

[95] 任意方向の水平力を受ける鉄筋コンクリート短柱のせん断破壊性状

正会員 柴田 拓二 (北工学部)

正会員 ○城 攻 (北工学部)

1 まえがき

鉄筋コンクリート柱が断面の任意方向に水平剪断力を受ける場合の剪断破壊性状に関する研究は極めて少ない。本論文は予め断面の両主軸方向ともに曲げ破壊に対して剪断破壊が先行する様に設計された鉄筋コンクリート短柱試験体を用いて、軸力比と断面の幅成比ならびに加力方向を変化要因として正負繰返し曲げ剪断力を与えた場合の破壊性状、復元力特性について実験的検討を行ったものである。

2 実験概要

2.1 試験体 図-1に示す様に試験体形状は柱頭柱脚に柱端拘束用の加力スタブ(50×60×90cm)を取付けたI型形状で、全試験体とも柱内法高さ90cm及び柱断面積900cm²を共通とした。2種の断面形状(正方形30×30cm²、長方形40×22.5cm²)と3種の軸力比($\eta = \sigma_o / F_c = 0, 1/6, 1/3$)について、加力方向との組合せで表-1に示す合計13体の試験体を製作した。配筋は断面形状の相違に対応した2種であるが、基本となる主軸方向の断面諸元は表-2に示す3種である。いずれの主軸方向にも剪断破壊が曲げ破壊に先行する様に配筋量を定めた。柱部分のコンクリートのシリンダー平均圧縮強度 $\overline{F_c}$ は247kg/cm²であるが、柱脚部に打継ぎを有する縦打込みによって試験体を製作しているため、シュミットハンマーによって推定した柱頭部に対する柱脚部の強度増大は平均21kg/cm²であった。また加力スタブ部分の $\overline{F_c}$ は374kg/cm²である。表-3には使用した鉄筋の力学的性状を示した。

2.2 加力装置 加力装置の模式図を図-2に示す。上下の加力スタブ夫々に結合された加力用鉄骨梁と下部拘束梁との間を、4本の梁剪断力伝達用の上下端二方向ピン接合のロッドで連結することによって水平軸廻りの柱端の回転を二方向とも拘束し、水平加力時に柱頭柱脚の加力スタブが相互に平行移動することを意図した。水平加力はアクチュエーターにより各サイクルの部材角最大値を $R = 1.5 \times 1.2 \times 10^{-3} \text{ rad}$ とする変位振幅漸増正負繰返し加力を行った。軸力は定圧ジャッキを柱頭加力スタブの柱軸線上に置き、水平加力装置とは独立の軸力ロッドによって導入した。上部スタブ側面と加力用鉄骨梁との接触面にはテフロンシートを挟み、梁剪断力ロッドの柱軸方向変形に対する拘束を小さくして、実験中の柱軸力をほぼ一定に保持させた。

3 亀裂及び破壊性状

全ての試験体が剪断破壊によって最大耐力に至ったが、亀裂性状は試験体毎に異なっている。最終破壊状況を図-3に示すが、二軸加力試験体の亀裂図は水平

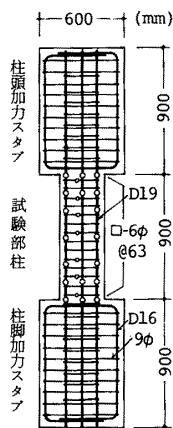
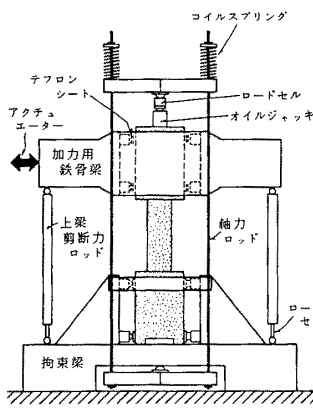
図-1 試験体形状
○ W.S.G. 貼付位置

図-2 加力装置

表-1 実験条件の組合せ

断面形状 [cm]	加力方向	軸力比	試験体名称
正方形 (SS) 30x30	$\theta = 0^\circ$	$\eta = 0$	SS-0-N0
		$1/6$	SS-0-N1
		$1/3$	SS-0-N2
8-D19 h=90	$\theta = 22.5^\circ$	$\eta = 0$	SS-22.5-N0
		$1/6$	SS-22.5-N1
		$1/3$	SS-22.5-N2
長方形 (SR) 40x22.5	$\theta = 45^\circ$	$\eta = 0$	SS-45-N0
		$1/6$	SS-45-N1
		$1/3$	SS-45-N2
長方形 (SR) 40x22.5	$\theta = 60^\circ, 90^\circ$	$\eta = 1/6$	SR-0-N1
			SR-30-N1
			SR-60-N1

表-2 試験体諸元

	SS-0	SR-0	SR-90
断面形状 (cm)	30x30	22.5x40	40x22.5
BxD	30x30	22.5x40	40x22.5
主筋	8-D19 ($\rho_g = 2.25\%$)		
M/QD	1.5	1.125	2.0
$p_w(\%)$	0.3	0.35	0.3
ϕ (mm)	2-6 ϕ @63	2-6 ϕ @71	3-6 ϕ @71

表-3 鉄筋の力学的性質

	柱主筋 D19	柱剪断補強筋 6 ϕ	梁主筋 D16	梁剪断補強筋 9 ϕ
A (cm ²)	2.87	0.269	1.99	0.592
σ_y (kg/cm ²)	3980	3130	3520	3550
σ_B (kg/cm ²)	6060	4000	5600	4970
ϵ (%)	19.9	31.0	24.7	29.2

* 公称断面積

力によって柱軸が描く弾性計算上の変形平面に投影した図であり、図-4は剪断初亀裂と最大耐力時において卓越した亀裂を抽出して例示した。

3.1 剪断初亀裂 正方形断面柱の主軸加力試験体（SS-0）は圧縮隅角部を通る 45° 線（図-4中のA-C線）上に発生し、正負加力時の亀裂が互いに大凡直交するのに対して、二軸加力試験体では加力軸の側方出隅部を通る引張側の 45° 線（図-4中B-D線）近傍に発生することが多く、低変位レベルでは正負の両加力時に発生した亀裂が側方の出隅隅線（B-B線）を越えないため互いに交叉しない。長方形断面柱では剪断スパン比の最も小さい主軸加力のSR-0-N1の剪断初亀裂が対角線上（A-A線）に発生するが、二軸加力時の亀裂性状は正方形断面柱の場合と大凡同様の傾向を示す。

3.2 最大耐力時及び最終破壊状況 正方形断面柱において主軸方向加力時に対角線亀裂の拡幅によって最大耐力に至るのは高軸力の場合に限られる。しかし、二軸加力時には入力方向が 45° に近づく程有効剪断スパン比が小さくなるために、最大耐力時にはいずれの試験体も対角線上の剪断亀裂が拡幅するが、主軸加力試験体SR-0の様な単純明瞭な対角線亀裂と異なり、対角線近傍に分散した不連続な亀裂群となる。側方出隅隅線（B-B線）部のかぶりコンクリートは $\theta=45^\circ$ に近づく程、対角線亀裂の交叉部で剥落しやすく、また軸力比が高い程最外縁筋のコーナー割裂が誘発されやすい。

長方形断面柱においては、変形方向と試験体各面との成す角が 45° に近くなるSR-30-N1では、不明瞭ながら対角線亀裂が卓越し、図-3中のe、f両面に発生した正負両加力時の亀裂は互いにはほぼ反転した形状となるが、変形方向と成す角が小さいSR-60-N1のg面では亀裂角度が 45° に近い剪断破壊を示した。

4 耐力性状

正負両加力時の諸耐力実験値を計算値と対比して表-4に示す。主軸方向の耐力計算値は同表に示す各式を用いて求めたが、二軸方向の値は両主軸計算値を長軸及び短軸とする楕円上の値を用いた。図-5～7に無次元化二軸耐力相関図を掲げるが、各試験体の値は正負両加力時実験値の平均値を示している。また図中の白印は、正方形断面柱において加力方向 $\theta=45^\circ$ に対する対称性を利用して求めた値である。

4.1 剪断初亀裂荷重 図-5に示した二軸相関図ではSS-45-N0とSR-30、SR-60に偏倚が見られるが、その他は亀裂パターンの相違にかかわらず円の近傍に分布している。「実験値 Q_v /計算値 Q_{v0} 」は全試験体を通じて0.65～1.14となり、分散は大きいが平均値は0.91となって概ねよい対応を示している。二軸加力の場合には表面応力と内部応力とが異なり亀裂発生過程に差異を生じていると考えられるが、計算値との関係は主軸加力と同程度である。

4.2 剪断降伏耐力 後述する様に剪断補強筋の降伏に伴ってスケルトンカーブに明瞭な降伏性状を示すが、その値も図-6に掲げる二軸相関図ではSS-22.5-N1を除き、ほぼ円上に分布している。

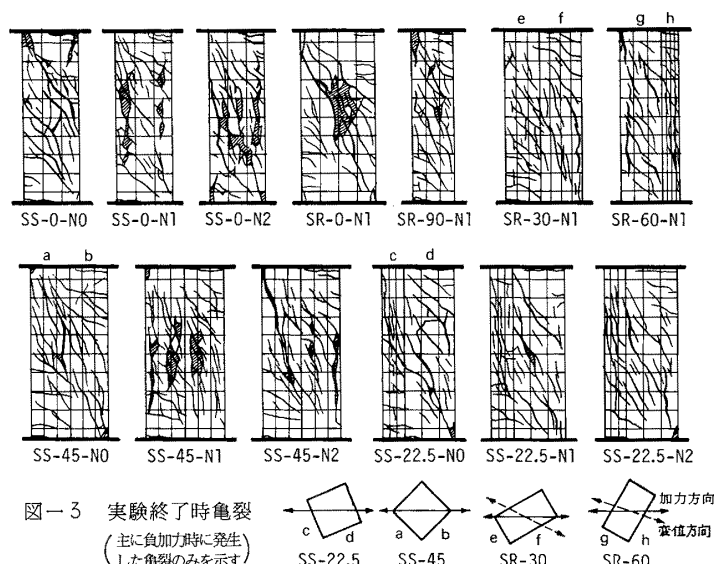


図-3 実験終了時亀裂
(主に負加力時に発生した亀裂のみを示す)

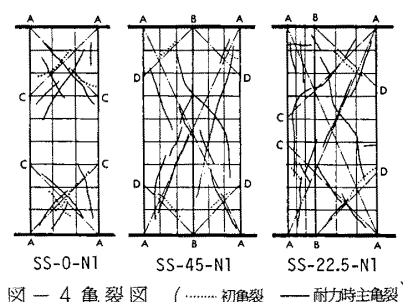


図-4 亀裂図 (.....初亀裂 — 耐力時主亀裂)

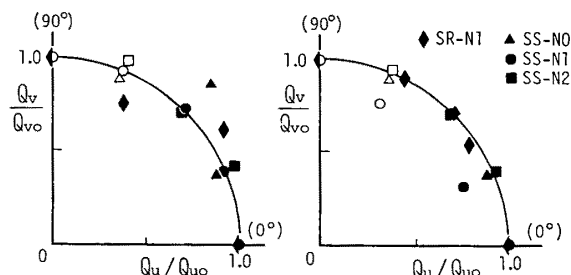


図-5 剪断初亀裂荷重相関図

図-6 剪断降伏荷重相関図

表-4 実験結果及び計算値一覧 (単位 ton)

	加力方向	剪断初亀裂荷重			降伏荷重	最大荷重					Fc kg/cm ²
		tQsc	cQsc	tQsc/cQsc	tQy	tQu	cQsu1	tQu/cQsu1	cQsu2	tQu/cQsu2	
一軸加力試験体	SS-0-N0	11.1	12.6	0.88	19.4	21.0	18.3	1.15	20.0	1.05	234
		9.5	12.5	0.76	19.2	21.2	18.2	1.16	19.8	1.07	
	SS-0-N1	15.5	15.8	0.98	24.0	26.5	21.4	1.24	23.3	1.14	238
		16.6	15.7	1.06	25.5	25.9	21.3	1.22	23.2	1.12	
	SS-0-N2	20.1	18.8	1.07	26.3	26.8	24.1	1.11	26.2	1.02	237
		20.0	18.9	1.06	24.4	25.4	24.2	1.05	26.4	0.96	
二軸加力試験体	SR-0-N1	12.6	18.9	0.67	23.0	24.4	28.3	0.86	31.0	0.79	241
		17.2	18.9	0.91	26.0	27.1	28.2	0.96	30.9	0.88	
	SR-90-N1	13.1	12.8	1.02	21.1	21.9	16.8	1.30	18.2	1.20	253
		12.7	12.1	1.05	20.1	22.1	16.7	1.32	18.1	1.22	
	SS-45-N0	13.1	14.3	0.92	18.9	20.5	20.0	1.03	21.9	0.94	274
		13.5	14.2	0.95	19.0	20.4	20.0	1.02	21.9	0.93	
	SS-45-N1	16.0	17.0	0.94	25.5	26.3	22.0	1.20	24.1	1.09	242
		17.3	17.0	1.02	23.7	24.7	21.9	1.13	23.9	1.03	
	SS-45-N2	20.8	20.8	1.00	—	26.2	25.8	1.02	28.3	0.92	264
		20.1	20.7	0.97	—	25.3	25.7	0.98	28.2	0.90	
	SS-22.5-N0	10.6	12.2	0.87	18.5	21.4	17.0	1.26	18.5	1.16	228
		9.1	12.2	0.75	18.9	20.0	16.9	1.18	18.5	1.08	
	SS-22.5-N1	16.0	15.1	1.06	20.5	23.4	19.6	1.19	21.8	1.07	223
		16.6	15.2	1.09	20.1	22.6	19.5	1.16	21.7	1.04	
	SS-22.5-N2	21.5	18.9	1.14	26.0	26.2	23.6	1.11	25.7	1.02	252
		21.0	18.7	1.12	25.7	25.8	23.4	1.10	25.5	1.01	
	SR-30-N1	15.6	18.2	0.86	21.6	24.7	25.5	0.97	28.0	0.88	256
		16.6	18.3	0.91	22.6	24.2	25.4	0.95	28.0	0.86	
	SR-60-N1	10.9	16.7	0.65	21.0	21.0	21.8	0.96	23.8	0.88	268
		11.5	16.8	0.68	—	21.5	21.6	0.99	23.6	0.91	

剪断初亀裂荷重

$$cQ_{sc} = \left(1 + \frac{\sigma_y}{150}\right) \cdot \frac{0.074 k_c (F_c + 500)}{M/Qd + 1.7} \cdot b \cdot d$$

但し $k_c = 1$ とする (1)

剪断終局荷重

$$cQ_{su} = (0.9 + \frac{\sigma_y}{250}) \left\{ \frac{0.1 k_u k_p (F_c + 180)}{M/Qd + 0.12} + 2.4 \sqrt{\rho_w \sigma_{wy}} \right\} b \cdot d$$

但し $k_u = 1$ とする (2)

cQsu1: 中段筋無視, cQsu2: 中段筋考慮

左式(1), (2)は従来式のjに変えてdを使用

4.3 最大耐力 図-7の耐力相関図では降伏耐力同様 SS-22.5-N1に大きな偏倚が見られるが、全般に無次元化二軸相関曲線は円ないしはやその内側にあるものと見做せる。主軸方向耐力の計算値との対比では、中段筋のダボ効果を考慮して(2)式中の k_p に算入した cQ_{su2} が正方形断面柱の場合実験値を良く評価しているが、長方形断面柱の場合、強軸加力 SR-0 では実験値は中段筋を無視した cQ_{su1} を下

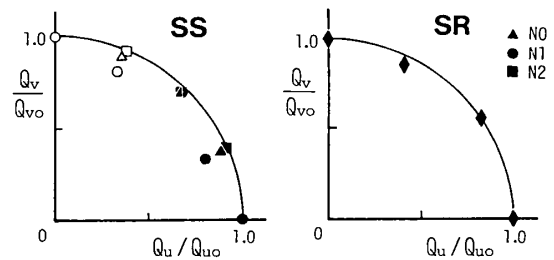


図-7 無次元化最大耐力二軸相関図

廻り、弱軸加力 SR-90 では逆に実験値は cQ_{su2} をも大きく上廻っていることから、ここで用いた剪断耐力計算法が断面の辺長比の影響を充分評価していない可能性が考えられる。二軸方向耐力については cQ_{su2} を下廻る場合があり、主としてコーナー筋の付着低下やダボ作用の劣化によるものと考えられる。全軸筋中のコーナー筋の占める割合が少ない程、あるいは入力方向が主軸に近い程この影響は少なく cQ_{su2} に近い値を示すと考えられるが、実用設計上は k_p の扱いを簡便化し、剪断耐力を安全側に算定すべきであるから、断面の全方向に対して両主軸の最外縁筋のみを用いて求めた cQ_{su1} を基準にして算定する方法が適切であろう。

5 荷重-変形関係及び鉄筋歪挙動

5.1 スケルトンカーブ 図-8に例示する荷重変形曲線の包絡線としてスケルトンカーブを求めると多くの試験体では帯筋の降伏に伴う明瞭な降伏点が現れる。正方形断面柱の場合、軸力比 η が同一であれば加力方向による影響は小さく降伏点までは極めて酷似している(図-9 a~c)。長方形断面柱の場合には $\theta = 0^\circ$ と $30^\circ, 60^\circ$ と 90° が比較的類似した性状を示し、加力方向と成す角の小さい主軸方向の性状が支配的である。

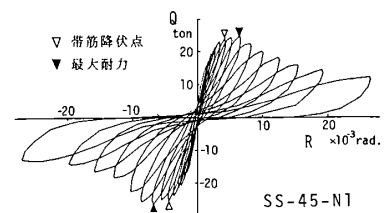
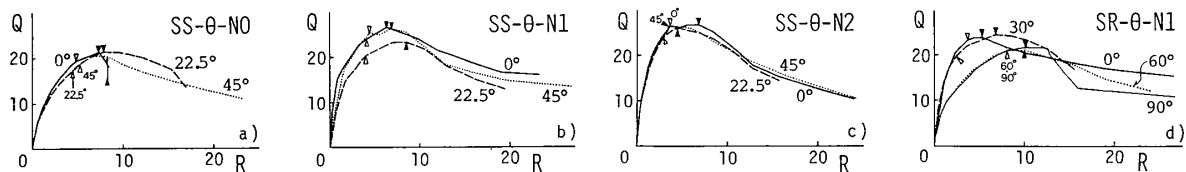


図-8 荷重-変形曲線

図-9 スケルトンカーブ (▽降伏時, ▼最大耐力時, Q: ton, R: 1×10^3 rad.)

5.2 鉄筋の歪挙動 無軸力試験体(N0)は断面形状や加力方向にかかわらず降伏時に軸筋と帯筋がほぼ同時に降伏したが、これに対して軸力比 $\eta=1/6$, $1/3$ の試験体(N1, N2)では、帯筋のみが降伏し、軸筋は最大耐力時に局部的に降伏するか、大変形後も降伏しないものが殆んどであった。図-10はSS-45-N1を例にとって各段4辺の帯筋の降伏域拡大過程を示したものである。+7サイクル目に生ずる帯筋の降伏によって部材剛性が激減した後、降伏域が材軸方向に広がるが、これは図-11bでも明らかである。軸筋は図-11aに示す様に、最大耐力時には部材端で降伏域に達するが、変形が増大しても降伏域は広がらずそれ以降は耐力の急減に対応して歪度が低下する。無軸力の試験体も軸筋降伏が帯筋の降伏と同時に発生する以外は同様の性状を示した。以上の様に荷重変形曲線上に現れる降伏現象の機構は曲げ降伏機構と異っていることが判る。

図-12に正方形断面柱 $\eta=1/6$ の $\theta=0^\circ$ と 45° の帯筋歪度分布を対比して示した。主軸加力 $\theta=0^\circ$ では、最大耐力時までは上下の材端より柱成Dの1/2相当位置の加力面に沿った帯筋の歪度が大きく、耐力後はD相当位置で最大となり、正負両加力時共に同一の帯筋が抵抗しているのに対して、直交筋の歪度ははるかに小さい。 $\theta=45^\circ$ の場合、降伏までは材端よりD以内で中立軸より引張側に配置された帯筋の歪度が大きく、正負の加力方向毎に抵抗する帯筋が異なるが、降伏後は柱中央部の補強筋歪度が急増し、大変形時には中央部近傍の4辺の帯筋全部が降伏歪度に達する。

5.3 ループ性状 図-13に降伏時及び最大耐力時の無次元化ループを掲げた。ループ形状には軸力比 η が最も大きな影響を及ぼし、 θ の影響は極めて小さい。即ち θ にかかわらず $\eta=0$ では降伏時、最大耐力時共に逆Sスリップ性状を示すが、 $\eta=1/6$ では降伏時紡錘形、耐力時でやや逆S形となる。しかし大変形時にはいずれも明瞭なスリップ性状を示した。ループ面積比 r の推移を図-14に掲げる。正方形断面柱では降伏後、部材角 $10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の範囲では $\theta=0^\circ$ の場合に r がやや大きい。長方形断面柱の r は θ によって大きく異なり部材角 $10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 以下では θ が 0° に近い程 r は大きく、最大耐力時の r で比べても同様である。これは θ が 0° に近い程帯筋比が若干高いことの他に、有効帯筋合計長が大きいためである。

6 結 語

剪断破壊を生ずる短柱の任意方向の亀裂性状は、同一の柱でも見掛けの柱成が大きくなる方向では対角線上の亀裂によって破壊する場合が生じ亀裂性状は異なるが、この場合でも剪断初亀裂荷重・最大耐力の無次元化した二軸相関曲線は概ね円と見做される。従って任意方向の剪断耐力は両主軸方向耐力を長軸値、短軸値とする楕円上のベクトルとして求められる。しかし主軸からはなれた方向では四隅のコーナー筋近傍の割裂が生じ易くなり、帯筋の挙動は正負の加力の向きで異なることが明らかとなった。尚、本研究は文部省科学研究費の補助を受けて行い、データ処理には北大大型計算機センターを利用した。

参考文献：城他「任意方向の曲げ剪断を受けるRC短柱の破壊性状について」 日本建築学会大会梗概集（昭和57年）

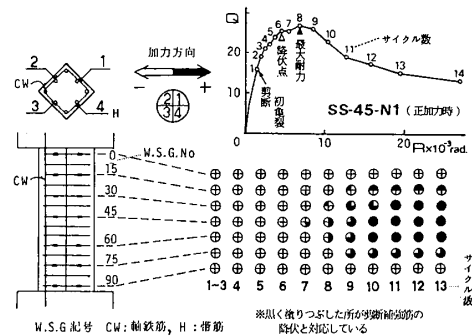


図-10 帯筋の降伏状況

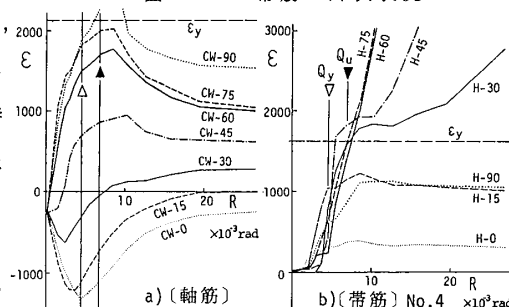


図-11 鉄筋歪度一部材角 (W.S.G.Noは図-10参照)

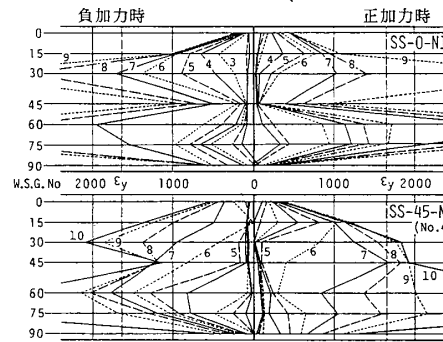


図-12 帯筋の歪度分布(図中数字はサイクル数)

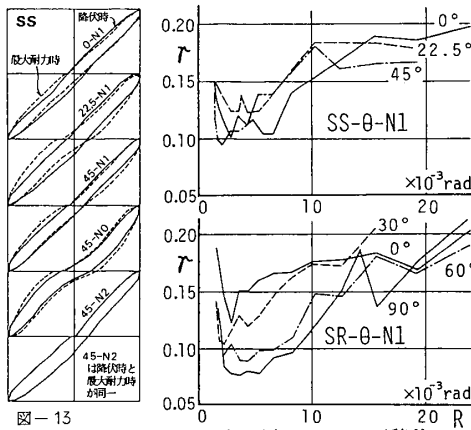


図-13 無次元化ループ

図-14 ループ面積比