



室蘭工業大学

学術資源アーカイブ

Muroran Institute of Technology Academic Resources Archive



二軸曲げせん断力と変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗性状

メタデータ	言語: jpn 出版者: 日本コンクリート工学会 公開日: 2012-07-18 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 溝口, 光男, 荒川, 卓, 荒井, 康幸, 吉田, 稔 メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/10258/1290

論文

[2057] 二軸曲げせん断力と変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗性状

正会員 ○溝口光男 (室蘭工業大学工学部)
 正会員 荒川 卓 (")
 正会員 荒井康幸 (")
 吉田 稔 (")

1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物の1階外柱や隅柱のように、強震時に二軸曲げ剪断力や変動軸力を受ける場合の剪断抵抗性状は、通常の一軸曲げ剪断力と一定軸力とを受ける場合の性状とは幾分異なることが予想される。

本論文は、剪断破壊を生ずる正方形断面のRC柱を対象に、断面の中心を通るX、Y両軸のいずれか一方の軸に対する水平加力方向の角度が0°、22.5°及び45°の3種で、軸方向応力度係数 η の変動幅を4種に変化させた場合の剪断性状に及ぼす差異を実験により比較検討し、RC柱の剪断設計のための一資料とすることを目的とする。

2. 実験概要

2.1 試験体

図-1に示すように、柱の上下に加力用梁型スタップを有するI型試験体10体よりなる。柱の断面は、高軸圧縮応力度($\sigma_c = N/bD = 150 \text{ kgf/cm}^2$)の载荷が可能となるよう試験機の容量を考慮して、全試験体とも一辺18cmの正方形断面とした。柱の内法高さは45cmで ($h_0/D = 2M/QD = 2.5$)、主筋にはSD30級のD13を8本配置し ($P_g = 3.14\%$)、コンクリートの設計強度を 300 kgf/cm^2 、帯筋には4 ϕ 鉄筋を用いて $P_w = 0.50\%$ となるように全試験体とも同一配筋とした。

試験体の種類は、表-1に示すように柱断面の主軸に対する水平加力角度 θ を0°(記号0)、22.5°(記号2)及び45°(記号4)の3種とし、 η の変動幅を4種と定めた。

2.2 変動軸力の作用方法と繰返し方法

η の変動幅は、長期荷重時の仮定値 $\eta = 0.2$ ($\sigma_c = 60 \text{ kgf/cm}^2$) を基準に、軸力も水平力も共に正負漸増による繰返しを行って、正荷重時 $Q \geq 10 \text{ ton}$ で $\eta = 0.4$ 、負荷重時 $Q \leq -5 \text{ ton}$ で $\eta = 0$ となる場合(記号V04)と、正荷重時 $Q \geq 10 \text{ ton}$ で $\eta = 0.5$ 、負荷重時 $Q \leq -5 \text{ ton}$

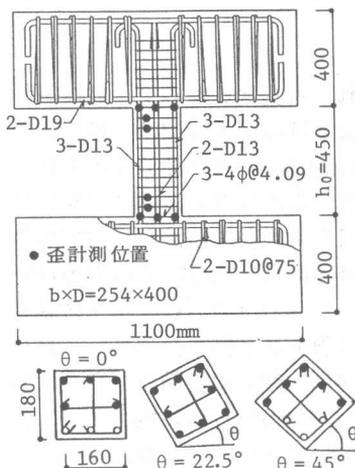


図-1 試験体詳細図

表-1 試験体の種類

繰返方法	(-) (0)	(+) (2)	(-) (4)	(+) (2)	(-) (4)	(+) (0)
η の変動	0 \sim 0.2	0.2 \sim 0.4	-0.1 \sim 0.2	0.2 \sim 0.5	0 \sim 0.4	-0.1 \sim 0.5
$\theta = 0^\circ$	0V04	—	0V15	—	0VA04	—
$\theta = 22.5^\circ$	—	2V04	—	—	2VA04	—
$\theta = 45^\circ$	—	4V04	—	4V15	4VA04	—

記号中、最初の数値は θ の変化を、V、VAは軸力の変動を、04、15は η の変動幅を示す。

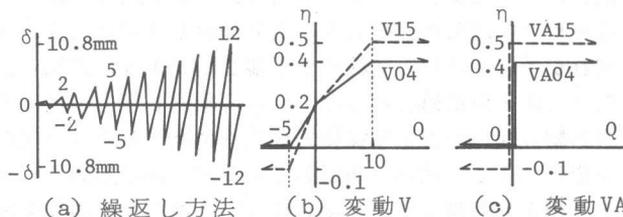


図-2 繰返しと軸力の変動方法

で η が-0.1となる場合(記号V15)の他に、 $Q=0$ の位置で η が正側で0.4と負側で0に変動する場合(記号VA04)と、 η が正側0.5と負側で-0.1に変動する場合(記号VA15)の合計4種類とした。尚、 $Q=-5$ 及び10tonは、 $\eta=-0.1$ と0.5における剪断耐力計算値の約2/3に相当する。

繰返し方法については、全試験体とも変位制御で行ったが、繰返し各回における水平変位量 δ は0.9mm(部材角で $R=2 \times 10^{-3}$ rad.)毎の漸増とし、繰返し数12回($\delta=10.8$ mm, $R=24 \times 10^{-3}$ rad.)で加力を終了させることを原則とした。

2.3 使用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、1200用ドラム型ミキサーを用いて混練し、メタルフォーム型枠内に平打ち込みとした。打設後3日目に脱型して所要強度の約70%を発揮するまでビニールシートで密封養生を行い、以後実験室内に放置して、材令29~39日で実験を行った。

2.4 加力装置

図-3に示すように、L型フレームを介して③号機アクチュエータによって柱の水平力を、②号機によって柱の軸力を加える。①号機は、水平加力中に上下両スタップの平行度を保持できるように、L型フレームの回転防止制御用のものである。柱に作用する剪断力には、①と②号機の角度変化による影響を考慮した。尚、L型フレームには、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。

2.5 計測方法

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。柱の水平変位の計測には、加力用梁の両側に固定した上下二対のゲージホルダーの先端に取り付けた4個のデジタルゲージを用いた。又、柱の軸方向変位は、水平加力時に引張・圧縮となる柱内法の両側面に3個ずつ合計6個の変位計を固定し計測した。又、図-1に印した鉄筋の表面には、検長2mmのワイヤストレインゲージを貼付し、その歪度を計測した。これらの計測値は、パソコンを通じてフロッピーディスクに記録した。

3. 実験結果とその検討

3.1 破壊に至る経過

同一試験体でも、正荷重時と負荷重時における軸力がそれぞれ異なるために、ひび割れの発生・進展の状況も幾分異なる。図-3には、正負繰返しにおける最大荷重時と最終時のひび割れ状況の代表例を、そして、図-4にはこれら3試験体の荷重・変位曲線を示した。

正荷重時には、比較的高圧縮力となるために曲げひび割れの進展は遅く、曲げ剪断ひび割れの無いまま、繰返し2回目(2VA04柱と4VA04柱は3回目)に中段主筋沿いに勾配の急な斜めひび割れが発生した。次の繰返し3回目(上記2体は4回目)には、この斜めひび割れが進展・開口して柱の上下端を結ぶように連続し、図-3(a),(d),(g)に示す状態となって最大荷重値を示した。以後の繰返し加力によって更に斜めひび割れが伸展し、ひび割れ幅の開口を伴って保持力が徐々に低下した。上記の傾向は、軸力の変動方法や変動幅を変化させても互いに類似しているが、水平加力角度 θ を22.5°と45°とした場合には、0°の場合よりも最大荷重時における斜めひび割れの発生域が広いのみが異なる。

一方、負荷重時には軸力が0又は引張力に転ずるために、ひび割れの発生・進展状況が

表-2 使用材料の性質

種別	断面積 (cm ²)	σ_y (kgf/cm ²)	$E_s \times 10^6$ (kgf/cm ²)	コンクリート SL=18cm
4φ	0.123	2790	2.11	海砂 ≤2.5mm
D10	0.713	3600	—	川砂 利 ≤10mm
D13	1.267	3490	1.81	W/C=60%
D19	2.865	3630	—	1:2.65:3.46

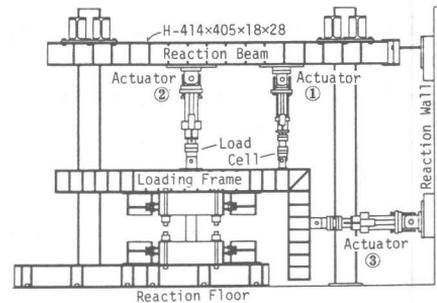


図-3 加力装置

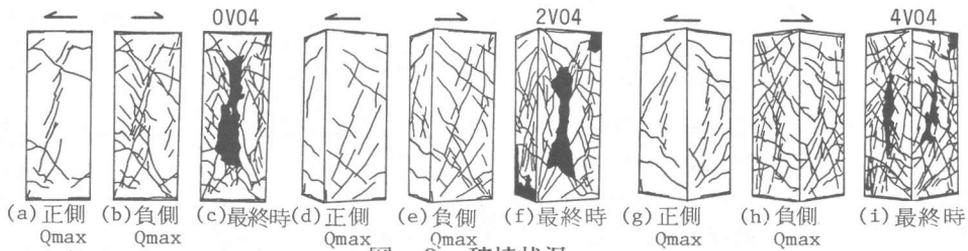


図-3 破壊状況

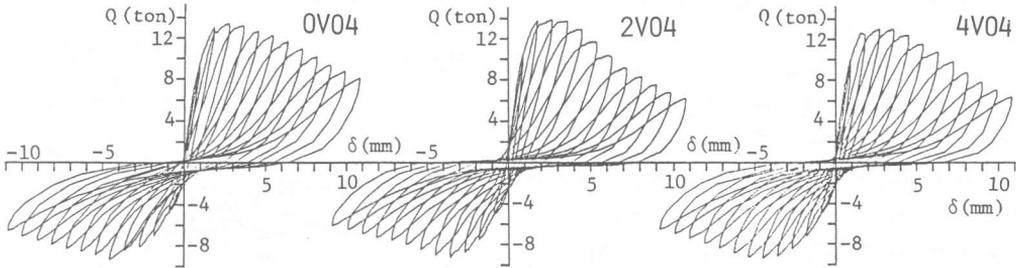


図-4 荷重-変位曲線

正荷重時のそれとは幾分異なる。即ち、ひび割れは曲げ、曲げ剪断、剪断の順で発生して行くが、特に、0VA15柱や4VA15柱のように $Q=0$ 軸上で引張軸力となる場合には、軸力導入時の応力がコンクリートの引張強度と類似しているために、この時に水平方向に引張ひび割れがほぼ等間隔に発生している。又、剪断ひび割れは図-3に見られるように、正荷重時よりも勾配は緩くほぼ 45° であり、その発生位置も中段筋沿いに集中することなく柱全域に分散している。これらの剪断ひび割れは繰返し回数の増加に伴って進展・拡大し、繰返し4~6回目に図-3(b), (e), (h)の状況となり負荷重時の最大を示した。

上記負荷重時の傾向は、正荷重時の場合と同様に、軸力の変動方法や変動幅を変化させても互いに類似しているが、 θ が 22.5° と 45° の場合には、 0° の場合よりも負側最大荷重時における剪断ひび割れの発生域がやや広がっている点が異なる。

正負最大荷重以後の繰返し加力により、保持力は図-4に示すように徐々に低下すると同時に、図-3(c), (f), (i)に示すように、中段筋沿いのコンクリートが一部剥離した。

尚、柱頭、柱脚部主筋歪度計測値のうち、0V04と0VA04柱は正荷重時最大耐力以後の繰返し時に、他の8体は正荷重時最大耐力到達以前に、圧縮側最外縁位置の主筋が降伏歪に達した。又、柱梁接合面より約8.2mmの位置の帯筋は、すべて最大荷重時又はその直後に降伏歪に達した。

3.2 変形性能

(1) 荷重-変位包絡線

図-5には、正負両荷重時における荷重-変位包絡線を比較したが、縦軸はコンクリート強度の違いによる影響を除くために、無次元化して示した。同図(a)に示したように、軸力の変動方法や変動幅を変えた場合

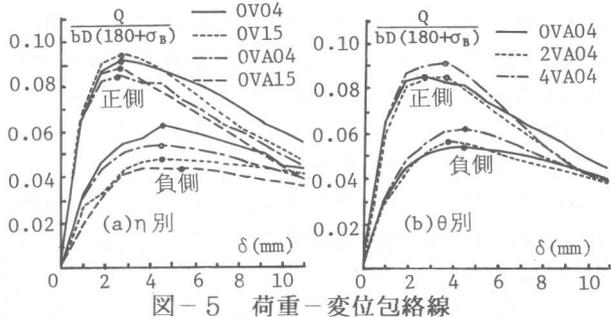


図-5 荷重-変位包絡線

には、変動幅の大きい15柱の耐力以後の保持力の低下が、04柱よりも僅かに大きいようであるが、その差は僅少である。又、同図(b)に示したように、軸力の変動条件が同一で水平加力角度 θ のみを変化させた場合には、 $\theta=0^\circ$ 柱に比較して $\theta=45^\circ$ 柱の保持力の低下が僅かに大きいようであるが、この点についても顕著な傾向とは断定し難い。

(2) 固有ループ

図-6には、正負両最大荷重時と最終時における固有ループの代表例を示した。図示のように、正荷重時と負荷重時とでは形状が異なっているが、負荷重時と最終時には典型的な逆S字型を示している。この傾向は全試験体とも類似しており、軸力変動方法等や加力角度の違いによる差異は認められない。

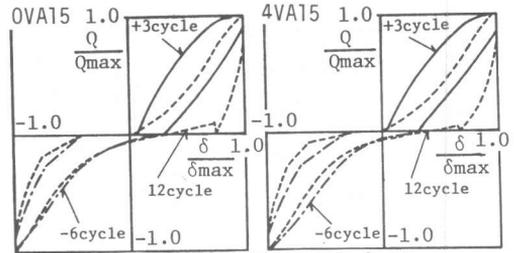


図-6 固有ループ

(3) 軸方向変位

図-7に一例を示したように、軸力の変動方向や変動幅を変化させても、繰返し回数の増加に伴う軸方向の伸縮量の変化状況には、明確な違いは認められない。しかし、加力角度が変化する場合には、図示のように0V04柱の軸方向伸縮量はほぼ安定しているのに対し、2V04柱や4V04柱のように θ が大きくなる程、繰返し時には正側負側共に圧縮量が増加して、不安定となる傾向を示した。

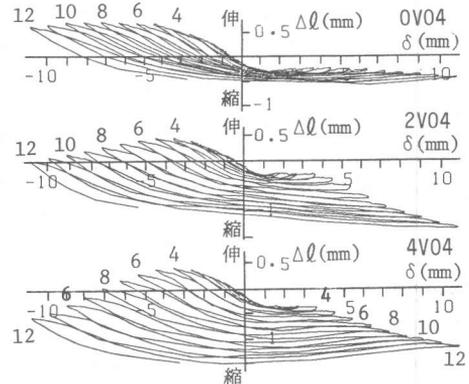


図-7 繰返しと軸方向変位

3.3 ひび割れ荷重

(1) 曲げひび割れ荷重

V04やV15シリーズでは、正負の繰返し中に所定の軸力を設定するために、その間に発生する曲げひび割れ荷重に対応する軸方向応力度係数 η も変化する。図-8(a)には、 η と曲げひび割れ荷重実験値の関係を示した。図中には正方形断面で $\sigma_B=300\text{kgf/cm}^2$ の時の計算値を併記したが、正負荷重時における実験値は、この計算値線に沿ってプロットされている。

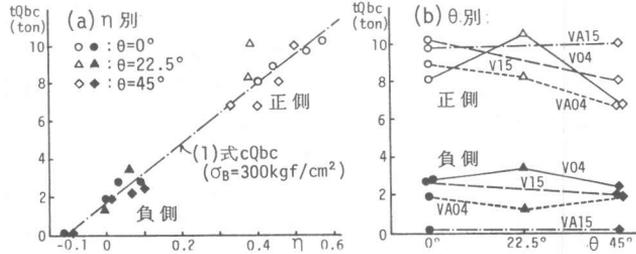


図-8 曲げひび割れ荷重

又、図-8(b)には、曲げひび割れ荷重実験値を加力方向角度 θ 別にプロットした。

図示のように、負荷重時には θ の変化による差異は殆んど認められないが、正荷重時には、 θ が大きくなる程曲げひび割れ荷重は僅かに低くなる傾向がある。表-3には、 θ による角度変化を無視した(1)式計算値に対する実験値の比を示したが、負側の2体を除く18個の平均値は1.06、標準偏差0.196、変動率18.5%となって、実験値にはばらつきはあるものの(1)式による計算が可能であることを示している。

(2) 剪断ひび割れ荷重

図-9には、正負両荷重時における剪断ひび割れ荷重実験値を η と θ 別にプロットした。

(a)図に示すように、負荷重時には(2)式計算値に近似した分布を示している。しかし、正荷重時には全実験値が計算値を上回っているが、 η の増大に伴う実験値の増分率は、破線で示したように(2)式よりも低い。

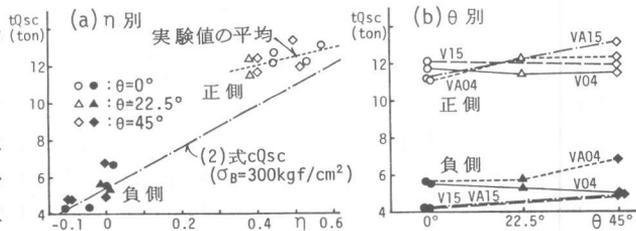


図-9 剪断ひび割れ荷重

表-3 試験結果の一覧

試験体 記号	σ_B (σ_t) (kgf/cm ²)	加力 方向	曲げひび割れ荷重時			せん断ひび割れ荷重時			最大荷重時					
			η	tQsc (ton)	tQbc cQbc	η	tQbc (ton)	tQsc cQsc	η	tQsu (ton)	tQsu oAQsu	tQsu cVu	tQsu cVmu	R(rad.) $\times 10^{-3}$
0V04	270 (29.9)	+	0.400	8.1	1.01	0.444	12.7	1.33	0.444	13.41	1.03	1.21	1.06	6.02
0V15	263 (29.7)	+	0.093	2.8	0.89	0.570	13.1	1.25	0.570	13.66	1.06	1.26	1.11	6.02
0VA04	274 (29.6)	+	0.438	8.9	1.03	0.439	12.1	1.26	0.438	13.07	1.00	1.17	1.02	5.87
0VA15	280 (29.4)	+	0.536	9.7	0.99	0.535	12.2	1.13	0.536	13.32	1.01	1.17	1.02	5.27
2V04	312 (31.8)	+	0.385	10.4	1.49	0.385	11.6	1.15	0.385	13.89	1.00	1.12	0.98	6.02
2VA04	317 (34.4)	+	0.061	3.4	1.29	0	5.4	0.96	0	9.26	0.96	0.86	0.83	8.02
4V04	301 (34.2)	+	0.379	8.3	1.18	0.379	12.4	1.26	0.379	13.73	0.98	1.10	0.96	7.80
4V15	291 (31.8)	+	0	1.3	0.71	0	5.7	1.01	0	9.26	0.95	0.85	0.82	8.04
4VA04	301 (31.3)	+	0.336	6.8	1.11	0.399	11.7	1.18	0.399	13.00	0.95	1.08	0.94	6.02
4VA15	302 (29.9)	+	0.106	2.4	0.76	0	5.0	0.91	0	9.39	0.99	0.88	0.86	10.02
		+	0.457	8.1	1.08	0.515	12.0	1.10	0.515	12.74	0.95	1.09	0.95	5.89
		-	0.072	2.1	0.79	-0.088	4.8	1.06	-0.103	7.71	0.95	0.87	0.78	10.02
		+	0.401	6.8	0.98	0.402	12.4	1.25	0.401	14.21	1.04	1.19	1.04	8.02
		-	0	1.9	1.07	0	6.9	1.25	0	9.79	1.04	0.92	0.91	10.02
		+	0.497	10.0	1.21	0.496	13.3	1.20	0.497	14.03	1.02	1.16	1.01	6.02
		-	-0.099	0.1	—	-0.099	4.8	1.08	-0.099	8.75	1.06	0.98	0.86	5.41

曲げひび割れ¹⁾: $cM_{bc} = 1.8\sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e + ND/6$, $cQ_{bc} = 2cM_{bc}/h_0$ (1)

剪断ひび割れ¹⁾: $oAQ_{sc} = \{0.085kc(\sigma_B + 500)/(M/Qd + 1.7)\} b_j$, $cQ_{sc} = (1 + \sigma_0/150)oAQ_{sc}$ (2)

剪断終局耐力¹⁾: $oAQ_{su} = \left\{ \frac{0.115kukp(\sigma_B + 180)}{(M/Qd + 0.12)} + 2.7\sqrt{Pw\sigma_{wy}} \right\} b_j$, $cQ_{su} = (0.9 + \frac{\sigma_0}{250})oAQ_{su}$ (3)
(但し $\sigma_0 \leq 100$)

AIJ解説指針²⁾: $\lambda V_u = Pw\sigma_{wy}b_j \cot\phi + tna\theta(1-\beta) bD\nu\sigma_B/2$ (4)

AIJ解説6.9式²⁾: $cVu = Pw\sigma_{wy}b_j t + \tan\theta(2\gamma/\tan\theta - \beta) bD\sigma_B/2$ (5)

AIJの修正式³⁾: $cVmu = Pw\sigma_{wy}b_j t + (1+\eta)\tan\theta(1-\beta) bD\nu\sigma_B/2$ (但し $\eta \leq 0.4$) (6)

ここに、 σ_B はコンクリート圧縮強度、 Z_e は鉄筋考慮の断面係数、 kc , ku は柱断面寸法による補正係数(本実験は共に1.0)、 kp は引張鉄筋比 P_t (%)による補正係数($=0.82P_t^{0.23}$)、 b , j_t , D はそれぞれ柱の幅、主筋中心間距離、全せい、 Pw は剪断補強筋比、 σ_{wy} は剪断補強筋の降伏強度、 $\tan\theta = \{\sqrt{(h_0/D)^2 + 1} - h_0/D\}$ 、 $\beta = \{(1 + \cot^2\phi)Pw\sigma_{wy}\}/(\nu\sigma_B)$ 、 ν は σ_B の有効係数、 ϕ はトラス機構のコンクリート圧縮束の角度、 $\eta = N/bD \cdot \sigma_B = \sigma_0/\sigma_B$ 、 γ は η と鉄筋係数($q = P_t\sigma_y/\sigma_B$)の大小より求まる係数。

表-3には、 θ 変化を無視して正方形断面として求めた計算値に対する実験値の比を示した。 η の小さい荷重時の比は平均1.03(0.93~1.25)、変動率8.9%であるのに対し、正荷重時の比は、平均1.21(1.10~1.33)、変動率5.6%となって、実験値の方が計算値を約20%上回っている。一般的には、柱断面の剪断応力度分布は η の大小によって変化しないが、柱頭・柱脚部の曲げ引張応力や主引張応力は、 η の大きい柱程小さくなるために、柱の剪断ひび割れ発生荷重は軸力によって増すのが普通であるが、本実験のように η が約0.4以上となる場合には荷重の増分率が鈍る点は注意を要する。尚、図-9(b)に示すように加力角度 θ の変化は、剪断ひび割れ荷重には特に大きな影響を及ぼさないようである。

3.4 剪断終局耐力

(1) 実験値

図-10には、正負両荷重時における剪断耐力実験値を η と θ 別にプロットした。(a)図中には(3)式計算値(θ 変化を無視)を併記した。図示のように、正負荷重時とも実験値と計算値とは極めて良く

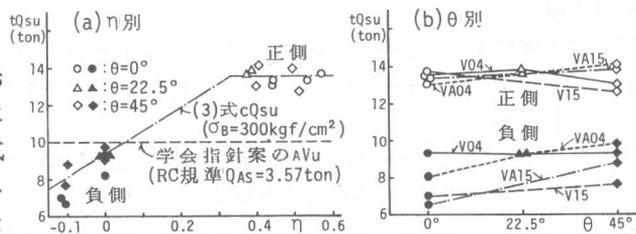


図-10 剪断終局耐力

一致している。又、 θ 変化の影響については、(b)図に示すように正荷重時には殆どその影

響は認められないが、負荷重時には θ が大きくなると剪断耐力も僅かに大きくなる傾向がある。尚、本実験値 t_{Qsu} は、 θ を無視した多段配筋柱の曲げ耐力式⁴⁾計算値に対し、正側で約25%、負側で約10%それぞれ下回っており、すべて曲げ耐力以下であったと見なせる。

(2) 計算値との比較

表-3には、既往の柱の剪断耐力に関する(3)、(5)及び(6)式計算値に対する実験値の比較を記した。(3)式に対する実験値の比は、正荷重時には全平均1.00(0.95~1.06)、変動率3.6%(標準偏差0.036)、となり実験値と計算値とは極めて良く一致している。一方、負荷重時には全平均0.97(0.85~1.06)、変動率6.7%(標準偏差0.065)となって、この場合にも実験値と計算値は比較的良く近似している。

次に、(3)式と(6)式に対する実験値の比を基に、 θ が同一試験体毎の平均値を求め、この時の $\theta=0^\circ$ の柱を1.00として θ 変化による耐力低下率を求めると、正荷重時には $\theta=22.5^\circ$ の柱で0.94、 $\theta=45^\circ$ の柱では0.95となって、前回の実験結果⁴⁾とはほぼ同様の低下率となった。しかし、負荷重時にはこれらの比率は、 $\theta=22.5^\circ$ で1.03、 45° で1.08となり逆にやや大となる傾向を示した。

(3) 設計指針案との比較

図-10(a)には、設計指針案²⁾による本報(4)式の剪断耐力計算値($\Delta V_u=10.0\text{ton}$)を併記した。正荷重時の実験値はすべてこの値を上回った位置にプロットされ、安全側の値を示しているが、負荷重時の実験値はこれとは逆にすべて計算値を下回っている。一方、現行の建築学会RC規準⁵⁾による柱の短期許容剪断力 Q_{As} と比較すると、この値は約3.6tonと計算されるので、負荷重時の実験値はすべてこの許容値以上の位置にプロットされ、安全側の値を示している。

以上のように、変動軸力を受ける柱の剪断耐力は、既往の(3)式で適切に評価できるが、設計指針案の(4)式を適用する場合には、特に、低軸力や引張軸力となる柱に対しては、(3)式やその他の式を適用して十分安全であることを再確認する必要がある。

4. おわりに

以上の二軸曲げ剪断力と変動軸力を受けるRC短柱の剪断実験結果は次の様に要約される。

- (1) 高軸圧縮力を受ける柱の剪断ひび割れ発生荷重は比較的高く、引張や低軸力を受ける柱の剪断ひび割れ状況に比較して、勾配は急であり中段筋沿いに集中して発生し易い。
- (2) 軸力の変動方法や変動幅が変化しても、剪断終局耐力は(3)式によって適切に評価できるが、指針案による計算値は特に引張軸力を受ける柱に対しては危険側の評価となる。
- (3) 二軸曲げ剪断力と高軸圧縮力とを受ける場合の剪断耐力は、前回の実験結果と同様に一軸加力時の5%程度の低下であった。

本研究は、平成元年度文部省科学研究費補助金により行ったもので、卒論生として実験に協力された、小川直、松岡昌志両君を始め諸研究員の方々に謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料、1987、70~81頁。
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説、1988 114~119頁。
- 3) 荒川卓、賀明玄他：らせん鉄筋柱の剪断抵抗性状について、コンクリート工学年次論文報告集、10-3、1988、577~582頁。
- 4) 荒川他：二軸曲げ剪断力を受ける鉄筋コンクリート短柱のせん断抵抗性状、コンクリート工学年次論文報告集、11-2、1989、471~476頁。
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造設計基準・同解説、1988、168頁。