

# F<sub>c</sub>=70N/mm<sup>2</sup>級外殻PCa柱の構造特性と 外殻PCa柱の変形性能評価

細矢 博\*

## 1. はじめに

前報<sup>1)</sup>では、F<sub>c</sub>=100N/mm<sup>2</sup>級のコンクリートと、柱主筋にσ<sub>y</sub>=685N/mm<sup>2</sup>、横補強筋にσ<sub>wy</sub>=785、1275 N/mm<sup>2</sup>級の高強度鉄筋を用いた外殻PCa柱の構造性能について報告した。本報では引き続き、コンクリートにF<sub>c</sub>=70N/mm<sup>2</sup>級、柱主筋にσ<sub>y</sub>=490N/mm<sup>2</sup>、横補強筋にσ<sub>wy</sub>=785N/mm<sup>2</sup>級の高強度鉄筋を用いた軸力比(η)にして0.55相当の高軸力を受ける外殻PCa柱の構造性能について検討した。また、当社ならびに他の研究機関が行った加力実験における外殻PCa柱試験体を対象に、横補強筋量と限界変形角との関係を整理し評価式を提案した。さらに、在来工法によるRC柱試験体を対象に、その評価式の適用性についても検討した。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

試験体の諸元を表-1に、形状・寸法、配筋の例を図-1に示す。試験体は、超高層建物の下層階の柱を対象とし、曲げ破壊型に計画した外殻PCa柱3体である。このうちNo.2は、図-1に示すように2体の外殻PCaを連結し、階高が高い建物の柱に使用した場合を想定したもので、連結部には横補強筋と同種同径の横補強筋をさらに1段追加して配筋している。

### 2.2 使用材料

コンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表-2、表-3に示す。材料試験から得られたコンクリートの圧縮強度の実測値は、F<sub>c</sub>85の外殻PCaでは84.3N/mm<sup>2</sup>であった。F<sub>c</sub>70の後打ちコンクリートでは63.4N/mm<sup>2</sup>であった。柱主筋にはD16(SD490)、横補強

筋にはK6(KW785)のスパイラル筋を用いた。

### 2.3 加力方法

建研式加力装置を用い、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、層間変形角(R)でR=±(1/400、1/200、1/100、1/67、1/50rad)を各2回繰返し、その後、強度の低下度合いを勘案してR=±(1/33、1/25、1/20rad)の加力を行った。導入した軸力(N)は、表-1の脚注に示す軸力比(η)にして0.55相当である。

## 3. 実験結果

### 3.1 破壊状況

ひび割れ状況を写真-1に示す。層間変形角が1/167~1/100radの段階で縦ひび割れが中間主筋沿いに発生し、材端部ではコンクリートの圧壊が拡大した。R=1/167~1/67radで降伏ヒンジが形成され、最大強度に至った。また、R=1/33rad~1/25 rad で柱隅角部近

表-1 試験体諸元

試験体名	No.1	No.2	No.3
目標破壊形式	曲げ圧縮破壊型		
外殻PCaの種類	流し込み成形外殻PCa		
柱高さ	1080		
柱幅×柱成	B×D(mm) 300×300		
外殻PCaコンクリート	f <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) 85		
後打ちコンクリート	f <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) 70		
柱主筋	ρ <sub>g</sub> (%) 12-D16, 2.65		
柱主筋の種類	σ <sub>y</sub> SD490		
帯筋	配筋	4-K6 @31	4-K6 @40
	ρ <sub>w</sub> (%)	1.29	1.00
帯筋の種類	σ <sub>wy</sub>	KW785	
p <sub>w</sub> σ <sub>wy</sub> *	(N/mm <sup>2</sup> )	10.1	7.85
軸力比	η	0.55	
軸力	N(kN)	3163	
変動実験因子	p <sub>w</sub> σ <sub>wy</sub>	p <sub>w</sub> σ <sub>wy</sub> PCaを連結	p <sub>w</sub> σ <sub>wy</sub>

η = N / [0.85 min(f<sub>c</sub>, iσ<sub>B</sub>) (B・D - A<sub>g</sub>) + σ<sub>y</sub>・A<sub>g</sub>]、f<sub>c</sub>: 外殻PCaコンクリート設計基準強度、f<sub>c</sub>: 後打ちコンクリート設計基準強度、iσ<sub>B</sub>: 加力前の後打ちコンクリート圧縮強度実測値(61.5N/mm<sup>2</sup>)、A<sub>g</sub>: 柱主筋断面積、\*: 規格降伏強度を用いた計画時の値

\*技術研究所

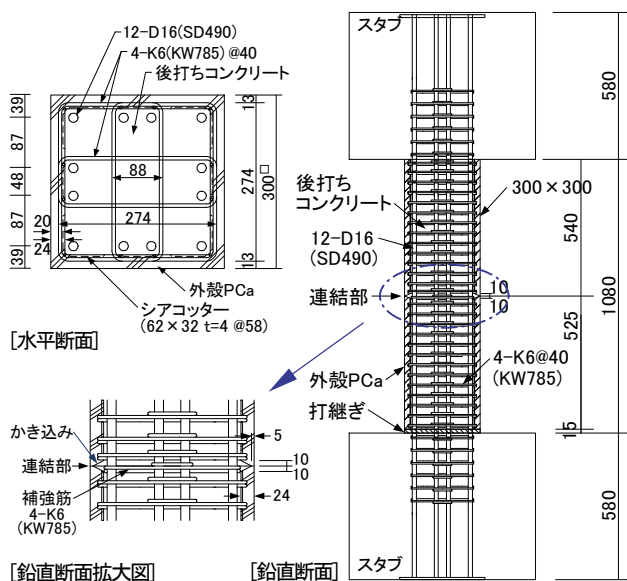


図-1 試験体の形状・寸法および配筋例 (No. 2)

傍の被りコンクリートがほぼ全長に渡り剥落した。

外殻PCaを2体連結したNo.2では、外殻PCaのかぶりコンクリートが剥落し始める $R=1/33$ radに至るまで、連結部でひび割れは拡大しなかった。

### 3.2 柱せん断力と層間変形角との関係

柱せん断力(Q)ー層間変形角(R)曲線例を図-2に、正側加力時のQーR曲線の包絡線を図-3に示す。横補強筋量( $P_w \sigma_{wy}$ )の実測値が $9.2 \text{ N/mm}^2$ 以上のNo.1、No.2では、QーR曲線は紡錘形でエネルギー吸収力に富み、さらに最大強度発生以降も急激な荷重の低下はみられず、安定した復元力特性を示した。それ以下の横補強筋量であるNo.3では、最大強度発生以降、材端部のコンクリートの圧壊、ならびに縦ひび割れの拡大に伴う荷重の低下が大きかった。

### 3.3 限界変形角と横補強筋量との関係

限界変形角( $R_u$ )の実験値を表-4に示す。なお、限界変形角は、図-4に示すように、第1サイクルのQー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定義した。また、限界変形角の正負両方向の実験値の平均値と横補強筋量との関係を既往の実験結果<sup>1), 5)</sup>も含め図-5に示す。試験体数が少ないものの、本実験結果( $F_c 70$ シリーズ)ならびに

表-2 コンクリート材料試験結果

部位	設計基準強度 $F_c$ ( $\text{N/mm}^2$ )	圧縮強度 $s \sigma_B, c \sigma_B$ ( $\text{N/mm}^2$ )	圧縮強度時ひずみ度 $\epsilon_{c0}$ ( $\times 10^{-6}$ )	弾性係数 $E_c$ ( $\text{kN/mm}^2$ )	引張強度 $\sigma_t$ ( $\text{N/mm}^2$ )
外殻PCa	85	84.3	2940	39.1	4.40
後打ち	70	63.4	2600	34.0	3.88

等価コンクリート強度( $\sigma_B$ ):  $\sigma_B = 69.6 \text{ N/mm}^2$

ここで、 $\sigma_B = (A_c \cdot \sigma_B + A_s \cdot \sigma_s) / (A_c + A_s)$

$A_c$ : 外殻PCaコンクリート断面積、 $A_s$ : 後打ちコンクリート断面積、

$s \sigma_B$ : 外殻PCaコンクリート圧縮強度、 $c \sigma_B$ : 後打ちコンクリート圧縮強度

表-3 鉄筋材料試験結果

部位	呼び名	種類の記号	降伏強度 $\sigma_y$ ( $\text{N/mm}^2$ )	降伏ひずみ度 $\epsilon_y$ ( $\times 10^{-6}$ )	引張強度 $\sigma_u$ ( $\text{N/mm}^2$ )	伸び (%)
柱主筋	D16	SD490	543	2650	733	16
横補強筋	K6	KW785	918	4480	918	15

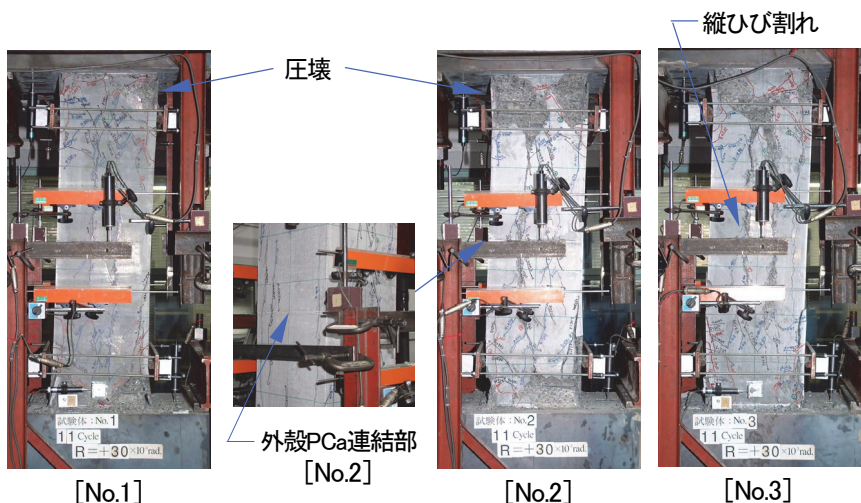


写真-1 破壊状況

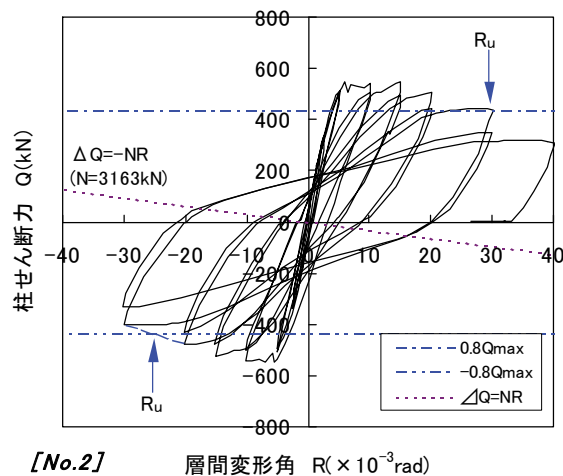


図-2 柱せん断力ー層間変形角曲線例

既往の実験結果( $F_c 100$ シリーズ)とも、 $R_u$ は $p_w \sigma_{wy}$ と線形関係にあるといえる。この横補強筋量を、表-2の

脚注に示すように外殻PCaコンクリート強度と後打ちコンクリート強度から断面積比に応じて求めた等価コンクリート強度( $e\sigma_B$ )と、軸心力度( $\sigma_0 = N/(BD)$ )で基準化すると、**図-6**、**図-7**に示す通り相関関係が認められる。このうち、より強い相関関係がみられる $R_u$ —

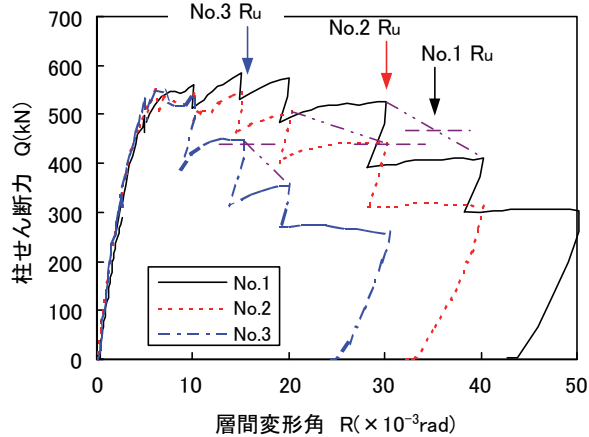


図-3 Q-R曲線の包絡線

表-4 実験値ならびに計算値

項目		試験体名	No.1	No.2	No.3	
実験値	破壊形式	曲げ圧縮破壊				
	等価コンクリート強度	$e\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	69.6	69.6	69.6	
	横補強筋量	$p_w\sigma_{wy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	11.8	9.18	6.43	
	限界変形角	$R_u^{*1,*2}$ ( $\times 10^{-3}$ rad)	A 35.2	29.8	15.7	
計算値	最大強度	$Q_{max}^{*2}$ (kN)	B 584	549	549	
		曲げ強度	ACI式	ACI $Q_{mu}^{*3}$ (kN)	C 469	469
	せん断	NZ式	NZ $Q_{mu}^{*4}$ (kN)	D 438	438	438
		靱性保証式(A)	CEB $Q_{su}^{*5}$ (kN)	E 895	831	736
	せん断余裕度	靱性保証式(B)	CEB $eFQ_{su}^{*6}$ (kN)	F 829	765	689
		CEB $eFQ_{su}/ACIQ_{mu}$	E/D	1.91	1.77	1.57
実験値/計算値	$Q_{max}/ACIQ_{mu}$	B/C	1.24	1.17	1.17	
		B/D	1.33	1.25	1.25	
	$Q_{max}/CEBQ_{su}$	B/E	0.65	0.66	0.75	
		B/F	0.70	0.72	0.80	

\*1: 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、\*2: 正加力時、\*3: ACIストレスブロック法、\*4: NZストレスブロック法、\*5: 靱性保証型耐震設計指針によるせん断強度式に、CEBのコンクリート有効圧縮強度係数 [ $v_0=1.7e\sigma_B^{0.33}$ ]を適用、\*6: 靱性保証型耐震設計指針によるせん断強度式に、CEBのコンクリート有効圧縮強度係数、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 [ $\sigma_{wy}=1.25\sqrt{v_0e\sigma_B}$ ]を適用、ここで、コンクリートの圧縮強度は等価コンクリート圧縮強度 [ $e\sigma_B$ ] (共通)

$p_w\sigma_{wy}/\sigma_0$ 関係の回帰式を求めると、同図内に示す式で表され、決定係数( $R^2$ )は0.95であった。これにより、実験試験体の条件下では、おおよそ  $p_w\sigma_{wy}/e\sigma_B > 0.1$ 、 $p_w\sigma_{wy}/\sigma_0 > 0.22$ の横補強筋量を配筋すると、1/50rad以上の $R_u$ を確保できるといえる。

### 3.4 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-4に、それらの関係を**図-8**に示す。なお、同図中には既往の実験結果<sup>1)</sup>も併せて示している。ここで、曲げ強度の計算値はACI式<sup>2)</sup>、New Zealand式<sup>3)</sup>から算出した。せん断強度の計算値は、靱性保証型耐震設計指針のせん断強度式<sup>4)</sup>に、コンクリートの圧縮強度有効係数としてCEB式<sup>4)</sup>を、横補強筋の降伏強度として、材料試験から得られた降伏強度の実測値、ならびにNew RC設計ガイドラインの有効降伏強度式<sup>5)</sup>から得られた降伏強度を用いて算出した。各試験体とも曲げ圧縮破壊したので、最大強度について、曲げ強度の計算値と実験値とを比較すると、

ACI式による曲げ強度の計算値は実験値に対して15~25%程度、NZ式による計算値は実験値に対して25~35%程度安全側に評価した。NZ式は、コンクリート強度が100N/mm<sup>2</sup>以上の領域では、前報で報告したように精度が良かったものの、70 N/mm<sup>2</sup>程度の領域では、曲げ強度を過小に評価する傾向にあるといえる。

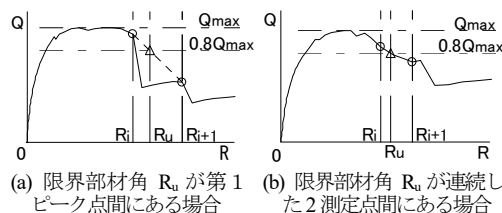


図-4 限界変形角の求め方

※ ここで、限界変形角( $R_u$ )は、正負両方向加力時での平均値をとった。(軸力比( $\eta$ ): 0.55)

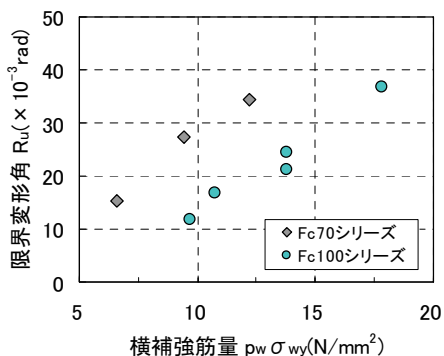


図-5  $R_u$ — $p_w\sigma_{wy}$ 関係

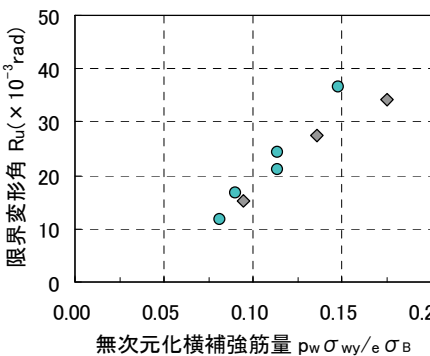


図-6  $R_u$ — $p_w\sigma_{wy}/e\sigma_B$ 関係

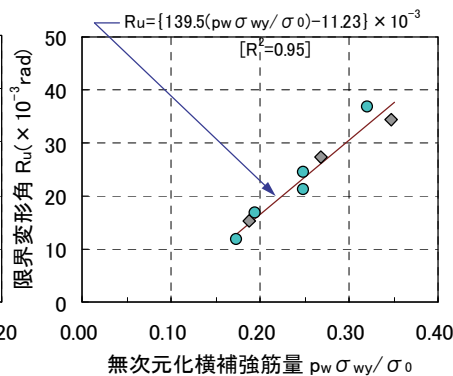


図-7  $R_u$ — $p_w\sigma_{wy}/\sigma_0$ 関係





壊モードは曲げ破壊である。試験体の諸元一覧を表-5に、それらの主要な諸元の範囲を表-6に示す。

表-5から、試験体のコンクリート強度は、149 N/mm<sup>2</sup>の超高強度、柱主筋はUSD685、横補強筋はUSD1275の領域まで含まれていることがわかる。また、大部分の試験体は副横補強筋(中子筋)を有し、その試験体の比率は、外殻PCa柱では88%、一体打ちRC柱では97%であることがわかる。外殻PCaコンクリートの厚さと柱成との関係、外殻PCaコンクリート強度と後打ちコンクリート強度との関係、横補強筋強度と後

打ちコンクリート強度との関係を図-9に示す。これらの図から、外殻PCaの厚さは柱成のおおよそ10%内外であること、外殻PCaコンクリート強度は後打ちコンクリート強度に概ね連動し、かつ後打ちコンクリート強度より0~40N/mm<sup>2</sup>程度高いこと、横補強筋降伏強度は、後打ち打ちコンクリート強度の上昇に伴い上昇している傾向はみられるものの、強い相関関係はなく広く分布していることがわかる。

#### 4.2 限界変形角と諸因子との関係

限界変形角( $R_u$ )と軸力比( $e \eta = N/(B D_e \sigma_B)$ )との関係を

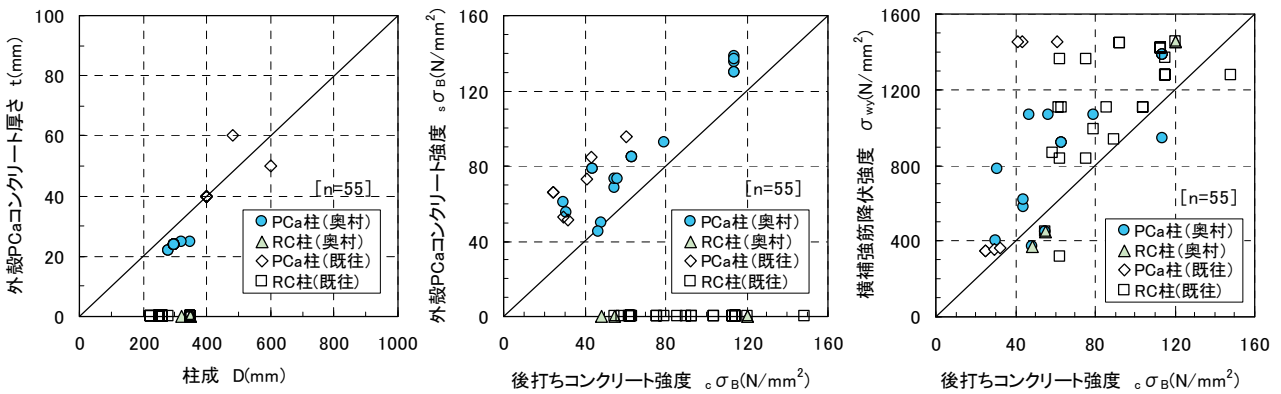


図-9 対象試験体の諸元(2)

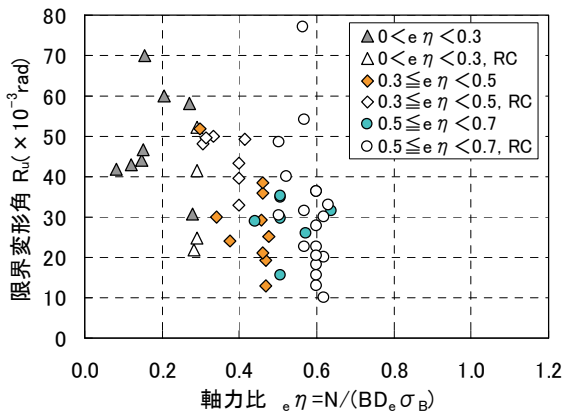


図-10  $R_u - \eta = N/(B D_e \sigma_B)$ 関係

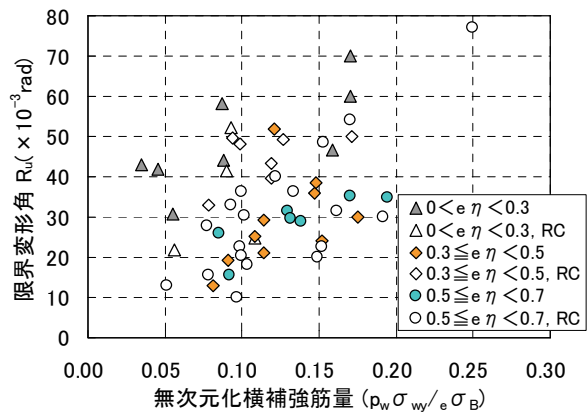


図-11  $R_u - \rho_w \sigma_w / e \sigma_B$ 関係

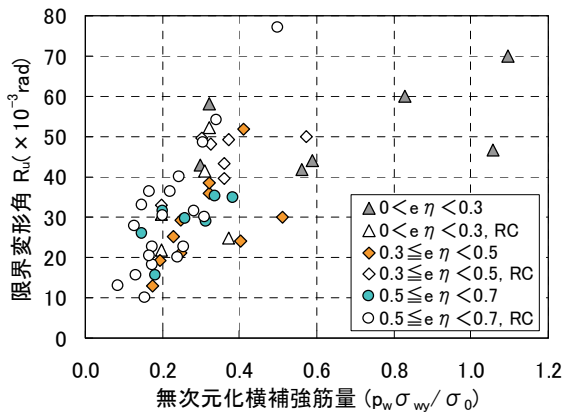


図-12  $R_u - \rho_w \sigma_w / \sigma_0$ 関係

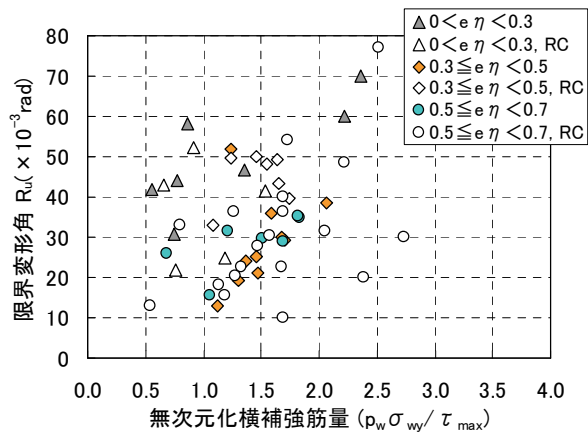


図-13  $R_u - \rho_w \sigma_w / \tau_{max}$ 関係

図-10に示す。また、限界変形角と横補強筋量を等価コンクリート強度( $\epsilon \sigma_B$ )で無次元化した値との関係を図-11に、限界変形角と横補強筋量を軸応力度( $\sigma_0$ )で無次元化した値との関係を図-12に、限界変形角と横補強筋量を最大強度時のせん断応力度( $\tau_{max}$ )で無次元化した値との関係を図-13に示す。

図-10から、 $\epsilon \eta$ が増大すると $R_u$ が低下する傾向にあることわかる。図-11から、 $p_w \sigma_{wy}/\epsilon \sigma_B$ が増大すると $R_u$ が増大する傾向が幾分みられるが、図-6に示すほど強い相関関係にはないことがわかる。これは、 $R_u$ は主として $p_w \sigma_{wy}$ に依存して変動するため、 $\epsilon \sigma_B$ が同一もしくはその範囲が狭い場合には、 $\epsilon \sigma_B$ で基準化しても $R_u-p_w \sigma_{wy}$ 関係に相関がみられるが、 $\epsilon \sigma_B$ が変動して広く分布する場合にはその傾向は緩和され、 $R_u$ と $p_w \sigma_{wy}$ の関係にバラツキが発生するためである。一方、図-12から、 $p_w \sigma_{wy}/\sigma_0$ が増大すると $R_u$ は増大する傾向が認められる。なお、この $p_w \sigma_{wy}/\sigma_0$ は、図-11の無次元化横補強筋量( $p_w \sigma_{wy}/\epsilon \sigma_B$ )をその試験体が受ける軸応力度レベル、すなわち軸力比( $\eta \epsilon = \sigma_0/\epsilon \sigma_B$ )でさらに規準化したものという意味合いを有している。また、図-13から、 $R_u$ と $p_w \sigma_{wy}/\tau_{max}$ とは相関関係は認められず、入力せん断力に対する横補強筋量は、 $R_u$ にさほど影響を与えないことがわかる。

### 4.3 限界変形角の評価式

限界変形角は無次元化横補強筋量に影響を受けることが図-12により認められたので、先ず、外殻PCa柱のみを対象に、 $R_u$ と無次元化横補強筋量( $p_w \sigma_{wy}/\epsilon \sigma_B$ )( $\eta \epsilon = \sigma_0/\epsilon \sigma_B$ )、すなわち( $p_w \sigma_{wy}/\sigma_0$ )との関係を図-14に示し、これより最小自乗法を用いて回帰式を求め

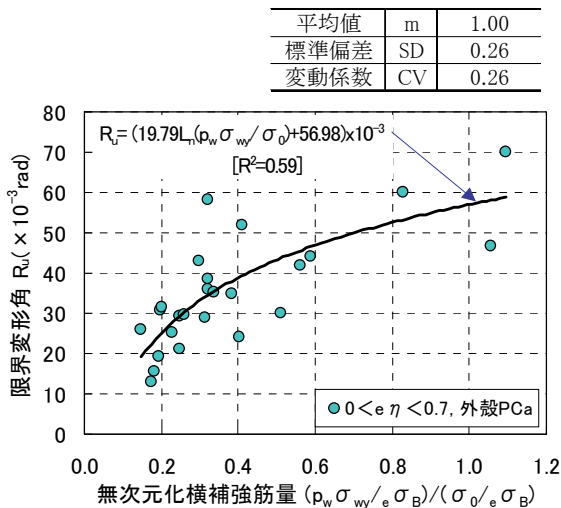


図-14  $R_u-p_w \sigma_{wy}/\sigma_0$ 関係回帰式

ると式(1)が得られる。決定係数( $R^2$ )は0.59であり幾分バラツキがみられるものの、変動傾向をとらえている。

$$R_u = (19.79 \ell_n (p_w \sigma_{wy}/\sigma_0) + 56.98) \times 10^3 \quad (rad) \quad (1)$$

この式(1)は、 $0.148 \leq p_w \sigma_{wy}/\sigma_0 \leq 1.094$ の範囲で、外殻PCa柱の限界変形角の中央値を評価する式であるが、工学的判断のもと、実務上用い易いように中央値評価式として式(2)、式(3)を設定する。

$0 < p_w \sigma_{wy}/\sigma_0 < 0.15$ のとき

$$R_{cu} = 110 (p_w \sigma_{wy}/\sigma_0) \times 10^3 \quad (rad) \quad (2)$$

$0.15 \leq p_w \sigma_{wy}/\sigma_0 < 1.2$ のとき

$$R_{cu} = (20 \ell_n (p_w \sigma_{wy}/\sigma_0) + 54.44) \times 10^3 \quad (rad) \quad (3)$$

また、外殻PCa柱の限界変形角の下限值(中央値の70%)を評価できるように式(4)、式(5)を設定する。

$0 < p_w \sigma_{wy}/\sigma_0 < 0.15$ のとき

$$R_{cu} = 77 (p_w \sigma_{wy}/\sigma_0) \times 10^3 \quad (rad) \quad (4)$$

$0.15 \leq p_w \sigma_{wy}/\sigma_0 < 1.2$ のとき

$$R_{cu} = (14 \ell_n (p_w \sigma_{wy}/\sigma_0) + 38.11) \times 10^3 \quad (rad) \quad (5)$$

次に、これら式(2)~式(5)の適用性を検証するため、外殻PCa柱<sup>[1]-[9], [16]</sup>の他に在来工法による一体打ちRC柱<sup>[10]-[15]</sup>を含めた試験体の $R_u-p_w \sigma_{wy}/\sigma_0$ 関係を図-15に示し、それに式(2)~式(5)の曲線を図示する。また、実験値と式(2)、式(3)による計算値との関係を図-16に、同式による計算値に対する実験値の比と無次元化横補

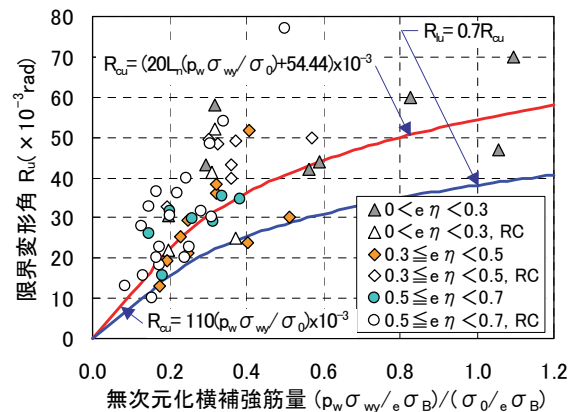


図-15  $R_u-p_w \sigma_{wy}/\sigma_0$ 関係式(中央値、下限値)

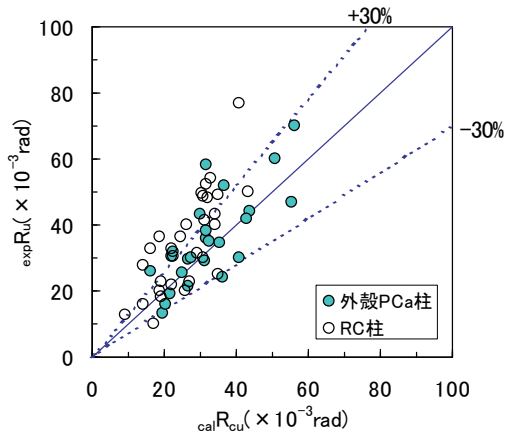


図-16 実験値( $_{exp}R_u$ )と計算値( $_{cal}R_{cu}$ )との関係(中央値)

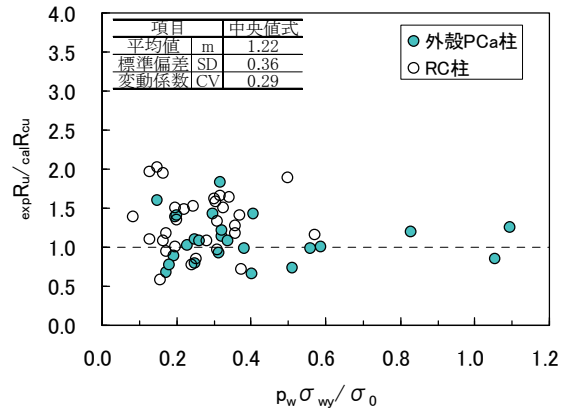


図-17  $_{exp}R_u / _{cal}R_{cu} - p_w \sigma_{wy} / \sigma_0$  関係

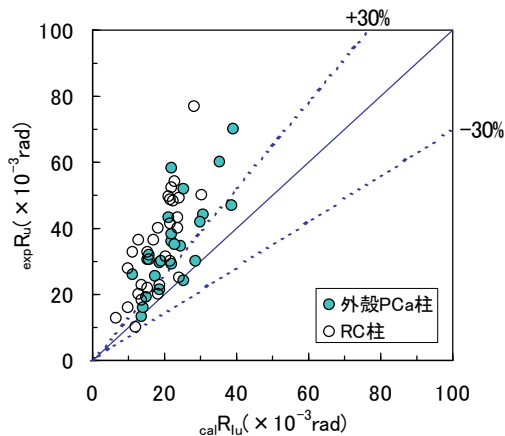


図-18 実験値( $_{exp}R_u$ )と計算値( $_{cal}R_{lu}$ )との関係(下限値)

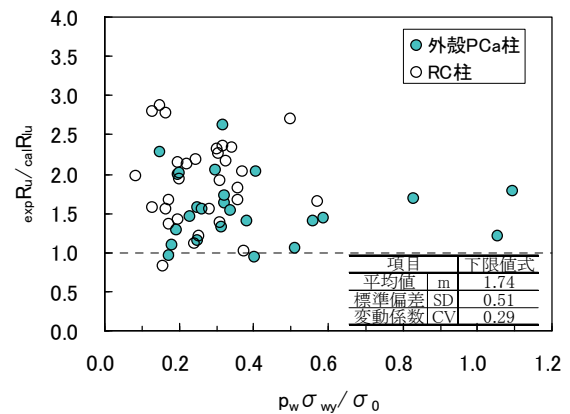


図-19  $_{exp}R_u / _{cal}R_{lu} - p_w \sigma_{wy} / \sigma_0$  関係

強筋量 $p_w \sigma_{wy} / \sigma_0$ との関係を図-17に示す。さらに、実験値と式(4)、式(5)による計算値との関係を図-18に、同式による計算値に対する実験値の比と無次元化横補強筋量 $p_w \sigma_{wy} / \sigma_0$ との関係を図-19に示す。

対象試験体としてRC柱を含んだ場合には、図-16、図-17からわかるように、中央値を評価する式(2)、式(3)は安全側に移動し、その計算値に対する実験値の比は1.22であった。一方、図-18、図-19から、RC柱を含めた場合でも式(4)、式(5)はほぼ下限値を評価していることがわかる。実験値が下限式により得られた計算値に対して下まわった割合は5%(n=3)であった。

なお、限界変形角の評価式である式(2)~(5)の適用に際しては、安全側の配慮から、中子筋を有する外殻PCa柱もしくは一体打ちRC柱に範囲を限定する必要がある。

#### 4. まとめ

本報で得られた主な知見を以下に示す。

(1) コンクリートに $F_c=70\text{N/mm}^2$ 級、柱主筋に $\sigma_y=490$

$\text{N/mm}^2$ 級、横補強筋に $\sigma_{wy}=785\text{N/mm}^2$ 級の材料を用い、軸力比にして $\eta=0.55$ の高軸力を受ける曲げ圧縮破壊型の外殻PCa柱の場合でも、無次元化横補強筋量 $p_w \sigma_{wy} / \sigma_0 > 0.22$ に相当する横補強筋量を配筋すると、靱性に富む復元力特性(Q-R関係)を示し、限界変形角 $R_u$ は $1/50\text{rad}$ 以上を確保できた。

- (2) 外殻PCaを2体連結した外殻PCa柱であっても、本報の補強配筋の下では、 $R=1/33\text{rad}$ に至るまで、連結部でひび割れは拡大せず、十分な構造性能を有した。
- (3) コンクリート強度が $70\text{N/mm}^2$ 程度の領域では、ACI式による曲げ強度の計算値は実験値を15~25%程度安全側に評価し、NZ式はさらに曲げ強度を過小評価した。
- (4) 限界変形角 $R_u$ と無次元化横補強筋量 $p_w \sigma_{wy} / \sigma_0$ の間には、強い相関関係が認められた。
- (5) 外殻PCa柱の限界変形角 $R_u$ の中央値は式(2)、式(3)により、下限値は式(4)、式(5)により評価できる。同式は在来一体打ちRC柱に対しても拡張して適用できる。

## 5. おわりに

次報では、 $F_c=70\text{N}/\text{mm}^2\sim 100\text{N}/\text{mm}^2$ 級のフルPCa柱の構造性能について報告する予定である。今後、超高層建物を対象に、在来一体打ちRC柱、外殻PCa柱、フルPCa柱などそれらの種別による構造的制約を受けない汎用性に富む工業化工法の確立を目指したい。

### 【参考文献】

- 1) 細矢 博、岡 靖弘、早川邦夫、山上 聡：高強度材料を用いた外殻PCa柱の構造性能と強度評価、奥村組技術研究年報、No.30、pp.81～86、2004
- 2) American Concrete Institute：Building Code and Commentary ACI318-95/318R-95、1995
- 3) Standards New Zealand：Concrete Structures Standard Part 1-The Design of Concrete Structures、Part 2- Commentary on The Design of Concrete Structures、1995
- 4) 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
- 5) 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、1993.3

### 【引用文献】

- 1] 中江晃彦、浅野芳伸、早川邦夫、細矢 博：薄肉中空断面プレキャスト工法に関する研究 (その1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.457～458、1995.9
- 2] 細矢 博、上西 隆、浅野芳伸：薄肉中空断面プレキャスト工法に関する研究 (その4)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造IV、23193、pp.385～386、1998.9
- 3] 細矢 博、小河義郎、河野政典、山浦一郎、萱嶋宣雄、張 富明：流し込み成形による外殻PCa柱部材の研究 (その8)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造IV、23054、pp.107～108、2000.9
- 4] 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 (その11)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造IV、23057、pp.113～114、2000.9
- 5] 細矢 博、岡 靖弘、山上 聡、早川邦夫：高強度材料を用いた外殻PCa柱の構造性能 (その1)、日本建築学

会大会学術講演梗概集、23236、pp.471～472、2004.8

- 6] 増田安彦、吉岡研三：外殻に薄肉プレキャスト管を使用した鉄筋コンクリートの耐力特性に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、No.458、pp.109～118、1994.4
- 7] 香田伸次、斉藤 豊、山田信一、中澤春生：遠心成型外殻ハーフPCa柱のせん断性状に関する実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV、21410、pp.993～994、1992.8
- 8] 柳沢延房、磯 健一、上村 右他：薄肉ハーフPCa構法の開発、日本国土開発技術研究報告、No.13、pp.9～17、1994.3
- 9] 野口 隆、吉岡研三、福本 昇他：高強度せん断補強筋を用いたハーフプレキャスト柱の耐力・変形性状に関する研究 (その4)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造IV、23196、pp.389～390、1998.9
- 10] 木村秀樹、菅野俊介、長嶋俊雄：高強度コンクリートを用いたRC柱の強度と変形性能に関する研究、竹中工務店技術研究報告、第51号、pp.161～177、1995.11
- 11] 石川裕次、木村秀樹、沢村牧人、上田忠男：高強度コンクリート・高強度鉄筋を用いた柱の高軸力下における力学性状、コンクリート工学年次論文集、vol.22、pp.943～948、2000
- 12] 藤本純一、都祭弘幸、正田雄高：高強度コンクリート ( $F_c60\sim 100\text{MPa}$ )を用いたRC柱曲げせん断実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造IV、23423、pp.845～846、1999.9
- 13] 岩岡信一、堀 伸輔、渡邊朋之、山本憲一郎：高強度材料を使用した鉄筋コンクリート造柱の構造性能に関する実験的研究、前田建設技術研究所報、第43号、pp.59～66、2002
- 14] 小杉一正、山中久幸、小田 稔：高強度RC造柱の曲げおよびせん断性状、三井建設技術研究所報告、第22号、pp.29～41
- 15] 森本敏幸、藤本利明他：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造柱部材の構造性能に関する実験研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造IV、23247～23253、pp.493～506、2004.8
- 16] 細矢 博、岡 靖弘：高強度材料を用いた外殻PCa柱部材の構造性能に関する研究、コンクリート工学年次論文集、vol.27、2005.6