

論文

[2075] 二軸曲げせん断力と変動軸力を受ける高強度RC柱の強度性状

正会員 ○溝口光男(室蘭工大建設システム工学科)

正会員 荒川 卓(室蘭工大建設システム工学科)

正会員 荒井康幸(室蘭工大建設システム工学科)

1 はじめに

鉄筋コンクリート(RC)構造物の高層化と、使用材料の高強度化・高品質化とは密接に関連している。現在、建設省総合技術開発プロジェクトとして、“RC造建物の超軽量・超高層化技術の開発”いわゆる“New RC”の研究に代表されるように、RC構造物への高強度材料の有効利用に関する開発研究が、近年国内で活発に行われている。

高強度鉄筋・コンクリートのRC部材への利用上の問題点については、高木・但木・田中・狩野の研究¹⁾や、日本建築学会発行の解説書²⁾等に詳しいが、繰返し水平力を受ける高強度RC柱の、耐力性状に及ぼす変動軸力や二軸曲げ剪断力の影響については不明な点がある。

本報では、コンクリートの圧縮強度が3種($F_c = 300, 450, 600 \text{ kgf/cm}^2$)に変化するRC柱が、その予想剪断耐力(後述の(3)式)の約2/3に至るまでの正負繰返し中に、作用軸圧縮応力度が $\sigma_o = 150$ から -60 kgf/cm^2 の範囲で変動する場合の剪断と曲げ強度性状を、柱に作用する水平力の加力角度を2種(0° と 45°)に変化させて行った比較実験結果を報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体

図-1に示すように、柱の上下端に加力用梁型スタップを有するI型の柱試験体12体よりなる。柱は、一辺が18cmの正方形断面で、内法高さは $h_o = 45 \text{ cm}$ 、主筋にはSD30級のD13を8本配置し($P_g = 3.14\%$)、8体の剪断実験には4φの帯鉄筋を、4体の曲げ実験には6φの帯鉄筋を、それぞれ3本を一組として4.5cm間隔に配置した。

柱断面は、高軸圧縮応力度 $\sigma_o = N/bD = 150 \text{ kgf/cm}^2$ の載荷が可能となるように、試験機の容量を考慮して定めたものである。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)と 45° (記号 4)の2種とし、コンクリートの設計用圧縮強度を3種($F_c = 300$ 記号 ℓ 、 $F_c = 450$ 記号 m 、 $F_c = 600$ 記号 h)とした。

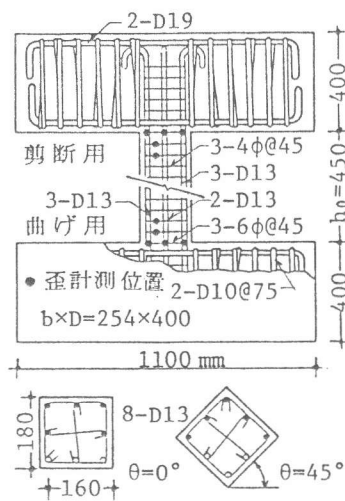


図-1 試験体詳細図

表-1 試験体の種類

F_c kgf/cm^2		剪断シリーズ I $\sigma_o = -60 \sim 45 \sim 150$	剪断シリーズ II $\sigma_o = -40 \sim 30 \sim 100$	曲げシリーズ $\sigma_o = -60 \sim 45 \sim 150$
300	η 2Q/3 $\theta = 0^\circ$	-0.200~0.150~0.500 -3.0 t 10.0 t 0V25 ℓ	-0.133~0.100~0.333 -3.0 t 9.0 t 0V13 ℓ	-0.133~0.100~0.333 -1.5 t 7.0 t 0Vf13m 4Vf13m
	$\theta = 45^\circ$	4V25 ℓ	4V13 ℓ	
450	η 2Q/3 $\theta = 0^\circ$	-0.133~0.100~0.333 -3.0 t 12.0 t 0V13m		-0.133~0.100~0.333 -1.5 t 7.0 t 0Vf13m 4Vf13m
	$\theta = 45^\circ$	4V13m		
600	η 2Q/3 $\theta = 0^\circ$	-0.100~0.075~0.250 -3.0 t 14.0 t 0V12h		-0.100~0.075~0.250 -1.5 t 7.0 t 0Vf12h 4Vf12h
	$\theta = 45^\circ$	4V12h		

試験体名称の内、最初の記号 0 及び 4 は水平加力角度の略。
V は変動軸力、その次の数値 25, 13, 12 等は軸圧縮応力度係数
 $\eta = \sigma_o / \sigma_b$ の値の変動幅を示す略号で、小数点の次の頭数値を示す。
f は曲げを、 ℓ, m, h はコンクリートの圧縮強度の略号。

2.2 繰返し方法と変動軸力の作用方法

図-2 (a)に示すような変位制御による繰返しを行うが、繰返し各回における水平変位量 δ は正負共0.9mm(変形角で $R=2 \times 10^{-3}=1/500$ rad.)毎の漸増とし、繰返し数が12回で($\delta=10.8$ mm, $R=24 \times 10^{-3}=1/40$ rad.)加力を終えることを原則とした。

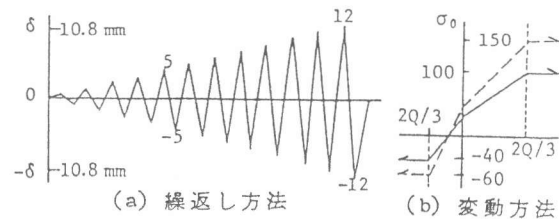


図-2 繰返しと軸力の変動方法

軸方向力の変動方法については、同図(b)

に示すように、軸圧縮応力度 $\sigma_0=45$ kgf/cm²を基準に、後述の(3)式による剪断耐力の約2/3に達するまでの間に、 σ_0 が正側で150、負側で-60 となるように変化させて剪断で破壊する剪断シリーズI(6体)と、 $\sigma_0=30$ kgf/cm²を基準に、正側で100、負側で-40となるように変化させた剪断シリーズII(2体)の2種とした($M/QD=1.25$)。

尚、曲げ破壊時の性状を調べるため、柱の内法高さや軸力の変動方法は剪断シリーズIと同じであるが、柱に作用する曲げモーメントが柱脚で最大、柱頭で零となるように M/QD が剪断破壊時の2倍の2.5となる加力方式とした曲げシリーズ(2種4体)を用意した。表-1には、 η の変動幅や(3)式による剪断耐力の2/3の値、並びに試験体名の一覧を併記した。

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、ドラム型コンクリートミキサーを用いて混練し($F_c=300$ 以外には高強度減水剤をセメント量の1.3%使用)、メタルフォーム型枠内に平打ち込みとした。打設3日目に脱型して所要強度の約80%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19~50日で実験を行った。

表-2 使用材料の性質

	種別	断面積 (cm ²)	σ _y (kgf/cm ²)	E _s (x10 ⁶) (kgf/cm ²)		F _c (kgf/cm ²)	w/c (%)	重量調合比 C : S : G	備 考
鉄 筋	4φ	0.123	2070	1.974	コン クリ ート	300	60	1 : 2.86 : 3.73	ℓ用
	6φ	0.282	3770	2.050		450	44	1 : 2.24 : 3.58	OV13m, 4V13m
	D10	0.713	3870	—		450	42	1 : 2.88 : 3.76	OVf13m, 4Vf13m
	D13	1.267	3500	1.840		600	31	1 : 1.75 : 2.73	h用
	D19	2.865	3870	—					

2.4 加力装置

図-1の試験体を反力床・壁を用いた加力フレーム内にセットし、L型フレームを介して1台のアクチュエーターによって柱の水平力を、他の1台で軸方向力を加える。又、実験中に上下両スタップ間の平行度を保持できるように、L型フレームの回転制御用に別のアクチュエータ1台を用いた。

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。柱の軸方向変位は、水平加力時に引張・圧縮となる柱両側面に3個ずつ、合計6個の変位計を固定し計測した。又、図-1中に印しを付した鉄筋の表面位置には、検長 2mmのワイヤー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

図-3 には、最大荷重時におけるひび割れ状況の代表例を正負両載荷別に、図-4 には、これら試験体の荷重-変位包絡線の代表例を示した。

全試験体とも、正側と負側載荷時における軸力を変動させているために、同一試験体であっても、正及び負側載荷時におけるひび割れの発生・進展状況は異なる。

a) 剪断シリーズ 0V柱の正側載荷時には、柱頭・柱脚部における曲げひび割れの発生に引続き、図中の右上端部より左下端部を結ぶ方向の対角線状のひび割れが、2～3サイクル目までに柱の表裏両面に発生する。その後間もなく最大荷重を示し、繰返し回数の増加に伴って柱上下端より9cmの位置にある帯筋が降伏し、剪断ひび割れの開口・拡大によって保持力が低下する。この場合、帯筋量や σ_c 及び軸力変動時の η が同一であっても、 σ_B の高い柱ほど同一変形時におけるひび割れの発生数は少なく、保持力の低下が急激である。しかし、負側載荷時には、軸方向力が引張に転ずるためにひび割れは緩傾斜となるが、剪断ひび割れは2～3サイクル目までに発生し、その後の繰返しによって更に開口・進展して、正側におけるひび割れと交差し、柱の中段主筋位置におけるコンクリートの剥落を伴いつつ最大荷重を示すが、耐力以後の保持力の低下は緩やかである。

一方、4V柱の場合には、剪断力が正方形断面の対角線方向に作用するために、柱の4面に曲げや剪断のひび割れが発生する点が0V柱と異なるが、柱各面におけるひび割れの進展状況や帯筋の降伏状況については、正負両側とも上記0V柱の場合に類似している。

b) 曲げシリーズ 正側載荷時には、コンクリート強度や水平加力角度の違いに拘わりなく、0V・4V柱共に柱脚部における曲げひび割れ幅の開口と(引張主筋3本降伏)、コンクリートの圧潰(圧縮主筋3本降伏)によって4～5サイクル目に最大荷重に達し、以後の繰返しにより徐々に保持力が低下した。一方、引張軸力となる負側載荷時には、繰返しによる柱の作用剪断力や変形の増加に拘わりなく保持力は増加を続け、柱の引張降伏時耐力に余裕を残したまま最終時に至った。

3. 2 荷重-変位包絡線

図-4には、各シリーズの荷重-変位包絡線を σ_B 別に比較した。同図(a), (b)に示したように、剪断シリーズの正側では、 σ_B の高い柱ほど最大耐力は大きいが、耐力後の保持力の低下は急激である。この傾向は、0V柱よりも4V柱の方がやや顕著である。しかし、負側については、 σ_B や θ の違いによる差異は認められず、耐力後の保持力の低下も緩やかである。次に、 σ_B が同一で η の変動幅の異なる25 ℓ と13 ℓ 柱とでは、0V, 4V両柱ともに η の高い25 ℓ 柱の方が耐力は若干高く、又、 η の変動幅が同一で σ_B のみが異なる13 ℓ と13m柱とでは、0V, 4V柱ともに σ_B の高い13m柱の方の耐力は高いが、保持力の低下はやや急である。

(c)図の曲げシリーズの場合には、正側最大耐力以後の保持力の低下は剪断シリーズの場合よりも緩やかであるが、正負両側ともに σ_B や θ の違いによる差異は認められない。

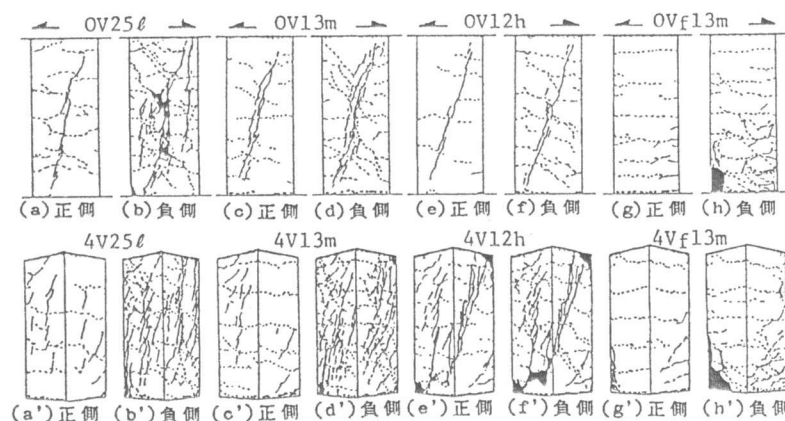


図-3 破壊状況(正側:実線、負側:点線)

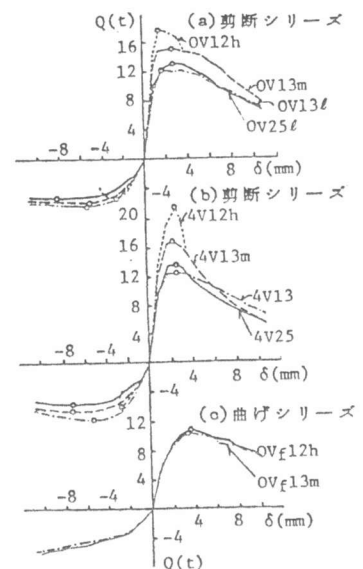


図-4 荷重-変位包絡線

3. 4 ひび割れ強度

a) 曲げひび割れ 図-5 には、曲げひび割れ強度実験値を σ_B 別に示した。図中には軸方向力 $N=48.6 \text{ ton}$ ($\sigma_0=150 \text{ kgf/cm}^2$)と0における正方形断面柱の(1)式計算値を併記した。図示のように、正側載荷時には0V柱4V柱ともに、目視観察によるひび割れ発見の遅れがあるために、実験値は剪断・曲げ両実験シリーズともに計算値よりもやや高めの値を示している。これに対し、負側載荷時の曲げひび割れは、所定の引張軸力となる途中の極めて低い剪断力作用時に発生するために、実験値の計算値に対するばらつきは大きい。尚、表-3 には、これらのひび割れ強度を含む試験成績を一括表示した。

b) 剪断ひび割れ強度 図-6 には、剪断ひび割れ強度実験値と σ_0 が150と-60 kgf/cm^2 時における正方形断面柱としての(2)式計算値を σ_B 別に示した。図示のように、正側載荷時には σ_B の増大にはほぼ比例して実験値も増加するが、0V柱よりも4V柱の方が10%程度高い値を示している。この理由の一つは、水平加力時における柱の見掛け上の有効せいが、0V柱よりも4V柱の方が大きいために、この時の剪断スパン比が0V柱のそれよりもやや小となり、その分だけひび割れ発生時における強度を高める結果となったものと考えられる。しかし、この状況は(2)式計算値の傾向とよく類似しており、同式の成立限界である $\sigma_B=360 \text{ kgf/cm}^2$ を超えた場合にも、(2)式が適用可能であることを示している。

一方、負側載荷時の剪断ひび割れ強度実験値については、0V, 4V両柱との明瞭な差異は無く、(2)式計算値よりも幾分低い値ではあるが、この計算値と類似の傾向を示している。

3. 5 終局耐力

本実験のような変動軸力を受ける場合の耐力は、正側と負側各載荷時に得られるそれぞれの最大荷重をもって評価出来るものとする。

a) 剪断耐力実験値 図-7 には、正負両載荷時における剪断耐力実験値を σ_B 別に示した。図中には、各式の σ_B の適用限界を600 kgf/cm^2 にまで拡張し、 σ_0 が150と-60 kgf/cm^2 における正方形断面柱の(3)及び(4)式計算値^[4]、日本建築学会の設計指針^[5]による計算値と設計規準^[6]による短期許容剪断力の値等を併記した。

図示のように正側載荷時には、 σ_B の増大にはほぼ比例し耐力実験値も増加するが、その増加率は0V柱よりも4V柱の方が大きく、 σ_B の高い柱ほどその増加率も大きくなる傾向を示している。又、 σ_B が同一で η の変動幅の異なる25 ℓ と13 ℓ 柱とでは、0V, 4V柱ともに η の高い柱の方が耐力もやや高く、 η の変動幅が同一で σ_B のみが異なる13 ℓ と13m柱とでは、0V, 4V柱ともに σ_B の高い柱の耐力もやや高い。

本実験値を既往の耐力式計算値と比較すると、設計指針による計算値に対しては全実験値とも十分安全側の値を示しているが、倉本・南^[4]等の提案による(4)式は、0V柱と4V柱実験値のほぼ中間に位置し、平均的には良く適合している。又、(3)式と(4)式の σ_B に関する影響量については互いに類似しているが、(3)式の σ_B による影響量は実際には $\sqrt{\sigma_B}$ に係するものを、 σ_B が150~360 kgf/cm^2 の実用の範囲内では直線式に置換できるとの仮定に

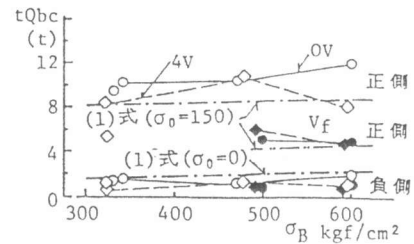


図-5 曲げひび割れ強度

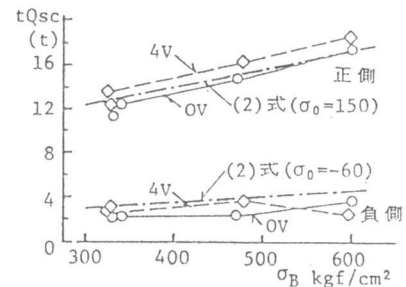


図-6 剪断ひび割れ強度

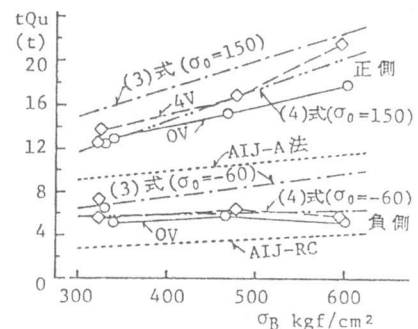


図-7 剪断耐力

表-3 試験成績一覧

記号は文献[3、5、6]による。

試験体 記号	σ_B (kgf/cm ²)	加力 方向	曲げひび割れ荷重時			剪断ひび割れ荷重時			最大荷重時						破壊 モード
			η	t_{Qbc} (ton)	c_{Qbc}	η	t_{Qsc} (ton)	c_{Qsc}	η	t_{Qu} (ton)	$t_{\delta u}$ (mm)	c_{Qsu}	t_{Qu} (ton)	c_{Qsu}	
OV25 ℓ	342	+	0.439	10.30	1.24	0.438	12.40	1.07	0.439	13.04	2.72	0.84	1.02	0.78	S
	31.0	-	-0.023	1.54	0.93	-0.090	2.09	0.45	-0.175	5.21	8.12	0.69	0.88	0.55	S
OV13 ℓ	332	+	0.299	9.49	1.56	0.300	11.43	1.20	0.301	12.24	1.69	0.91	0.98	0.71	S
	33.3	-	0.003	1.24	0.60	-0.061	2.07	0.42	-0.120	6.35	5.42	0.78	0.82	0.37	S
OV13m	471	+	0.290	10.49	1.31	0.316	14.89	1.12	0.318	15.22	2.70	0.86	0.91	0.71	S
	41.9	-	0.032	1.25	0.45	-0.078	2.34	0.46	-0.127	5.83	5.16	0.62	0.97	0.34	S
OV12h	602	+	0.225	12.03	1.48	0.248	17.64	1.16	0.249	17.76	1.47	0.90	0.88	0.78	S
	52.3	-	-0.035	1.90	1.37	-0.100	3.95	0.87	-0.100	5.29	2.66	0.46	0.87	0.35	S
4V25 ℓ	323	+	0.409	8.36	1.12	0.468	13.68	1.21	0.464	13.83	2.71	0.91	1.13	0.88	S
	30.4	-	0.016	1.20	0.60	-0.152	2.76	0.71	-0.186	5.45	7.20	0.75	0.93	0.37	S
4V13 ℓ	328	+	0.217	5.36	1.10	0.305	12.45	1.31	0.305	12.64	2.66	0.94	1.02	0.73	S
	30.5	-	0.032	0.89	0.40	-0.123	3.23	0.77	-0.122	7.52	5.41	0.93	0.97	0.59	S
4V13m	478	+	0.295	10.94	1.34	0.313	16.17	1.20	0.314	17.08	2.32	0.96	1.00	0.79	S
	41.4	-	-0.007	1.41	0.72	-0.126	3.81	0.95	-0.126	6.35	7.22	0.66	1.05	0.42	S
4V12h	598	+	0.176	8.10	1.18	0.251	19.00	1.25	0.251	21.64	2.66	1.10	1.07	0.95	S
	51.3	-	0.001	1.29	0.55	-0.080	2.53	0.49	-0.100	5.85	2.69	0.52	0.96	0.38	S
OVf13m	509	+	0.235	5.00	1.37	—	—	—	0.295	10.90	3.62	0.79	0.60	0.99	F
	43.3	-	0.013	0.79	0.65	—	—	—	-0.118	>5.85	10.47	0.77	0.49	0.91	F
OVf12h	603	+	0.197	4.97	1.34	0.247	9.69	0.93	0.249	10.43	3.32	0.72	0.54	0.91	F
	49.8	-	-0.036	0.96	1.39	—	—	—	-0.100	>5.59	10.87	0.67	0.46	0.87	F
4Vf13m	492	+	0.279	6.10	1.52	0.302	8.96	0.96	0.305	9.77	4.32	0.72	0.54	0.90	F
	42.1	-	-0.028	0.90	1.20	—	—	—	-0.122	>5.85	10.32	0.79	0.47	0.91	F
4Vf12h	598	+	0.195	4.80	1.31	—	—	—	0.250	10.69	3.56	0.74	0.55	0.94	F
	47.6	-	-0.022	0.94	1.08	—	—	—	-0.100	>6.12	10.81	0.74	0.51	0.95	F

表中の計算値 c_Q は、何れの場合にも θ 変化を無視した正方形断面柱としての計算値である。

$$\text{曲げひび割れ}^{(3)}: M_{bc} = 1.8\sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e + ND/6, \quad c_{Qbc} = \Sigma M_{bc}/h_0 \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$\text{剪断ひび割れ}^{(3)}: Q_{sc} = \{0.085kc(\sigma_B + 500)/(M/Qd + 1.7)\} b_j, \quad c_{Qsc} = (1 + \sigma_o/150) Q_{sc} \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$\text{剪断終局耐力}^{(3)}: Q_{su} = \{0.115kukp(\sigma_B + 180)/(M/Qd + 0.12) + 2.7/Pw\sigma_{wy}\} b_j, \\ c_{Qsu} = (0.9 + \sigma_o/250) Q_{su}, \quad (\text{但し } \sigma_o \leq 150) \quad \dots\dots\dots(3)$$

$$\text{倉本・南修正式}^{(4)}: Q_s = bd \cdot Pw\sigma_{wy} + (\gamma - 2\alpha \cdot Pw\sigma_{wy}/\sigma_B) bd\sigma_B \quad \dots\dots\dots(4) \\ \eta \leq 0.5 - 2q \text{ の時, } \gamma = \{\sqrt{4(\eta + 2q)(1 - \eta - 2q)} + (L/D)^2 - (L/D)\} / 2, \\ \eta > 0.5 - 2q \text{ の時, } \gamma = \alpha = \{\sqrt{1 + (L/D)^2} - (L/D)\} / 2$$

$$\text{曲げ終局耐力}^{(3)}: N_{max} \geq N > N_b, \quad Mu = \{0.5\alpha_g \sigma_{yg} D + 0.024(1 + g_1)(3.6 - g_1)bd^2\sigma_B\} \\ \times (N_{max} - N)/(N_{max} - N_b) \\ N_b \geq N > 0, \quad Mu = 0.5\alpha_g \sigma_{yg} D + 0.5ND(1 - N/bD\sigma_B) \\ 0 > N \geq N_{min}, \quad Mu = 0.5\alpha_g \sigma_{yg} D + 0.5Ng_1D, \quad c_{Qfu} = \Sigma Mu/h_0 \quad \dots\dots\dots(5)$$

に基づき誘導されたものである。しかし、この(3)式による計算値は本実験値の σ_B 別平均値に対して、13～19%平均で16%程度高い値を示したことは、高強度コンクリート使用時のRC柱の剪断耐力の計算に際して、単純に高強度の σ_B に拡張して(3)式を適用すると過大評価となることを意味し、適用上十分な注意が必要である。

一方、負側載荷時の実験値については、OV柱と4V柱との差異はなく、 σ_B の違いに拘わりなくほぼ一定の値を示し、(4)式計算値に近似した値を示している。又、(3)式に対しては、上記の正側載荷時と同様に、 σ_B が高くなるほど過大評価となる点は注意を要する。

尚、現行のRC規準による短期の許容剪断力は、正負両側の載荷時実験値に対して安全側の値であるが、設計指針による計算値は、特に、引張軸力を受ける実験値に対して過大評価となる点は注意を要する。

b) 曲げ耐力実験値 表-3 に示したように、正側載荷時における曲げ耐力実験値は、 σ_B や θ の違いに拘わりなく4体とも互いに近似した値を示している。これらの実験値は、作用剪断力と直交する方向の中段主筋を考慮した、多段配筋柱の曲げ耐力(5)式による計算値よりも5～6%低い程度で、実験値と計算値とは比較的近似している。

一方、負側載荷時における最終除荷時の実験値は4体とも近似した値を示し、 σ_B や θ の違いによる影響は認められず、(5)式計算値の90%程度の値に相当している。

c) 既往の剪断耐力実験値と計算値の比較 表-4 には、当研究室における標題に関する

る剪断実験資料^{17,8)}

に本実験値を含めた、総数32体の資料の(3)、(4)及びAIJ解説(6.9)式計算値に対する比較を、又、図-8には実験値の(4)式計算値に対する比の分布状況の一例を示した。尚、文献

表-4 既往の実験値と計算値の比較

資料名	軸力	資料数	大野研究室(3)式			AIJ解説(6.9)式			倉本・南修正(4)式		
			$\frac{tQu}{cQs}$	標準偏差	変動率%	$\frac{tQu}{cVu}$	標準偏差	変動率%	$\frac{tQu}{cQs}$	標準偏差	変動率%
文献7)	圧縮	9	0.94	0.085	8.8	1.15	0.093	8.1	1.13	0.091	8.0
14体	0と引張	5	0.98	0.093	9.5	0.98	0.050	5.1	0.96	0.050	5.2
文献8)	圧縮	10	0.91	0.046	5.0	1.15	0.055	4.8	1.11	0.051	4.6
10体	0と引張	10	0.97	0.065	6.8	0.86	0.061	7.1	0.82	0.059	7.1
本実験	圧縮	8	0.93	0.074	8.0	1.18	0.115	9.8	1.00	0.078	7.8
8体	0と引張	8	0.68	0.138	20.5	1.42	0.140	9.8	0.93	0.068	7.3
合計	圧縮	27	0.93	0.073	7.8	1.16	0.090	7.7	1.08	0.092	8.4
32体	0と引張	23	0.87	0.173	20.0	1.08	0.268	24.8	0.89	0.085	9.6
	圧・引	50	0.90	0.133	14.8	1.12	0.197	17.5	0.99	0.131	13.2

[8]と本実験の合計18体は、正負両載荷時の軸力を圧縮から引張に変化させているので、同一試験体の正負両側の値を別々の資料として取扱うことにし、資料数合計50個とした。表示のように実験値に対しては、既に指摘したように(3)式計算値はやや過大に評価される。一方、実験値の(4)式計算値に対する比については、正側載荷時の圧縮軸力を受ける場合と、負側載荷時の軸力0又は引張の場合とでは、やや異なった評価を与える。しかし、両者を総合すると、(4)式では正負の平均が0.99、変動率は13.2%となって、(3)式やAIJ設計指針の計算値(平均1.21, 変動率34.3%)、並びに解説(6.9)式計算値(平均1.12, 変動率17.5%)等よりも良い適合性を示している。

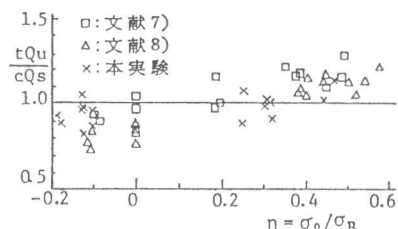


図-8 (4)式計算値の比較

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柱の実験結果は、次のように要約される。

- (1) 剪断耐力は、柱断面に対する水平加力角度の違いに拘わりなく、コンクリート強度が600kgf/cm²程度までは比例的に増加するが、耐力以後の保持力の低下は急激となる。
- (2) 本実験のような変動軸力を受ける場合の柱の耐力は、繰返し加力時に得られた最大の圧縮軸力又は引張軸力の値を採用することにより評価出来るが、この場合の剪断耐力は、繰返し載荷時の軸力係数やコンクリート強度にほぼ比例する傾向がある。
- (3) 曲げ破壊を生ずる柱の場合には、コンクリート強度や水平加力角度の違いに拘わりなく、曲げ耐力以後の保持力の低下は少なく、その時の曲げ耐力は(5)式で評価出来る。
- (4) 剪断耐力実験値は、コンクリート強度の適用限界を高強度に拡張した場合には、水平加力角度の違いに拘わりなく既存の(3)式や他の諸式による計算値よりも、(4)式計算値に最も良く適合する。しかし、引張軸力となる場合には、特に、(3)式や設計指針のA法による計算値が、実験値に対して高強度になるほど過大に評価される点は注意を要する。

本研究は、平成2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 水野克紀、長谷川幸司、村岡延明、鈴木博の諸君に謝意を表します。

参考文献

- 1) 田中礼治・但木幸男・高木仁之・狩野芳一：高強度鉄筋を用いた鉄筋コンクリート部材の設計上の問題点(3報) コンクリート工学、Vol. 28, No. 4, pp. 37-43, 1990. 4. No. 5, pp. 41-48, 1990. 5. No. 6, pp. 16-23, 1990. 6.
- 2) 日本建築学会編：高強度コンクリートの技術の現状、1990
- 3) 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、pp. 70-81, 1987.
- 4) 倉本洋・南宏一：塑性理論を応用した鉄筋コンクリート部材の実用せん断設計式、日本建築学会構造系論文報告集 第417号、pp. 31-45, 1990.
- 5) 日本建築学会：RC造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説、pp. 112-129, 1988.
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説、pp. 167-192, 1988.
- 7) 荒川卓・荒井康幸・溝口光男・吉田稔：二軸曲げせん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, pp. 471-476, 1989.
- 8) 溝口光男ほか：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、コンクリート工学年次論文報告集 12-2, pp. 345-350, 1990.