

## [2056] 曲げ降伏後にせん断破壊する RC 部材の破壊メカニズム に関する考察

正会員○檜貝 勇 (山梨大学工学部)  
正会員 二羽淳一郎 (山梨大学工学部)  
正会員 岡村 雄樹 (山梨大学工学部)

### 1. まえがき

鉄筋コンクリート橋脚のように比較的スレンダーで軸方向鉄筋比の小さい部材は、強震時に作用するような塑性域に達する大変位の繰返しによって脆性のせん断破壊を生ずる場合が多いことは多くの研究者によって確かめられている [1]。また、このような破壊を生ずる部材の靱性を定量的に把握しようとする研究も近年活発に行われている [2]。筆者らは数年間にわたって曲げ降伏後における RC 部材のせん断破壊に関する研究を実施して来たが、この種の破壊を防止するためにはその破壊挙動、破壊メカニズムを明らかにすることが必要不可欠であるとの認識を得ている。建築構造物の短柱のせん断破壊に関する研究はこれまでも多く行われており、その破壊モードに関する検討もなされているが、建築物の短柱と RC 橋脚ではせん断スパン比、軸方向鉄筋比などの構造諸元がかなり異なっており、したがって主要な破壊のモードにも大きな相違が認められる。本論文は、RC 橋脚をモデル化した片持ちはり型の供試体を用いて行なった大変位の繰返し載荷試験の結果に基づいて、この種の部材におけるせん断破壊のメカニズムを考察しようとするものである。

### 2. せん断補強の無い、軸力の作用しない部材のせん断破壊モード

せん断スパン比 ( $a/d$ ) を 3.29~6.05 に、軸方向鉄筋比 ( $pt$ ) を 0.40~1.90% に、コンクリートの圧縮強度 ( $f_c'$ ) を 156~552 kgf/cm<sup>2</sup> に変化させた 20 供試体の載荷試験結果から、せん断補強を行なわない、軸力の作用しない供試体のせん断破壊モードは以下の 3 つに大別されること、また、せん断破壊時の靱性率  $\mu$  は式 (1) で表されることなどが明らかにされている [3]。

(1) 固定端から部材有効高さ ( $d$ ) 程度までの区間に X 字状の斜ひびわれが発生し、固定端から  $d$  だけ離れた断面 ( $d$  断面) 付近で軸方向鉄筋が降伏すると、この斜ひびわれの幅が急激に拡大して耐力を失う。このモードは、軸方向鉄筋比がかなり小さい場合に起こり易い。

(2) (1) の場合と同様に X 字状のひびわれは発生するが、 $d$  断面付近で軸方向鉄筋が降伏しても破壊には至らず、さらに変位を増加させた後に固定端から  $2d$  離れた断面 ( $2d$  断面) 付近で軸方向鉄筋が降伏すると、その近傍の斜めひびわれが発達して急激に耐力を失う。 $a/d$  が 4 程度以下の場合に発生し易いモードである。

(3) 斜ひびわれは十分に発達しない。軸方向鉄筋の降伏および抜け出しに伴って固定端断面の曲げひびわれ幅が拡大し、この断面でのせん断伝達能力が低下することにより耐力の低下に至る。 $a/d$  が (2) よりも大きい場合に発生し易いモードである。

$$\mu = 1 + 1.43 (100pt)^{-1.05} (a/d)^{0.515} (v_y/v_c - 1)^{0.712} \quad (1)$$

ここで、 $v_y$ : 降伏荷重時のせん断応力 ( $=P_y/bd$ )

$v_c$ : 式 (2) によって求めた断面のせん断強度 [4]

$$v_c = 0.94f_c'^{1/3} (0.75 + 1.4d/a) \left( (100pt)^{1/2} + (100/d)^{1/4} - 1 \right) \quad (2)$$

ただし、 $pt > 0.03$  の場合は  $pt = 0.03$  とする。

表1 供試体の諸元

No.	b×d cm <sup>2</sup>	h cm	a/d	軸方向 鉄筋	f <sub>y</sub> kgf/cm <sup>2</sup>	pt %	せん断補 強鉄筋	f <sub>wy</sub> kgf/cm <sup>2</sup>	ρ <sub>w</sub> %	f <sub>c</sub> ' kgf/cm <sup>2</sup>
H23	15×26	30	3.85	2D13	3750	0.65	なし	—	0	315
K24	15×26	30	3.85	2D13	3980	0.65	D3	1920	0.16	335
K26	15×26	30	3.85	2D13	3750	0.65	φ4	3820	0.33	367
K22	15×26	30	3.85	2D13	3980	0.65	φ6	2490	0.75	341
H10	20×16	20	6.25	3D16	3680	1.86	なし	—	0	324
K23	20×16	20	6.25	2D19	3940	1.79	D3	1920	0.12	297
K25	20×16	20	6.25	2D19	3690	1.79	φ4	3820	0.25	340
K21	20×16	20	6.25	2D19	3660	1.79	φ6	2490	0.57	318

3. 実験の方法の概要

供試体の概要は表1に、代表的な供試体の配筋状況は図1に示したとおりであるが、a/dを6.25または3.85、軸鉄筋比ptを1.79%または0.65%、腹鉄筋比ρ<sub>w</sub>を0.12%~0.75%とした。なお、スターラップのピッチは全ての供試体において5cmとした。

供試体ははり部分が水平になるようにして、フーチング部を2本のP C鋼棒を用いて載荷フレームに固定した。荷重（強制変位）は、はりの上下に配置した油圧ジャッキによって作用させた。載荷点には長さ8cm、厚さ3cmの鋼支圧板をはり幅いっぱいを使用した。

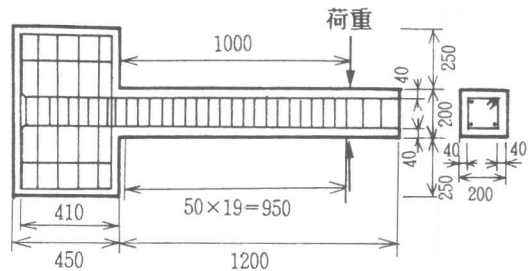


図1 供試体の形状および配筋 (K25)

繰り返し荷重にあたっては、計算上の降伏荷重を作用させた時の載荷点変位の実測値 (d<sub>y</sub>) を基準にして、±d<sub>y</sub>、±2d<sub>y</sub>、・・・、±nd<sub>y</sub> をおのおの3サイクルづつ載荷し、耐力が著しく低下するまで順次変位を増加させる方法をとった。なお、降伏荷重 (P<sub>y</sub>) としては、ヤング係数比 n を15とした常用の弾性計算によって求めた値を用いた (表3参照)。載荷試験時には、載荷点の変位、荷重 (復元力)、軸方向鉄筋およびスターラップの歪を計測するとともに、ひびわれの発生・発達状況を観察した。

ピーク変位を徐々に増加させていくと、ピーク変位時の荷重は降伏荷重 P<sub>y</sub> を越えて増加するが、最大荷重に達した後さらにピーク変位を増加させて行くとやがて低下を始める。本論文では、最大荷重を過ぎた後、nd<sub>y</sub> 載荷の1~3サイクルの間にピーク変位時の荷重が初めて降伏荷重以下に低下した場合には、その供試体の靱性率 μ を n-1 で定義することとした。

4. 破壊状況

載荷試験結果の概要は表2に示した。a/dが3.85で腹鉄筋が無い H23は、4d<sub>y</sub> 載荷により2.の(1)と同様の破壊を起こした。腹鉄筋比が最小のK24のひびわれおよび破壊の状況を図2 (a) に示した。この供試体では、3d<sub>y</sub> 載荷時に d 区間 (固定端から d までの区間) の X 字状斜めひびわれがほぼ形成された。5d<sub>y</sub> 載荷時には d 断面において軸方向鉄筋が降伏し、d 区間のスターラップも一部降伏した。4d<sub>y</sub> 載荷以後、既存の斜めひびわれの周辺および d 区間内の軸方向鉄筋の周辺に二次的なひびわれが次第に発達した。6d<sub>y</sub> 載荷の3サイクル目 (6d<sub>y</sub>-3) に復元力が降伏荷重の約 90% に低下した。d 区間のかぶりコンクリートはほとんど剥落寸前の状態になっていたため、試験終了後にこれを取り除いて観察した結果、この区間における軸方向鉄筋の座屈が確認された。スターラップ量の多い K26, K22 の実験経過も定性的には K24 と同様

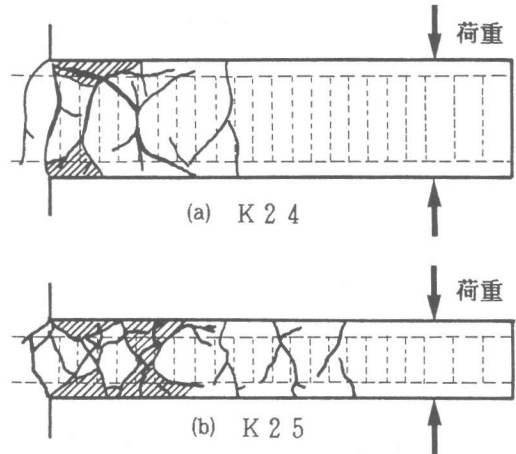
表2 腹鉄筋を配置した供試体の実験結果

供試体番号	a/d	pw %	斜めひびわれ		軸方向鉄筋降伏		腹鉄筋降伏		耐力低下	軸方向鉄筋の座屈
			d区間	2d区間	d断面	2d断面	d区間	2d区間		
H23	3.85	0	4 dy	—	4 dy	—	—	—	4dy-3	×
K24	3.85	0.16	3 dy	—	5 dy	—	5 dy	—	6dy-3	○
K26	3.85	0.33	5 dy	—	6 dy	*	9 dy	—	12dy-1	○
K22	3.85	0.75	6 dy	—	8 dy	*	—	—	>10dy-1	×
H10	6.25	0	2 dy	2 dy	2 dy	3 dy	—	—	3dy-2	×
K23	6.25	0.12	2 dy	3 dy	3 dy	6 dy	3 dy	6 dy	6dy-2	△
K25	6.25	0.25	3 dy	5 dy	3 dy	6 dy	5 dy	6 dy	8dy-3	×
K21	6.25	0.57	2 dy	4 dy	3 dy	*	—	—	>6dy-1	×

—：発生せず，または降伏せず， \*：計測せず

である。ただし、繰返し载荷により斜めひびわれ面のコンクリートが剥落し、これがひびわれの間で摺り潰されて行く傾向は、スターラップ量が多い場合ほどより明瞭に認められた。K22 は、10dy-1で実験を中止したのであるが、実際に耐力低下には至っていない。

a/d が6.25でスターラップの無いH10は、3 dy载荷で2. (2)と同様の破壊を起こしたものである [3]。腹鉄筋比が0.25%のK25のひびわれおよび破壊の状況を図2 (b)に示す。この供試体では、3dy 载荷でd 区間にX字状の斜めひびわれが発生し、d 断面で軸方向鉄筋が降伏した。5dy 载荷時に2d区間にも斜めひびわれが発生し、6dy 载荷時に2d断面の軸方向鉄筋も降伏した。d 区間、2d区間のスターラップの一部は、5dy、6dy载荷時にそれぞれ降伏した。4dy 载荷以後における、軸方向鉄筋に沿った二次的なひびわれの発達、斜めひびわれ面間でのコンクリートの摺り潰し作用などによって、斜めひびわれで囲まれた部分のコンクリートは連続性・一体性を失って次第にブロック化していく傾向が明瞭に認められた。8dy-3 で耐力の低下に至ったが、この時点ではウェブのコンクリートは完全にブロック化しており、スターラップの存在により辛うじて分解をまぬがれているという印象を与えている (図3参照)。腹鉄筋比の小さいK23 ではd 区間における軸方向鉄筋の座屈が観察されたが、K25、K21 では軸方向鉄筋の座屈は認められなかった。ただし、K21



ハッチ部分はコンクリートの剥落部を示す

図2 ひびわれおよび破壊の状況

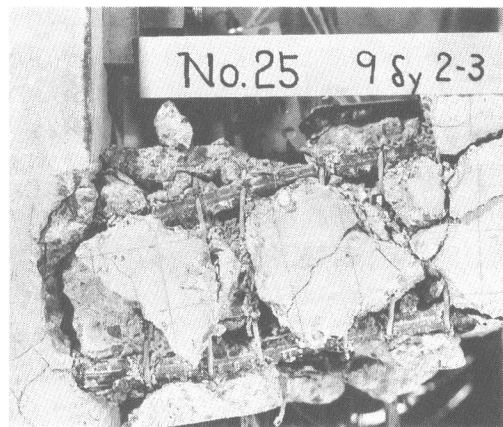


図3 K25 の破壊状況

はまだ耐力の低下には至っていない6dy-1の段階で実験を中止している。

#### 5. 破壊メカニズムの考察

せん断スパン比 ( $a/d$ )、軸方向鉄筋比 ( $p_t$ )、腹鉄筋比 ( $p_w$ ) およびコンクリート強度 ( $f_{c'}$ ) を変化させた供試体を用いて行なった載荷試験の結果を総合すると、大変位の繰返しによって曲げ降伏後にせん断破壊を起こす場合の破壊メカニズムは以下のように考えることが出来るものと思われる (図4参照)。

軸方向鉄筋比  $p_t$  がかなり小さい場合には、せん断耐力 (式 (2) による耐力) と降伏耐力の比が大きくなり、断面はせん断破壊に対して十分な余裕を持つので斜めひびわれも発達しない。しかし、固定端付近での軸方向鉄筋の歪は大であり、フーチング部からの鉄筋の抜け出しともあいまって、固定端での曲げひびわれ幅は拡大し、この断面におけるせん断伝達能力が低下することによって耐力の低下に至る。このような破壊が図4の3で示した破壊である。

$p_t$  はある程度大きい、 $a/d$  はあまり大きくない場合には、まず  $d$  区間に X 字状の斜めひびわれが発生する。腹鉄筋が配置されていない場合には、H23 ( $a/d=3.85, p_t=0.65\%$ ) のように、軸方向鉄筋の降伏域が  $d$  断面付近まで拡大した段階で  $d$  区間の斜めひびわれが急激に拡大して耐力の低下に至る (図4の2A)。腹鉄筋が配置されている場合には、斜めひびわれの急激な拡大には至らずさらに大変位の繰返しに耐えられるが、K24, K26 に見られるように、やがて腹鉄筋が降伏し圧縮鉄筋が座屈して耐力の低下に至る (図4の2B)。実験装置の制約により実際には破壊に至らせることはできなかった K22 ( $p_w=0.75\%$ ) のように腹鉄筋量がかかなり多い場合には、腹鉄筋は降伏せず、圧縮鉄筋の座屈も起こらないが、ウェブコンクリートのブロック化、ひびわれ面内での摺り潰し作用などによって RC 部材としての一体性ならびに剛性を失うことにより耐力の低下に至るものと推測される (図4の2C、このような場合を以後“ウェブ劣化”と言う)。腹鉄筋量が多い場合でも X 字状斜めひびわれの発生およびウェブの劣化はほぼ  $d$  区間に限定されている。

$p_t$  がある程度大きく、 $a/d$  も大きい場合には、 $d$  区間、 $2d$  区間に順次斜めひびわれが形成される。腹鉄筋が配置されていない場合には、H10 ( $a/d=6.25, p_t=1.86\%$ ) のように、軸方向鉄筋の降伏域が  $2d$  断面付近まで拡大した段階で、 $2d$  区間の斜めひびわれが急激に発達して耐力の低下に至る (図4の1A)。腹鉄筋が配置されている場合には、さらに変位を増加させた段階で、K23 の場合のように腹鉄筋の降伏、圧縮鉄筋の座屈によって耐力の低下に至る (図4の1B)。また、K25 ( $p_w=0.25\%$ ) および破壊には至っていない K21 ( $p_w=0.57\%$ ) のように腹鉄筋量が多い場合には、軸方向鉄筋の座屈は起こらず、ウェブの劣化によって耐力の低下に至ると考えられるのである (図4の1C)。なお、実験の範囲が限られているため破壊の形態が変化する境界の数値を  $a/d$ 、 $p_t$ 、 $p_w$  などについて具体的に示すには至っていない。

#### 6. 腹鉄筋が部材の靱性に及ぼす影響

表2に示した載荷試験の結果から、腹鉄筋比が大きいほどせん断破壊時の靱性も増加する傾向があることは明らかである。しかし、これだけの実験結果では不十分であるので、表3に示した豊田ら [2] および大石ら [5] の結果も用いて、腹鉄筋比と靱性率の関係を検討することとした。豊田らは、荷重が最大荷重の80%以下に低下する直前の変位段階における変位の値から靱性率を決定しており、本論文における取り扱いとはやや異なっているのであるが、この影響が大きいことは経験的に知られているので、靱性率としては文献に示された値をそのまま用いた。大石らの靱性率は本論文と同様の定義である。

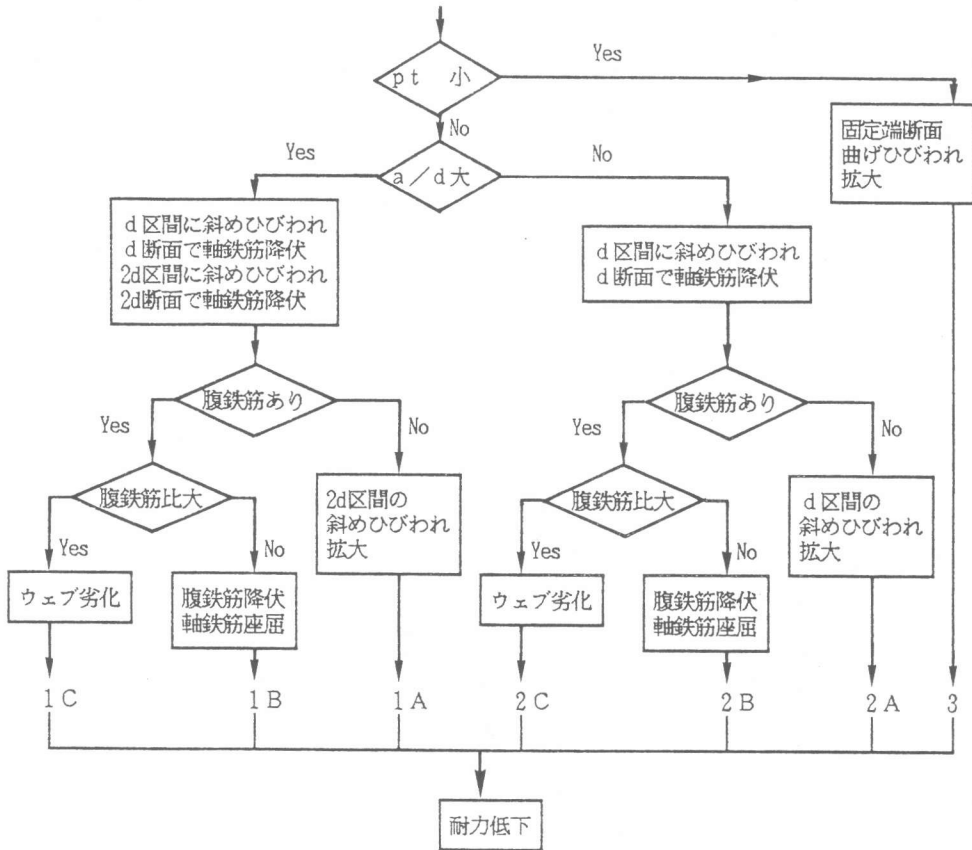


図4 曲げ降伏後におけるせん断破壊のメカニズムの分類

表3には、実験で求められた靱性率 $\mu_e$ 、腹鉄筋がない部材として式(1)によって計算した靱性率 $\mu_c$ を示した。さらに、腹鉄筋を配置したことによる靱性率の増加分を表す $\Delta\mu = \mu_e - \mu_c$ の値も併せて示した。せん断補強の程度を示す $pwf_{wy}$ と靱性率の増加量 $\Delta\mu$ との関係は図5に示したとおりであって、せん断補強の程度が $13\text{kgf/cm}^2$ 程度以下の範囲では、靱性率は $pwf_{wy}$ の増加とほぼ比例して増加すると思われることができるようである。

$$\Delta\mu = 0.6 (pwf_{wy} - 2) \quad (3)$$

ここで、 $f_{wy}$ は腹鉄筋の降伏点応力である。

5. で述べたように、曲げ降伏後のせん断破壊には各種のモードがあるので、腹鉄筋の効果も破壊モードによって異なるのが当然であろうが、表3の実験の範囲では特にそのような傾向は認められなかった。この原因の一つは、実験で用いられた $pwf_{wy}$ の値があまり大きくなかったため、典型的なウェブ劣化による破壊を起こした供試体が無いことであると思われるので、式(2)の適用範囲についてはさらに検討が必要である。表3の最終欄には、 $\mu_e$ と式(1)および式(3)を用いて計算した靱性率 $\mu_{cal}$ の比を示した。結果が極めて相違しているK23を除いた他の9体の供試体については、 $\mu_e / \mu_{cal}$ の平均値が1.06、変動係数が10.3%であり、これらの式による靱性率推定の精度は良好であると言える。

## 7. 結論

表3 腹鉄筋を配置した供試体の靱性率

供試体	a/d	pt %	pw·fwy kgf/cm <sup>2</sup>	Py tf	$\mu e$	$\mu c$	$\Delta \mu$	$\mu e / \mu cal$
K2 4	3.85	0.65	3.1	2.31	5	3.7	1.3	1.14
K2 6	3.85	0.65	12.7	2.18	11	4.2	6.8	1.04
7	4.00	1.06	2.1	—	4.03	3.8	0.23	1.03
1 3	4.00	1.06	3.3	—	4.00	3.2	0.80	1.00
6	4.00	1.06	6.3	—	6.11	3.4	2.71	1.02
OM 7	4.00	1.06	3.6	2.99	4	2.2	1.8	1.27
OM 6	4.00	1.06	6.5	3.23	5	1.7	3.3	1.14
OM 8	4.00	1.06	10.7	3.16	6	1.9	4.1	0.85
K2 3	6.25	1.79	2.3	2.95	5	1.8	3.2	2.50
K2 5	6.25	1.79	9.5	2.76	7	2.1	4.9	1.06

本研究の結果から得られた結論は以下の通りである。

(1) 軸力の作用しないRC部材の曲げ降伏

後におけるせん断破壊の形態は、せん断スパン比、軸方向鉄筋比、腹鉄筋比の大きさによって複雑に変化するが、その破壊メカニズムは図4のように考えることができるものと思われる。

(2) 腹鉄筋を配置したRC橋脚のせん断破壊時の靱性は、式(1)で求めた腹鉄筋が無い部材の靱性率に、式(3)によって求めた腹鉄筋による靱性率の増加量を加えることによって推定することが可能である。

(3) せん断破壊形態が変化する限界のせん断スパン比、軸方向鉄筋比、腹鉄筋比の値に

ついて、また、破壊形態の変化が部材の靱性率におよぼす影響については今後の検討が必要である。

本論文で用いた実験は、当時本学学生であった数野 久、伏見 勉両君が担当したものである。また、本研究に対して文部省より科学研究費補助金(総合研究A)の交付を受けた。ここに謝意を表する次第である。

参考文献

- [1] たとえば、太田 実、”繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究”、土木学会論文報告集 No.292、1979年12月
- [2] 豊田和彦、陸好宏史、町田篤彦、”RC部材の終局変位定量化に関する実験的検討”、第7回コンクリート工学年次講演会論文集、1985年
- [3] 楢貝 勇、”大変位の繰返しによりせん断破壊するRC部材の変形能力”、第8回コンクリート工学年次講演会論文集、1986年
- [4] H.Okamura, T.Higai, "Proposed design equation for shear strength of reinforced concrete beams without web reinforcement", Proc. of JSCE No.300, August 1980
- [5] 大石俊一、”鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計に関する研究”、山梨大学卒業論文、昭和56年度

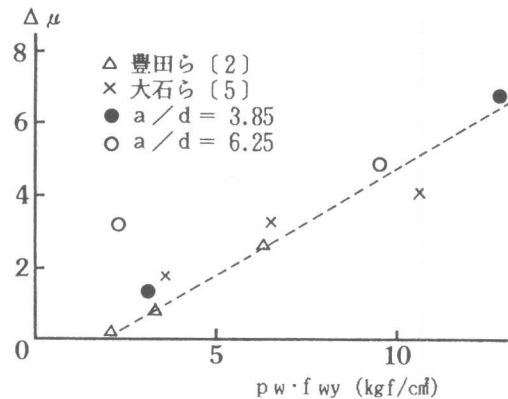


図5 腹鉄筋による靱性率の増加