

# [116] 鉄筋コンクリート短柱のせん断破壊遅延法に関する実験的研究

正会員 山本泰穂（芝浦工業大学）

## 1. まえがき

鉄筋コンクリート建物の地震災害は、剛性が高く水平力分担率の大きな短柱や耐震壁などのせん断破壊が原因でおきる場合が多い。特に、短柱と長柱とが混在している場合、短柱の分担せん断力を保有せん断力以下に抑える目的で、短柱の水平剛性と曲げ降伏強度とを下げる、長柱とほぼ等しい分担せん断力と曲げ勾配とするような断面の設計が可能となるならば、長柱がせん断破壊をおこさない限り、短柱もまたせん断破壊しない筈である。

以上のような構造設計論を展開するための手がかりとして、RC短柱が最終的にせん断破壊することは免れないまでもこれを遅延させ、シアスパン比  $a / D = 3$  ( $a$ :せん断スパン,  $D$ :柱せい) 程度の柱と同じ保有せん断力とじん性とを、RC柱断面の中央に主筋を集中配筋することによって、 $a / D = 1$  の柱にもたせる可能性のあることを終局目標として、その予備実験を行ったので報告する。

本実験で、主筋を断面中央に集中配筋（以下、中央集中配筋柱と称する）したのは、曲げ降伏が先行して負担せん断力が保有せん断耐力よりも小さくなり、その結果強度性能が低下したとしても、その分はじん性の向上によって補えると期待したことの他に、主筋のかぶり厚さが増加して付着割裂や座屈の防止に効果があると考えたからである。

## 2. 実験計画

ここでは慣用されている配筋方法の柱を標準配筋柱と呼び、これとじん性を増すと考えられる5種類の中央集中配筋柱との比較実験を行うこととした。標準実験体として極短柱と呼ばれている  $a / D = 1$  の部材を採用したのは、せん断破壊をおこし易く、かつ実験資料が豊富なので好都合だからである。軸力は5~6階建ての1階柱を想定した定軸圧とし、大野式逆対称加力方法で繰り返し加力実験を行うこととした。標準配筋柱の断面は、建設省総合プロジェクト“新耐震設計法の確立”の一環として実施された実験結果が有効に利用できることを念頭において決定した。以下に本実験における標準配筋柱と中央集中配筋柱に共通な項目を要約して示す。

- i) コンクリート断面:  $b \times D = 25\text{cm} \times 25\text{cm}$
- ii) コンクリート強度:  $F_c = 210\text{kg/cm}^2$  目標
- iii) 鉄筋: SD 30 (主筋), SR 24 (帯筋)
- iv) 軸方向荷重:  $N / bD = F_c / 4 = 52.5\text{kg/cm}^2$
- v) 帯筋: 9φ角スパイラル @ 45.5,  $P_c = 1.12\%$   
(実験体総数は7体で、図1にその概要を示す。)

主筋を集中配筋した実験体の柱頭・柱脚には4φ-50@の溶接金網を配筋した。これはコンクリートが圧縮力をうけて大ひずみを生じたとき、コンクリートの拘束効果が有効であると考えたためである。金網に対し引張力の負担は全く期待していないので、剛域部への定着は行っていない。

表1は各実験体の特徴を簡単にまとめたものである。

実験体X-Iの主筋は、左右非対称配筋となっている。そのため、逆対称加力方式によったのでは、応力分布や終局耐力が実際構造物のそれらとは異ったものとなるが、ここではそのことは無視した実験体となっている。

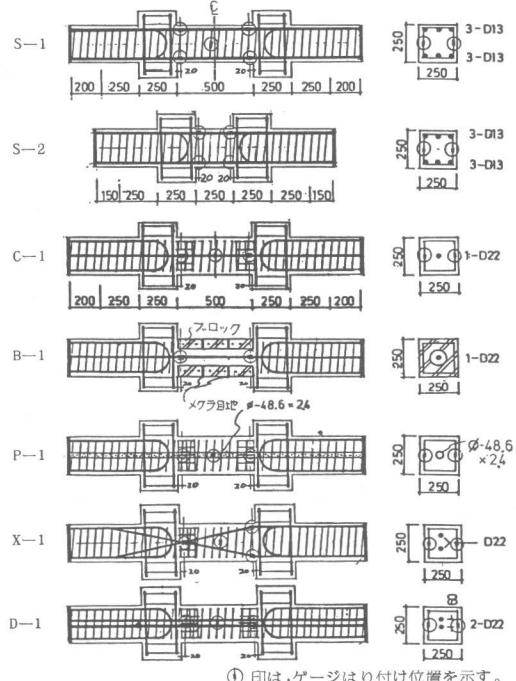


図1 実験体の概要

### 3. 使用材料の性質

鋼材：表2は本実験に用いた構造用鋼材の力学的性質を示したものである。パイプは管状の11号試験片を用いて試験した。ただし、チャックに噛ませるため、試験片の両端は押しつぶして平らにした。WSGを貼って $\sigma - \epsilon$ 曲線を求めたが、鋼材特有の明確な降伏点は現われなかった。これはパイプがJIS G 3444-1977で定める一般構造用炭素钢管 1種STK30のストレートシームしたもので、冷間加工によりパイプ状に整形されたためと考えられる。（従って、降伏点は0.2%オフセット線と $\sigma - \epsilon$ 曲線の交点として求めた。）また、溶接金網は節点部も含めた鉄線を引張って最大引張強度を求め、降伏点はそれの10%減の値であると仮定した。

コンクリート：柱寸法が実大寸法の1/2に近くなったので、粗骨材は最大寸法10mmの豆砂利を用いた。実験体には、設計基準強度210kg/cm<sup>2</sup>、スランプ15cm、空気量5%の設計条件で調合した生コンを打設した。実測結果はスランプ14.5cm、空気量5.9%であった。コンクリートの試験結果を表3に示す。シリンドラーは水中養生したものと、実験体と共に現場に放置したものとがある。水中養生したもののは強度は安定しているのに対し、現場養生したものは非常にばらつきがあったので、本実験の解析では一律に $F_c = 205\text{ kg/cm}^2$ 、 $cE = 2.1 \times 10^5\text{ kg/cm}^2$ と仮定した。

### 4. 実験方法

a) 加力装置 図2に加力装置の概要を示す。100ton手動油圧ジャッキを使って定軸力(32.8ton)を加えた。繰り返し荷重は4台の電動油圧ジャッキを用いて加え、そのうちの2台が分歧管を通じて並列に連結され同一荷重となるようである。荷重の値は正負各々の方向に専用のロードセルで測定し、X-Yプロッターに描かせて荷重制御を行った。

b) 測定 試験部分における相対的なたわみ量、軸方向伸縮量、および柱頭・柱脚における柱最外縁の伸縮量を1/100mm DGで測定した。また、主筋および帯筋にWSGをはりつけてコンクリート中における鉄筋のひずみ度測定を行った。

c) 加力段階 総プロの加力制御方式に倣う予定であったが、破壊に至らしめるまでの繰り返し回数が多く、本装置では時間がかかり過ぎるので、同一変形量での繰り返し回数は最高3回に止めた。制御方式は全実験体に対し共通とした。すなわち、第1段階では略算によって求めた曲げ降伏荷重 $P_y$ の70%の荷重を正負各1回加えた。第2段階では $P_y$ まで荷重を上げて、その際の相対変形量を降伏時変形量 $\delta_y$ と名付け、この $\delta_y$ までの変形を正負各3回繰り返した。第3段階以降は原則として $\delta_y$ の整数倍となる変形量で正負各3回の繰り返し加力をを行い、部材角Rが1/33となるまで実験を継続した。 $R = 1/33$ に達したとき実験を打ち切ったのは、たとえ柱がせん断破壊しなくとも変形が過大となり、実際構造物への適用は困難であると考えたからである。

表1. 実験体記号と特徴

実験体 記号	実験体の特徴	引張主筋	主筋比	シアス パン比
		$n - \phi$	$P_t(\%)$	$M_{QD}$
S-1	標準実験体	3-D13	0.61	1.0
S-2	"	"	"	0.5
C-1	単筋の集中配筋	1-D22	0.62	1.0
B-1	コンクリートブロック 中の集中配筋	"	"	"
P-1	中空パイプの集中配筋	$\phi 48.6$ $\times 24$	0.56	"
X-1	折り曲げ筋非対称配筋	2-D22	1.24	"
D-1	複数筋の集中配筋	"	"	"

表2. 鋼材の引張試験結果

	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	O <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	O <sub>max</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	のび率(%)
9φ	0.612	3260	4640	29.0
D13	1.270	3420	5240	15.5
D19	2.870	3770	6160	21.6
D22	3.870	3470	5690	26.5
φ48.6	3.324	3070	3520	27.6
溶接金網	0.120	4200	4650	—

表3. コンクリート試験結果(単位: kg/cm<sup>2</sup>)

材令	33日	43日	51日	55日
水中	$F_c$	207	—	202
	$C_{sp}$	19.2	—	19.4
	$E_c$	$2.67 \times 10^5$	—	$2.51 \times 10^5$
空中	$F_c$	170	174	204
	$C_{sp}$	15.8	—	17.3
	$E_c$	$2.36 \times 10^5$	$2.72 \times 10^5$	$2.25 \times 10^5$
注) ; B-1のブロックに用いたコンクリートである。				

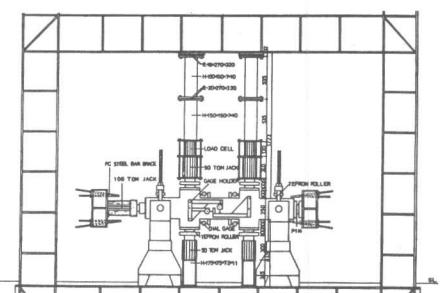


図2. 加力装置図

## 5. 実験結果

図3 a)～g)は、荷重Pと相対たわみ $\delta$ との関係、並びに最終状態におけるひびわれ発生状態を示したものである。また、表4は曲げひびわれ発生時、せん断ひびわれ発生時、および終局強度時の荷重と変形量とを一覧にしたものである。

## 6. 結果の検討

a) ひびわれの発生状態 今回の実験体では全て材端における曲げひびわれの発生が先行した。S-1、およびS-2の標準配筋柱では対角線ひびわれ巾が繰り返し回数の増加と共に拡大し、耐力低下がおこった。S-1はせん断圧壊であるのに対し、S-2はせん断引張破壊をおこしたので、脆性破壊の程度がひどかった。S-1、S-2の引張鉄筋量を単準に集中配筋したC-1、P-1の場合にも対角線ひびわれは発生するのであるが、ひびわれ巾は拡大せず材端への進展の度合も少なかった。同じ集中配筋でもB-1はブロック継目に沿って曲げひびわれが発生した後、対角線ひびわれが部材中央に発生する一方で、せん断補強筋被覆部のコンクリートが著しく離脱はじめた。ただし、被覆部損傷が激しい割には耐力低下が少ないのが印象的であった。X-1は主筋の配筋が左右非対称なので主筋が交差した側では曲げひびわれが早く発生し、またせん断ひびわれも非対称に発生した。D-1は曲げおよび対角線ひびわれが発生した後、派生的に多数のひびわれが発生したので、ひびわれ巾は拡大しなかった。以上のように、X-1およびD-1は、C-1に比べて主筋量が2倍であるから耐力が高くなり、損傷もひどくなつたが、総じて主筋量が少なく、かつ集中配筋したものはせん断ひびわれが発生しても部材の強度を支配するものではなくむしろ曲げ圧壊したといえる。

b)  $P \sim \delta$  関係 S-1は部材角  $R = 1/100$ 付近で最大強度に達し、それ以上の変形では耐力が低下していく。S-2は当初期待した耐力を下まわったので、繰り返し回数が少なくなってしまった。これはS-1とは違ってせん断引張破壊という脆性破壊をしたことによる原因がある。C-1はS-1に比べて最大荷重時の部材角が  $R = 1/50$ 以上にのびた。さらに、その後の耐力低下も緩慢で、ループ面積も大きい。B-1も耐力が低い点を除いてはC-1とよく似た包絡線を描く。P-1は最大荷重時の変形量が、 $R = 1/50 \sim 1/33$ と、今回の実験中最大の値を示した。また、除荷の際に原点指向性が非常に強いのが特徴である。

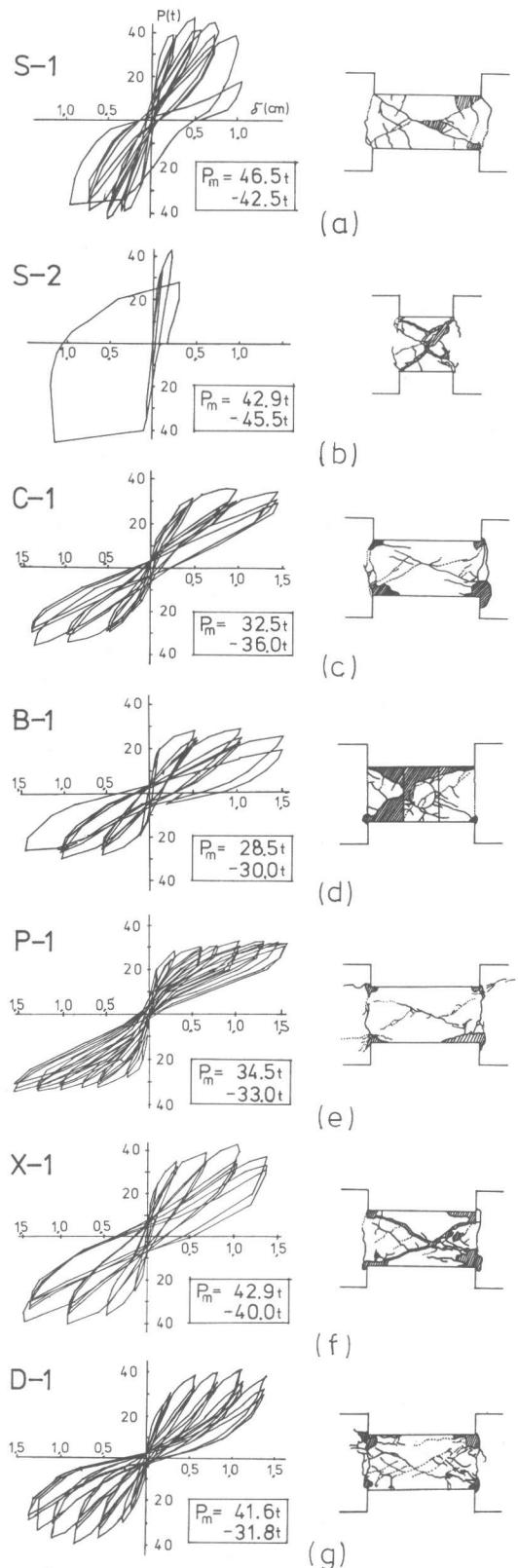


図3.  $P \sim \delta$  曲線およびひびわれ図

表 4 実験結果一覧

SIG.	STRENGTH										DEFORMATION					
	FLEXURAL CRACK			SHEAR CRACK			ULTIMATE STR.				FLEX. CR.		SHE. CR.		ULT. STR.	
	P <sub>bc</sub> (t)	Q <sub>bc</sub> (t)	Q <sub>bc/bD</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	P <sub>sc</sub> (t)	Q <sub>sc</sub> (t)	Q <sub>sc/bD</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	P <sub>m</sub> (t)	Q <sub>m</sub> (t)	Q <sub>m/bD</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	δ <sub>bc</sub> (cm)	R (10 <sup>-4</sup> rad)	δ <sub>sc</sub> (cm)	R (10 <sup>-4</sup> rad)	δ <sub>m</sub> (cm)	R (10 <sup>-4</sup> rad)	
S-1	+	12.0	6.0	9.60	39.0	19.5	31.2	46.5	23.25	37.2	0.017	3.4	0.244	48.8	0.498	99.6
	-	*	*	*	39.3	19.65	31.44	42.5	21.25	34.0	0.029	5.8	0.308	61.6	0.496	99.2
	Ave	12.0	6.0	9.60	39.15	19.575	31.32	44.5	22.25	35.6	0.023	4.6	0.276	55.2	0.497	99.4
S-2	+	25.0	15.0	24.00	35.0	21.0	33.6	42.9	25.74	41.18	0.037	14.8	0.100	40.0	0.180	72.0
	-	30.0	18.0	28.80	*	*	*	45.5	27.30	43.68	0.043	17.2	0.072	26.8	0.170	68.0
	Ave	27.5	16.5	26.40	35.0	21.0	33.6	44.2	26.52	42.43	0.040	16.0	0.085	34.4	0.175	70.0
C-1	+	6.0	3.0	4.80	35.5	17.75	28.4	35.5	17.75	28.4	0.020	4.0	0.882	176.4	0.882	176.4
	-	*	*	*	30.0	15.0	24.0	36.0	18.0	28.8	0.010	2.0	0.586	117.2	1.355	271.0
	Ave	6.0	3.0	4.80	32.75	16.375	26.2	35.75	17.875	28.6	0.015	3.0	0.734	146.8	1.169	223.7
B-1	+	16.0	8.0	12.80	20.0	10.0	16.0	28.5	14.25	22.8	0.072	14.4	0.117	23.4	1.054	210.8
	-	10.0	5.0	8.00	*	*	*	30.0	15.0	24.0	0.024	4.8	0.114	22.8	1.039	207.8
	Ave	13.0	6.5	10.40	20.0	10.0	16.0	29.25	14.625	23.4	0.048	9.6	0.116	23.1	1.047	209.3
P-1	+	12.0	6.0	9.60	33.0	16.5	26.4	34.5	17.25	27.6	0.027	5.4	1.316	263.2	1.583	316.6
	-	*	*	*	25.0	12.5	38.4	33.0	16.5	26.4	0.024	4.8	0.880	176.0	1.040	208.0
	Ave	12.0	6.0	9.60	29.0	14.5	23.2	33.75	16.875	27.0	0.026	5.1	1.098	219.6	1.312	262.3
X-1	+	18.0	9.0	14.40	20.0	10.0	16.0	42.9	21.45	34.32	0.053	10.6	0.146	29.2	1.031	206.2
	-	16.0	8.0	12.80	31.5	15.75	25.2	40.0	20.0	32.0	0.042	8.0	0.455	91.0	0.914	182.8
	Ave	17.0	8.5	13.60	25.75	12.875	20.6	41.45	20.725	33.16	0.048	9.3	0.301	601	0.973	194.5
D-1	+	7.5	3.75	6.00	32.5	16.25	26.0	41.6	20.8	33.3	0.016	3.2	0.548	109.6	1.150	230.0
	-	*	*	*	35.0	17.25	27.6	39.8	19.9	31.8	0.011	2.2	0.624	124.8	0.839	167.8
	Ave	7.5	3.75	6.00	33.75	16.75	26.8	40.7	20.35	32.55	0.014	2.7	0.586	117.2	0.995	198.9

X-6 の場合には主筋量が多いので最大強度が高く、その上 R = 1 / 50 ~ 1 / 30 付近まで耐力低下がおこらず、ループ面積も大きい。D-1 は最大強度がほぼ X-1 と同じであったが、原点指向の強い履歴を示し、R = 1 / 50 付近で漸次耐力低下がおこる傾向を示した。

表 5 諸強度計画値 単位 : ton

実験体 記号	Q <sub>BC</sub>		Q <sub>DTC</sub>		Q <sub>SU</sub>		Q <sub>BU</sub>	
	理論値	実／理	理論値	実／理	理論値	実／理	理論値	実／理
S-1	9.0	0.67	18.7	1.05	20.1	1.11	20.9	1.07
S-2	18.0	0.92	*	1.12	29.8	0.89	41.7	0.64
C-1	8.2	0.37	*	0.88	10.3	1.74	13.8	1.30
B-1	*	0.79	*	0.53	*	1.42	12.4	1.18
P-1	*	0.73	*	0.78	*	1.64	13.7	1.23
X-1	*	1.04	*	0.69	11.3	1.83	14.2	1.46
D-1	*	0.46	*	0.90	14.0	1.46	14.7	1.39

- c) 諸強度に関する実験値と理論値との比較解析に用いた式を以下に示す。
- i) 曲げひびわれ発生時せん断力 :
$$Q_{bc} = \frac{2}{\ell} \left( \frac{N}{A_e} + 1.8\sqrt{F_e} \right) Z_e, \quad Z_e = 2 I_e / D$$
  - ii) 対角線状ひびわれ力 (広沢式) :
$$Q_{DTC} = \frac{bD}{1.5} \sqrt{\sigma_o F_t + F_t^2}, \quad F_t = 1.8 \sqrt{F_c}, \quad \sigma_o = \frac{N}{bd}$$
  - iii) 曲げ降伏時せん断力 (応力ブロック法) Q<sub>bu</sub> :  $\epsilon_u = 0.003$  と仮定して断面釣合式をたてる。
  - iv) 終局せん断強度 (大野・柴田・服部式) :
$$Q_{su} = (0.9 + \sigma_o / 250) \{ k_u \cdot k_p \times 0.115 (F_c + 180) / (M / Qd + 0.12) + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \sigma_y} \} b j$$

実験値と理論値との比を表 5 に示す。中央集中配筋柱の場合、溶接金網は圧縮主筋として有効に作用すると仮定している。表より標準配筋柱の実験値に対し、計算式は良く一致するといえるが、中央集中配筋柱の強度を推定することは困難であるのがわかる。

d) 軸方向変形 短柱は脆性破壊が遅延すると同時に、鉛直荷重を安全に支持する必要がある。一般には繰り返し荷重が大きくなると軸方向の伸長は 3 mm にも達するが、除荷すれば再び元に戻り、比較的安定した荷重 - 伸縮曲線を描く。しかし、B-1 ではブロック継目の短縮が原因で材長が短くなり、一方、X-1 では最大荷重に達した後の除荷で 1 mm 以上の伸長が生じたのが対照的であった。

## 7. 結び

今回の実験から、短柱の断面中央に主筋を集中配筋することにより、せん断破壊の時期を遅らせて、じん性を改善できる可能性のあることが確認された。

参考文献 山本泰穂：鉄筋コンクリート短柱のせん断破壊遅延法、コンクリート工学 vol. 17 April '79

柴田拓二：鉄筋コンクリート部材のせん断破壊時耐力推算式の検討、コンクリート工学 vol. 17 Jan. '80

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 1 ~ その 6 2) 違義学会大会号、その他。

謝辞 実験は、芝浦工業大学 梅村教授、浜田大蔵教授指導の下に行なった。実験体の製作・実験の実施は、大成建設技術開発部技師 大塚治夫氏同技術研究所所長 伊藤勝氏のご援助に負うところが大きい。ここに、深い謝意を表す次第であります。