

# 高強度材料を用いたプレキャスト鉄筋コンクリート柱の 構造性能に関する研究

細矢 博\* 岡 靖弘\*\* 山上 聡\*

## 1. はじめに

近年、超高層RC造建物は、高強度材料を用いたプレキャスト鉄筋コンクリート部材により構築される場合が多い。プレキャスト(以下、PCa)部材の構造性能については、これまでに多数の研究が行われてきたが、高強度材料を用いた高軸力を受けるPCa柱については、その研究は未だ十分とは言い難い。このため、本報告では、30~40階建て超高層建物を対象として、高強度材料を用いたフルPCa柱の構造性能について検討した。

## 2. 実験計画

### 2.1 試験体

試験体の諸元を表-1に、形状寸法、配筋例を図-1に示す。試験体は11体で、No.6~No.10、No.12~No.16は曲げ破壊型、No.11はせん断破壊型である。各試験体とも実物の約1/3で、断面は300×300mmである。

せん断スパン比は、曲げ破壊型が2.0、せん断破壊型が1.2である。試験体の特徴ならびに実験因子は以下の通りである。No.6~No.8では横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}$ を

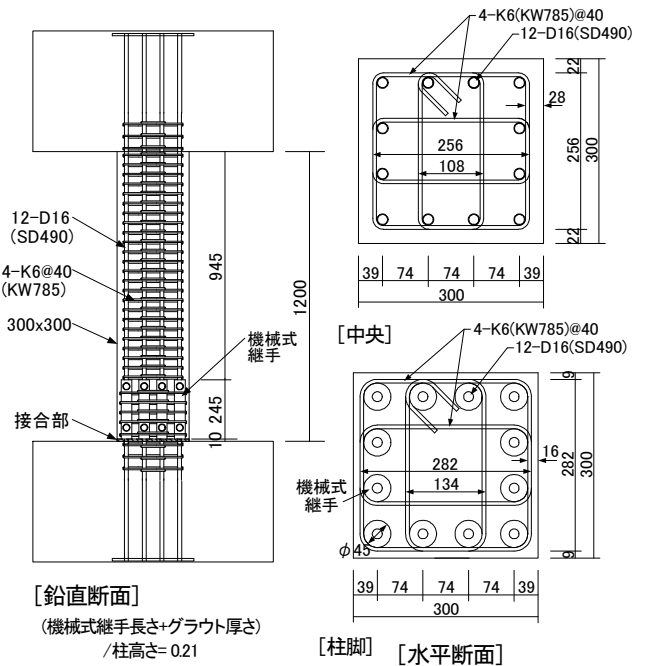


図-1 試験体の形状寸法、配筋例 (No. 7)

表-1 試験体諸元

試験体名	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	No.11	No.12	No.13	No.14	No.15	No.16
目標破壊形式	曲げ破壊型			曲げ破壊型		せん断	曲げ	曲げ破壊型		曲げ破壊型	
柱高さ H(mm)	1200			1200		720	1200	1200		1200	
柱幅×柱成 b×D(mm)	300×300										
シアスパン比 M/QD	2.00			2.00		1.20	2.00	2.00		2.00	
柱主筋	12-D16										
横補強筋	4-K6 @31	4-K6 @40	4-K6 @57	4-K6 @40		4-K6 @80	4-D6 @35	4-K6 @40	4-K6 @80	4-K6 @40	4-K6 @80
補強筋比 $p_w = A_w / (s \cdot b)$ (%)	1.29	1.00	0.70	1.00		0.50	1.14	1.00	0.50	1.00	0.50
コンクリート設計基準強度 $F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	70			70		70	70	48		70	
柱主筋の種類 $\sigma_{sy}$	SD490										
横補強筋の種類 $\sigma_{wy}$	KW785			KW785		KW785	SD345	KW785		KW785	
計画時横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	10.13	7.85	5.50	7.85		3.93	3.93	7.85	3.93	7.85	3.93
計画時圧縮側軸力比 $\eta_c$	0.55			0.60		0.30	0.55	0.55		0.30	
計画時引張側軸力比 $\eta_t$	-			-0.70		-	-	-		-	
特徴	$p_w \sigma_{wy}$ の影響			打継ぎ: 縞鋼板	打継ぎ: 平板	せん断破壊型	横補強筋: SD345	$F_c: 48\text{N/mm}^2$		$\eta_c: 0.30$	

$\eta_c = N_c / bDF_c$ ,  $\eta_t = N_t / A_g \sigma_{sy}$ ,  $N_c$ : 圧縮軸力,  $N_t$ : 引張軸力,  $A_g$ : 柱主筋断面積,  $\sigma_{sy}$ : 柱主筋規格降伏強度

\*技術研究所 \*\*東京支社建築設計部

3水準とっている。また、No.9、No.10では軸力を変動軸力とし、柱脚部底面(接合面)の型枠には縞鋼板(No.9)と平板(No.10)の2種類用いている。No.12では横補強筋にSD345の普通強度鉄筋を用いている。No.13、No.14ではコンクリート設計基準強度( $F_c$ )を48N/mm<sup>2</sup>とし、No.15、No.16では軸力比( $\eta_c$ )を0.3としている。

全ての試験体では、柱脚部でグラウト充填機械式継手により柱主筋を継いでいる。

### 2.2 使用材料

コンクリート、ならびに継手に充填したグラウトの材料試験値を表-2に、鉄筋の材料試験値を表-3に示す。

### 2.3 加力方法

加力装置を図-2に、水平方向の加力スケジュールを図-3に、変動軸力の加力ルールを図-4に示す。アクチュエータおよび油圧ジャッキにより軸力を加えた状態で、アクチュエータにより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。導入した軸力は、曲げ破壊型のNo.6~No.8、No.12では $\eta_c=0.55$ (一定)、No.9、No.10では $\eta_c=0.60 \sim \eta_c=0.70$ (変動)、No.13、No.14では $\eta_c=0.55$ (一定)、No.15、No.16では $\eta_c=0.30$ (一定)とした。また、せん断破壊型のNo.11では $\eta_c=0.30$ (一定)とした。変動軸力を与えたNo.9、No.10では、図-4に示すように、予め長期軸力( $N_L$ )に相当する軸力を加力した後、 $N_L - N'_E < N < N_L + N_E$  ( $N$ : 軸力、 $N_E$ 、 $N'_E$ : 地震時軸力)の間は層せん断力に対応する軸力を加力し、 $N = N_L - N'_E$  または  $N = N_L + N_E$  に達した後は、これを一定に保持させた。

## 3. 実験結果

### 3.1 破壊状況

最終破壊状況の例を写真-1に、材料試験値を用いて求めた実験因子を表-4に示す。  
[曲げ破壊型試験体] No.6~No.10、No.12、No.15、No.16の内、軸力比  $\eta = N/(bD \sigma_B)$  が0.48の高軸力を受けたNo.6、 $\eta = 0.57 \sim 0.62$ の変動軸力を受けたNo.9、No.10では、 $p_w \sigma_{wy}$  が約9~12N/mm<sup>2</sup>配筋されているが、これらは柱頭および柱脚側の継手直上で降伏ヒンジが形成された。モーメント分布を考えると柱脚打継ぎ部

表-2 コンクリート材料試験値

試験体	設計基準強度 $F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 $\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時ひずみ度 $\epsilon_{c0}$ ( $\times 10^{-6}$ )	弾性係数 $E_c$ (kN/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )
No.6~No.12 No.15, No.16	70	82.1	2890	38.1	4.59
No.13, No.14	48	46.4	2370	31.9	3.48
グラウト	—	98.5	3370	39.4	6.11

表-3 鉄筋材料試験値

部位	呼び名	種類の記号	降伏強度 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ度 $\epsilon_y$ ( $\times 10^{-6}$ )	弾性係数 $E_s$ (kN/mm <sup>2</sup> )	引張強度 $\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	破断伸び $\epsilon$ (%)
柱主筋	D16	SD490	554	2760	201	748	15.9
横補強筋	K6	KW785	904	4720	192	906	10.4
	D6	SD345	451	2160	209	536	19.0

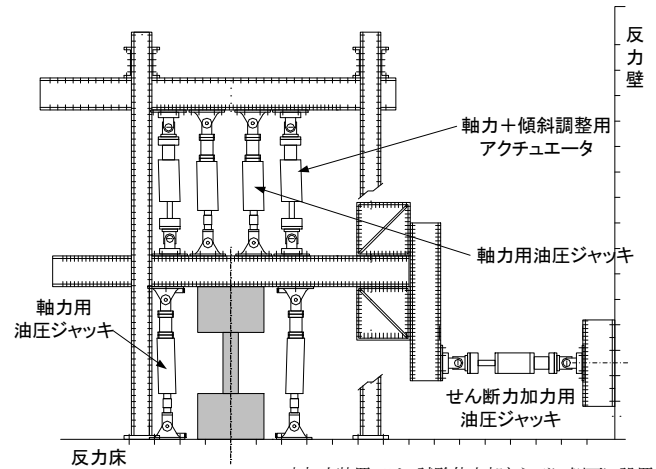


図-2 加力装置

本加力装置では、試験体上部ならびに側面に設置した油圧ジャッキにより導入される軸力で生じる付加せん断力は互いに相殺され、その結果として、試験体に対しては、 $N-\delta$  効果は無視できるほど小さい。

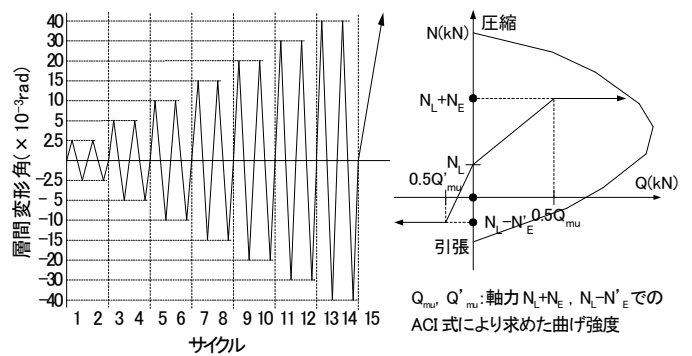


図-3 加力スケジュール

図-4 変動軸力のルール

で降伏ヒンジが形成されるはずであるが、本実験シリーズでは、その位置よりも上部に形成される結果となった。一方、 $p_w \sigma_{wy}$  が9.0N/mm<sup>2</sup>のNo.7、5.1~6.3 N/mm<sup>2</sup>のNo.8、No.12では、横補強筋の拘束効果が小さいため、柱主筋降伏後、中間主筋に沿う縦ひび割れが卓越する傾向を示した。 $\eta = 0.26$ の軸力を受けたNo.15では、 $p_w \sigma_{wy}$  が9.0N/mm<sup>2</sup>配筋されているが、このとき、柱頭および柱脚で降伏ヒンジが形成された。

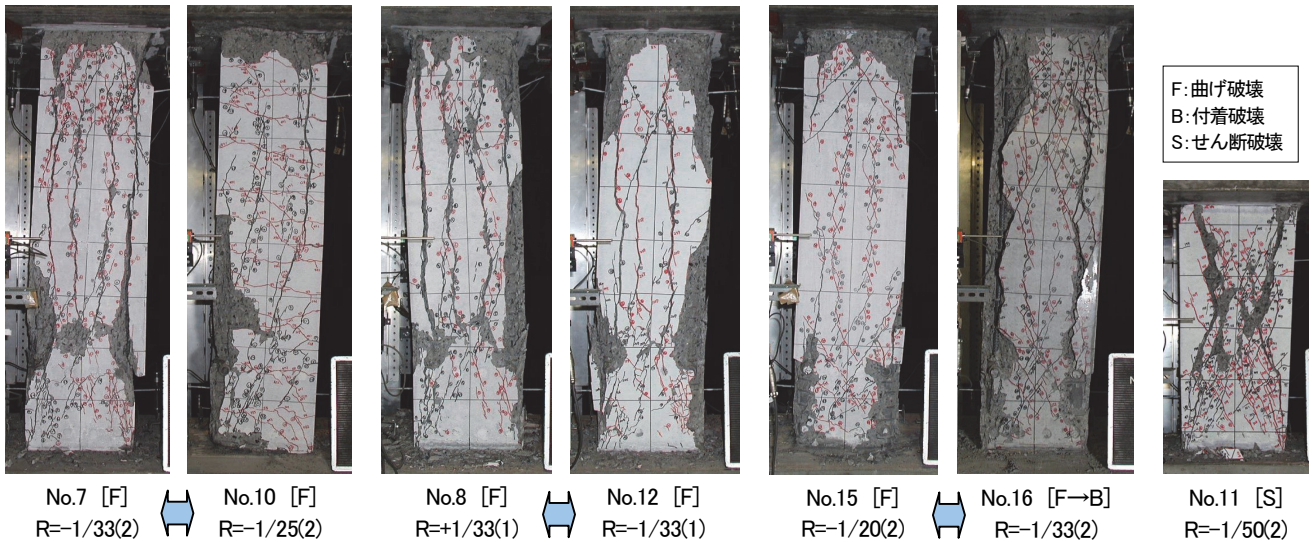


写真-1 最終破壊状況

これに対し、 $p_w \sigma_{wy}$ が $4.5\text{N/mm}^2$ 配筋されているNo.16の場合には、後述するように付着余裕度 $\tau_{bw}/\tau_{rl}$ は1.29と1.0以上であったものの、最終的には付着破壊に至った。コンクリート圧縮強度( $\sigma_B$ )が $46\text{N/mm}^2$ で、 $\eta = 0.57$ の高軸力を受けたNo.13、No.14では、 $p_w \sigma_{wy}$ が $4.5 \sim 9.0\text{N/mm}^2$ 配筋されていたが、柱主筋降伏後中間主筋に沿う縦ひび割れが卓越する傾向を示した。

本実験では、 $\eta = 0.48 \sim 0.57$ の高軸力を受けた試験体は、 $\eta = 0.26$ の軸力を受けた試験体よりも継手直上の損傷が顕著であった。これは、軸力レベルが高い場合には、継手が埋設されている柱脚部付け根は圧縮され可撓性が低下し、相対的に剛性が弱い継手直上で変形し、降伏ヒンジが形成されたことによると考えられる。

[せん断破壊型試験体] No.11では、柱頭、柱脚の隅角部を結ぶ対角線状にせん断ひび割れが発生したが、継手埋設部のコンクリートでは細い斜めひび割れのまま拡大せず、実質的にはシアスパンが継手直上から柱頭までとするせん断破壊性状を示した。

### 3.2 層せん断力(Q)－層間変形角(R)関係

層せん断力－層間変形角関係の例を図-5に示す。 $\eta = 0.48$ の軸力を受け、 $p_w \sigma_{wy} = 9.0 \sim 11.7\text{N/mm}^2$ であるNo.6、No.7では、Q-R曲線は紡錘形であり、エネルギー吸収力に富んでいた。最大強度以

表-4 実験因子

試験体	破壊形式	$\sigma_B$	$\sigma_{wy}$	$P_w \sigma_{wy}$	$P_w \sigma_{wy} / \sigma_B$	N (kN)	$\eta$			
		(N/mm <sup>2</sup> )								
No.6	F	82.1	904	11.66	0.14	3511	0.48			
No.7				9.04	0.11					
No.8				6.33	0.08					
No.9				9.04	0.11	3830 ~-819		0.52 ~-0.62		
No.12				46.4	451	5.14		0.06	3511	0.48
No.13				9.04	0.19	2388		0.57		
No.14	4.52	0.10								
No.15	82.1	904	9.04	0.11	1915		0.26			
No.16	F→B	82.1	904	4.52	0.06	1915	0.26			
No.11	S	82.1	904	4.52	0.06	1915	0.26			

※ 値は材料試験値による。軸力比 $\eta$ : 圧縮側  $\eta = N/bD\sigma_B$ 、引張側  $\eta = N/A_g\sigma_y$

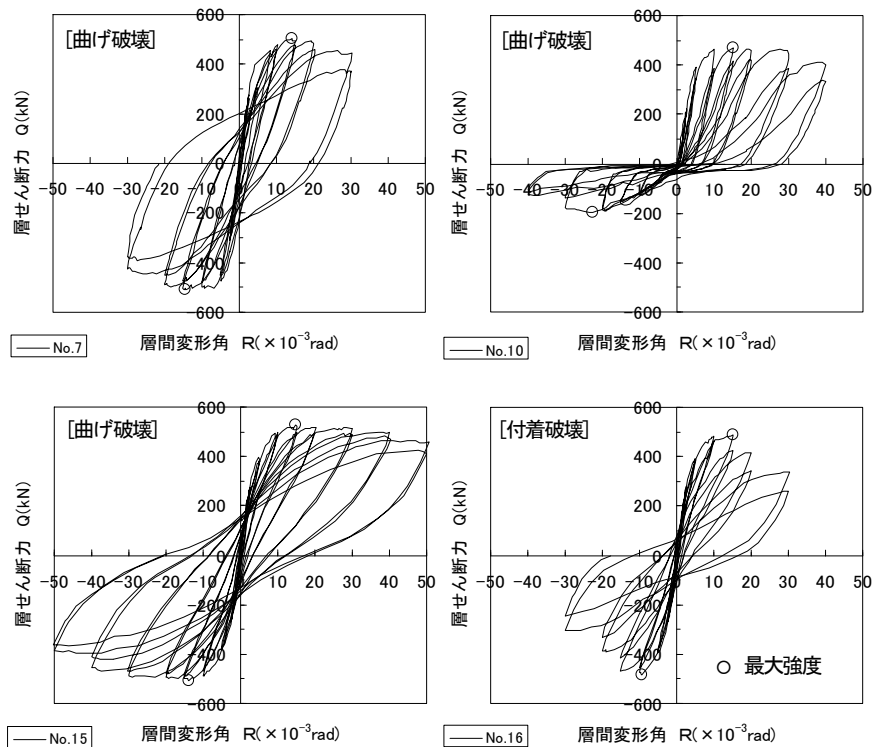


図-5 層せん断力－層間変形角曲線

降も急激な荷重の低下はみられなかった。 $\eta=0.52\sim-0.62$ の変動軸力を受けたNo.9、No.10では、 $p_w \sigma_{wy}=9.0\text{N/mm}^2$ であったが、圧縮側は最大強度以降の荷重の低下は小さく、引張側は $R=30\times 10^{-3}\text{rad}$ に至るまで荷重の増加がみられ、安定した履歴を示した。また、 $\eta=0.26$ の軸力を受け、 $p_w \sigma_{wy}=9.0\text{N/mm}^2$ であるNo.15では、最大強度以降の荷重低下は小さく、安定した履歴を示した。これに対し、 $p_w \sigma_{wy}=4.5\text{N/mm}^2$ であるNo.16では、柱主筋の降伏後に付着破壊に至ったため、荷重の低下が著しいことがわかる。

本実験の曲げ破壊型試験体では、柱脚側の継手直上で降伏ヒンジが形成され、実質的にはシアスパン比が $M/QD=2$ から $M/QD=1.58$ に減少したと考えられるが、この条件下でも、横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}$ がおおよそ $9\text{N/mm}^2$ ( $p_w \sigma_{wy}/\sigma_B=0.11$ )以上であれば、脆性的な破壊には至らず、安定した復元力特性を有するといえる。

### 3.3 Q-R曲線の包絡線

実験因子別にQ-R曲線の包絡線を図-6に示す。横補強筋比のみが異なるNo.6~No.8(図-6(a))では、 $p_w$ が大きくなると変形性能が良くなることが明確にわかる。同図(b)で変動軸力を受けたNo.9とNo.10を比較すると、両者に差異はほとんどなく、柱脚の接合面の平滑度の差による影響は認められない。また、一定軸力を受けたNo.7と比較すると、最大強度ならびに

$R=1/67\text{rad}$ までの荷重は幾分低いものの、 $R=1/50\text{rad}$ 以降では荷重を維持しており、変動軸力と一定軸力を受ける試験体の変形性能はほぼ同等といえる。同図(c)で $p_w \sigma_{wy}=6.3\text{N/mm}^2$ のNo.8と $p_w \sigma_{wy}=5.1\text{N/mm}^2$ のNo.12を比較すると、両者のQ-R関係は似ている。No.12では、横補強筋にSD345を用いているものの、横補強筋をNo.8に比べ密に配筋しているため、 $p_w \sigma_{wy}$ が幾分小さくとも同等のQ-R関係を示したものと考えられる。よって、 $p_w \sigma_{wy}$ を等量配筋するのであれば高強度鉄筋より普通鉄筋を用いたほうが構造性能は向上するといえる。同図(d)、(e)で横補強筋量のみが異なる $\sigma_B=46\text{N/mm}^2$ のNo.13とNo.14、 $\eta=0.26$ のNo.15とNo.16を比較すると、横補強筋量が小さい試験体の変形性能は劣っている。特に、軸力比 $\eta=0.26$ の場合、その影響が顕著に出ている。No.16は曲げ破壊から付着破壊に移行したためである。同図(f)で、軸力比のみが異なるNo.7とNo.15を比較すると、変形性能が大きく異なっている。また、コンクリート強度のみが異なるNo.7とNo.13を比較すると、コンクリート強度が高いNo.7ではNo.13に比べ最大強度は大きいものの、その後の荷重低下が大きく、靱性に劣っている。軸力比が同じでも軸力の絶対値が大きい高強度コンクリート柱の場合、変形性能が低下することがわかる。

### 3.4 柱脚接合面の滑り量

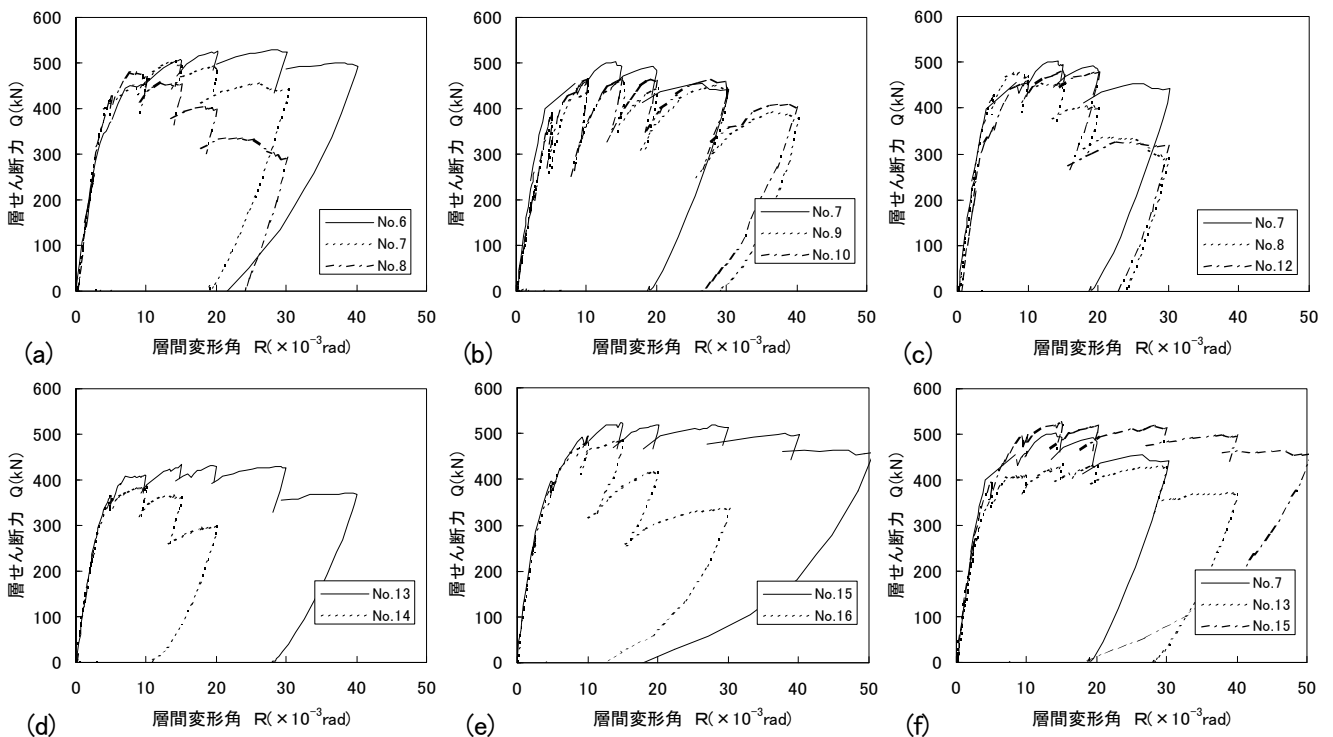


図-6 層せん断力-層間変形角曲線の包絡線

柱脚接合面の水平方向の滑り量と層間変形角との関係を図-7に示す。一定軸力を与えたNo.7( $\eta=0.48$ )とNo.15( $\eta=0.26$ )の滑り量を比較すると、軸力比が小さいNo.15はNo.7に比べ滑り量は大きく、軸力レベルに影響を受けるといえる。一方、変動軸力を与えたNo.9(縞鋼板)とNo.10(平板)の滑り量を比較すると、両者に大きな差はみられない。柱脚接合面の平滑度(凹凸)の差は滑り量にさほど影響を与えないといえる。しかし、変動軸力を受けるNo.9、No.10の滑り量は、一定軸力を受けるNo.7の滑り量に比べ大きく、軸力の変動、履歴が滑り量に影響を与えることがわかる。

### 3.5 柱主筋のひずみ度

柱主筋の正方向加力時における鉛直方向のひずみ度分布を図-8に示す。一定軸力を受け曲げ破壊した試験体では、継手の直上で $R=1/200\sim 1/100$ で圧縮降伏している。曲げモーメントの分布からすれば材端部で降伏するはずであるが、継手の影響で柱脚部の剛性が高くなり、柱脚部より相対的に弱い継手直上でヒンジが形成されたものと考えられる。変動軸力を受け曲げ破壊したNo.9、No.10でも、ひずみ度分布は一定軸力の試験体の場合と良く似ていた。一方、最終的に付着破壊したNo.16では、中央部でひずみ度が増大し降伏に至っている。他の試験体と異なるひずみ分布は、柱主筋に沿う付着ひび割れが卓越したことに起因している。

本実験の高軸力を受ける試験体では、柱主筋は柱脚の他、継手直上で降伏し、降伏ヒンジを形成している。フルPCa柱の設計時には、シアスパンを柱脚～柱頭にとり構造的な検討をする他、継手直上～柱頭にとり、諸強度の再確認を行う必要があるといえる。

### 3.6 最大強度の実験値と計算値の比較

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。用いた計算式としては、曲げ強度式はACIストレスブロック法<sup>1)</sup>(以下、ACI式と記す)、New Zealandストレスブロック法<sup>2)</sup>(以下、NZ式と記す)、せん断強度式は靱性保証型耐震設計指針<sup>3)</sup>(以下、靱性保証指針と記す)のせん断強度式である。このせ

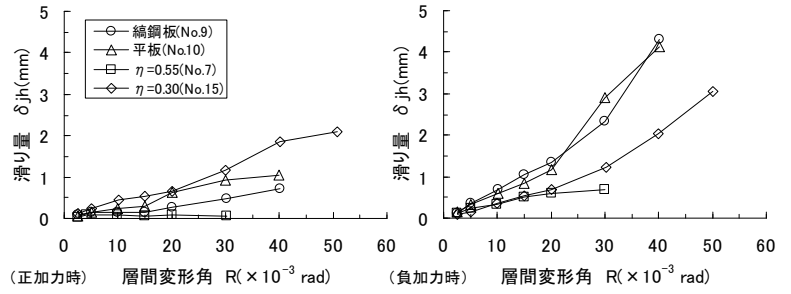


図-7 柱脚接合面の滑り量

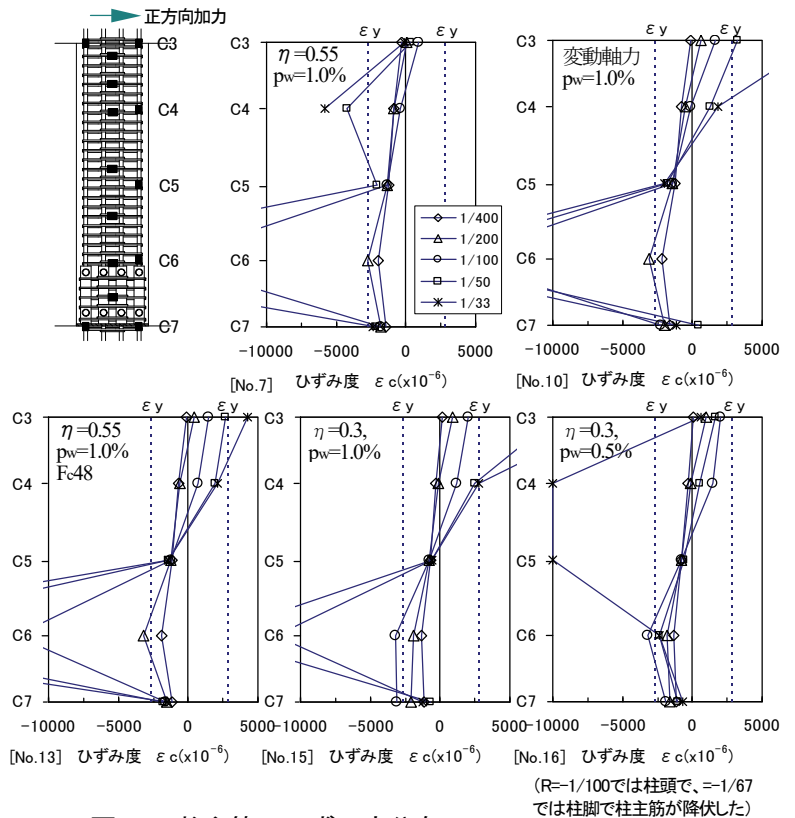


図-8 柱主筋のひずみ度分布

ん断強度式でせん断強度を求める際は、(a) 横補強筋の降伏強度として材料試験値を用い、コンクリート有効圧縮強度係数としてCEB式<sup>4)</sup>を用いる場合と、(b) 横補強筋の降伏強度として、New RC設計ガイドライン<sup>5)</sup>に示されている有効降伏強度式から得られた有効降伏強度を用い、かつコンクリート有効圧縮強度係数としてCEB式を用いる場合の2ケースとっている。

一定軸力を受けた曲げ破壊型試験体(No.6～No.8、No.12～No.16)の場合、ACI式から得られた曲げ強度の計算値は、実験値を危険側に評価する場合があったが、NZ式から得られた計算値は全試験体に対し安全側に評価した。一方、変動軸力を受けた試験体(No.9、No.10)の場合も、圧縮側は上記の結果と同様であった。引張側の曲げ強度の計算値は実験値を45%程度過小に評価した。せん断破壊型試験体(No.11)の場合には、



表一五 最大強度の実験値と計算値との比較

試験体	破壊形式	実験値	計算値				実験値/計算値				
		最大強度 Q <sub>max</sub> (kN)	曲げ強度		せん断強度 靱性保証型式		曲げ強度		せん断強度		
			ACI式 ACIQ <sub>mu</sub> (kN)	NZ式 NZQ <sub>mu</sub> (kN)	IDQ <sub>su1</sub> (kN)	IDQ <sub>su2</sub> (kN)	Q <sub>max</sub> / ACIQ <sub>mu</sub>	Q <sub>max</sub> / NZQ <sub>mu</sub>	Q <sub>max</sub> / IDQ <sub>su1</sub>	Q <sub>max</sub> / IDQ <sub>su2</sub>	
No.6	F	528	488	432	965	897	1.08	1.22	0.55	0.59	
No.7		502	488	432	882	829	1.03	1.16	0.57	0.61	
No.8		478	488	432	785	748	0.98	1.11	0.61	0.64	
No.9		459	480	419	882	829	0.96	1.10	0.52	0.55	
		187	111	109	882	829	1.69	1.71	0.21	0.23	
No.10		467	480	419	882	829	0.97	1.12	0.53	0.56	
		195	111	109	882	829	1.76	1.79	0.22	0.24	
No.12		482	488	432	785	785	0.99	1.12	0.61	0.61	
No.13		435	316	316	655	594	1.38	1.38	0.66	0.73	
No.14		386	316	316	519	473	1.22	1.22	0.74	0.82	
No.15		525	485	447	882	829	1.08	1.18	0.60	0.63	
No.16		F→B	488	485	447	703	600	1.01	1.09	0.69	0.81
No.11		S	697	809	744	703	620	0.86	0.94	0.99	1.12

F: 曲げ破壊, B: 付着破壊, S: せん断破壊

(注) No.6を除く他の曲げ破壊系試験体では、機械式継手直上に降伏ヒンジが明確に形成される以前の1/100~1/50radの層間変形角で最大強度に至っている。このため、最大強度の算出にあたっては、シアスパンを通常のとおり柱脚~柱頭にとって計算し、その計算値と実験値とを比較している。

No.9, No.10の最大強度の欄において、上段は正方向加力時の最大荷重、下段は負方向加力時の最大荷重。他の試験体では、全て正方向加力時の最大荷重。

靱性保証型耐震設計指針式でせん断強度を求める際は、終局限界状態でのヒンジ領域の回転角R<sub>p</sub>を0としている。

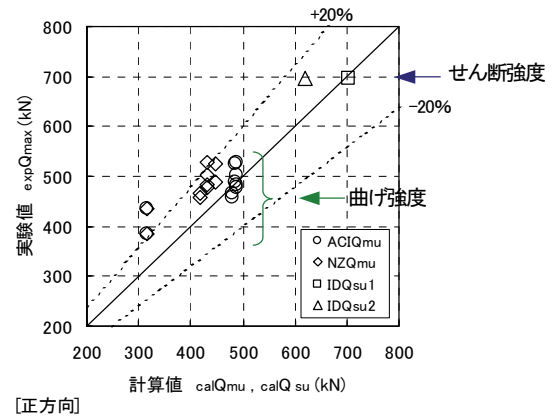
靱性保証指針せん断強度式から得られたせん断強度の計算値は実験値を僅かに危険側に評価したが、横補強筋の降伏強度として、New RC設計ガイドラインによる有効降伏強度を用いたときには、計算値は実験値を安全側に評価した。このことから、高強度横補強筋を用いた場合には、せん断強度の評価の際は、コンクリート強度に連動した有効降伏強度を用いた方が良いといえる。

3.7 付着応力度と付着強度との関係

No.16では継手直上で柱主筋が降伏した後、付着破壊へ移行した。そこで、付着応力度の計算値と付着強度の計算値との比較を表一六に示し検討する。付着強度を算出する際は、靱性保証指針の付着強度式を用いた。ここで、付着応力度については、ひずみ度の計測結果から柱頭ならびに柱脚または継手直上で柱主筋の引張降伏もしくは圧縮降伏が認められたので、それらの位置で降伏しているとして2ケース算出した。

柱主筋が柱頭、柱脚で降伏しているとし付着応力度τ<sub>f</sub>を求めた場合、付着強度τ<sub>bu</sub>を下回っている。全ての試験体で付着破壊に至る可能性は小さいといえる。一方、柱頭と継手直上で柱主筋が降伏しているとし付着応力度τ<sub>f</sub>'を求めた場合、No.14とNo.16ではτ<sub>f</sub>'はτ<sub>bu</sub>を上回っており、付着破壊する可能性があることがわかる。このことから、No.16では曲げ破壊型から付着破壊型に移行したものと考えられる。また、No.14では柱主筋に沿う縦ひび割れが卓越したが、それは付着ひび割れと融合したものである可能性が高い。

以上から、フルPCa柱の付着設計時には、シアスパンを継手直上~柱頭にとり、付着応力度と付着強度と



図一九 最大強度の実験値と計算値との関係

表一六 付着応力度の実験値と付着強度の計算値との比較

試験体	破壊形式	付着応力度		付着強度 τ <sub>bu</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	付着強度/付着応力度		
		τ <sub>f</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	τ <sub>f</sub> ' (N/mm <sup>2</sup> )		τ <sub>bu</sub> /τ <sub>f</sub>	τ <sub>bu</sub> /τ <sub>f</sub> '	
No.6	F	4.72	6.48	9.75	2.07	1.50	
No.7		4.72	6.48	9.84	2.08	1.52	
No.8		4.72	6.48	7.02	1.49	1.08	
No.9		4.72	6.48	8.40	1.78	1.30	
No.10		4.72	6.48	8.40	1.78	1.30	
No.12		4.72	6.48	9.07	1.92	1.40	
No.13		4.72	6.48	7.47	1.58	1.15	
No.14		4.72	6.48	5.15	1.09	0.79	
No.15		4.72	6.48	8.40	1.78	1.30	
No.16		F→B	4.72	6.48	6.08	1.29	0.94

ここで、  
 $\tau_f = d_b \times 2 \sigma_y / (4(L-d))$ 、 $\tau_f' = d_b \times 2 \sigma_y / (4(L'-d))$   
 d<sub>b</sub>: 柱主筋径、σ<sub>y</sub>: 柱主筋降伏強度実測値、L: 柱内法高さ、L': 柱内法高さ- (機械式継手長さ+グラウト厚さ)、d: 柱有効

の関係も検討する必要があるといえる。

4. 変形性能

4.1 限界変形角評価式

限界変形角の実験値と代表的な実験因子(p<sub>w</sub> σ<sub>wy</sub>/σ<sub>B</sub>、

$p_w \sigma_{wy} / \tau_{max}$ 、 $p_w \sigma_{wy} / \sigma_0$ )との関係を表一七ならびに図一十に示す。ここで、本実験に用いた加力装置ではN- $\delta$ 効果は無視できるほど小さいため、限界変形角を以下のように定義する。すなわち、限界変形角 $R_u$ は、層せん断力-層間変形角曲線の包絡線上で、荷重が最大強度の95%に低下した時点での層間変形角とする。一方、N- $\delta$ 効果が生じる加力装置で行われた既往の実験では、限界変形角 $R_u'$ は荷重が最大強度の80%に低下した時点での層間変形角と定義されることが多い。この点に関し、参考文献6)では、 $R_u$ と $R_u'$ は良い対応が認められることを示し、N- $\delta$ 効果は無視できる場合には、限界変形角を荷重が最大強度の95%に低下したときの層間変形角とすれば、従来の限界変形角とほぼ同じ扱いができると述べている。このため、本報告でもこれに従うこととした。

既往の研究<sup>7)</sup>では、在来一体打ちRC柱の場合、 $p_w \sigma_{wy} / \sigma_B$ と $R_u$ とは相関関係がみられると述べられているが、本実験の範囲では、図一十(a)に示すように $p_w \sigma_{wy} / \sigma_B$ と $R_u$ とはほとんど相関関係は認められない。これゆえ、 $p_w \sigma_{wy} / \sigma_B$ だけでは $R_u$ を評価できないといえる。また、同図(b)の $p_w \sigma_{wy} / \tau_{max}$ の場合も明確

な相関関係はみられない。柱に入力されたせん断力と横補強筋量との関係、すなわち、せん断余裕度と限界変形角との相関関係はさほど強くないことを示している。これに対し、同図(c)の $p_w \sigma_{wy} / \sigma_0$ と $R_u$ との関係では、変動軸力を受けたNo.9とNo.10、普通強度横補強筋を配筋したNo.12を除くと相関関係が認められる。

筆者は、外殻PCa柱ならびに在来一体打ちRC柱においてもこの傾向を認め、参考文献8)で下記の簡便な限界変形角評価式を提案している。すなわち、

[中央値評価式]

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

$$R_{cu} = 110 (p_w \sigma_{wy} / \sigma_0) \times 10^3 \quad (rad) \quad (1)$$

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

$$R_{cu} = (20 \ell_n (p_w \sigma_{wy} / \sigma_0) + 54.44) \times 10^3 \quad (rad) \quad (2)$$

[下限値評価式] ..... 中央値の70%

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

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

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

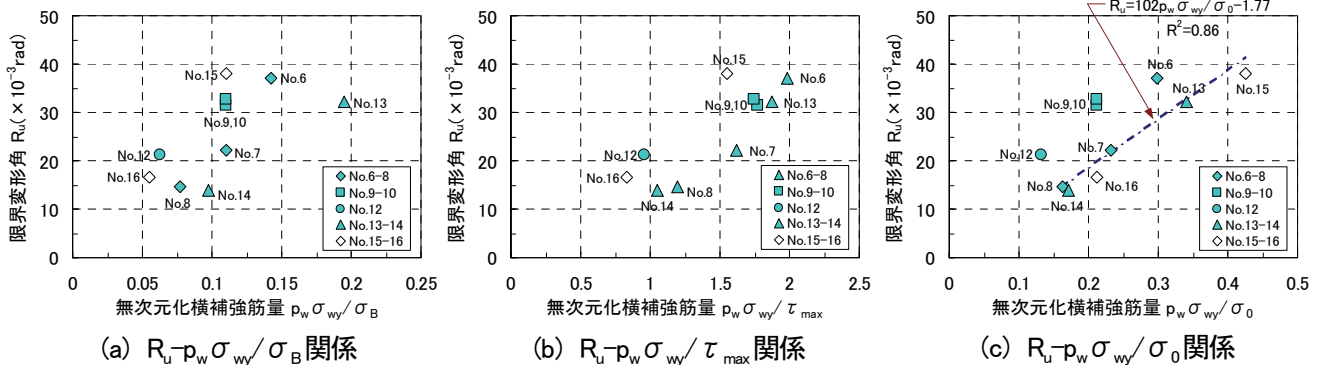
$$R_{lu} = (14 \ell_n (p_w \sigma_{wy} / \sigma_0) + 38.11) \times 10^3 \quad (rad) \quad (4)$$

表一七 限界変形角の実験値と実験因子との関係

形破式壊	試験体	限界変形角 $R_u$ ( $\times 10^{-3}$ rad)	$\sigma_B$ ( $N/mm^2$ )	$p_w$ (%)	$\sigma_{wy}$	$p_w \sigma_{wy}$	$\tau_{max}$ ( $N/mm^2$ )	$\sigma_0$ = $N/(bD)$	$p_w \sigma_{wy} / \sigma_B$	$p_w \sigma_{wy} / \tau_{max}$	$p_w \sigma_{wy} / \sigma_0$	$ID_{Q_{su1}} / ACI_{Q_{mu}}$
F	No.6	37.1	82.1	1.29	904	11.66	5.87	39.0	0.142	1.99	0.299	1.98
	No.7	22.1	82.1	1.00	904	9.04	5.58	39.0	0.110	1.62	0.232	1.81
	No.8	14.7	82.1	0.70	904	6.33	5.31	39.0	0.077	1.19	0.162	1.61
	No.9	31.4	82.1	1.00	904	9.04	5.10	42.6	0.110	1.77	0.212	1.84
	No.10	32.7	82.1	1.00	904	9.04	5.19	42.6	0.110	1.74	0.212	1.84
	No.12	21.2	82.1	1.14	451	5.14	5.36	39.0	0.063	0.96	0.132	1.61
	No.13	32.2	46.4	1.00	904	9.04	4.83	26.5	0.195	1.87	0.341	2.07
	No.14	13.9	46.4	0.50	904	4.52	4.29	26.5	0.097	1.05	0.170	1.64
F→S	No.16	16.7	82.1	0.50	904	4.52	5.42	21.3	0.055	0.83	0.212	1.45
S	No.11	6.8	82.1	0.50	904	4.52	7.75	21.3	0.055	0.58	0.212	0.87

ここで、 $R_u$ : 正方向加力時の限界変形角、 $p_w \sigma_{wy}$ : 横補強筋量、 $\tau_{max}$ : 正方向最大強度時のせん断応力度、 $\sigma_0$ : 軸応力度、 $ID_{Q_{su1}} / ACI_{Q_{mu}}$ : せん断余裕度の計算値 ( $ID_{Q_{su1}} / ACI_{Q_{mu}}$  は表一五による)

F: 曲げ破壊、B: 附着破壊、S: せん断破壊



図一十 限界変形角と実験因子との関係 (曲げ破壊系の試験体を対象とした)

ここで、 $p_w \sigma_{wy} / \sigma_0$ は、参考文献8)に示すように、無次元化横補強筋量( $p_w \sigma_{wy} / \sigma_B$ )をさらに軸力比  $\eta (= \sigma_0 / \sigma_B)$  で規準化した  $\{(p_w \sigma_{wy} / \sigma_B) / (\sigma_0 / \sigma_B)\} = p_w \sigma_{wy} / \sigma_0$  から導出されたものである。

#### 4.2 限界変形角の実験値と計算値との比較

上記評価式のフルPCa柱への適用性を検証するため、本実験試験体を対象に、限界変形角の計算値を求め実験値と比較した。実験値と計算値との関係を図-11に示す。限界変形角の中央値を評価するため提案された式(1)、(2)により得られた計算値は、フルPCa柱の場合もほぼ中央値を示し、計算値の実験値に対する比の平均値は1.05、変動係数は0.25であった。一方、下限値を評価するために提案された式(3)、(4)により得られた計算値の実験値に対する比の平均値は1.51、変動係数は0.25であった。計算値が実験値を上回った割合は0%であった。フルPCa柱の場合においても、計算値は下限値を示した。

以上のことから、既報において、外殻PCa柱および一体打ちRC柱を対象に、それらの限界変形角の中央値評価式として提案した式(1)、(2)、下限値評価式として提案した式(3)、(4)は、幾分ばらつきはあるものの、フルPCa柱の限界変形角の中央値ならびに下限値の評価式としても適用可能であることを確認できた。

#### 5. まとめ

- i.  $p_w \sigma_{wy} = 9\text{N/mm}^2$  ( $p_w \sigma_{wy} / \sigma_B = 0.11$ )以上の横補強筋が配筋されている場合、軸力比の違いによらず限界変形角は $R=1/25 \sim 1/40\text{rad}$ 程度であり、十分な変形性能を確保できた。また、Q-R曲線の形状は紡錘形であり、エネルギー吸収能力に優れていた。
- ii. 柱脚の接合面の平滑度(凹凸)の差は、柱脚の水平方向の滑り量に大きな影響を与えなかった。
- iii. ACI式は曲げ強度を危険側に評価する場合があったが、NZ式は安全側に評価した。靱性保証型耐震設計指針式は、せん断強度を僅かに危険側に評価したが、同式を用いかつ横補強筋の降伏強度としてNew RC設計ガイドラインの有効降伏強度式による降伏強度を用いると安全側に評価した。
- iv. 既報で提案した限界変形角評価式(式(1)~(4))は、フルPCa柱の限界変形角の評価にも適用できる。

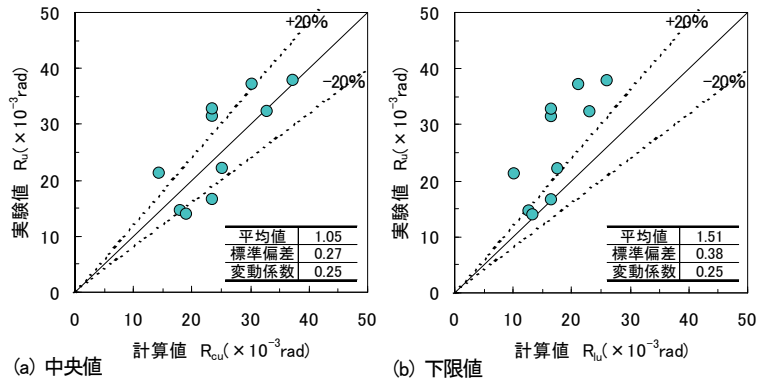


図-11 限界変形角の実験値と計算値との関係

#### 6. おわりに

高強度材料を用いたフルPCa柱の構造性能を把握するとともに、最大強度ならびに変形性能の評価法について検討することができた。今後は、得られた知見をもとに、フルPCa柱を超高層建物に適用していきたい。

#### 【謝辞】

本加力実験は、当社が(財)国際科学振興財団に委託し、筑波大学の今井研究室で行われたものです。今井 弘教授はじめ関係された方々に謝意を表します。

#### 【参考文献】

- 1) American Concrete Institute, 「Building Code and Commentary ACI 318-95/318R-95」, 1995
- 2) Standard New Zealand, 「Concrete Structures Standard Part 1 - The Design of Concrete Structures, Part 2 - Commentary on The Design of Concrete Structures」, 1995
- 3) 日本建築学会, 「鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」, pp.142~161, 1999年版
- 4) Comité Euro-International du Béton/Fédération Internationale de la Précontraint, 「CEB-FIP Model Code for Concrete Structures 1987」
- 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, pp.V-6, V-15, 1993.3
- 6) 近藤祐輔, 今井 弘, 佐藤智也, 細矢 博, 山上 聡, 岡 靖弘, 「高強度材料を用いたプレキャスト柱の構造性能に関する研究(その4)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp.191~192, 2005.9
- 7) 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
- 8) 細矢 博, 「 $F_c=70\text{N/mm}^2$  級外殻 PCa 柱の構造特性と外殻 PCa 柱の変形性能評価」, 奥村組技術研究年報, No.31, pp.55~62, 2005