



## らせん鉄筋補強コンクリート柱の終局せん断強度について(せん断)

メタデータ	言語: jpn 出版者: 日本コンクリート工学協会 公開日: 2022-03-29 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 荒川, 卓, 賀, 明玄, 荒井, 康幸, 溝口, 光男 メールアドレス: 所属:
URL	<a href="http://hdl.handle.net/10258/00010496">http://hdl.handle.net/10258/00010496</a>

# [2051] らせん鉄筋補強コンクリート柱の終局せん断強度について

正会員 ○荒川 卓(室蘭工業大学工学部)  
 賀 明玄(室蘭工業大学大学院)  
 正会員 荒井康幸(室蘭工業大学工学部)  
 正会員 溝口光男(室蘭工業大学工学部)

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート(以下RC)造建物の高層化への要望や、使用材料の高品質化への関心が、近年特に高まりつつある。この種のRC建物の耐震設計には、骨組を構成する部材単体の終局強度や靱性に及ぼす影響を、明確に把握しておくことが基本である。しかし、らせん筋柱を例にとると、耐震設計上は、通常の角形帯筋柱よりらせん筋補強柱の方が効果的であることが指摘されてはいるが、この点に関する基礎的・系統的な実験資料が不十分のために、いまだに定性的把握の域を脱していない。

本研究は、らせん筋補強柱の剪断強度や変形性状に及ぼす軸方向力やらせん筋量、並びに主筋本数などの諸因子の影響を、正八角形断面の短柱を対象とした静的な繰返し加力実験によって検討し、これらの影響量を定量化するための資料とすることを目的とする。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

従来の実験で最も多く採用された一辺が25cm角の正方形断面柱を基準に選定し(№5と7の2体)、これと同一断面積を有する一辺11.4cm(外寸法27.5cm)の正八角形断面内に、軸方向の主筋を円形に配置して、らせん筋によって剪断補強した柱12体とした。

表-1には試験体の種類を、図-1にはその詳細を示したが、柱の内法高さ $h_0$ は高層建物の下層階柱を念頭におき60cm( $D=25$ cmの柱に対し $h_0/D=2.4$ 、 $M/QD=1.2$ に相当)に定め、コンクリートの圧縮強度を $F_c=300$ と一定にして、軸方向力 $N$ や剪断補強筋比 $P_w$ 並びに、 $D16$ を主筋に用いてその本数などを変化させた。尚、全試験体ともに、正方形断面柱に置換して求めた曲げ強度が剪断強度を上回り、常に剪断で破壊するように設計した。

表-1 試験体の種類

主筋本数 とサイズ	軸圧 $\sigma_c$ kg/cm <sup>2</sup>	剪断補強筋(フープ)			
		なし $P_w^*=0$	@100	@50	@35
16-D16	35	—	—	⑨	—
12-D16	0	—	①	②	—
	35	③	④ ⑤	⑥ ⑦	⑧
8-D16	70	⑪	⑫	⑬	⑭
	35	—	—	⑩	—

\*  $P_w = a_w/b x$  (%)

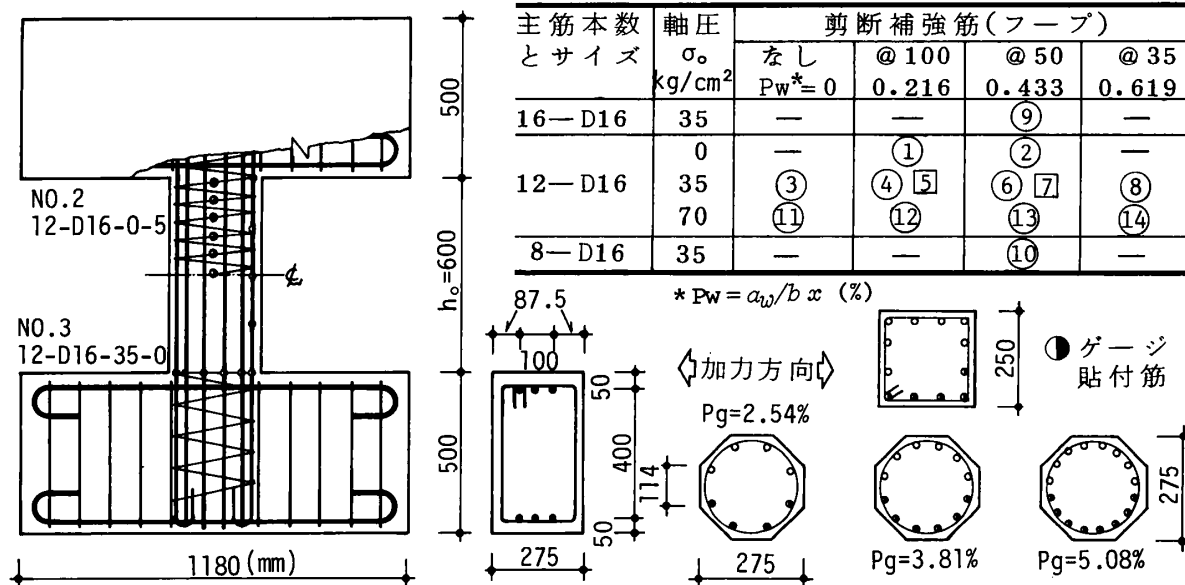


図-1 試験体の詳細

表-2 使用材料の性質

鉄筋種別	断面積 cm <sup>2</sup>	降伏点 kg/cm <sup>2</sup>	破断 kg/cm <sup>2</sup>	伸び率 %	ヤング率と用途 x10 <sup>6</sup> kg/cm <sup>2</sup>	コンクリート (10cm $\phi$ x 20cm 3体の平均)
						らせん筋
6 $\phi$	0.271	3750*	5140	25.3	2.09	富岸海砂 < 2.5mm, 比重2.58
6 $\phi$	0.272	3720	5020	31.7	2.16	鷺川砂利 < 10mm, 比重2.72
D10	0.713	3760	5390	24.4	—	W/C=0.59, スランプ 18cm
D16	1.986	3730	5310	25.3	2.04	重量調合比 1 : 2.12 : 3.37
D19	2.865	4040	5970	23.3	—	(F <sub>c</sub> =304, F <sub>t</sub> =29.3%)

注) \* 残留歪0.2%の時の値。異形鉄筋は公称断面積を採用。

## 2.2 材料の性質と試験体の製作

表-2には使用材料の性質を示した。

試験体の製作にはメタルフォームを用いて平打ち込みとし、打設3日目に脱型して所要強度の約60%を発揮するまでビニールシートで密閉養生(強度試験用供試体も同一養生)を行い、以後実験室内に放置して、材令26~31日で試験を行った。

## 2.3 加力装置

図-2に示すように、L型フレームを介して柱に水平力(③アクチュエーターによる)と軸力(②号機による)を加える。実験中は、①及び②アクチュエーターにパーソナルコンピューターを接続し、柱頭と柱脚部とを基準としたそれぞれの水平変位が常に同じ値で、かつ、軸方向力も一定値を示すように制御した。柱に作用する剪断力の値には、①及び②アクチュエーターの角度変化による影響量を考慮した。尚、L型フレームの■印3箇所には、作用水平力の直交方向に振れ防止用の振れ止めを設けた。

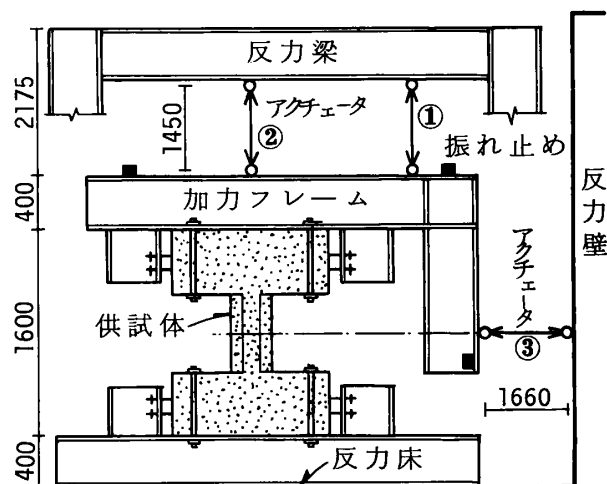


図-2 加力装置

図-2に示すように、L型フレームを介して柱に水平力(③アクチュエーターによる)と軸力(②号機による)を加える。実験中は、①及び②アクチュエーターにパーソナルコンピューターを接続し、柱頭と柱脚部とを基準としたそれぞれの水平変位が常に同じ値で、かつ、軸方向力も一定値を示すように制御した。柱に作用する剪断力の値には、①及び②アクチュエーターの角度変化による影響量を考慮した。尚、L型フレームの■印3箇所には、作用水平力の直交方向に振れ防止用の振れ止めを設けた。

## 2.4 繰返し方法と計測方法

全試験体とも、正負2mm/cycleの変位漸増による静的繰返しを10回(総変位量20mm)行うことを原則とした。しかし、保持力が最大荷重の50%以下となった場合には、その回で加力を打ち切った。次に、柱に作用する水平力や軸方向力の検出には、それぞれの装置に組み込まれたロードセルを用いた。上下の梁材軸中心線を基準とした柱頭・柱脚部の水平変位は、それぞれ2個の差動トランスで求めた。更に、図-1中の●印位置の主筋(柱脚部主筋の片側半数と、最外縁の主筋1本)やらせん筋には、検長2mmのワイヤストレーンゲージを貼付してその歪度を計測した。これらの計測値は、パーソナルコンピューターを通じてミニフロッピーディスクに記録した。

## 3. 実験結果とその考察

### 3.1 破壊に至る経過

全試験体とも、図-3に示したように剪断圧縮型の破壊となったが、その経過は次のようである。荷重後間もなく柱上下の付け根部分に曲げひび割れが発生し、次いでこの部分より約D/2の範囲内にも1~2本の曲げひび割れが発生し、曲げ剪断ひび割れ状に進展するが、その進展状況は長柱の場合<sup>1)</sup>ほど顕著ではない。やがて柱上下端Dの範囲内に材軸に対し約45°の角度をもつ剪断ひび割れが1~2本発生するが、繰返し回数が増すのに伴って柱上下の隅角部を結ぶ対角線沿いに別の剪断ひび割れが柱全長にわたり多く発生し、最大荷重に達する(この時の繰返し回数は、らせん筋の無い柱は1回目、らせん筋間隔が10cmの柱は2回目、その他の柱は3~4回目に相当)。その後の繰返しに対しては、新

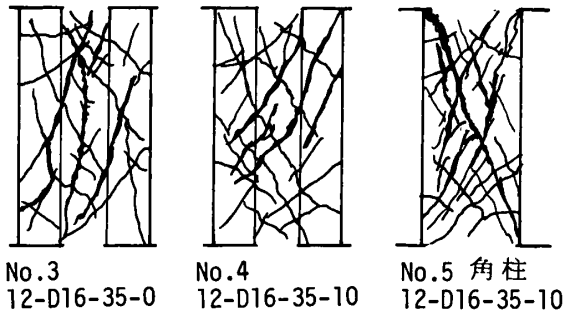


図-3 破壊状況

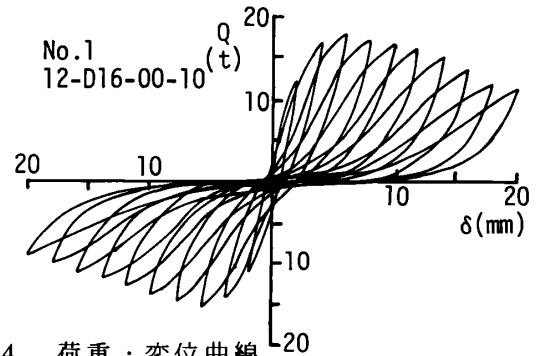


図-4 荷重・変位曲線

たなひび割れの発生は殆んどなく、すでに発生している剪断ひび割れ幅の拡大と、コンクリートの圧潰並びに主筋沿いのかぶりコンクリートの剝落を伴い、図-4に示したように保持力が低下した。尚、らせん筋量の少ない柱ほど剪断ひび割れの数も少なく、対角線方向のひび割れ幅の拡大する割合が大きい。又、同一剪断補強筋量であれば、軸方向力の高い柱ほど、主筋沿いのかぶりコンクリートの剝落が著しい。そして、角形帯筋柱とらせん筋補強の八角形柱とでは、破壊状況には明確な差異は認められなかった。

3.2 鉄筋の歪度

主筋については、最大荷重に至る以前に降伏歪に達したものはなかったが、らせん筋や角形帯筋については、最大荷重時には殆んど補強筋が降伏歪に達した。

3.3 荷重-変位包絡線

図-5には、荷重と変位包絡線の正負平均値の比較を示した。図中(a)及び(b)は、らせん筋量を変化させた場合の比較を軸圧の大小別に示したものであるが、軸圧の大小に拘わらずらせん筋量の多い柱ほど最大荷重やその時の変位は大きい。

(c)図は、らせん筋量と軸圧とを一定として主筋本数を変えた場合の比較を示すものであるが、主筋本数が多い柱の最大荷重が僅かに高い以外には差異は認められない。

(d)及び(e)図には、軸圧が変化する場合の比較を示したが、軸圧の高い柱ほど最大荷重は高いが、その時の変位は幾分小さく、又、耐力以後の保持力の低下率も大きい。(f)図には断面形状の違いによる比較を示したが、らせん筋柱の方が角形柱よりも最大荷重や変位が

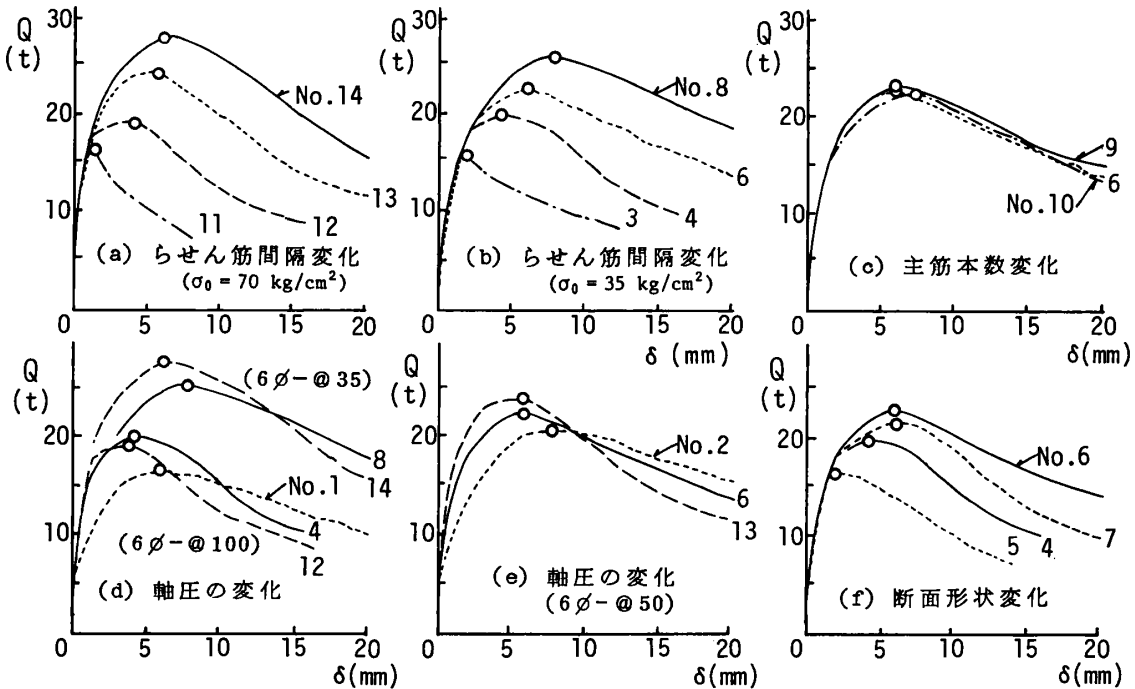


図-5 荷重・変位包絡線

や、大きい以外は、両者の差異は認められない。

3.4 剪断ひび割れ強度

観察による剪断ひび割れ荷重と、補強筋の歪度計測結果より推定した荷重との正負平均値を、剪断ひび割れ発生荷重と定めて表-3に記した。

図-6は、剪断ひび割れ荷重実験値  $tQ_{sc}$  を軸圧係数  $\eta_0 (= \sigma_0 / F_c)$  別にプロットしたものである。図中には次式<sup>2)</sup>より求まる値を実線で示した。

$$OSHQ_{sc} = (1 + \sigma_0 / 150) \cdot OAQ_C \dots\dots (1)$$

$$OAQ_C = \frac{kc \cdot 0.085 (F_c + 500)}{M / Q_d + 1.7} \cdot bj \dots (1.a)$$

こゝに、 $\sigma_0 = N / A$ 、 $N$ は軸方向力、 $A$ は柱の断面積、 $b$ は柱幅、 $j$ は応力中心距離である。

図示のように、実験値は(1)式計算値に対し1.04 ~ 1.53の範囲にあり、平均1.34、変動率9.4%となって、実験値の方が高い値を示した。

尚、図-6中には、以下に記すカンタベリー大学<sup>3)</sup>におけるらせん筋橋脚柱の実験より得られた(2)式と、京都大学<sup>4)</sup>における(3)式による計算値を併記した。

$$APPQ_{sc} = 0.28 (1 + 3.1 \eta_0) \cdot \alpha_1 \cdot 0.8 A \cdot \sqrt{f'_c} \text{ (KN)} \dots\dots (2)$$

$$MWQ_{sc} = (9.11 + 0.0716 Ae / m) Ft \cdot b + \{1 - (d - 0.5D)n \cdot Ast \cdot 7d / 8 I_{eq}\} Q_0 \dots\dots (3)$$

上式中、 $\alpha_1 = 2.0 / (M / QD) \geq 1.0$ 、 $f'_c$ はコンクリートの圧縮強度(MPa)、 $Ae$ は有効引張断面積、 $m$ は引張鉄筋の本数、 $Ft$ はコンクリートの引張強度(MPa)、 $n$ はヤング係数比、 $Ast$ は引張鉄筋の断面積、 $I_{eq} = (bD^3 / 12) + 2(d - 0.5D)^2 \times (n - 1) Ast$ 、 $Q_0 = Mo / a$ 、 $Mo = \sigma \cdot I_{eq} / (d - 0.5D)$ 、 $\sigma = N / Ae_q$ 、 $Ae_q = bD + 2(n - 1) Ast$ である。

図示のように、本実験値は(2)式と(3)式のほぼ中間に位置し、軸圧係数の増大に伴う剪断ひび割れ強度の増分割合は上記の両式と類似している。尚、(1)式と(3)式とを比較すると、軸圧が零の時には両者はほぼ一致しているが、(3)式計算値に対する全実験値の比は、0.93 ~ 1.24平均1.11、変動率7.2%となって(1)式よりも良い精度を示している。

3.5 終局剪断強度

a) 実験値と計算値 図-7には剪断強度実験値と次式<sup>2)</sup>計算値の比較を示した。

表-3 試験成績一覧

柱主筋No.	主筋径	軸圧@	F <sub>c</sub> (F <sub>t</sub> ) kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>0</sub> /F <sub>c</sub>	P <sub>w</sub> %	剪断ひび割れ時			剪断破壊時		
						tQ <sub>sc</sub> ton	tδ <sub>sc</sub> mm	mQ <sub>sc</sub> ton	tQ <sub>su</sub> ton	tδ <sub>su</sub> mm	oshQ <sub>su</sub> ton
1	12-D16-00-10		294(28.0)	0	0.216	9.05	1.21	8.25	16.69	6.08	15.93
2	12-D16-00-5		299(30.5)	0	0.433	10.13	1.31	8.99	20.25	8.04	17.44
3	12-D16-35-0		292(30.4)	0.120	0	15.60	1.73	13.34	15.78	2.06	14.49
4	12-D16-35-10		304(29.1)	0.115	0.216	13.87	1.26	12.95	19.84	4.00	18.71
5	" 正方形		324(27.3)	0.108	0.217	14.55	1.28	12.41	17.20	2.35	19.32
6	12-D16-35-5		292(27.2)	0.120	0.433	14.91	1.43	12.39	22.34	6.07	19.94
7	" 正方形		308(29.5)	0.114	0.435	14.97	1.45	13.06	21.40	6.02	20.42
8	12-D16-35-3.5		320(29.5)	0.109	0.619	16.26	1.74	13.06	25.41	8.01	21.86
9	16-D16-35-5		311(29.3)	0.113	0.433	14.76	1.32	12.68	23.33	5.88	21.32
10	8-D16-35-5		308(30.2)	0.114	0.433	14.15	1.46	13.86	21.86	6.82	19.47
11	12-D16-70-0		293(29.7)	0.239	0	16.25	1.22	17.52	16.26	2.01	16.48
12	12-D16-70-10		283(28.2)	0.247	0.216	17.85	1.68	17.35	18.97	4.01	20.58
13	12-D16-70-5		311(29.6)	0.225	0.433	19.90	1.78	17.46	24.07	5.99	23.29
14	12-D16-70-3.5		319(31.1)	0.219	0.619	19.09	1.51	17.89	27.74	6.05	24.77

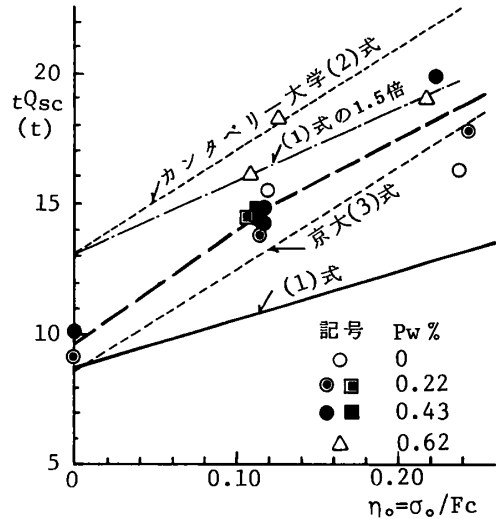


図-6 tQ<sub>sc</sub>と軸圧係数

$$OSHQ_{SU} = (0.9 + \sigma_0/250) \cdot oAQ_U \dots\dots\dots (4)$$

$$oAQ_U = \left\{ k_u \cdot k_p \frac{0.115(F_c + 180)}{M/Q_d + 0.12} + 2.7\sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} \cdot b_j \dots\dots\dots (4 \cdot a)$$

こゝに、 $k_u$ は有効せい  $d$  による補正係数（本実験では  $d = 22cm$ 、 $k_u = 0.89$ ）、 $k_p$ は引張鉄筋比による補正係数で  $k_p = 0.82(100Pt)^{0.23}$  であり、 $P_w = a_w/b \cdot x$ 、 $\sigma_{wy}$ は補強筋の降伏点強度である。

図示のように、実験値は(4)式計算値に対し0.89～1.16の範囲にあり、平均1.06で変動率7.4%となつて実験値と計算値とは良く一致している。尚終局剪断強度式には、上式の外に次に示す(5)式<sup>5)</sup>と(6)式<sup>4)</sup>が提案されている。

$$HQ_{SU} = oAQ_U + 0.1 \sigma_0 \cdot b \cdot j \dots\dots\dots (5)$$

$$MWQ_{SU} = MWQ_{SC} + 3(P_w \cdot \sigma_{wy})^{0.625} \cdot b_j \dots\dots (6)$$

上記2式に対する実験値の比は次のようになる。

(5)式：0.85～1.14、平均1.01、変動率7.6%。

(6)式：0.84～1.23、平均1.04、変動率10.3%。

上記のように、(4)、(5)及び(6)式の何れを用いても、本実験値の範囲内ではほぼ同程度の精度で剪断強度を推算できることになる。しかし、影響因子の取扱については各式毎に若干の違いがあるので、実験資料を基にこれらの点を検討しよう。

b) 剪断補強筋の影響 この点を検討するために、図-8には軸圧縮応力度が35と70%の場合の実験値を  $P_w \cdot \sigma_{wy}$  別に示した。図中には(4)式と(6)式計算値を併記した。図示のように、実験値は  $\sigma_0$  が異なる二本の(6)式線の範囲内にあるが、

$\sigma_0$ の大小に拘わりなく  $P_w \cdot \sigma_{wy}$  が同一の柱毎にほぼ同じ値を示し、補強量に比例して直線的に増加する傾向を示している。

図-9は、剪断ひび割れの発生直後に最大荷重に達した無補強柱(No.3,11)の実験値を、他の同一形状の補強柱実験値より差し引き、その残りの剪断力が剪断補強筋の効果によるものと考え、その値(無補強柱の  $F_c$  に換算し直して)を  $b_j$  で除して縦軸に採り、図-8と同様に  $P_w \cdot \sigma_{wy}$  別に示したものである。図中には、(4・a)及び(6)式中の剪断補強効果を破線で、次の(7)式による値を直線でそれぞれ併記した。トラス作用の向きが材軸となす角を  $\theta$  とすると、これによつて負担される剪断力は次式で表わされる<sup>6)</sup>という。

$$Q_w = P_w \sigma_{wy} \cdot \cot \theta \cdot b_j \dots\dots\dots (7)$$

図示のように、実験値は(7)式の  $\cot \theta$  が1.0～0.8平均0.86 ( $\theta = 49.3^\circ$ )に相当している。

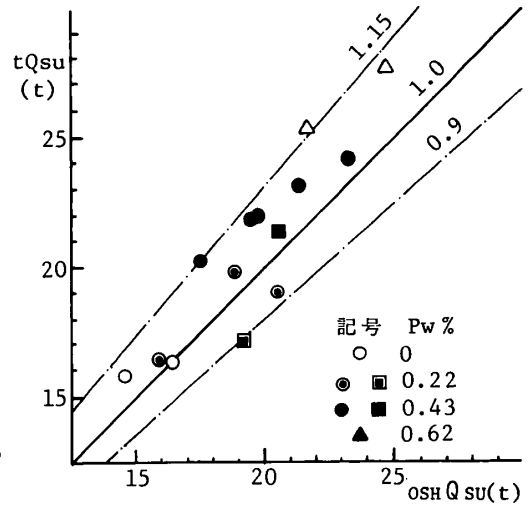


図-7 実験値と計算値の比較

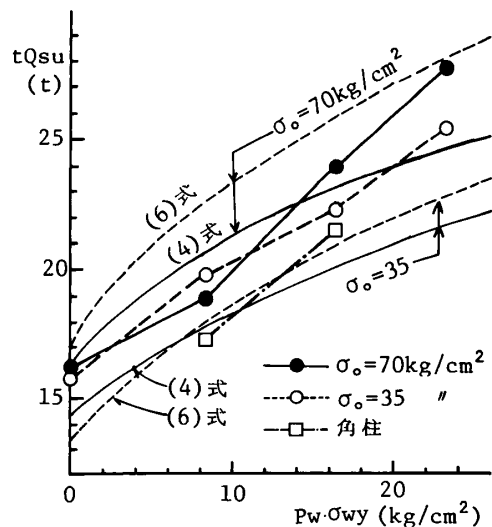


図-8 剪断補強の効果(その1)

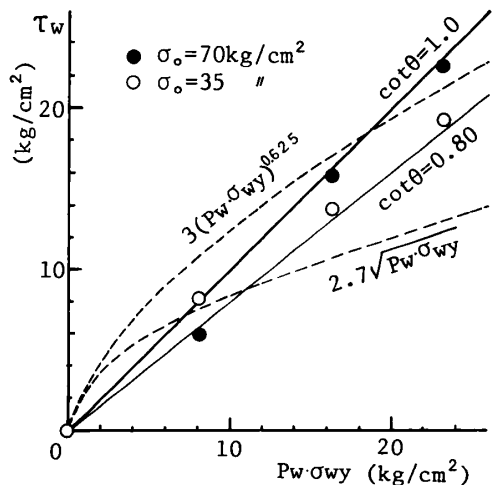


図-9 剪断補強の効果(その2)

c) 軸方向力の影響 前述の(4)~(6)式の構成からも明らかのように、剪断強度は軸力の増加に伴って増大する。図-10は、前項b)の検討結果に基づき、補強筋による負担剪断力 $0.86P_w\sigma_{wy}\cdot b_j$ を実験値より差し引き、その残りの剪断力と軸圧係数との関係を示したものである。図中には、剪断補強の効果を無視した(4)及び(5)式計算値を破線と鎖線で併記した。図示のように、実験値は両式計算値のほぼ中間にあり、軸力の増加に伴って増大する剪断力の割合は両式に類似している。

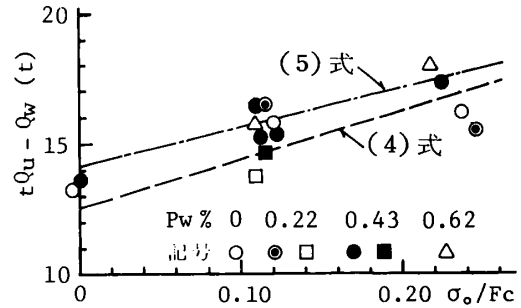


図-10 軸圧係数の影響

d) 主筋本数の影響 図-11には主筋本数が変化する柱3体の比較を示した。(a)図のように主筋本数の増加に伴い実験値は僅かに増大する。この3体の $F_c$ には若干の違いがあるので、同一 $F_c$ 時における強度に換算し、その時の比率で整理すると(b)図のようになる。主筋本数と強度増の関係は(4・a)式中の $k_p$ 採用時の比率とほぼ一致する。

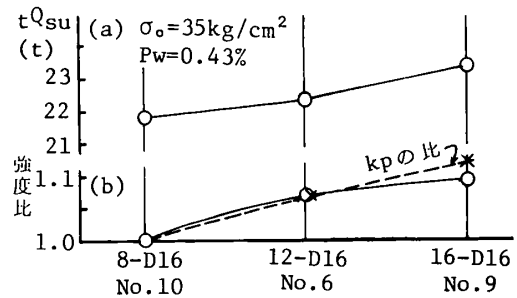


図-11 主筋本数の影響

e) 断面形状の影響 No.4と5、No.6と7を同一 $F_c$ 時における換算強度で比較すると、 $P_w = 0.22\%$ の時には約20%、 $P_w = 0.43\%$ の時には約8%、何れもらせん筋補強柱の方が角形帯筋柱よりも高く現われる傾向を示した。

f) 剪断強度推算の試み 柱の終局剪断強度が、コンクリートの負担項と(7)式で示される剪断補強筋の負担項の和で与えられ、(4・a)式中の補強項を無視した時の剪断力を、(4)及び(5)式にそれぞれ代入して求まる値がコンクリートの負担分であると仮定する。今、(7)式に $\cot\theta = 0.86$ を採用すると、実験値の計算値に対する比率は、(4)式適用時には0.91~1.09、平均1.02で変動率4.5%、(5)式適用時には0.86~1.03、平均0.97で変動率が4.2%となり、何れの式を適用しても本実験値を精度良く推定できる結果となった。

#### 4. おわりに

らせん筋柱の終局時の剪断強度や変位は、らせん筋量を増すことによつて高められるが、高軸圧となるほど耐力以後の保持力の低下は急激である。正八角形断面柱を、同断面積の正方形柱に置換することにより、既往の推算式を適用できる。(7)式で剪断補強の効果を表現できるが、終局強度式については $M/QD$ や $F_c$ 及び $P_t$ を変化させた追加実験で再検討したい。〔本研究は、昭和61年度文部省科学研究費補助金により行ったものである。〕

- 参考文献 1) 荒川卓, 小竹龍一, 賀明玄他: らせん筋で拘束されたRC柱の曲げ耐力と塑性変形性能について、日本建築学会北海道支部研究報告集 No.59, PP.181~184, 1986。  
 2) 柴田拓二: 鉄筋コンクリート部材の脆性破壊時の耐力推算式の検討, コンクリート工学 Vol.18, No.1, PP.26~37, 1980。  
 3) B. G. Ang, M. J. N. Priestly and T. Paulay: Seismic Shear Strength of Circular Bridge Piers, Research Report, Univ. of Canterbury, PP.1~408, 1985。  
 4) 六車熙, 渡辺史夫: 鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗機構に関する研究(その1), 日本建築学会論文報告集第332号, PP.57~65, 1983.10。  
 5) 広沢雅也, 後藤哲郎: 軸圧を受ける鉄筋コンクリート部材の強度と粘り(その1,2) 日本建築学会大会梗概集(近畿), PP.817~820, 1971.11。  
 6) 日本建築学会・RC耐震設計小委員会・せん断W.G. 資料: 7 せん断とねじりに対する設計, PP.52~64, 1986.10.17。