

(1) 特殊配筋柱及び円柱に関する実験的研究

大林組技研 ○ 吉 岡 研 三 武 田 寿 一

1. 序

通常の鉄筋コンクリート造建物の柱では、矩形フープを用いて主筋を包含し、断面も矩形とするのが一般的である。しかし、最近の柱に関する研究^{1) 2) 3)}から、主筋の配置やせん断補強筋の形状によって、柱の強度、特に変形能が著しく影響されることが判って来た。曲げ降伏以後に付着割裂破壊を生じやすい柱、大きなせん断力が作用する柱、或いは高い軸方向力を受ける柱などは、通常の配筋方法では、優れた変形能を保有させることが困難であり、主筋配置・せん断補強筋形状に何らかの工夫を行わなければ、変形能を増大させることができない。

本報告では、筆者らが既に発表した、比較的過酷な応力を受ける特殊配筋柱について、その挙動を再録すると共に、これらの柱が通常配筋の柱より変形能が著しく改善されることを示し、更に、これらの柱に、塑性率(μ) 6 以上を与えるための

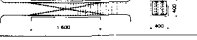
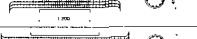
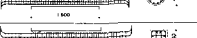
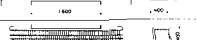
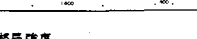
せん断補強式を示す。

2. 試験体

2.1 試験体 試験体を表-1 に示す。No. 1、No. 2 は、主筋の一部を斜めに cross 配筋した柱、No. 3 ~ No. 5 は、円形スパイラルフープを用いた円柱である。これらの特殊配筋柱、円柱に対して、通常のフープのみを用いた柱、フープとタイを併用した柱も、比較のため同表に示してある。No. 1 ~ No. 7 までは、引張鉄筋比 P_t がほぼ 1 % の試験体で、通常配筋の柱であれば付着割裂破壊が生ずる領域の柱である。

試験体 No. 1 は、4-D 19 を、対角線方向に交叉させた試験体で、軸方向力は、 $N/A F_c = 0.191$

(N : 軸方向力、 A : 柱断面積、 F_c : コンクリート強度) である。これに対し、No. 2 では、4-D 25 を cross 配筋し、作用軸圧も $N/A F_c = 0.333$ と高い。これら 2 体のせん断補強筋の算定には、No. 1 では表-1 の(2)式(学会式)、No. 2 では同表

名称	配筋及び断面形	M QD	F _c kg/cm ²	N A F _c	主筋 P _g (%)	P _t (%)	せん断補強筋 P _w (%)	配筋式	旧名	備考
NO.1		2	314	0.191	1.99	0.99	4-D25 4-D19	フープ 2-13# ϕ 48 (3)	HAA25-III	
NO.2		2	240	0.333	1.99	0.99	4-D25 4-D19	角スパイラル 2-13# ϕ 58 (4)	SC-99338	
NO.3		2	302	0.5 0.208	2.89	-	12-D22	円形スパイラル 13# ϕ 55 (4)	CS-772008	
NO.4		2	282	0.4 0.2	2.89	-	12-D22	円形スパイラル 13# ϕ 43 (4)	CS-772408	
NO.5		1.5	240	0.333	2.89	-	12-D22	円形スパイラル 13# ϕ 55 (4)	CS-772338	
NO.6		2	240	0.333	2.70	0.99	4-D25 8-D19	角スパイラル 2-9# ϕ 52 (4)	ST-993382	
NO.7		2	284	0.106	2.87	1.08	16-D19	角スパイラル (2) 2-13# ϕ 43 (4)	SA-125.80	
NO.8		2	284	0.282	1.99	0.62	14-D16	角スパイラル (2) 2-13# ϕ 71 (4)	SB-33	

曲げ終局強度

$$\begin{aligned} \mu_u &= 0.8 \alpha_1 \gamma_D + 0.5 N D (1 - N / b D F_c) \quad (1) \\ Q_{su} &= 2 \mu_u / h_o \end{aligned}$$

せん断補強式

$$\begin{aligned} Q_{su} &= \left\{ 0.092 k u k p (180 + F_c) + 2.7 \sqrt{P_w w O y} \right\} b_j \quad (2) \\ Q_{su} &= \left\{ f_s + 0.5 w O y (P_w - 0.002) \right\} b_j \quad (3) \\ Q_{su} &= P_w w O y b_j \quad (4) \end{aligned}$$

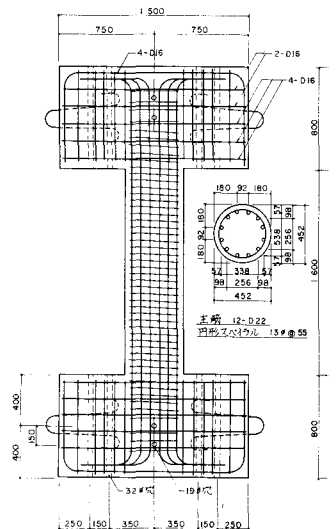


表-1 試験体一覧

図-1 試験体

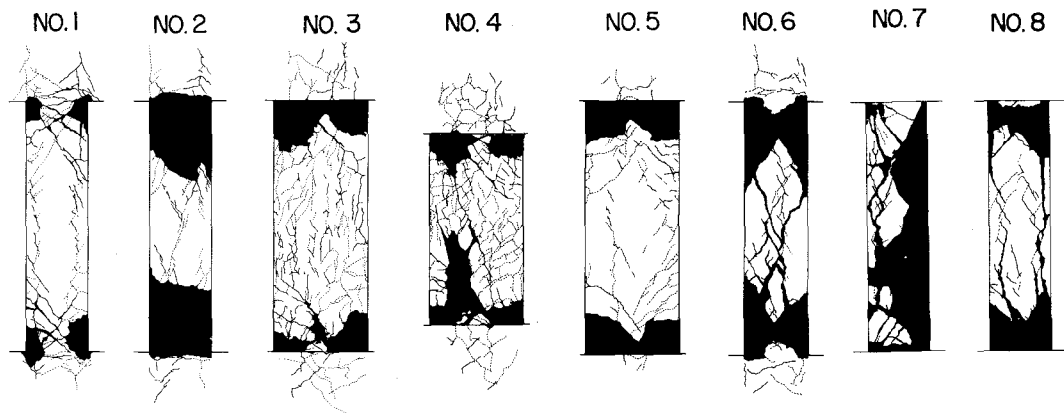


図-4 破壊状況

いた。試験体各部の歪度を、ストレインゲージで測定した。

4 実験結果と考察

4.1 破壊状況

各試験体の破壊状況を図-4に、破壊モードを表-5に示す。cross配筋した柱、及び円柱は、付着剥離破壊・せん断破壊など生ぜず、柱頭・柱脚に塑性ヒンジが形成されて、すべて曲げ破壊した。軸方向力が大きい柱では主筋の座屈が生じているが、No.2を除くといずれも大きな変形後の座屈である。No.2は、 $6\delta_y$ の2回のくり返しの終了後、 $8\delta_y$ のサイクルへの移行途中で主筋が座屈し、耐力が低下した。円柱No.5に対応する角柱No.6（フープ・タイ併用）は、試験体中央部に大きなせん断ひび割れが発生し、且つ柱頭・柱脚の圧潰領域も大きい。タイを併用せず、フープのみを使用したNo.7、No.8では、 P_t が大きいNo.7が付着剥離破壊し、 N/AF_c が大きいNo.8がせん断圧縮破壊した。No.8では、 $4\delta_y$ のくり返し時に主筋が座屈し、急激な耐力低下が生じた。このように、cross筋を有する柱、及び円柱と、通常配筋の柱では、著しく破壊状況が異なる。

4.2 諸強度

表-5に、ひび割れ荷重(Q_{CR})、曲げせん断ひび割れ荷重(Q_{BSC})、引張筋降伏荷重(Q_{Yt})、圧縮筋降伏荷重(Q_{Yc})、及び最大

試験体	実験値					計算値					特性ラック	破壊モード
	Q_{CR} (1)	Q_{BSC} (1)	Q_{Yt} (1)	Q_{Yc} (1)	Q_{max} (1)	Q_{CR} (1)	Q_{BSC} (1)	Q_{Yt} (1)	Q_{Yc} (1)	Q_{max} (1)		
NO.1	12.0	29.0	41.1	—	42.3	36.2	—	42.2	1.14	—	1.00	A F.C
NO.2	13.5	27.6	39.0	38.1	41.7	37.4	37.8	43.4	1.04	1.01	0.962	B F.C.Bu
NO.3	19.0	47.6	48.5	46.0	55.8	47.6	39.2	48.0	1.02	1.17	1.15	A F.C.Bu
	15.5	30.0	42.0	42.0	48.2	37.5	40.9	44.3	1.12	1.02	1.09	
NO.4	22.1	52.5	64.3	52.2	60.1	59.1	52.3	62.4	1.09	0.994	1.11	A F.C.Bu
	18.0	33.0	—	56.0	66.0	47.7	53.7	57.1	—	1.06	1.16	
NO.5	13.2	31.1	46.4	42.0	51.7	38.7	38.0	42.8	1.20	1.11	1.21	A F.C.Bu
NO.6	15.1	—	46.5	46.0	48.5	39.8	39.8	40.9	1.17	1.16	1.19	B F.C.DTC.Bu
NO.7	5.9	18.5	38.1	—	41.6	34.0	—	36.3	1.12	—	1.14	C F.C.B
NO.8	14.0	27.5	40.5	35.0	41.5	33.5	34.1	36.8	1.21	1.03	1.13	C F.C.SC(B).Bu

新性ラング
A $6\delta_y$ の第1サイクル荷重が $0.8cQ_{Bu}$
B $4\delta_y$ の第1サイクル荷重が $0.75cQ_{Bu}$ 以上
C $2\delta_y$ の第1サイクルまでの荷重が $0.75cQ_{Bu}$ 以上

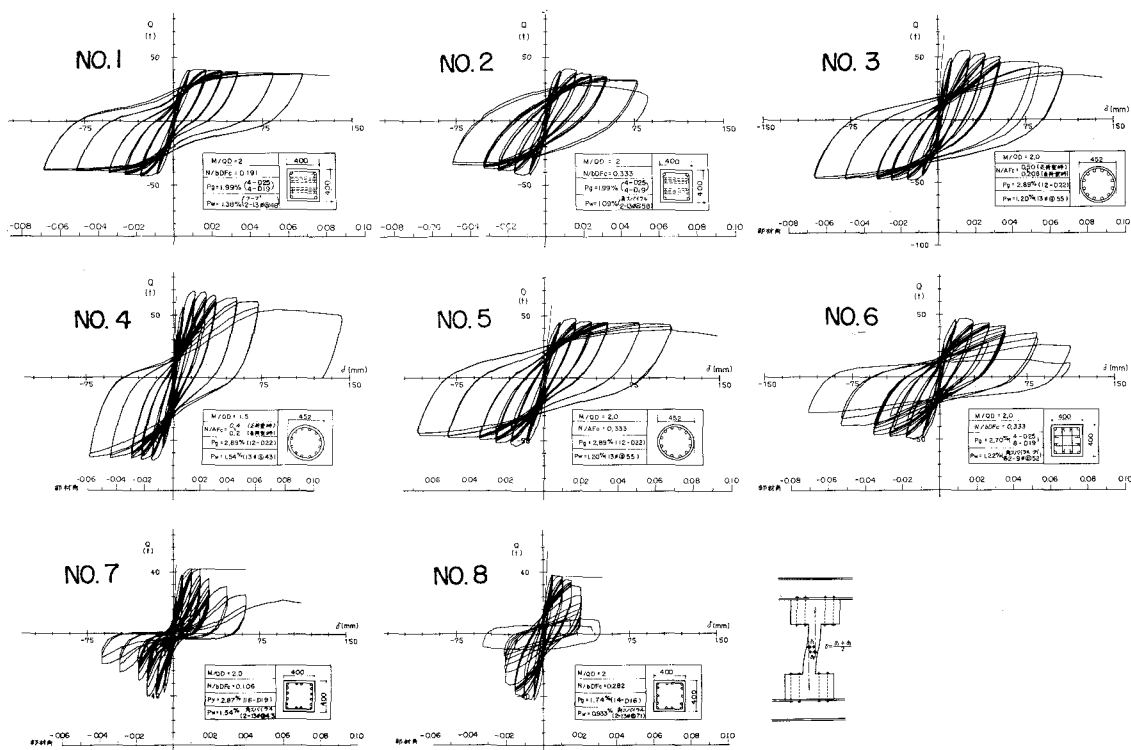
破壊モード
F 曲げ降伏
B 付着剥離破壊
SC せん断圧縮破壊
DTC 中央部せん断破壊
C 圧潰
Bu 主筋座屈

表-5 諸強度

荷重(TQ_{max})を示す。サフィックスT、cはそれぞれ実験値、計算値を表す。 N/AF_c が0.333以上の試験体では、圧縮鉄筋の降伏が、引張鉄筋の降伏に等しいか、小さい荷重で生じている。なお、同表の値は、No.3、No.4を除き正負荷重時の平均値である。また、円柱の計算値は断面分割法によった。角柱では、降伏荷重はe函数法、曲げ終局荷重 cQ_{CBU} は、学会式(表-1(1)式)によった。

4.3 荷重～変位曲線及び限界変形

各試験体の荷重～変位曲線を図-5に示す。斜め筋を有するNo.1では、 N/AF_c が中程度で、且つ P_w が大きいので $8\delta_y$ 以上の変形能を示した。しかし、 $N/AF_c=0.333$ のNo.2では、 P_w もやゝ小



図－５ 荷重～変位曲線

さいため6 δ_y のくり返し後主筋座屈が生じ急激な耐力低下が起きている。円柱の場合、変動軸圧ではあるが N/AF_c が 0.5 及び 0.4 と高い No. 3、No. 4 でも8 δ_y 程度の大きな変形能を示した。 $N/AF_c = 0.333$ の No. 5 は、同じ $N/AF_c = 0.333$ の No. 6、No. 2 と比較して格段に変形能が良い。これに対し、通常配筋の柱では、cross 配筋の柱や円柱に比べて、 N/AF_c 、 P_t の条件の組合せが厳しくないにもかかわらず、履歴特性・変形能が著しく劣る。

表－6 に各試験体の限界変形 δ_{ou} 、限界部材角 R_{ou} を示す。軸方向力の大きい柱では、No. 2 と No. 6 の R_{ou} が比較的小さい。しかし $R \div 1/31$ 程度なので、通常十分な変形能と言える。なお、限界変形は、一定変形のくり返し時の第1 サイクル荷重が最大荷重の80%以下になった時はその前の一定変形、或いは第5回の荷重が最大荷重の50

	NO.1	NO.2	NO.3	NO.4	NO.5	NO.6	NO.7	NO.8
$\delta_{ou}(cm)$	16.05	5.08	10.66	14.25	10.88	5.58	2.33	2.46
Rou	0.100	0.032	0.067	0.119	0.068	0.035	0.015	0.015

表－6 限界変形

%以下になった時は、その時の一定変形とする。

5. 付着割裂破壊に対する判別

こゝに示した、特殊な配筋の柱は、通常配筋であったならば、付着割裂破壊が生ずる領域にある。筆者らは先に、付着割裂破壊に関する判別式を提案し、付着割裂破壊が生じない限界引張鉄筋比 P_{tBo} に関する下式を示した⁴⁾。

$$P_{tBo} = \frac{1}{0.53 \frac{1}{\alpha_o} \left(\frac{f_y}{\sqrt{F_c}} \right) + 1.27 \frac{D}{\phi}} \quad (5)$$

$$\alpha_o = (a - \ell_h) / D$$

$$\ell_h = 0.5(M/QD)d$$

f_y : 鉄筋の降伏応力度

ϕ : 鉄筋の公称直径

D : 断面のせい

a : セン断スパン

d : 有効せい

今、(5)式を用いて、特殊配筋柱が、仮りに同じ断面諸元をもつ通常配筋の柱であったとした時はたして付着割裂破壊が生じたか否かを、検討して見る。但し、円柱は、40 cm 角の断面とし、引張鉄筋は 4-D22 とする。(5)式から得られた P_{tBo} と実際の P_t とを表-7 に示す。同表から、No.1 ~ No.5 までの特殊柱は、 P_{tBo} が実際の P_t より小さく、通常配筋であったならば、付着割裂破壊が生じていたところである。No.6 はタイの効果によって付着割裂破壊が生じていない。通常配筋の No.7、No.8 の場合、 P_t が P_{tBo} より大きい No.7 だけに付着割裂破壊が生じた。

6 cross配筋した柱、及び円形スパイラルフープを用いた柱のセン断補強式

筆者らは先に、135°フックの標準フープを用いた柱、閉鎖型フープを用いた柱、フープとタイを併用した柱に、塑性率6以上の変形能を与えるためのセン断補強式を提案した。⁵⁾⁶⁾ここでは、cross配筋した柱、及び円形スパイラルフープを用いた柱に塑性率6以上の変形能を与えるためのセン断補強式について述べる。

6.1 cross配筋した柱に塑性率6以上を与えるためのセン断補強式

主筋の一部を傾斜させて配筋した場合、その鉄筋がセン断力の一部を負担する。その負担セン断力がどの程度かを知るために、図-6に、試験体 No.2 の斜め筋の各部の荷重～歪曲線を示す。柱頭、柱脚に近い部分では、当然のことながら降伏しているが、柱中央部でも変形の増大に伴って、圧縮降伏している。

	NO.1	NO.2	NO.3	NO.4	NO.5	NO.6	NO.7	NO.8
P_t (%)	0.99	0.99	0.97	0.97	0.97	0.99	1.08	0.62
P_{tBo} (%)	0.84	0.77	0.85	0.66	0.79	0.77	0.76	0.81

表-7 付着割裂破壊の生じない限界引張鉄筋比

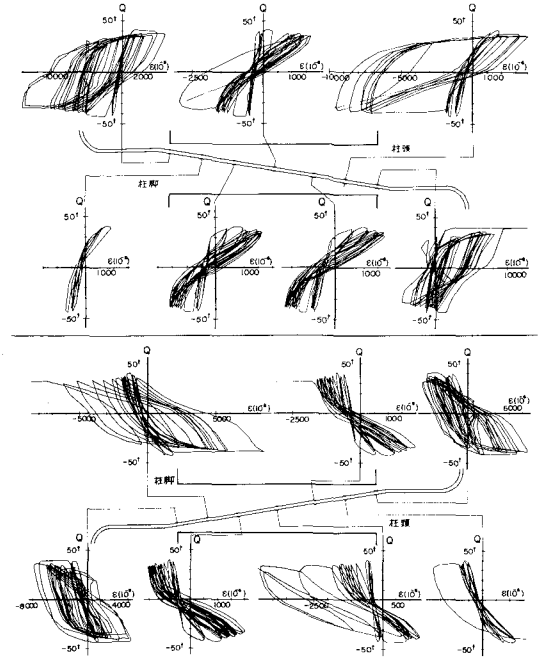


図-6 NO.2 斜め筋の荷重～歪曲線

変位サイクル	平均歪 (10 ⁻³)	平均応力 (kg/cm ²)	セン断力 (t)	全セン断力 (t)
δy第1サイクル 引張側	900	1638	2.67	5.96
Q=39.5t 圧縮側	1107	2015	3.29	
3δy第3サイクル 引張側	1615	2939	4.80	9.76
Q=37t 圧縮側	1671	3040	4.96	

表-8 NO.2 斜め筋の負担セン断力

δ_y 、及び3 δ_y における歪から、斜め筋が負担するセン断力を求めると、表-8 のようになる。斜め筋が、引張、圧縮両側で全面降伏する時の負担セン断力11.44 tで徐すと、 δ_y の時は0.54、3 δ_y 第1サイクルでは0.85となり、変形の増大と共に、斜め筋の負担セン断力は更に増加するものと考えられる。

上記の結果から、斜め筋の負担セン断力は、引

張・圧縮両方共、全長に亘り降伏するものと仮定する。せん断補強式としては、筆者らが、既に示したせん断補強式を適用する。⁵⁾

$$Q_{BU} = \{ k_1 \sqrt{F_c} + k_2 \cdot k_3 P_w \cdot w \sigma_y \} b \cdot j \quad (6)$$

$$\begin{cases} k_1 = 0.85 & (0 \leq N/AF_c \leq 0.159) \\ k_1 = -5.29 N/AF_c + 1.69 & (0.159 \leq N/AF_c \leq 0.333) \end{cases} \quad (7)$$

$$k_2 = 0.6 \quad (8)$$

$$k_3 = 0.571 M/QD \quad (9)$$

$w \sigma_y$: せん断補強筋の降伏応力度

(7)式は、標準フープを用いた柱の式で、 $N/AF_c = 0.32$ が上限であったが、これを、 $N/AF_c \leq 0.333$ まで拡張して適用する。また、(6)式は、 $1.5 \leq M/QD \leq 2.5$ が適用範囲である。

塑性率を求める式として次式を用いる。⁵⁾

$$\mu = 6 + \{ k_1 \sqrt{F_c} + k_2 \cdot k_3 \cdot P_w \cdot w \sigma_y - \tau_{BU} \} / \alpha \quad \dots\dots\dots (10)$$

$$\alpha = (0.8 \tau_{BU} - k_1 \sqrt{F_c}) / 5$$

たゞし、cross 配筋した柱では、 τ_{BU} の値として、斜め筋の負担せん断力を減ずるものとする。

(6)、(10)式を用いて、試験体 No. 1、No. 2 が塑性率 6 以上を保有するに必要なせん断補強筋比 P_w 、及び、現に試験体が保有しているせん断補強量によって、どの程度の塑性率 μ になり得るかを、表-9 に示す。同表には、実際の塑性率 $\mu = \delta_{ou} / \delta_y$ も示してある。この表から、No. 1 では塑性率 6 以上を保有するに十分過ぎるせん断補強量を有し、No. 2 では、逆にやゝ不十分なせん断補強量であったことが判る。この事は、また、 μ / μ の比からも判断される。

よって、cross 配筋した柱では、斜め筋が引張・圧縮共に降伏するとして、その時の負担せん断

試験体	P_w (%)	$P_w^{(6)}$ (%)	実 μ	計 μ	実 μ /計 μ
NO. 1	1.38	0.85	11.9	10.7	1.11
NO. 2	1.09	1.34	4.2	4.8	0.89

表-9 試験体 NO.1、NO.2 の $P_w^{(6)}$ と 計 μ

力を減じた残りのせん断力に対し、(6)式を適用すれば、塑性率 6 以上の変形能が得られると思われる。

6.2 円形スパイラルフープを用いた柱に塑性率 6 以上を保有させるためのせん断補強式

円形スパイラルフープを用いた円柱は、No. 3、No. 4 のように、 $N/AF_c = 0.5 \sim 0.4$ 程度の高軸圧下でも大きな変形能を有する。また円柱 No. 5 と角柱 No. 6 (フープ・タイ併用) の比較においても、ほぼ同量のせん断補強量で円柱の方が変形能が大きい。従って、円柱のせん断補強式を検討する場合、少なくとも、フープの他にタイを併用した柱のせん断補強式をベースとして考えても良いであろう。筆者らは先に、フープとタイを併用した柱に塑性率 6 以上を与えるための式として、前掲(6)式の k_1 に、次式を用いることを提案している。⁶⁾

$$\begin{cases} k_1 = 1.0 & (0 \leq N/AF_c \leq 0.25) \\ k_1 = -9.44 N/AF_c + 3.36 & (0.25 \leq N/AF_c \leq 0.333) \end{cases} \quad \dots\dots\dots (11)$$

円形スパイラルを用いた柱のせん断補強式として、基本的には、(6)式、(11)式を用いるが、実験から得られた結果、すなわち、全補強式によるせん断補強でも大きな変形能が得られること、 N/AF_c が 0.333 を越え 0.5 となっても良好な挙動を示したこと、等を考慮して、上式を緩和する方向で検討する。

円形スパイラルフープを用いた柱について、曲げ終局時のせん断応力度 τ_{BU} (円柱の場合、同断

面積の角柱に置換) と $P_w \cdot w \sigma_y$ との関係を図-7に示す。プロットした試験体は、表-1の円柱3体、及び文献(7)のせん断スパン比2のスパイラルフープを用いた角柱3体である。円柱のうち変動軸圧を受け、正・負荷重時で作用軸方向応力度の異なる場合は、正・負荷重時の最大せん断応力度をプロットしている。同図中の実線は、全補強式によるものであり、点線は、(11)式の N/AF_c が0~0.25の範囲の値である。この図から、 τ_{BU} レベルが低い場合は、(6)式、(11)式を用い、 τ_{BU} レベルが高くなると全補強式を用いてよいことが判断される。以上から、円形スパイラルフープを用いた柱のせん断補強量は、次の2式から得られる P_w のうち、小さい方を採用すればよい。

円柱の場合、

$$Q_{BU} = (k_1 \sqrt{F_c} + k_2 \cdot k_3 \cdot P_w \cdot w \sigma_y) b j \quad (6)$$

k_1 : (11)式を用いる。但し、

N/AF_c の上限は0.5とする。

$$Q_{BU} = P_w \cdot w \sigma_y \cdot b \cdot j \quad \text{表-1 (4)}$$

角柱の場合、軸方向力が高ければ、隅角部のコンクリートの圧潰が進み、耐力低下が生ずるので N/AF_c の上限は0.333にとどめる。

上記の式によって得られる τ と P_w との関係を図-8に示す。軸方向力が高く、せん断スパン比が小さい程、円形スパイラルフープを用いればせん断補強量が低減される。

結 び

1. cross 配筋した柱、円柱スパイラルフープを用いた円柱は、フープのみを用いた通常配筋の柱に比べて変形能が著しく大きい。 N/AF_c が0.333以上になると cross 配筋した柱より円柱の方が更に変形能に優れている。
2. cross 配筋した柱、及び円形スパイラルフープを用いた円柱・角柱について、塑性率6以上

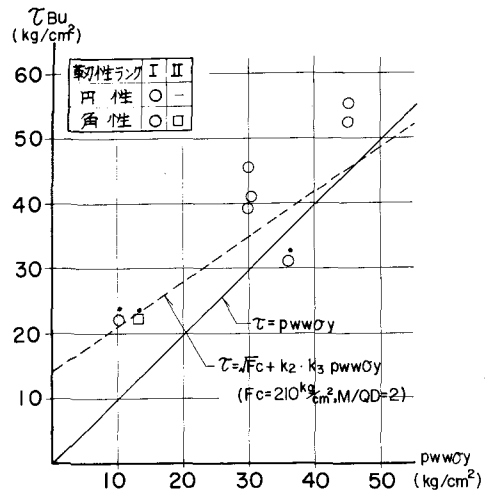


図-7 円形スパイラルフープを用いた柱の $\tau_{BU} \sim P_w \cdot w \sigma_y$ 関係

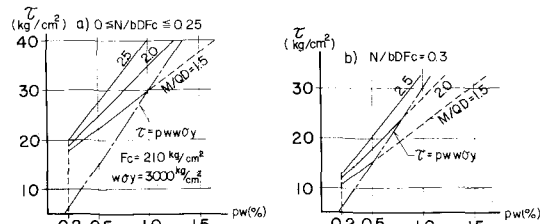


図-8 円形スパイラルフープを用いた柱の $\tau \sim P_w$ 関係

を与えるためのせん断補強式を示した。

〔参考文献〕

- 1) 吉岡・武田 「鉄筋コンクリート短柱の水平加力実験その2」建築学会大会, S.50.P1087, 2) 武田・吉岡他 「高層鉄筋コンクリート建物の耐震設計法の研究その3」建築学会大会, S.51.P1335, 3) 深田 「鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究その35」建築学会大会, S.51.P1413, 4) 吉岡・武田 「同上表題その40」建築学会大会, S.51.P1423, 5) 岡田・武田・吉岡 「同上表題, その57」建築学会大会, S.53.P1751, 6) 岡田・武田・吉岡・「特殊鎖型フープを用いた柱、及びフープとタイを併用した柱に優れた変形能を与えるためのせん断補強式」建築学会大会, S.54.P1247 7) 高橋・他 「鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究その13」建築学会大会, S.49.P1313

Experimental Investigation on the Response of the Diagonally and Spirally Reinforced Concrete Columns

by Kenzo Yoshioka^{*1} Toshikazu Takeda^{*2}

According to the current design code, reinforced concrete columns have to be designed in order that the brittle failure may not occur before the yielding of longitudinal reinforcements. However, columns are frequently collapsed due to one of the undesirable failure such as shear, bond-split and flexural compression failures after longitudinal bars have yielded and before displacement have become sufficiently large as required.

It has been proved by many recent investigations that the strength and ductile response of column significantly depend on the method of arrangement of both longitudinal and web reinforcements. The behavior of column provided rectangular hoops enveloping the longitudinal reinforcements in cross sections is not to be ductile when the axial load applied is greater than 0.333 in the rate of N/bDF_c . In addition, the column is to cause the bond-split failure when the ratio of tensile reinforcements is approximately more than 0.6-1.0 percent.

The object of this experimental investigation is to find a design method which prevents the reinforced concrete column from premature brittle failure.

Two types of columns were tested, i.e., diagonally and spirally reinforced columns.

It can be said by the test results obtained as

- (1) Diagonally reinforced columns had sufficient ductility when the axial stress coefficient N/bDF_c was nearly equal to 0.2, and when N/bDF_c was equal to 0.333 sufficient ductility factor more than 4 could not be obtained.
- (2) Spirally reinforced columns with circular cross section had enough ductility even when N/bDF_c were in the range of 0.5-0.333.
- (3) Diagonal reinforcements and spiral hoops were proved to have a great role to avoid the premature bond-split failure throughout the cyclic loading.

Design formulas to ensure sufficient ductility for the above two types of columns were proposed and compared with the test results.

^{*1}Supervising Researcher and ^{*2}Manager of Structural Engineering Laboratory, Technical Research Institute, Ohbayashi-Gumi, Ltd.