, D: 柱成,  $\sigma_{sy}$ : 鉄筋の規格降伏強度,  $A_s$ : 鉄筋断面積

\*技術研究所 \*\*東京支社建築設計部

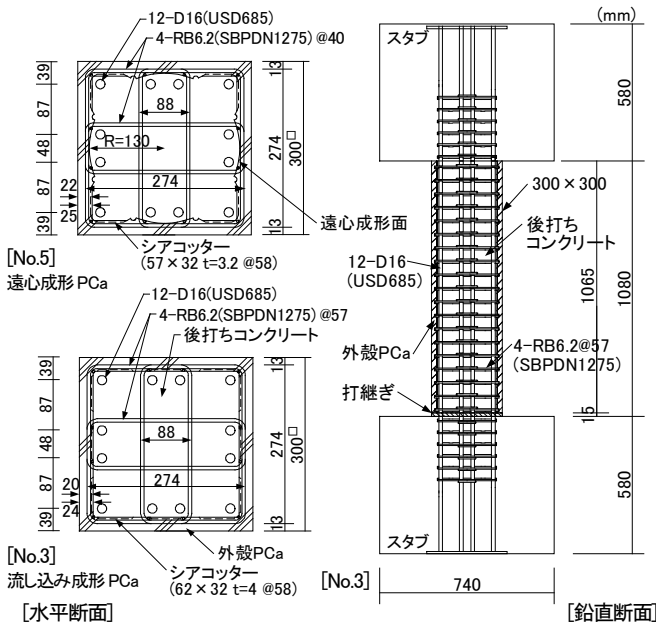


図-1 試験体の形状・寸法および配筋例

に逆対称曲げモーメントを作用させた。加力サイクルは、原則として、曲げ破壊型試験体では、層間変形角(R)で $R=\pm(1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50\text{rad})$ を各2回繰り返し、その後、強度の低下度合いを勘案して $R=\pm(1/33, 1/25, 1/20\text{rad})$ の加力を行った。せん断破壊型試験体では、層間変形角で $R=\pm(1/400, 1/200, 1/100, 1/67\text{rad})$ を各2回繰り返し、その後、強度の低下度合いを勘案して、 $R=\pm(1/50, 1/33\text{rad})$ の加力を行った。

導入した軸力は、曲げ破壊型の試験体の場合は4996kN(一定)、せん断破壊型の場合は2725kN(一定)である。ここで、導入した軸力は表-1の脚注に示す式から求めた。

### 3. 実験結果

#### 3.1 破壊状況

ひび割れ状況の例を写真-1に示す。曲げ破壊型に計画した試験体では、 $R=1/200\sim 1/100\text{rad}$ で縦ひび割れが中間主筋沿いに発生し、材端部では圧壊が拡大し降伏ヒンジが形成され、最大強度に至った。 $1/50\sim 1/33\text{rad}$ で柱隅角部近傍の被りコンクリートがほぼ部材全長に渡り剥落した。せん断破壊型に計画した試験体では、 $R=1/200\sim 1/125\text{rad}$ でせん断ひび割れおよび材端部コンクリートの圧壊が拡大し、最大強度に至った。 $1/67\sim 1/50\text{rad}$ で柱中央部の被りコンクリートが剥落した。曲げ破壊型、せん断破壊型ともに、流し込み成形外殻PCaより遠心成形外殻PCaを用いた方が被りコン

表-2 コンクリート材料試験値

部位	試験体名	圧縮強度	圧縮強度時ひずみ度	引張強度	弾性係数
		$\sigma_B$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	$\epsilon_{c0}$ ( $\times 10^{-6}$ )	$\sigma_t$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	$E_c$ ( $\text{kN}/\text{mm}^2$ )
外殻PCa コンクリート	No.1, 6	135	3460	5.70	45.6
	No.2, 7	138	3520	6.85	46.2
	No.3, 4	130	3280	4.80	46.4
	No.5	137	3090	-	48.8
	No.8	140	3120	-	49.8
後打ち コンクリート	No.1~8	114	2990	-	46.8

表-3 鉄筋材料試験値

部位	呼び名	種類の 記号	降伏強度	降伏 ひずみ度	引張強度	破断伸び
			$\sigma_y$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	$\epsilon_y$ ( $\times 10^{-6}$ )	$\sigma_u$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	$\epsilon_u$ (%)
柱主筋	D16	USD685	716	3490	918	13
横補強筋	K6	KW785	944	4610	944	14
		RB6.2 SBPND1275	1381	6740	1494	12

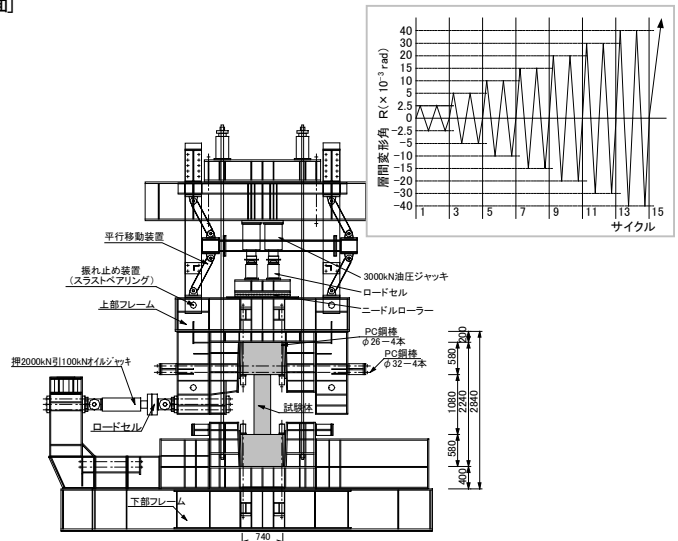


図-2 加力装置および加力スケジュール

クリートの剥離の程度が軽微であり、外殻PCaの成形法の違いにより破壊性状に差異があったが、本実験試験体のせん断余裕度のもとでは、全試験体とも計画通りの破壊モードで破壊した。

#### 3.2 柱せん断力と層間変形角との関係

柱せん断力(Q)-層間変形角(R)曲線の例を図-3に、正方向側のQ-R曲線の包絡線を図-4に示す。曲げ破壊型試験体の場合、横補強筋量( $p_w \sigma_{wy}$ )が $13.8\text{N}/\text{mm}^2$ 以上では、Q-R曲線は紡錘形でエネルギー吸収能力に富み、さらに最大強度発生以降も荷重の急激な低下はみられず、安定した復元力特性を示した。 $p_w \sigma_{wy}=9.7\sim 10.8\text{N}/\text{mm}^2$ のNo.3, No.4試験体では、最大強度以降の材端部圧壊に伴う荷重の低下が大きく、限界変形角( $R_d$ )は $1/80\sim 1/50\text{rad}$ 程度であった。Q-R曲線の包絡線について比較すると、(a)の曲げ破壊型試験体

No.1~No.3 では、 $p_w \sigma_{wy}$  が大きいほど荷重の低下が小さく変形性能に富むことが明確にわかる。また、(b)から、遠心成形外殻 PCa を用いた No.5 は流し込み成形外殻 PCa を用いた No.2 より最大荷重は大きいものの、荷重の低下度合いはほぼ等しいことがわかる。(c)から、横補強筋量  $p_w \sigma_{wy}$  を概ね等しく設定した No.3 と No.4 では、 $\sigma_{wy}=785\text{N/mm}^2$  級の横補強筋を用いた方が 1275 級の横補強筋を用いた場合よりも荷重の低下度合いが小さく、変形性能が良いことがわかる。一方、(d)から、せん断破壊型試験体 No.6~No.8 を比較すると、横補強筋量  $p_w \sigma_{wy}$  を概ね等しく設定した No.6 と No.7 では、曲げ破壊型試験体同様、 $785\text{N/mm}^2$  級の横補強筋を用いた No.7 が 1275 級を用いた No.6 よりも荷重の低下の度合いが小さく、変形性能が良いことがわかる。また、せん断破壊型試験体の場合も、曲げ破壊型試験体同様、流し込み成形外殻 PCa 柱 No.6、遠心成形外殻 PCa 柱 No.8 とともに最大強度以降の荷重の低下度合いはほぼ等しいことがわかる。

### 3.3 最大強度と限界変形角

最大強度ならびに限界変形角の実験値を表-4 に示す。同表には、柱主筋降伏強度、柱材端部の圧壊進展時の荷重も示している。ここで、限界変形角は、Q-R 曲線の包絡線上で荷重が最大強度の80%に低下したときの層間変形角として求めている。最大強度を比較すると、曲げ破壊型の場合、横補強筋量と最大強度との関連性はみられなかった。また、 $p_w \sigma_{wy}$  を概ね等しく計画した試験体で1275級を用いたNo.3と785級を用い横補強筋の間隔を短くしたNo.4とを比較すると、

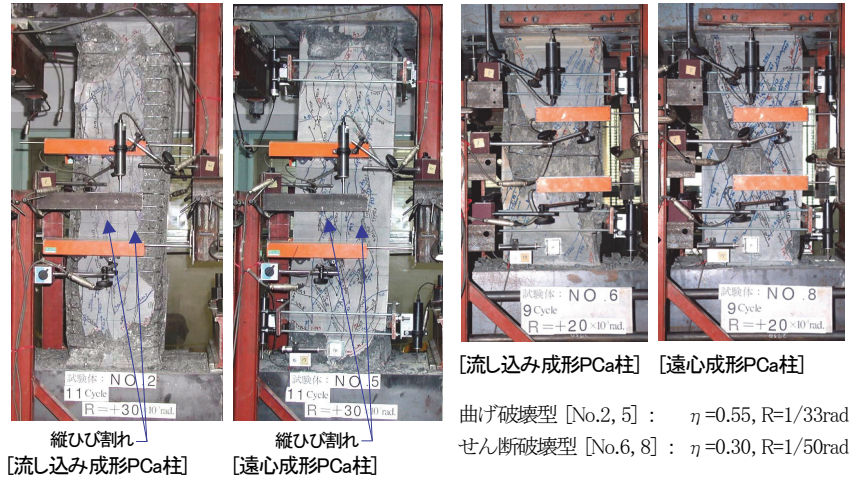


写真-1 破壊状況

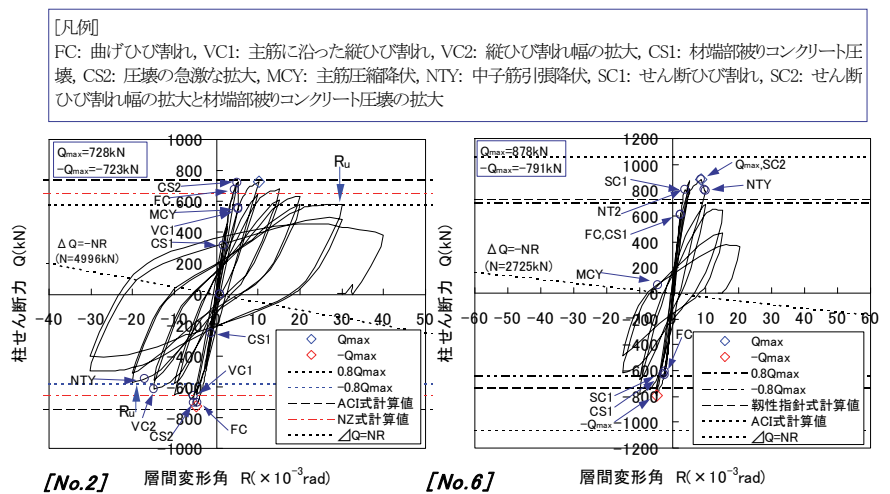


図-3 柱せん断力-層間変形角曲線例

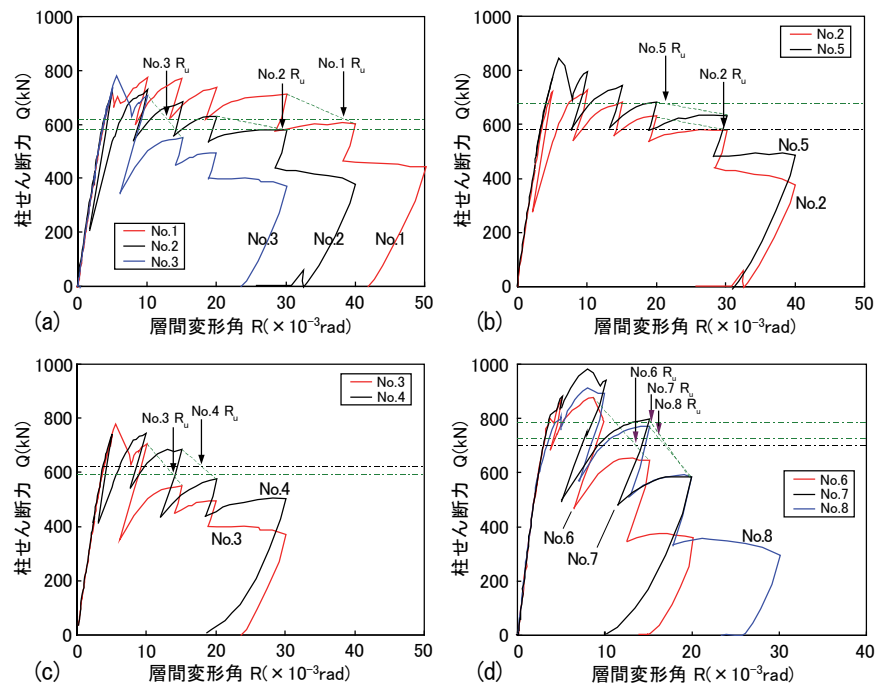


図-4 柱せん断力-層間変形角曲線の包絡線の比較

表-4 実験結果

試験体	破壊形式	外殻PCa	等価コンクリート強度 $e \sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}$	最大強度				限界変形角			柱主筋降伏		圧壊の進展					
					正側		負側		平均値		正側	負側	平均値	圧縮降伏		正側		負側	
					$Q_{max}$	$-Q_{max}$	$ave Q_{max}$	$ave R_{Qmax}$	$R_u$	$-R_u$	$ave R_u$	Q	$R_{cy}$	Q	$R_{cs}$	-Q	$-R_{cs}$		
(kN)		(kN)		$(\times 10^{-3} rad)$		$(\times 10^{-3} rad)$		(kN)	$(\times 10^{-3} rad)$	(kN)	$(\times 10^{-3} rad)$	(kN)	$(\times 10^{-3} rad)$						
No.1	曲げ破壊	流し込み	120	17.81	775	734	755	10.1	38.4	34.9	36.6	679	6.2	724	5.0	-711	-4.2		
No.2			121	13.81	728	723	725	7.5	29.4	19.1	24.3	555	5.3	718	4.9	-708	-5.4		
No.3			119	9.67	778	740	759	5.3	12.8	10.7	11.7	666	7.6	778	5.5	-706	-5.0		
No.4			119	10.76	743	739	741	7.4	19.3	14.3	16.8	-663	-6.5	715	5.8	-739	-4.8		
No.5	せん断破壊	遠心	121	13.81	845	783	814	5.7	21.2	21.1	21.2	816	6.7	845	5.9	-783	-5.4		
No.6			120	6.49	878	791	834	6.8	13.6	14.8	14.2	65	-4.6	878	8.6	-	-		
No.7			121	6.32	990	905	948	8.0	15.4	13.6	14.5	-437	-17.0	990	8.0	-	-		
No.8			122	6.49	912	792	852	6.5	16.2	15.2	15.7	-4	11.7	806	5.0	-	-		

最大強度に大差はなかった。これに対し、曲げ破壊型ならびにせん断破壊型とも、同一配筋の場合、遠心成形外殻PCa柱(No.5, No.8)は流し込み成形外殻PCa柱(No.2, No.6)より最大強度が大きいことがわかる。また、せん断破壊型では、 $p_w \sigma_{wy}$ が概ね等しい場合には、1275級を用いたNo.6より785級を用い横補強筋の間隔を短くしたNo.7の方が最大強度が大きいことがわかる。

一方、変形性能についてみると、曲げ破壊型試験体で $p_w \sigma_{wy}$ が概ね等しい場合には、1275級の横補強筋を用いたNo.3より785級を用い横補強筋間隔を短くしたNo.4の方が限界変形角( $R_u$ )は大きいことがわかる。

### 3.4 限界変形角と横補強筋量との関係

軸力比  $\eta=0.55$  の下での曲げ破壊型試験体の正負両側加力における限界変形角の平均値( $R_u$ )と横補強筋量( $p_w \sigma_{wy}$ )との関係を図-5に示す。試験体数が少ないものの、本実験の範囲では、 $R_u$ は $p_w \sigma_{wy}$ と極めて強い相関関係があることがわかる。両者の関係は、最小自乗法で近似直線を求めると式(1)で表される。

$$R_u = (2.9p_w \sigma_{wy} - 16.08) \times 10^3 \quad (\text{rad}) \quad (1)$$

### 3.5 軸方向ひずみ度と層間変形角との関係

曲げ破壊型試験体の柱部材軸方向ひずみ度( $\epsilon_v$ )と層間変形角( $R$ )との関係、ならびに各所定層間変形角の第1サイクルの正加力時における $\epsilon_v$ と $R$ との関係を図-6に示す。ここで、 $\epsilon_v$ は、柱部材の軸方向の変形量を加力実験開始時の柱内法長さで除した値で平均軸方向ひずみ度である。 $p_w \sigma_{wy}$ が小さい試験体では $\epsilon_v$ が急増する層間変形角が小さく、増加速度が大きいことがわかる。また、 $p_w \sigma_{wy}$ をほぼ一定にして、1275級の横補強筋を用いたNo.3と、785級を用い横補

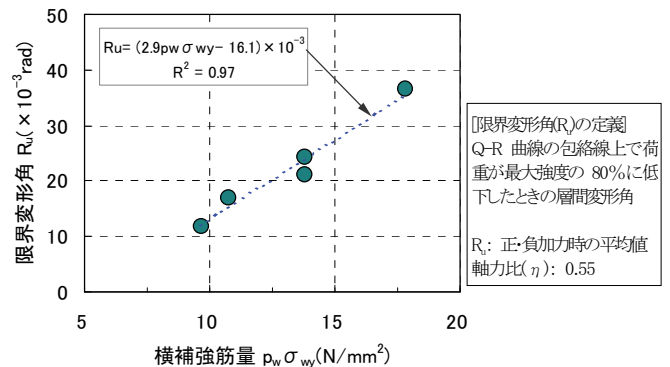


図-5 限界変形角と横補強筋量との関係

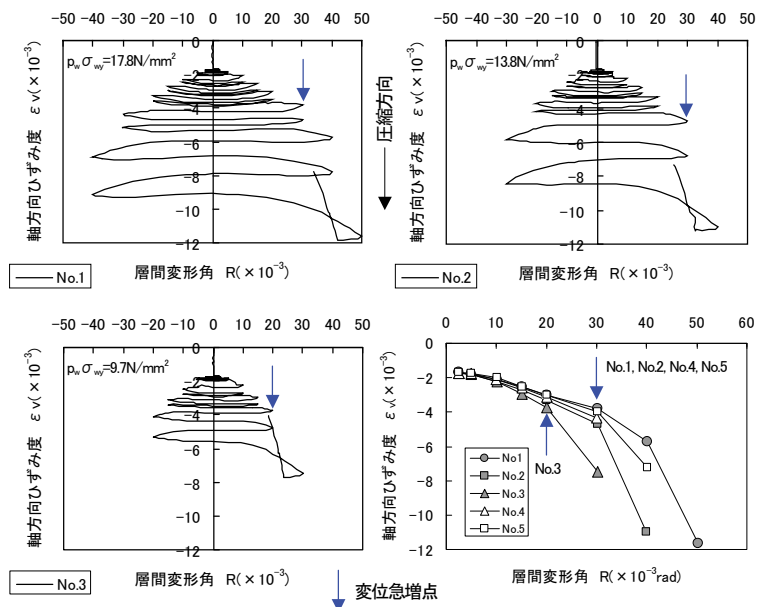


図-6 軸方向ひずみ度と層間変形角との関係

強筋間隔を短くした No.4 とを比較すると、No.4 の方が $\epsilon_v$ は小さく、横補強筋を等量配筋したとしても、その補強効果に違いがあることがわかる。一方、流し込み成形外殻PCa柱No.2と遠心成形外殻PCa柱No.5とでは、 $R=1/33rad$ まではほぼ同じ履歴を示しPCaの製作法の違いによる影響はみられなかった。

### 3.6 横補強筋ひずみ度と層間変形角との関係

せん断破壊型試験体 No.6, No.7 について、最大強度時における材端部から  $D/2$ ( $D$ :柱成)以上離れた柱中央

領域の横補強筋のひずみ度の平均値と層間変形角との関係を図-7に示す。両試験体とも最大強度時の横補強筋の平均ひずみ度は、材料試験で得られた降伏ひずみ度に達していないことがわかる。これをさらに検証するため、筆者らが過去に行った加力実験結果<sup>3)</sup>も含め、最大強度時の横補強筋の応力度と等価コンクリート圧縮強度( $\sigma_B$ ) (以下、等価コンクリート強度と記す) との関係を図-8に示す。いずれの試験体の場合も最大強度時の横補強筋の応力度は材料試験から得られた降伏強度に達していなかった。また、コンクリート強度が  $70\text{N/mm}^2$  以下の場合には、規格降伏強度にも至っていなかった。これに対し、New RC 設計ガイドライン<sup>2)</sup>の有効降伏強度式を基本とする下記の式(2)~(4)により得られた有効降伏強度( $\sigma_{wy}$ )を図-8に示すと、 $\sigma_B=120\text{N/mm}^2$  近傍で横補強筋の外周筋と中子筋のバラツキが大きいものの、概観すると有効降伏強度はこれら横補強筋の応力度と近似していといえる。このことから、柱部材のせん断強度の評価に際しては、横補強筋の降伏強度としてコンクリート強度に連動した有効降伏強度  $\sigma_{wy}$  を用いる方が実験現象に合致しているといえる。

$$\sigma_{wy} = \min \{ \sigma_{wy}, 125\sqrt{\nu_0 \sigma_B} \} \quad (2)$$

$$\nu_0 = 1.7 \sigma_B^{-0.333} \quad (3)$$

$$\sigma_B = (sA_{cs} \sigma_B + cA_{cc} \sigma_B) / (sA_c + cA_d) \quad (4)$$

$\sigma_{wy}$ : 横補強筋有効降伏強度、 $\sigma_{wy}$ : 横補強筋降伏強度、 $\sigma_B$ : 等価コンクリート強度、 $\nu_0$ : コンクリート圧縮強度有効係数(CEB 式)<sup>1)</sup>、 $sA_c$ : 外殻 PCa 断面積、 $s\sigma_B$ : 外殻 PCa コンクリート圧縮強度、 $cA_c$ : 後打ちコンクリート断面積、 $c\sigma_B$ : 後打ちコンクリート圧縮強度

### 3.7 最大強度の実験値と計算値との関係

最大強度の実験値と計算値を表-5に、それらの関係を図-9に示す。曲げ強度の計算値は ACI ストレスブロック法 (以下 ACI 式と記す)<sup>4)</sup>、New Zealand ストレスブロック法(以下 NZ 式と記す)<sup>5)</sup>ならびにファイバーモデルによる断面解析から算出した。せん断強度の計算値は、日本建築学会靱性保証型耐震設計指針・同解説<sup>1)</sup>のせん断強度式に、コンクリートの圧縮強度有効係数として CEB 式(式(3))<sup>1)</sup>、横補強筋の降伏強度

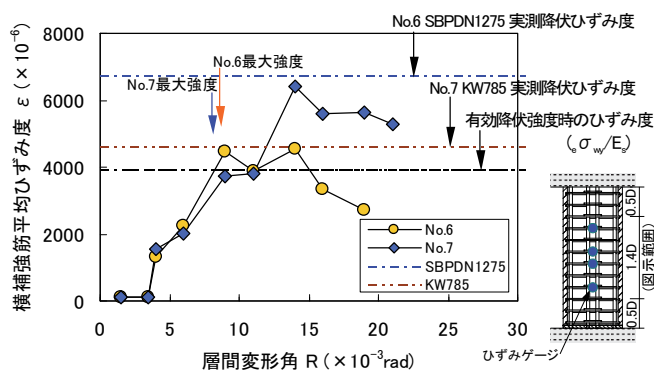


図-7 横補強筋平均ひずみ度と層間変形角との関係

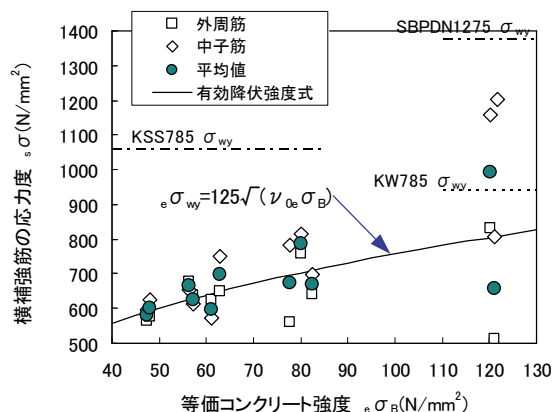


図-8 試験体最大強度時の横補強筋の応力度と等価コンクリート強度との関係

として材料試験から得られた降伏強度実測値ならびに上記 3.6 の実験結果を勘案して有効降伏強度式(式(2))から得られた計算値を用いて算出した。なお、コンクリートの圧縮強度について、断面解析を除く諸式では、外殻 PCa コンクリート強度と後打ちコンクリート強度の効果を考慮して式(4)から得た等価コンクリート強度を用いた。また、断面解析では、外殻 PCa コンクリート強度と後打ちコンクリート強度を個々に考慮した。

ACI 式ならびに断面解析による曲げ強度の計算値は、実験値に対し危険側に評価する場合があるが、NZ 式による計算値は 10~30%程度安全側に評価することがわかる。なお、本実験試験体の範囲では、ACI 式と断面解析の計算値は極めて近い値を示した。このため、図-9では ACI 式の計算値で両者を代表させている。

一方、せん断強度については、靱性保証型耐震設計せん断強度式に、横補強筋の降伏強度として材料試験から得られた横補強筋の降伏強度を用いると、計算値は実験値に対し危険側の評価を与えるが、式(2)による有効降伏強度を用いると、せん断強度を 10~25%程度安全側に評価することがわかる。

表-5 最大強度の実験値と計算値との関係

項目		試験体名	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	
実験値		$Q_{max}^{*1}$ (kN)	A	775	728	778	743	845	878	990	912
計算値	曲げ強度	ACI式 $ACIQ_{mu}$ (kN)	B	740	745	731	731	743	1058	1063	1066
		NZ式 $NZQ_{mu}$ (kN)	C	651	656	642	642	654	975	979	982
	断面解析 $FIBQ_{mu}^{*2}$ (kN)	D	743	747	738	738	754	1092	1098	1114	
	せん断強度	靱性保証(1) $CEBQ_{su}^{*3}$ (kN)	E	1296	1223	1072	1139	1221	946	987	952
		靱性保証(2) $CEBefQ_{su}^{*4}$ (kN)	F	1142	1069	921	1095	1067	729	907	733
せん断余裕度 $CEBefQ_{su}/NZQ_{mu}$		F/C	1.75	1.63	1.44	1.71	1.63	0.75	0.93	0.75	
実験値/計算値		$Q_{max}/ACIQ_{mu}$	A/B	1.05	0.98	1.06	1.02	1.14	0.83	0.93	0.86
		$Q_{max}/NZQ_{mu}$	A/C	1.19	1.11	1.21	1.16	1.29	0.90	1.01	0.93
		$Q_{max}/FIBQ_{mu}$	A/D	1.04	0.97	1.05	1.01	1.12	0.80	0.90	0.82
		$Q_{max}/CEBQ_{su}$	A/E	0.60	0.60	0.73	0.65	0.69	0.93	1.00	0.96
		$Q_{max}/CEBefQ_{su}$	A/F	0.68	0.68	0.84	0.68	0.79	1.21	1.09	1.24

\*1 正方向側加力時、\*2 コンクリート終局ひずみ度  $\epsilon_u=3 \times 10^{-3}$ 、\*3 靱性保証型耐震設計指針によるせん断強度式に、式(3)による CEB のコンクリート有効圧縮強度係数、ならびに材料試験により得られた横補強筋の降伏強度を適用、\*4 靱性保証型耐震設計指針によるせん断強度式に、式(3)による CEB のコンクリート有効圧縮強度係数、ならびに式(2)による横補強筋有効降伏強度を適用

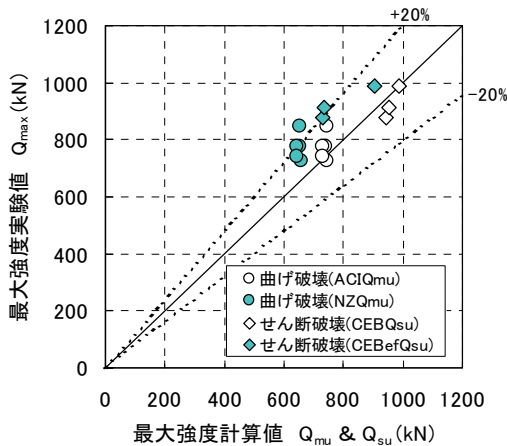


図-9 最大強度の実験値と計算値との比較

#### 4. まとめ

本実験の範囲で得られた知見を以下に示す。

- (1) 遠心成形外殻 PCa 柱は流し込み成形外殻 PCa 柱に比べ、最大強度は大きく、損傷程度は軽微であるが、最大強度以降の荷重の低下傾向に差はみられない。
- (2) 785 N/mm<sup>2</sup> 級または 1275 N/mm<sup>2</sup> 級の高強度鉄筋を横補強筋として用い、横補強筋量( $p_w \sigma_{wy}$ )を等量配筋する場合には、1275N/mm<sup>2</sup> 級に比べ 785N/mm<sup>2</sup> 級を配筋する方が、曲げ破壊型では変形性能が向上し、せん断破壊型ではせん断強度が増大する。
- (3) 本加力実験試験体の範囲では、限界変形角( $R_u$ )と横補強筋量( $p_w \sigma_{wy}$ )とは強い相関関係があり、 $R_u$  を式(1)で評価できる。
- (4) ACI 式による曲げ強度の計算値は実験値を上回り危険側の評価をする場合があるが、NZ 式による曲げ強度の計算値は安全に評価する。
- (5) 靱性保証型耐震設計指針のせん断強度式に、CEB

のコンクリート有効圧縮強度係数式より得たコンクリート有効圧縮強度、ならびに New RC 設計ガイドラインの横補強筋有効降伏強度式を基本とする式(2)より求めた横補強筋有効降伏強度を用いると、せん断強度を安全側に評価できる。

#### 5. おわりに

今後、 $F_c=100N/mm^2$  級の高強度材料を用いたフル PCa 柱の研究を行う予定である。外殻 PCa 柱も含め、高強度材料領域での工業化工法の確立を目指したい。

#### 謝辞

図-8に示した実験値の一部は、サイトシェル研究会(奥村組、五洋建設、大末建設、松村組 以上五十音順)で行った加力実験により得られたものである。ここに記して関係者各位に謝意を表す。

#### 【参考文献】

- 1) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」、1999年版
- 2) 建設省総合技術開発プロジェクト、「鉄筋コンクリート造建築物の軽量化・超高層化技術の開発」、平成4年度構造性能分科会報告書、(財)国土開発技術センター、1993年3月
- 3) 張 富明、佐藤武、甲斐 誠、細矢 博、山尾憲一郎、萱嶋宣雄、「流し込み成形による外殻 PCa 柱部材の研究」、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.113~114、23057、2000.9
- 4) American Concrete Institute、「Building Code and Commentary」ACI 318-95/318R-95、1995
- 5) Standard New Zealand、「Concrete Structures Standard Part 1-The Design of Concrete Structures, Part 2-Commentary on The Design of Concrete Structures」、1995