F_c=70N/mm²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¹⁾では、 $F_c=100N/mm^2$ 級のコンクリートと、柱 主筋に $\sigma_y=685N/mm^2$ 、横補強筋に $\sigma_{wy}=785$ 、1275 N/mm²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 $F_c=70N/mm^2$ 級、柱主筋に $\sigma_y=490N/mm^2$ 、横補強筋 に $\sigma_{wy}=785N/mm^2$ 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_c85の外殻PCaでは84.3N/mm²であった。 F_c70の後打ちコンクリートでは63.4N/mm² であった。柱主筋にはD16(SD490)、横補強

*技術研究所

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り返 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回繰り返し、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

表一1 試験体諸元

試験体名		No.1	No.2	No.3			
目標破壊形式		1	曲げ圧縮破壊型	j			
外殻PCaの種類		流し	」込み成形外殻F	-Ca			
柱高さ	H(mm)		1080				
柱幅×柱成	$B \times D(mm)$		300×300				
外殻PCaコンクリート	_o F _c (N/mm ²)		85				
後打ちコンクリート	iFc(N/mm ²)		70				
柱主筋	pg(%)		12-D16, 2.65				
柱主筋の種類	σу		SD490				
生 依	配筋	4-K6 @31	4-K6 @40	4-K6 @57			
〒肋 	pw(%)	1.29	1.00	0.70			
帯筋の種類	σwy		KW785				
pwσwy*	(N/mm^2)	10.1	7.85	5.51			
軸力比	η		0.55				
軸力	N(kN)	3163					
変動実験因子		pw σ wy	pwσwy PCaを連結	рωσ wy			

 $\eta = N/[0.85[min(F_{c}, i\sigma_{B})](B \cdot D - A_{a}) + \sigma_{y} \cdot A_{a}]、 _{o}F_{c}: 外殻PCaコンクリート設計基準強度、 F_{c}: 後打ちコンクリート設計基準強度、 i \sigma_{B}: 加力前の後打ちコンクリート圧縮強度 実測値(61.5N/mm²)、A_a: 柱主筋断面積、*:規格降伏強度を用いた計画時の値$



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=1/33rad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)-層間変形角(R)曲線 例を図-2に、正側加力時のQ-R曲 線の包絡線を図-3に示す。横補強 筋量(Pwσw)の実測値が9.2N/mm²以上 のNo.1、No.2では、Q-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 -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^{1),5}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.70シリーズ)ならびに

表-2 コンクリート材料試験結果

动法	設計基準 強度	圧縮強度	圧縮強度時 ひずみ度	弾性係数	引張強度
-꼬아파.	Fc	s σ B, c σ B	ε с0	Ec	σ t
	(N/mm^2)	(N/mm^2)	$(\times 10^{-6})$	(kN/mm^2)	(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(_e σ_B): _e σ_B =69.6N/mm²

こで、 ${}_{e}\sigma_{B} = (A_{e} \cdot {}_{s}\sigma_{B} + A_{e} \cdot {}_{c}\sigma_{B})/(A_{e} + A_{e})$ A.:外殻PCaコンクリート断面積、A.:後打ちコンクリート断面積、 σ_R:外殻PCaコンクリート圧縮強度、σ_R:後打ちコンクリート圧縮 強度

表-3 鉄筋材料試験結果

立[]	呼び名	種類の	降伏強度	降伏 ひずみ度	引張強度	伸び
司内正		記号	σy (N/mm ²)	ϵy ($\times 10^{-6}$)	σu (N/mm ²)	(%)
			(IN/IIIIII)	$(\land 10)$	(IN/IIIIII)	(70)
柱主筋	D16	SD490	543	2650	733	16
横補強筋	K6	KW785	918	4480	918	15

縦ひび割れ



[No.1]





[No.2]

圧壊

写真-1 破壊状況 [No.3]

800 Ru 600 400 Q(kN) ∆Q=-NR 200 (N=3163kN) せん彫力 ø 30 -30 20 -40 0 柱 - 0.8Qmax - -0.8Qmax 600 ……… ∠Q=NR Ru 800 [No.2] 層間変形角 R(×10⁻³rad)

図-2 柱せん断カー層間変形角曲線例

既往の実験結果(F_c100 シリーズ)とも、 R_u は $p_w \sigma_{wv}$ 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 σ B)と、軸応力度(σ = 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Ru-



表-4 実験値ならびに計算値

項	【目 試験体名					No.1	No.2	No.3
	破壊形式				曲げ圧縮破壊			
実	等価コンクリート強度		еσВ	(N/	mm ²)	69.6	69.6	69.6
験	横補強筋量		pw o wy	(N/	mm ²)	11.8	9.18	6.43
値	限界変	形角	$R_{u}^{*1,*2}$ (×10	⁻³ rad) A	35.2	29.8	15.7
	最大強度		Qmax ^{*2}	(kN) B	584	549	549
	曲げ 強度	ACI式	ACIQmu ^{*3}	(kN) C	469	469	469
計		NZ式	NZQmu ^{*4}	(kN) D	438	438	438
算	せん断	靭性保証式(A)	CEBQsu ^{*5}	(kN) E	895	831	736
値		靭性保証式(B)	$_{\rm CEBef}Q_{\rm su}^{*6}$	(kN) F	829	765	689
	せん断余裕度		$_{\rm CEBef}Q_{su}/_{\rm ACI}Q$	mu	É/D	1.91	1.77	1.57
実験値/計算値		Qmax/ACIQmu		B/C	1.24	1.17	1.17	
		Qmax/NZQmu		B/D	1.33	1.25	1.25	
		$Q_{max}/_{CEB}Q_{su}$		B/E	0.65	0.66	0.75	
		$Q_{max}/_{CEBef}Q_{su}$		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:靭性保 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 [ν₀=1.7_eσ_B^{-0.33}]を適用、*6:靭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[σ_w =125 $\sqrt{(\nu_0 \cdot_e \sigma_B)}$ 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[。の。](共通)



pwσw/σ0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(R²)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pw σw/e σB>0.1、pw $\sigma_{wv}/\sigma_0 > 0.22$ の横補強筋量を配筋すると、1/50rad以上 のRu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¹⁾ も併せて示している。ここで、曲げ強度の計算値は ACI式²⁾、New Zealand式³⁾から算出した。せん断強度の 計算値は、靭性保証型耐震設計指針のせん断強度式4に、 コンクリートの圧縮強度有効係数としてCEB式4)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 有効降伏強度式の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/mm²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/mm² 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



図一6 R₁一p_w σ_w /_e σ_B 関係

•

0.10

0.05

0.15



4. 限界変形角の評価方法

4.1 対象試験体

前節では限界変形角と横補強筋とには相関関係が認 められることを述べたが、超高層建物の柱では、変形 性能、すなわち限界変形角の評価法が最も重要なこと がらの一つであるので、本節では、前節の知見をもと に、先ず、当社のほか、他の研究機関も含め、既往の 外殻PCa柱の加力実験試験体^{1]~9].16]}を対象に、限界変形 角の評価式について検討した。さらに、得られた評価 式に関し、在来工法による一体打ちRC柱^{10]~15]}への適 用性についても検討した。

検討対象の試験体は、外殻PCa柱が25体、在来一体 打ちRC柱試験体が30体の合計55体であり、いずれも破

表-6 対象試験体の主要な諸元の範囲

項目	記号	単位	範囲
試験体数	n		55
外殻PCa柱試験体	_P n	体	25
RC柱試験体	Rn		30
等価コンクリート強度	$_{e}\sigma_{B}$		$36.6 \sim 149$
柱主筋降伏強度	σ _y	NI / 2	$329 \sim 751$
横補強筋降伏強度	σ _{wy}	N/mm	$315 \sim 1455$
軸応力度	σ ₀ =N/(BD)		$2.95 \sim 89.2$
軸力比	$_{\rm e} \eta = N/(BD_{\rm e} \sigma_{\rm B})$	-	0.08~0.64
柱高さ成比	H/D	-	$2.4 \sim 4.6$

N:軸力、B:柱幅、D:柱成、H:柱高さ

$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	
	_w σ _{wv} 引用
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	τ _{max} 文献
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$).75 1]
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$).86 2]
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$).69 2]
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$).78 3]
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	35 3]
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	
$ \begin{array}{c} \hline \\ \hline $	84 4
9/2 No.1 300 1080 92.7 79.2 83.2 20-D13 SD40 425.3 556 0.48 39.67 0.223 No.1 300 1080 138 114 121 12-D16 USD85 4-D66 USD1275 716 1.00 138 17.81 38.4 77.50 0.46 55.51 0.321 2 No.2 300 1080 130 114 119 12-D16 USD855 4-D66 TSD1775 716 1.00 138 1.3.81 2.9.4 728 0.46 55.51 0.174 3 No.4 300 1080 133 114 119 12-D16 USD85 4-D66 12-D16 0.49 39.67 716 1.00 138 1.3.81 13.81 13.81 13.81 13.81 13.81 13.81 13.81 1.3.81 13.81 13.81 13.81 13.81 13.81 13.81 13.81 13.81 13.81 13.81 1	.59 4]
$ \begin{array}{c} c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	1.46 4]
$ \begin{array}{c} & \begin{tabular}{l l l l l l l l l l l l l l l l l l l $	2.07 5]
$ \begin{array}{c} c \\ r \\$	71 5]
$ \begin{array}{c} 1 \\ R_{1} \\ R_{2} \\ R_{3} \\ R_{4} \\ R_{5} \\ R_$	12 5]
$ \begin{array}{c} \mbox{tr}{t} \\ \mbox{tr}{t} $	30 5]
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$.4/ 5]
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	05 16
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	2.22 6]
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	2.36 6]
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$).56 7]
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$).65 8]
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	68 9]
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	37 9]
$ \begin{array}{c} \begin{tabular}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	08 9]
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	0.70 []
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$) 81 2]
$ \begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	1.69 10
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	2.39 10]
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	2.74 10]
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$).54 10]
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	13 10]
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	68 10
$ \begin{array}{c} \underline{f_{1}} & 1033 & 200 & 1000 & 0 & 115 & 115 & 12-13 & 105868 & 4-U5.1@33 & U51725 & 404 & 0.90 & 1278 & 10.0 & 15.7 & 475 & 0.60 & 68.94 & 0.137 & 1278 & 11.50 & 12.23 & 11.5 & 12-13 & 105868 & 4-U5.1@33 & U51725 & 404 & 0.90 & 1278 & 11.50 & 20.2 & 563 & 0.60 & 68.94 & 0.167 & 128 & 120 & 128 & 11.50 & 20.2 & 563 & 0.60 & 68.94 & 0.167 & 128 & 120 & 128 & 11.50 & 20.2 & 563 & 0.60 & 68.94 & 0.167 & 128 & 120 & 128 & 11.50 & 20.2 & 563 & 0.60 & 68.94 & 0.167 & 128 & 11.50 & 20.2 & 563 & 0.60 & 68.94 & 0.167 & 128 & 11.50 & 20.2 & 563 & 0.60 & 68.94 & 0.167 & 128 & 1120 & 250 & 1000 & 0 & 115 & 115 & 12-D13 & USD885 & 4-U5.1@35 & USD1275 & 404 & 0.90 & 1278 & 11.50 & 36.3 & 570 & 0.60 & 68.94 & 0.167 & 128 & 1120 & 250 & 1000 & 0 & 115 & 115 & 12-D13 & USD885 & 4-U5.1@35 & USD1275 & 404 & 0.90 & 1278 & 11.50 & 36.3 & 570 & 0.60 & 68.94 & 0.167 & 128 & 1120 & 250 & 1000 & 0 & 115 & 115 & 12-D13 & USD885 & 4-U5.1@35 & USD1275 & 404 & 0.90 & 1278 & 11.50 & 36.3 & 570 & 0.60 & 68.94 & 0.167 & 128 & 1120 & 250 & 1000 & 0 & 115 & 115 & 12-D13 & USD885 & 4-U5.1@45 & USD1275 & 404 & 0.90 & 1278 & 11.50 & 32.8 & 488 & 0.60 & 88.16 & 0.129 & 128 & 1120 & 250 & 1000 & 0 & 115 & 115 & 12-D13 & USD885 & 4-U5.1@45 & USD1275 & 404 & 0.90 & 1278 & 11.50 & 32.9 & 520 & 0.40 & 45.96 & 0.196 & 128 $	33 10]
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	10 11
$ \begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $.28 11]
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	1.69 11]
$ \begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $.26 11]
$ \begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	47 11]
$ \begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	08 11]
$ \begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	57 12
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	
$ \begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	(3 12] 2.52 12]
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	70 12
No.2 350 1540 0 92.7 12-D19 USD885 4-U6.4@45 USD1275 740 0.76 1449 11.01 43.2 819 0.40 30.59 0.360 1 No.4 350 1540 0 89.8 89.8 12-D19 USD885 4-U6.4@45 USD1275 740 1.22 932 11.37 49.1 847 0.41 30.53 0.372 1	.74 13
No.4 350 1540 0 89.8 89.8 12-D19 USD685 4-U6.4@45 USD1275 740 1.22 932 11.37 49.1 847 0.41 30.53 0.372 1	1.65 13]
	1.64 [13]
CN-1 350 1000 0 58.6 58.6 12-D16 SD490 4-D10@70 USD785 558 1.16 868 10.07 50.0 847 0.33 17.59 0.572 1	.46 14]
No.1 350 1400 0 121 121 12-D19 USD685 4-U6.4@42 USD1275 716 0.82 1455 11.93 48.2 941 0.30 36.79 0.324 1	55 15]
No.2 300 1400 0 121 121 12-D16 USD851 4-U6.4@46 USD1275 751 0.75 1455 10.91 41.4 872 0.29 35.14 0.311 1	
1 100.5 300 1400 0 17.0 17.0 17.0 17.0 17.0 19.0 17.0 19.0 17.0 19.0 17.0 19.0 17.0 19.0 17.0 19.0 17.0 19.0 17.0 19.0 17.0 19.0 17.0 19.0 17.0 19.0 17.0 19.0 17.0 19.0 17.0 19.0 17.0 19.0 17.0 19.0 17.0 19.0 17.0 19.0 19.0 19.0 19.0 19.0 19.0 19.0 19	

表-5 対象試験体の諸元(1)

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/mm²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/mm²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(_eη=N/(BD_eσ_B))との関係を



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(_{σ の})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(σ₀)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(τ_{max})で無次元化 した値との関係を図-13に示す。

図-10から、。nが増大するとR」が低下する傾向にあ ることわかる。図-11から、 $p_w \sigma_w /_e \sigma_B$ が増大すると R_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、Ruは 主としてpw σwyに依存して変動するため、e σBが同一 もしくはその範囲が狭い場合には、_eσ_Bで基準化して も $R_u - p_w \sigma_{wv}$ 関係に相関がみられるが、 σ_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、Ruとpw σwの関係にバラツキが発生するためである。一方、 図-12から、 $p_w \sigma_{wv} / \sigma_0$ 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 $p_w \sigma_{wv} / \sigma_0$ は、図-11の無次 元化横補強筋量(pw σwy/e σB)をその試験体が受ける軸応 力度レベル、すなわち軸力比($\eta_e = \sigma_{e} \sigma_B$)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、 $R_u \ge p_w \sigma_{wv} \tau_{max}$ とに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、Ru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 とが図ー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($p_w \sigma_{wy/e} \sigma_B$)/($\eta_e = \sigma_0/e \sigma_B$)、すなわち($p_w \sigma_{wy}/\sigma_0$)との関係を図ー 14に示し、これより最小自乗法を用いて回帰式を求め



ると式(1)が得られる。決定係数(R²)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。

$$R_{u} = (19.79 \,\ell_{n} (p_{w} \,\sigma_{wy} / \sigma_{0}) + 56.98) \times 10^{3} \quad (rad) \qquad (1)$$

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。

$$0 < p_w \sigma_{wy} \sigma_0 < 0.15 \text{ OZE}$$

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

$$\begin{array}{ll} 0.15 \leq p_{w} \sigma_{wy} / \sigma_{0} < 1.2 \ \mathcal{O} \succeq \ddagger \\ R_{cu} = (20 \ \ell_{n} (p_{w} \sigma_{wy} / \sigma_{0}) + 54.44) \times 10^{-3} & (rad) \end{array} \tag{3}$$

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

$$0 < p_w \sigma_{wy} / \sigma_0 < 0.15 \text{ Oz} \neq$$

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

$$\begin{array}{ll} 0.15 \leq p_w \,\sigma_{wy} / \,\sigma_0 < 1.2 \,\mathcal{O} \succeq \not z \\ R_{cu} = \left(14 \,\ell_n \left(p_w \,\sigma_{wy} / \,\sigma_0 \right) + 38.11 \right) \times 10^3 \qquad (rad) \end{array} \tag{5}$$

次に、これら式(2)~式(5)の適用性を検証するため、 外殻PCa柱^{1]~9],16]}の他に在来工法による一体打ちRC柱 ^{10]~15]}を含めた試験体のR_u-p_w σ_{wy}/σ₀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-16 実験値("R」)と計算値("R」)との関係(中央値)



図-18 実験値("R」)と計算値("R」)との関係(下限値)

強筋量p_wσ_{wy}/σ₀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_wσ_{wy}/σ₀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 =70N/mm²級、柱主筋に σ_y =490



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



図ー19 $_{exp}R_u/_{cal}R_{hu}-p_w\sigma_w/\sigma_0$ 関係

N/mm²級、横補強筋に σ_{wy} =785N/mm²級の材料を用 い、軸力比にして η =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1/50rad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=1/33rad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70N/mm²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 $p_w \sigma_{wy} / \sigma_0$ との間には、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=70N/mm²~100N/mm²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
- American Concrete Institute : Building Code and Commentary ACI 318-95/318R-95, 1995
- 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
- 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、礒 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 (Fc60~100MPa)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、pp29~41
- 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