

論文 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

細矢 博^{*1}・岡 靖弘^{*2}

要旨： 高強度材料を用いた外殻PCa柱の構造性能を把握するため、コンクリート強度、鉄筋強度、横補強筋量を変動因子とした加力実験を行った。その結果から、高軸力を受け曲げ圧縮破壊する外殻PCa柱でも適切な横補強筋量を配筋することにより靱性に富む構造特性を確保できること、その変形性能は軸応力度で規準化された横補強筋量に相関関係があること、曲げ強度はNZ式により安全に評価できること、せん断強度は靱性保証型耐震設計指針のせん断強度式にCEBのコンクリート圧縮強度有効係数ならびにNew RC設計ガイドラインの横補強筋有効降伏強度を適用すると安全側に評価できることを示した。

キーワード： 鉄筋コンクリート、柱、外殻PCa、高強度材料、構造性能

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、得られた知見からコンクリート設計基準強度(F_c)が 60N/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も可能となった。しかしながら、既往の構造実験は、主として従来工法もしくはフルPCaによるRC柱を対象として行われ、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ないといえる。

また、設計実務で用いることの多い日本建築学会靱性保証型耐震設計指針¹⁾は、その適用範囲が、コンクリートは $F_c=60\text{N/mm}^2$ (以後 F_c60 と記す)以下、柱主筋はSD390以下であり、高強度材料の領域は対象としていない。

このような背景から、外殻PCaの中空部に打設した後打ちコンクリートとして F_c70 、 F_c100 、柱主筋としてSD490、USD685の高強度材料を用いた外殻PCa柱の加力実験を行い、外殻PCa柱の構造性能について検討した。また、曲げ強度式^{2), 3)}、せん断強度式^{1), 4)}の高強度材料領域における適用性について検討した。

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体の諸元を表-1に、試験体の形状・寸法および配筋例を図-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試験体8体と、せん断破壊型に計画した試験体3体の合計11体である。これら全ての試験体は、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。後打ちコンクリートおよび外殻PCaコンクリートの設計基準強度は、それぞれ F_{c70} – F_{c85} 、 F_{c100} – F_{c115} の2水準からなる。

曲げ破壊型に計画した試験体のうち、試験体 F_{c70_2} では、図-1に示すように、柱試験区間に2体の外殻PCaを連結し、階高が高い建物の柱に外殻PCa柱を使用した場合の構造性能について検証することを目的としている。

2.2 使用材料

コンクリートおよび鉄筋の材料試験値を表-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は、外殻PCaでは、 F_{c85} は

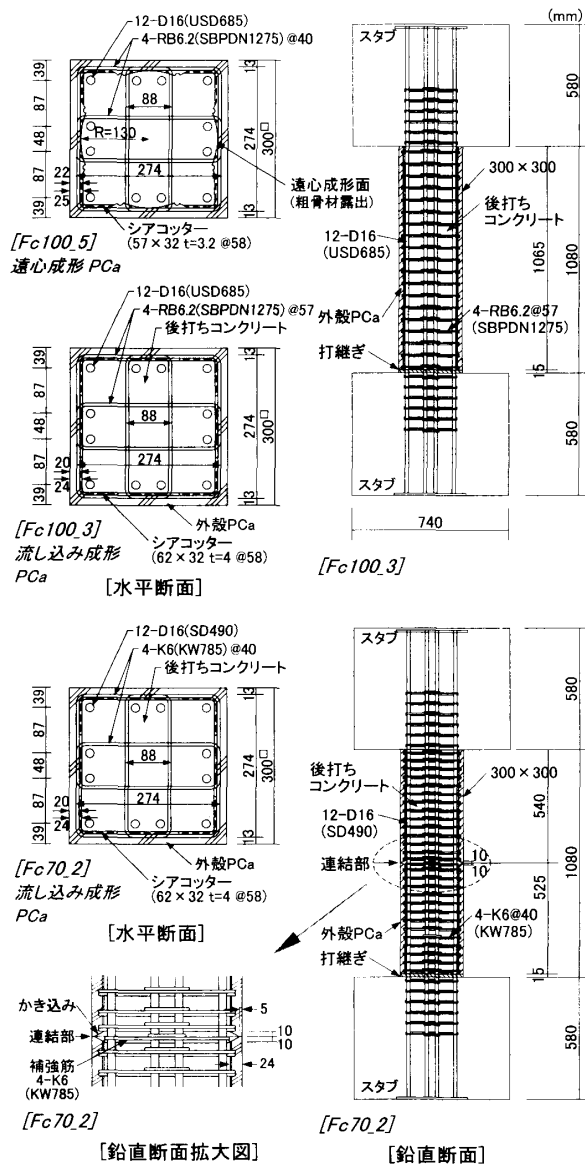
*1 (株)奥村組 技術研究所 構造グループ 博士(工学) (正会員)

*2 (株)奥村組 東京支社 建築設計部

表－１ 試験体諸元

試験体名			Fe70.1	Fe70.2	Fe70.3	Fe100.1	Fe100.2	Fe100.3	Fe100.4	Fe100.5	Fe100.6	Fe100.7	Fe100.8	
目標破壊形式			曲げ破壊型			曲げ破壊型					せん断破壊型			
外殻PCa成形法			流し込み成形			流し込み成形					遠心		流し込み成形	遠心
試験体諸元	外殻PCaコンクリート $f_c(N/mm^2)$		85			115								
	後打ちコンクリート $f_c(N/mm^2)$		70			100								
	柱高さ $H(mm)$		1080			1080					720			
	柱幅×柱成 $B \times D(mm)$		300×300			300×300								
	シアスパン比 M/QD		1.80			1.80					1.20			
	柱主筋		配筋 12-D16			12-D16								
	$p_g(\%) = A_g/(BD)$		2.65			2.65								
	柱主筋の種類		σ_y SD490			USD685								
	横補強筋		配筋 4-K6 4-K6 4-K6			4-RB6.2 4-RB6.2		4-RB6.2 4-K6		4-RB6.2 4-K6		4-RB6.2 4-K6		
	$p_w(\%) = A_w/(sB)$		@31 @40 @57			@31 @40 @57		@35 @40 @85		@85 @60 @85		@85 @60 @85		
	横補強筋の種類		σ_{wy} KW785			SBPDN1275		KW785 SBPDN1275		KW785 1275		1275		
	横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}(N/mm^2)$		10.13	7.85	5.50	16.45	12.75	8.93	8.95	12.75	5.99	5.26	5.99	
	軸力比 η		0.55			0.55					0.3			

ここで、 $\eta = N/[0.85(\min(c, c_B))(B \cdot D - A_g) + \sigma_y \cdot A_g]$ η : 軸力比, N : 軸力, c : 後打ちコンクリート設計基準強度, c_B : 後打ちコンクリート圧縮強度の材料試験値, B : 柱幅, D : 柱成, σ_y : 柱主筋規格降伏強度, A_g : 柱主筋断面積, A_w : 横補強筋断面積, s : 横補強筋間隔



図－１ 試験体の形状・寸法および配筋例

$s \sigma_B = 84.3$, $F_c 115$ は $s \sigma_B = 130 \sim 140 N/mm^2$, 後打ちコンクリートでは, $F_c 70$ は $c \sigma_B = 63.4$, $F_c 100$ は $c \sigma_B = 114 N/mm^2$ であった。柱主筋にはD16(SD490), D16(USD685), 横補強筋にはK6(KW785), RB6.2(SBPDN1275)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, 曲げ破壊型では, 層間変形角(R)で $R = \pm(1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50 rad)$ を各2回繰り返し, その後, 強度の低下度合いを勘案して $R = \pm(1/33, 1/25, 1/20 rad)$ の加力を行った。せん断破壊型では, $R = \pm(1/400, 1/200, 1/100, 1/67 rad)$ を各2回繰り返し, その後, 強度の低下度合いを勘案して $R = \pm(1/50, 1/33 rad)$ の加力を行った。導入した軸力は, 曲げ破壊型試験体では軸力比にして0.55, せん断破壊型試験体では0.3である。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

ひび割れ状況例を写真－１に示す。曲げ破壊型に計画した試験体では, $F_c 70$, $F_c 100$ シリーズとも $R = 1/200 \sim 1/100 rad$ 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降伏ヒンジが形成され, 最大強度に

至った。この際、F_c100シリーズの試験体では、爆裂音を伴ってコンクリートが圧壊した。また、流し込み成形外殻PCa柱では、R=1/33radで柱隅角部近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体連結した試験体F_c70_2では、外殻PCaの被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のひび割れの拡大はみられなかった。せん断破壊型に計画した試験体では、R=1/200～1/125rad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て最大強度に至った。この時点では柱主筋は降伏せず、せん断強度はその影響を受けていな

表－2 コンクリート材料試験結果

シリーズ	部位	試験体名	圧縮強度	圧縮強度時ひずみ度	弾性係数
			σ_B (N/mm ²)	ϵ_{co} ($\times 10^{-6}$)	E_c (kN/mm ²)
F _c 70	外殻PCa後打ち	F _c 70_1～3	84.3	2940	39.1
		F _c 70_1～3	63.4	2600	34.0
F _c 100	外殻PCaコンクリート後打ち	F _c 100_1, 6	135	3460	45.6
		F _c 100_2, 7	138	3520	46.2
		F _c 100_3, 4	130	3280	46.4
		F _c 100_5	137	3090	48.8
		F _c 100_8	140	3120	49.8
		F _c 100_1～8	114	2990	46.8

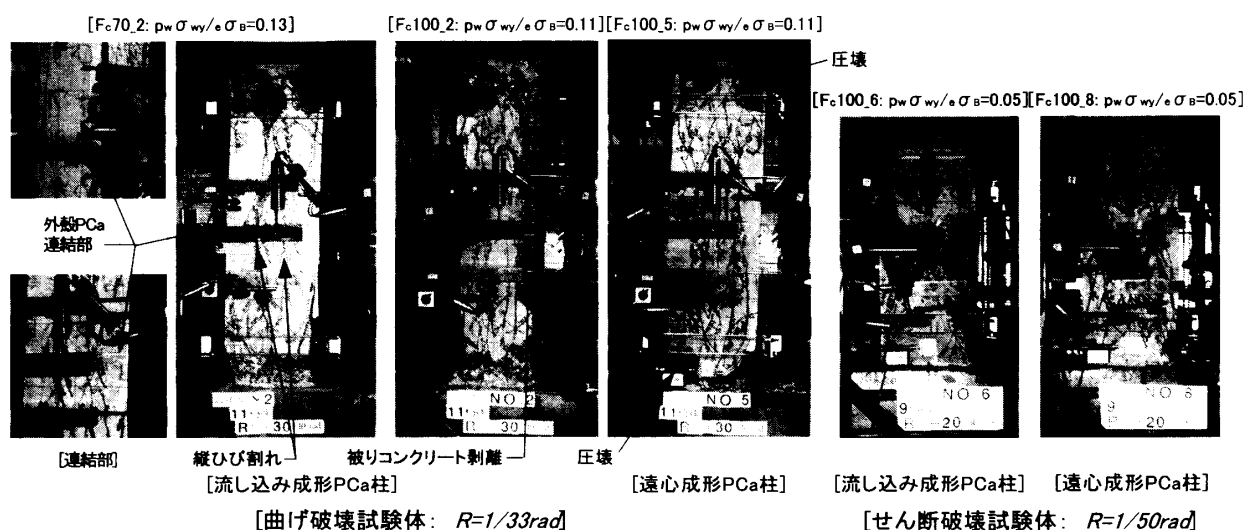
表－3 鉄筋材料試験結果

シリーズ	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
				σ_y (N/mm ²)	ϵ_y ($\times 10^{-6}$)	σ_u (N/mm ²)	ϵ_u (%)
F _c 70	柱主筋	D16	SD490	543	2650	733	16
	横補強筋	K6	KW785	918	4480	918	15
F _c 100	柱主筋	D16	USD685	716	3490	918	13
	横補強筋	K6	KW785	944	4610	944	14
		RB6.2	SBPDN 1275	1381	6740	1494	12

い。1/67～1/50radで柱中央部の被りコンクリートが剥落し、柱主筋が圧縮降伏した。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クリートの剥離の程度が軽微であった。2種類の外殻PCaの成形法では打ち継ぎ界面の状況が異なり、これに起因する破壊性状の差が幾分みられたが、本実験試験体のせん断余裕度の下では、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－2に、正方向側のQ－R曲線の包絡線を図－3に示す。曲げ破壊型試験体の場合、横補強筋量($p_w \sigma_{wy}$)がF_c70シリーズでは9.2N/mm²、F_c100シリーズでは13.8N/mm²以上で、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。一方、それ以下の横補強筋量では、最大強度以降、材端部コンクリートの圧壊に伴う荷重の低下が大きく、限界部材角(R_u)は1/80～1/50rad程度であった。なお、本論では、限界部材角は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定義した。Q－R曲線の包絡線について比較すると、F_c70、F_c100シリーズによらず、 $p_w \sigma_{wy}$ が大きいほど荷重の低下が小さく変形性能に富むこと、また、 $p_w \sigma_{wy}$ が同程度の場合には、1275



写真－1 破壊状況

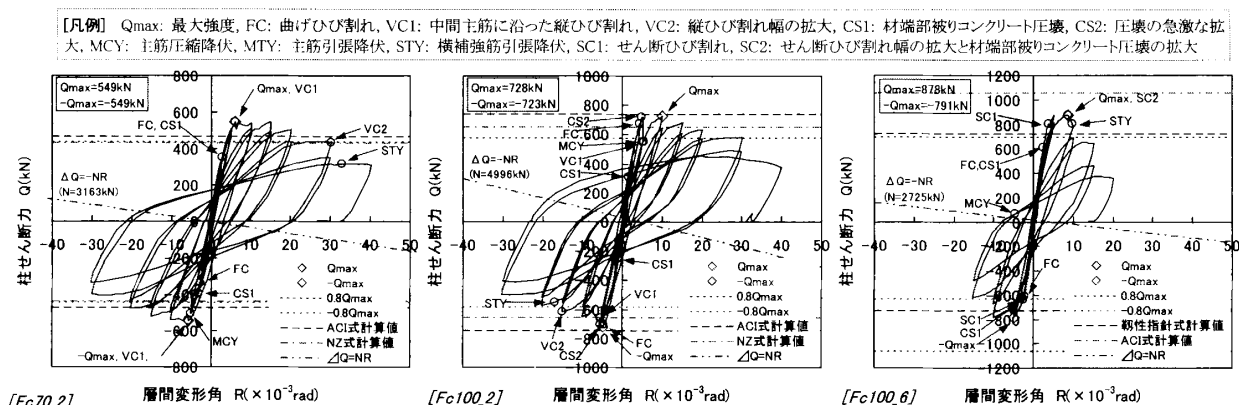


図-2 柱せん断力-層間変形角曲線例

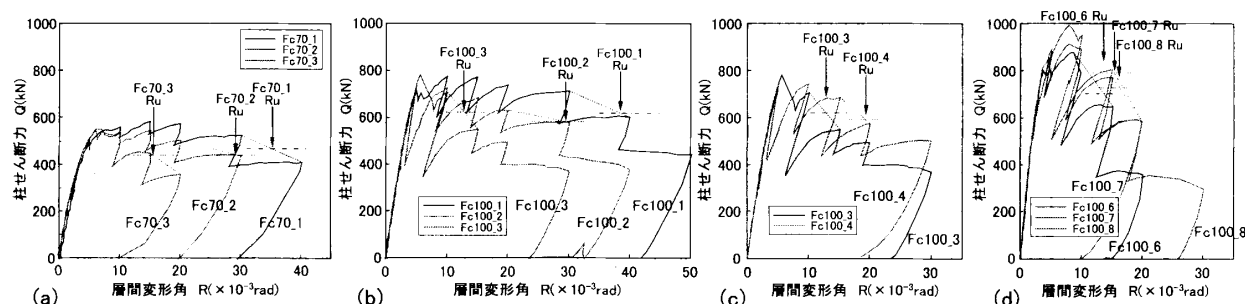


図-3 柱せん断力-層間変形角曲線の包絡線

級を用いるより785級を用いて横補強筋の間隔を短くする方が変形性能に富むことがわかる。

3.3 最大強度

最大強度の実験値を表-4に示す。最大強度を比較すると、曲げ破壊型の場合、横補強筋と最大強度との関連性はみられなかった。せん断破壊型の場合、 $p_w \sigma_{wy}$ が同程度で1275級を用いたFc100_6と785級を用いたFc100_7とを比較すると、後者の最大強度は13%大きく、これより785級を用いて横補強筋の間隔を短くする方が最大強度は上昇するといえる。また、曲げ破壊型、せん断破壊型とも、同一配筋の場合、遠心成形外殻PCa柱は流し込み成形外殻PCa柱より最大強度が大きいことがわかる。

3.4 限界部材角と横補強筋量との関係

限界部材角の実験値を表-4に、曲げ破壊型試験体の限界部材角の正負両方向平均値と横補強筋量との関係を図-4に示す。試験体数が少ないものの、Fc70, Fc100シリーズとも各々 R_u は $p_w \sigma_{wy}$ と線形関係にあるといえる。この横補強筋量を等価コンクリート強度で規準化すると、図-5に示す通り相関関係が認められる。さら

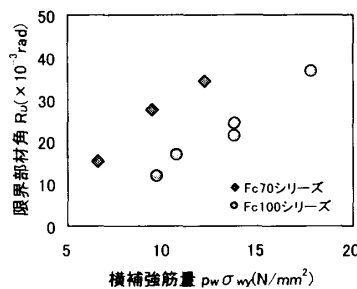
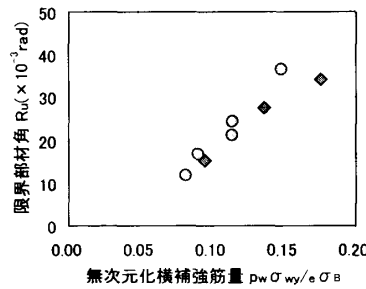
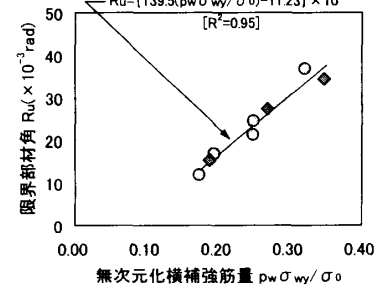
に、横補強筋量を軸応力度で基準化すると、図-6に示す通りより強い相関関係が認められる。 $R_u - p_w \sigma_{wy} / \sigma_0$ 関係の回帰式を求めると同図に示す式で表され、決定係数は0.95であった。図-5ならびに図-6から、おおよそ $p_w \sigma_{wy} / \sigma_0 > 0.1$, $p_w \sigma_{wy} / \sigma_0 > 0.2$ の横補強筋量を配筋すると、 R_u は1/50rad以上を確保できるといえる。

3.5 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Fc100_6, Fc100_7について、最大強度時における材端部から $D/2$ (D :柱径)以上離れた柱中央領域4本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。また、既往の実験結果⁵⁾を含め、最大強度時の横補強筋の平均ひずみ度から求めた応力度と等価コンクリート強度(σ_B)との関係、ならびに外周筋と中子筋の応力度の平均値と等価コンクリート強度との関係に関する最小自乗法から求めた回帰式を点線で図-8に示す。785級, 1275級いずれの横補強筋の試験体の場合も、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。コンクリート強度が70N/mm²以下の場合には、

表-4 実験値

シリーズ	試験体	破壊形式	最大強度 Q_{max}			限界部材角 R_u			等価コンクリート強度 $e\sigma_B$ (N/mm^2)	横補強筋量 $p_w\sigma_{wy}$ (N/mm^2)	導入軸力 N (kN)	軸力比 $N/(BD_e\sigma_B)$	無次元化横補強筋量	
			正側	負側	平均値	正側	負側	平均値					$p_w\sigma_{wy}/e\sigma_B$	$p_w\sigma_{wy}/\sigma_0$
Fc70	Fc70.1	曲げ圧縮破壊	584	575	579	35.2	33.4	34.3	69.6	11.8	3163	0.51	0.17	0.34
	Fc70.2		549	549	549	29.8	25.1	27.4	69.6	9.2	3163	0.51	0.13	0.26
	Fc70.3		549	520	535	15.7	15.0	15.4	69.6	6.4	3163	0.51	0.09	0.18
Fc100	Fc100.1	曲げ圧縮破壊	775	734	755	38.4	34.9	36.6	120.2	17.8	4996	0.46	0.15	0.32
	Fc100.2		728	723	725	29.4	19.1	24.3	121.1	13.8	4996	0.46	0.11	0.25
	Fc100.3		778	740	759	12.8	10.7	11.7	118.7	9.7	4996	0.47	0.08	0.17
	Fc100.4		743	739	741	19.3	14.3	16.8	118.7	10.8	4996	0.47	0.09	0.19
	Fc100.5		845	783	814	21.2	21.1	21.2	121.0	13.8	4996	0.46	0.11	0.25
Fc100	Fc100.6	せん断破壊	878	791	834	13.6	14.8	14.2	120.2	6.5	2725	0.25	0.05	0.21
	Fc100.7		990	905	948	15.4	13.6	14.5	121.1	6.3	2725	0.25	0.05	0.21
	Fc100.8		912	792	852	16.2	15.2	15.7	121.9	6.5	2725	0.25	0.05	0.21

等価コンクリート強度($e\sigma_B$): $e\sigma_B = (sAc \cdot s\sigma_B + cAc \cdot c\sigma_B) / (sAc + cAc)$ 軸応力度(σ_0): $\sigma_0 = N/(BD)$ sAc: 外設PCaコンクリート断面積, cAc: 後打ちコンクリート断面積, $s\sigma_B$: 外設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図-4 $R_u - p_w\sigma_{wy}$ 関係図-5 $R_u - p_w\sigma_{wy}/e\sigma_B$ 関係図-6 $R_u - p_w\sigma_{wy}/\sigma_0$ 関係

規格降伏強度にも達していなかった。これに対し、New RC設計ガイドライン⁴⁾の有効降伏強度式より得られた有効降伏強度($e\sigma_{wy}$)と等価コンクリートとの関係を実線で図-8に示すと、回帰式とNew RC式は近似していることがわかる。

3.6 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式²⁾、New Zealand式³⁾ならびにファイバーモデルによる断面解析($\epsilon_{cu}=0.3\%$)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¹⁾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¹⁾、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から得られた降伏強度を用いて算出した。ACI式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もあるが、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。また、断面解析値は僅かに危険側に評価する場合もあるが、最も精度が良いといえる。せん断強度については、靱性保証型耐震設計指

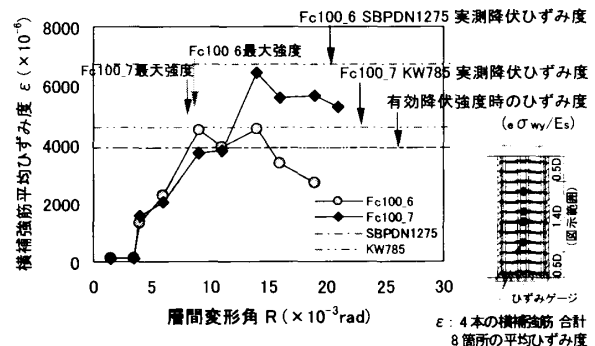


図-7 横補強筋平均ひずみ度と層間変形角との関係

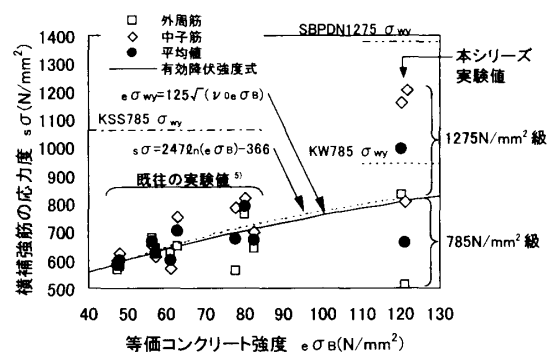


図-8 最大強度時の横補強筋の応力度と等価コンクリート強度との関係

針のせん断強度式に、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

表－５ 最大強度の実験値と計算値との関係

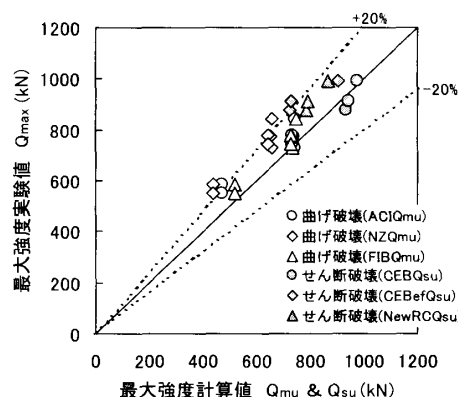
項目	試験体名			Fc70_1	Fc70_2	Fc70_3	Fc100_1	Fc100_2	Fc100_3	Fc100_4	Fc100_5	Fc100_6	Fc100_7	Fc100_8
破壊形式				曲げ圧縮破壊							せん断破壊			
実験値	Q_{max}^{*1}	(kN)	A	584	549	549	775	728	778	743	845	878	990	912
計算値	曲げ強度 ACI式	$ACI Q_{mu}$	B	469	469	469	740	745	731	731	745	1058	1063	1068
	曲げ強度 NZ式	$NZ Q_{mu}$	C	438	438	438	651	656	642	642	656	975	979	984
	断面解析	$FIB Q_{mu}^{*2}$	D	521	521	521	731	733	730	730	747	1060	1065	1090
	せん断強度 靱性保証式A	$CEB Q_{su}^{*3}$	E	895	831	736	1289	1217	1064	1134	1217	934	978	941
	強度 靱性保証式B	$CEB Q_{su}^{*4}$	(kN) F	829	765	689	1138	1063	919	1091	1063	725	904	730
	($R_p=0$) New RC式	$New RC Q_{su}^{*5}$	G	998	853	705	1271	1096	912	1074	1096	786	868	789
	せん断余裕度	$CEB Q_{su} / FIB Q_{mu}$		1.59	1.47	1.32	1.56	1.45	1.26	1.49	1.42	0.68	0.85	0.67
実験値／計算値	$Q_{max} / ACI Q_{mu}$	A/B	1.24	1.17	1.17	1.05	0.98	1.06	1.02	1.14	0.83	0.93	0.85	
	$Q_{max} / NZ Q_{mu}$	A/C	1.33	1.25	1.25	1.19	1.11	1.21	1.16	1.29	0.90	1.01	0.93	
	$Q_{max} / FIB Q_{mu}$	A/D	1.12	1.05	1.05	1.06	0.99	1.07	1.02	1.13	0.83	0.93	0.84	
	$Q_{max} / CEB Q_{su}$	A/E	0.65	0.66	0.75	0.60	0.60	0.73	0.66	0.69	0.94	1.01	0.97	
	$Q_{max} / CEB Q_{su}$	A/F	0.70	0.72	0.80	0.68	0.68	0.85	0.68	0.80	1.21	1.10	1.25	
	$Q_{max} / New RC Q_{su}$	A/G	0.58	0.64	0.78	0.61	0.66	0.85	0.69	0.77	1.12	1.14	1.16	

*1 正方向側加力時, *2 $\epsilon_{cu}=3 \times 10^{-3}$, *3 靱性保証型耐震設計指針のせん断強度式に CEB のコンクリート圧縮強度有効係数, 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のせん断強度式に CEB のコンクリート圧縮強度有効係数, 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による有効降伏強度を適用, 共通事項: 断面解析を除く諸式ではコンクリート強度として等価コンクリート強度を用いている

用いると, 計算値は実験値に対し危険側の評価を与える。これに対し, 横補強筋の降伏強度として, New RC 設計ガイドラインによる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。また, コンクリート強度が 60N/mm^2 以上であっても, New RC 設計ガイドラインのせん断強度式による計算値は実験値と良い対応を示すことがわかる。

4. まとめ

- (1) コンクリートに $F_c=70, 100\text{N/mm}^2$ 級, 柱主筋に SD490, USD685, 横補強筋に $\sigma_{wy}=785, 1275\text{N/mm}^2$ 級の材料を用い, 軸力比にして約 0.5 の高軸力を受ける曲げ圧縮破壊型外殻 PCa 柱の場合でも, $p_w \sigma_{wy}/\epsilon \sigma_B > 0.1$, $p_w \sigma_{wy}/\sigma_0 > 0.2$ の横補強筋量を配筋すると, 靱性に富む Q-R 関係を示し, R_u は $1/50\text{rad}$ 以上を確保できる。
- (2) 外殻 PCa を 2 体連結した外殻 PCa 柱であっても, $R=1/33\text{rad}$ に至るまで連結部に過大なひび割れを生じず十分な構造性能を有する。
- (3) $R_u - p_w \sigma_{wy}/\epsilon \sigma_B$ 関係の他, $R_u - p_w \sigma_{wy}/\sigma_0$ 関係ではさらに強い相関がみられる。
- (4) コンクリート強度が 60N/mm^2 以上では 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。ファイバーモデルの断面解析値の精度は高い。
- (5) 靱性保証型耐震設計指針のせん断強度式に,



図－９ 最大強度の実験値と計算値との比較

CEB のコンクリート圧縮強度有効係数, 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から求めた降伏強度を適用すると, せん断強度を安全側に評価する。

謝辞

本実験に際しては, (財)日本建築総合試験所 益尾潔構造部長に, ご指導, ご協力をいただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999 年版
- 2) American Concrete Institute: Building Code and Commentary ACI 318-95/318R-95, 1995
- 3) Standard New Zealand: Concrete Structures Standard Part 1 - The Design of Concrete Structures, Part 2- Commentary on The Design of Concrete Structures, 1995
- 4) 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 年度構造成能分科会報告書, 国土開発技術センター, 1993 年 3 月
- 5) 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, 23057, 2000.9