

RC 超高層建物の柱構造に関する研究 (その1)

武田 寿一 吉岡 研三

Study on Confined Concrete Columns in High-rise Reinforced Concrete Buildings (Part 1)

Toshikazu Takeda Kenzoh Yoshioka

Abstract

OHBAYASHI has studied and developed a design-and-construction method for tall reinforced concrete buildings of about thirty-five stories called the "OHRC-21 System." This method was approved by the Japan Building Center in 1985 for actual design and construction of tall reinforced concrete buildings. Since then, further studies on much taller 50-storied reinforced concrete buildings have been commenced. Axial forces of columns become very large at the lower stories in such tall buildings. This paper focuses on the behaviors of columns subjected to large axial forces. Columns with spiral hoops and steel plates were tested. Columns confined by steel plates showed large ductilities even under high axial stresses equivalent to 60 and 80 percent of concrete compressive strength.

概 要

当社では、高さ60m以上、35階程度までのRC超高層建物に関する設計・施工技術は既に完成しており、「OHRC-21・システム」として昭和60年日本建築センターの技術評価を得ている。現在、更に高層の50階程度の鉄筋コンクリート建物の設計・施工を行なうことを目標として研究を進めている。この報告は、そのような高層の建物に適用する柱構造に関するもので、高軸方向力下においても大きな靱性を有する柱の開発に関するものである。実験は、円形のスパイラルフープを用いたAシリーズと、せん断補強に円形または角形の鋼管を用いたBシリーズの2シリーズの柱について行なった。その結果、柱に作用させた軸方向応力度はコンクリート強度の60%および80%と非常に大きいが、スパイラルフープ、あるいは鋼管によってコンクリートを拘束すれば大きな靱性が得られることが判明した。

1. まえがき

市街地再開発事業の促進などに伴って、鉄筋コンクリート造（以下 RC と略す）による超高層集合住宅の建設需要が、ここ数年増えつつある。現在、当社も含めた大手建設会社によって、20階～30階の RC 超高層住宅が建設されており、今や30階程度までの高層 RC 建物は、実用化の段階に入ったといつてよい。こうした現状から更に一歩進めるため、現在より高層の50階程度の建物を目指して開発研究を行なっている。このような高層建物では、その下層階の柱により大きな軸方向力が作用するので、柱をどのように設計するかが一つの焦点となる。30階の建物では、下層の柱の大きさが85～90 cm 程度、コンクリート圧縮強度は最大 $F_c=420 \text{ kg/cm}^2$ 程度であるが、50階建物でも極端に柱を大きくしたり、コンクリ

ート圧縮強度を上昇させることは難しいと思われる。そこで、柱主筋とコアコンクリートをスパイラルフープ、および鋼管によって拘束し、高軸方向力下でも大きな強度を保持し、かつ靱性の優れた柱構造とすることを試みた。この報告では、その実験結果について述べる。

2. 実験プログラム

2.1. 実験シリーズおよび試験体

実験は、表-1、2に示すようにスパイラルフープを用いたAシリーズと鋼管をせん断補強に用いたBシリーズよりなる。Aシリーズでは柱断面形は直径 35 cm の円に外接する八角柱で、コンクリート圧縮強度が $F_c=392 \text{ kg/cm}^2$ と 654 kg/cm^2 の2種で、柱に作用させた軸方向応力度 σ_0 はすべての試験体で $0.6 F_c$ とした。主筋は 16-D 16, $p_g=3.31\%$ と一定であり、せん断補強筋比

を $p_w=0.8\% \sim 2.4\%$ に変化させた。Bシリーズでは、Aシリーズと同じ大きさの八角形柱と $b \times D=30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$ の正方形柱とがあり、コンクリート強度はそれぞれ $F_c=525 \text{ kg/cm}^2, 527 \text{ kg/cm}^2$ である。柱の軸方向応力度 σ_0 は、八角形柱 B_1 を除きすべて $0.8 F_c$ と Bシリーズより更に大きな軸方向力を作用させた。 B_1 試験体は $0.8 F_c \sim -0.3 F_c$ の間を変化する軸方向力を作用させた。八角形柱の B_1, B_2 は芯鉄筋を有し $p_g=5.66\%$ 、他の八角形柱は $p_g=3.39\%$ 、正方形柱では $p_g=3.83\%$ である。鉄骨によるせん断補強・拘束補強は体積比で $\rho_w=5.61 \sim 10.17\%$ である。

試験体を図-1に示す。柱の内径の高さはすべて $1 \text{ m} 20 \text{ cm}$ である。

表-3, 4にコンクリート, および鉄筋・鋼板の材料試験結果を示す。

2.2. 実験方法

実験は建研式加力装置を用いて行なった。加力プログラムは部材角 $R=\pm 4, \pm 8, \pm 12, \pm 16, \pm 18, \pm 20, \pm 28, \pm 36 \times 10^{-3}$ で各2サイクルのくり返し加力を行ない、その後最終的に破壊させるのを原則とした。なお、Bシ

リーズ, 八角形柱 No. 1 では $p=+40 \text{ t}$ 以上で $0.8 F_c$ の圧縮軸方向応力度, $P=-10 \text{ t}$ 以上で $-0.3 F_c$ の引張軸方向応力度とし、その間は $P=0. \text{ t}$ で $0.333 F_c$ となるように軸方向力を直線的に変動させた。

3. 実験結果

3.1. 破壊性状

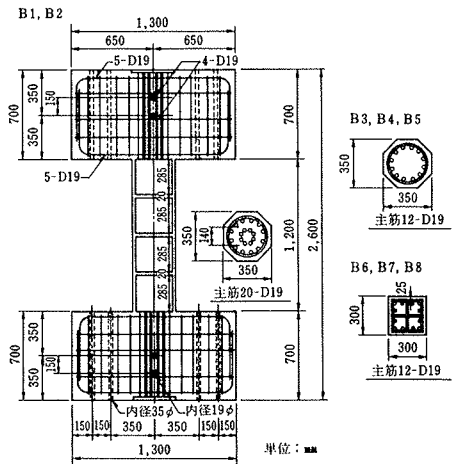
図-2, 3に破壊写真を示す。Aシリーズでは、 p_w の小さい A_1, A_2 は、柱主筋の圧縮降伏、コンクリートの圧壊後、スパイラルフープが破断して破壊した。スパイラルフープの破断は、主筋の座屈がスパイラルフープを強く押し拵げようとするために生じた。 p_w が大きい A_3, A_4, A_5 では、コアコンクリート及び主筋に対する拘束が大きくなるため、柱主筋の降伏、座屈にもかかわらず、スパイラルフープの破断は起らず曲げ圧縮破壊した。Aシリーズ, $F_c=654 \text{ kg/cm}^2$ の試験体では、 $p_w=1.2\%$, $p_w=2\%$ の A_6, A_7 ともスパイラルフープが破断して破壊した。

シリーズ	番号	径 ϕ (cm)	F_c (kg/cm ²)	軸方向力		主筋		せん断補強筋		P_w (%)
				σ_0 (kg/cm ²) (σ_0/F_c)	N (t)	配筋	P_g (%)	配筋		
A	A ₁	35	392	235 (0.6)	238.7	16-D16	3.31	スパイラル筋 D10@58		0.8
	A ₂			235 (0.6)	238.7	16-D16	3.31	スパイラル筋 D13@68		1.2
	A ₃			235 (0.6)	238.7	16-D16	3.31	スパイラル筋 D13@52		1.6
	A ₄			235 (0.6)	238.7	16-D16	3.31	スパイラル筋 D13ダブル@82		2.0
	A ₅			235 (0.6)	238.7	16-D16	3.31	スパイラル筋 D13ダブル@68		2.4
	A ₆	654	392.4 (0.6)	398.0	398.0	16-D16	3.31	スパイラル筋 D13@68		1.2
	A ₇			392.4 (0.6)	398.0	16-D16	3.31	スパイラル筋 D13ダブル@82		2.0

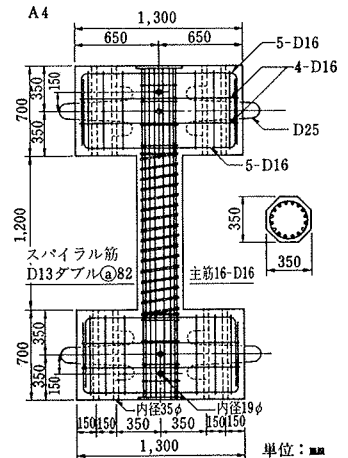
表-1 Aシリーズ試験体一覧

シリーズ	柱断面形状	番号	径 ϕ (cm) $b \times D$ (cm \times cm)	F_c (kg/cm ²)	軸方向力		主筋		せん断補強・拘束補強		P_w (%)	備考
					σ_0 (kg/cm ²) (σ_0/F_c)	N (t)	配筋	P_g (%)	鉄骨プレート			
B	八角柱	B ₁	35	525	変動 420~157.5 (0.8)(-0.3)	425.9~ -160	20-D19	5.66	リングプレート R.6.0 \times 285		3.52	芯鉄筋
		B ₂	35	525	420 (0.80)	425.9	20-D19	5.66	リングプレート R.6.0 \times 285		3.52	芯鉄筋
		B ₃	35	525	420 (0.80)	425.9	12-D19	3.39	リングプレート R.7.9 \times 285		4.63	
		B ₄	35	525	420 (0.80)	425.9	12-D19	3.39	リングプレート R.6.0 \times 285		3.52	
		B ₅	35	525	420 (0.80)	425.9	12-D19	3.39	リングプレート R.4.5 \times 285		2.62	
	正方形柱	B ₆	30 \times 30	527	422 (0.80)	379.4	12-D19	3.83	バンドプレート 2-R.6.6 \times 285 タイプレート 1-R.3.2 \times 285		4.73	
		B ₇	30 \times 30	527	422 (0.80)	379.4	12-D19	3.83	バンドプレート 2-R.4.5 \times 285 タイプレート 1-R.3.2 \times 285		3.80	
		B ₈	30 \times 30	527	422 (0.80)	379.4	12-D19	3.83	バンドプレート 2-R.3.2 \times 285 タイプレート 1-R.2.3 \times 285		2.71	

表-2 Bシリーズ試験体一覧



(a) Bシリーズ試験体



(b) Aシリーズ試験体

図-1 試験体

シリーズ	試験体種類	F _c (kg/cm ²)	cE _{1/4} (kg/cm ²)
A	A ₁ ~A ₅	392	2.80
	A ₆ A ₇	654	3.47
B	八角形柱	525	2.77
	正方形柱	527	2.66

表-3 コンクリートの
シリンダー強度

Aシリーズの試験体よりも更に高い軸方向力を受けるBシリーズでは、まず、柱端部で主筋が圧縮降伏し、コンクリート表面には縦ひび割れが生ずる。変形が進むにつれてこのひび割

れが拡がり、かぶりコンクリートが剝落した。鋼管の内部では主筋が座屈し鋼管を外側へ押し上げた。このような破壊状況は、芯鉄筋を有するものより芯鉄筋の無い試験体の方がやや厳しい。一定軸力を受ける試験体では、鋼管が薄くせん断補強、拘束補強の小さい柱では主筋の座屈が早く生じ終局耐力も小さかった。正方形鋼管を用いた柱の破壊状況は円形鋼管を用いた八角形柱と大きな相違はなかった。

3.2. 終局強度

表-5, 6に両シリーズ各試験体の最大荷重および終局強度の計算値を示す。また、同表には最大荷重時の部材角も示す。Aシリーズ、F_c=392 kg/cm²のA₁~A₅試験体ではp_w=1.6%以上の試験体A₃, A₄, A₅の最大耐力はほぼ同じで、その時のせん断応力度(正方形柱置換τ_{τu}=τ_{Pu}/b_j)は約60 kg/cm²であったのに対し、p_w=1.2%以下のA₁, A₂では、p_wが小さくなる程最大耐力が小さくなり、A₁ではτ_{τu}=50.8 kg/cm²であった。F_c=654 kg/cm²のA₆, A₇でもp_wの大きいA₇の方が最大耐力は大きかった。

Bシリーズの八角形柱では、ρ_wの多いB₃, B₄の最大耐力はほぼ同じで、その時のせん断応力度はτ_{τu}=75~77 kg/cm²であったが、ρ_wの小さいB₅では、最大耐力が相対的に小さく、τ_{τu}=57 kg/cm²であった。芯鉄

シリーズ	種類*	降伏点σ _y (kg/cm ²)	最大強度σ _{max} (kg/cm ²)	ヤング係数E (10 ⁶ kg/cm ²)	
A	D16	4,050	5,840	1.89	
	D13	3,660	5,450	1.83	
	D10	4,180	5,890	1.94	
B	主筋	D19	4,350	5,880	1.84
	八角形柱	R-7.9 (7.37)	3,160	3,810	2.11
		R-6.0 (5.71)	3,580	4,950	2.08
		R-4.5 (4.30)	2,550	3,610	2.09
	正方形柱	R-6.0 (5.75)	3,300	4,470	2.10
		R-4.5 (4.06)	3,710	4,430	2.09
		R-3.2 (3.07)	3,320	4,480	2.10
		R-2.3 (2.12)	2,930	4,130	2.08

* ()内はプレートの厚さ

表-4 鉄筋および鋼板の
材料試験結果

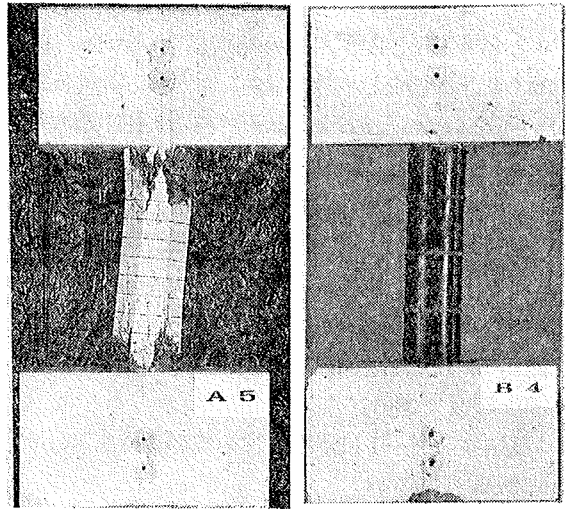


図-2 Aシリーズ破壊 図-3 Bシリーズ No.4
状況 破壊状況

筋のあるNo.2柱は、これに対応するB₁に比べ最大耐力が大きい。芯鉄筋を有し、変動軸力を受けるB₁は、これと対応し一定軸力を受けるB₂, B₄に比べ最大耐力が17~12%小さかった。Bシリーズの正方形柱では明らかにρ_wが大きくなるにつれて、最大耐力が大きくなる傾向がみられる。

表-5, 6に示す曲げ終局強度計算値cP_{u1}は、日本建築学会の曲げ終局強度略算式を用いて計算した値で、コンクリート強度として表-3に示した材料試験結果を用いた。cP_{u1}と実験値τP_uを比較すると、Aシリーズ試験体では、実験値は計算値の1.23~1.51倍でp_wの大きい試験体の方が計算値を大きく上まわる。BシリーズではcP_{u1}とτP_uとの差は更に大きくなり八角形柱, 正方形柱

試験体	曲げ終局強度								
	サイクル	tPu (t)	τPu (t)	ττu (kg/cm ²)	τRu	cPu1	cPu2	τPu/cPu1	τPu/cPu2
A ₁	+3	39.6	40.8	50.8	7.75 6.33	33.3	39.0	1.23	1.05
	-3	42.0							
A ₂	+3	43.0	43.9	54.7	6.21 7.50	33.3	42.6	1.32	1.03
	-3	44.8							
A ₃	+5	47.0	48.5	60.4	15.83 19.75	33.3	46.3	1.46	1.05
	-5	50.0							
A ₄	+10	46.0	47.9	59.7	19.58 27.50	33.3	51.5	1.44	0.93
	-12	49.8							
A ₅	+14	47.0	50.2	62.5	29.04 31.70	33.3	51.7	1.51	0.97
	-14	53.3							
A ₆	+3	53.2	56.1	69.9	7.17 5.83	41.0	51.2	1.37	1.10
	-3	58.9							
A ₇	+10	56.2	58.2	72.5	19.17 18.33	41.0	59.7	1.42	0.97
	-10	60.1							

表-5 Aシリーズ試験体 最大荷重
およびその時の部材角

試験体	曲げ終局強度								
	サイクル	tPu (t)	τPu (t)	ττu (kg/cm ²)	τRu (10 ⁴)	cPu1 (t)	cPu2 (t)	τPu/cPu1	τPu/cPu2
B ₁	+12	51.9	51.9	67.6	26.5	30.8	61.7	1.65	0.84
	-14	31.8	31.8	41.4	34.8				
B ₂	+12	59.9	62.2	81.0	21.5 24.4	30.8	61.7	2.02	1.01
	-12	64.5							
B ₃	+12	56.1	57.6	75.0	24.0 20.3	30.8	61.2	1.87	0.94
	-12	59.1							
B ₄	+13	53.1	59.1	76.9	22.5 22.8	30.8	57.3	1.92	1.03
	-12	65.0							
B ₅	+7	41.7	43.7	56.9	10.6 7.25	30.8	41.5	1.42	1.05
	-7	45.7							
B ₆	+12	49.4	49.8	73.0	22.7 18.28	23.8	47.2	2.09	1.06
	-10	50.1							
B ₇	+7	39.6	41.0	60.0	15.39 19.91	23.8	42.5	1.72	0.96
	-11	42.3							
B ₈	+5	32.2	33.8	49.5	11.9 11.8	23.8	35.0	1.42	0.97
	-5	35.3							

表-6 Bシリーズ試験体 最大荷重およびその時の部材角

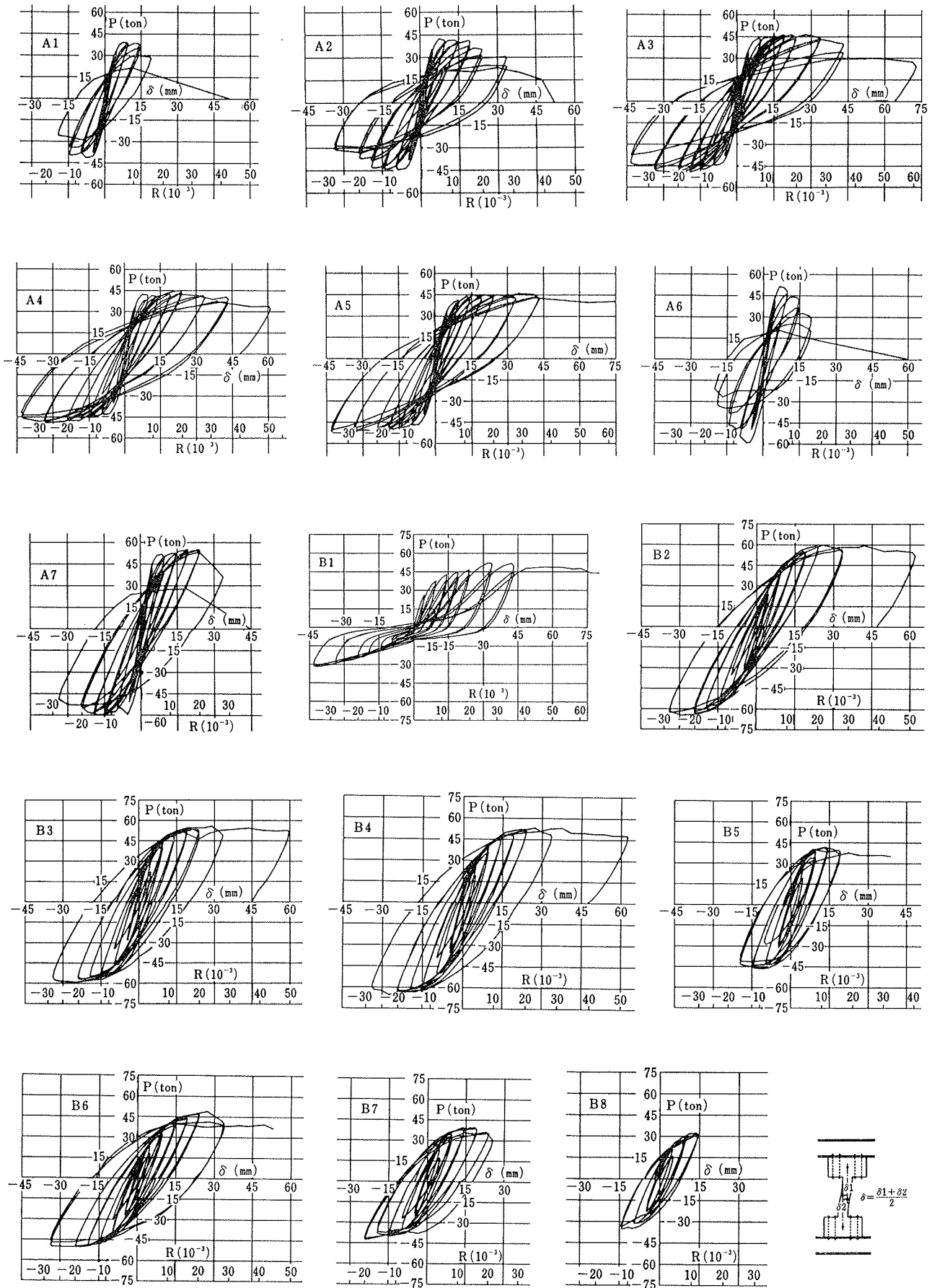


図-4 荷重～変位曲線

とも実験値は計算値の1.42~2.09倍であった。このような実験値と計算値の大きな違いは、スパイラルフープ、あるいは鋼管によってコンクリートが拘束され圧縮強度が上昇し、曲げ終局強度も上昇するためである。

横方向の拘束応力のあるコンクリートシリンダーの強度 f_1 は次式で表わされる¹⁾。

$$f_1 = f_{c0} + 4.1 f_2 \quad \dots\dots\dots(1)$$

f_{c0} : 拘束のないコンクリートの圧縮強度

f_2 : 拘束応力

この実験のようにスパイラルフープ、あるいは鋼管によって拘束された場合(1)式は下式で表わされる。

$$f_1 = f_{c0} + 2.05 \rho_s \cdot \sigma_s \quad \dots\dots\dots(2)$$

ρ_s : せん断補強筋の体積比

σ_s : せん断補強筋の応力

Aシリーズでは、スパイラルフープは柱主筋が圧縮力を受ける側で最初に降伏し、その時のヒンジゾーンのスパイラルフープの平均応力は降伏応力の56%であったことを参照し、 $\sigma_s = 0.6 w \sigma_y$ ($w \sigma_y$: スパイラル筋の降伏点)として(2)式よりコンクリート強度を求め、これを学会略算式に適用して表-5の cP_{u2} を計算した。 cP_{u2} は実験値とよい対応を示している。

Bシリーズでは、円形鋼管を用いた場合は σ_s として、鋼管の降伏点をとり、正方形鋼管を用いた場合は、 σ_s として鋼管の降伏点の70%の応力を用いて f_1 を求め、また f_1 時の歪度は $\epsilon_1 = 0.003 (1 + f_1/f_{c0})$ として、 σ - ϵ 曲線に黒正式を用いて曲げ終局強度を算出し、表-6に cP_{u2} として示した。なお、この時鋼管の外側のコンクリートは、早期に剝離してしまうので、これを無視している。実験値と計算値は良く一致している。

3.3. 荷重～変位曲線

図-4にA, Bシリーズ各試験体の荷重～変位曲線を示す。Aシリーズの A_1, A_2 ではスパイラルフープの破断で急激に耐力を失っているのに対し、 A_3, A_4, A_5 では部材角 $R=1/30$ 以上の変形でも耐力低下は小さい。変形性状から判断すると p_w の最も多い A_5 が最も安定した履歴曲線を示している。コンクリート強度の高い A_6, A_7 ではスパイラルフープの破断が起ったため、 $p_w=1.2\%$ の A_6 の変形能が特に乏しい。Bシリーズ八角形柱では、変動軸力を加えた B_1 では引張軸力によるひび割れの影響で圧縮軸力下の大変形時にスリップ形の履歴曲線となるが、一定軸方向力を受ける柱では、紡錘形の履歴曲線

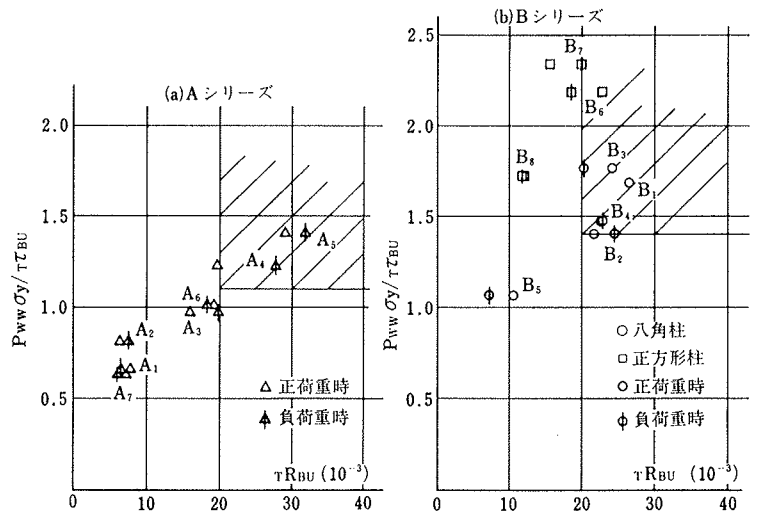


図-5 せん断補強量と最大荷重時の部材角の関係

を示す。 B_2, B_3, B_4 の変形性状は基本的に大きな差がない。 B_5 はこれらに比べ耐力・変形能は小さいが鋼管の破断は起こらなかったため急激な耐力低下はない。Bシリーズ正方形柱 B_6, B_7, B_8 では ρ_w の大きい試験体ほど耐力も大きく変形能も相対的に大きい。

3.4. せん断補強量と変形能

図-5に各試験体のせん断補強量と最大荷重時の部材角 τR_{Bu} との関係を示す。同図の縦軸 $P_w w \sigma_y / \tau \tau_{Bu}$ は最大荷重時のせん断応力に対してどの程度せん断補強されているかを示す。図中のハッチした部分は $\tau R_{Bu} \geq 1/50$ 以上となった試験体が含まれる領域である。最大荷重時に $R=1/50$ の変形能を保持するためには、Aシリーズ、 $\sigma_0 = 0.6 F_c$ の軸方向力を受ける柱では、 $\tau \tau_{Bu}$ の1.1倍の $p_w w \sigma_y$ 、 $\sigma_0 = 0.8 F_c$ の軸方向力を受けるBシリーズの八角形柱では $\tau \tau_{Bu}$ の約1.4倍の $p_w w \sigma_y$ とする必要がある。

4. まとめ

(1) $\sigma_0 = 0.6 F_c$ に相当する軸方向力を受けるスパイラル柱では、せん断補強を十分に行なえば大きな強度と変形能が得られる。

(2) $\sigma_0 = 0.8 F_c$ に相当する大きな軸方向力を受ける鋼管補強柱でも、この鋼管がコアコンクリート・主筋を拘束するため、大きな強度と変形能が得られる。

参考文献

1) 梅村 魁編著: 鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法, 技報堂, (1973)