

## [178] 鉄筋コンクリート耐震壁のせん断すべり破壊に関する研究

正会員 野口 博 (千葉大学工学部)  
正会員 ○飯塚 信一 (西松建設技術研究部)

### 1. はじめに

鉄筋コンクリート耐震壁は、耐震要素として重要な事からその耐力、復元力特性等について近年、数多くの研究が行われている。しかし、斜めひびわれ群を横切ってせん断すべりを生じる耐震壁のせん断すべり破壊に関しては、耐力の実験式は提案されているが、その破壊機構はまだ十分把握されていない。また、近年原子力発電が社会的に重要な位置を占めるようになり、原子炉格納容器についても鉄筋コンクリートやプレストレストコンクリートの厚肉壁で造られるようになってきた。原子炉建屋は厚肉で高配筋の耐震壁を主耐震要素とするが、それに関する耐震壁の実験では、破壊モードとしてせん断すべり破壊が圧倒的に多い。実際の地震被害においても耐震壁や柱にせん断すべり破壊が観察されている。このように耐震壁のせん断すべり破壊を説明できる理論が確立されていない上に、未知の原子炉格納容器及び建屋の設計法の開発の必要もあってこの分野の研究は近年、活発に行われるようになった。

鉄筋コンクリートのせん断伝達に関する実験的研究としては、せん断抵抗要素と考えられるひびわれ面の骨材のかみ合い、鉄筋のダボ作用等についての検討が多くの研究者によって行われ、個々のメカニズムについては、解析的にもかなり研究されてきている。しかし、これらの研究はせん断面以外は剛に近い試験体を対象としており（例えばPush-off形式）、実際の耐震壁のように斜めひびわれが多数発生した後、それを鋭角に横切ってすべり破壊をする現象をも説明できるかどうかについては、明らかにされていない。また、耐震壁のせん断破壊の耐力は、補強筋量を増加させてもある時点で頭打ちの傾向がみられる。これは補強筋量が過剰となり、補強筋の降伏以前にコンクリートの圧壊によって破壊してしまうためである。コンクリート圧壊型の耐力について、補強筋比やコンクリート強度との関連で提案されている既往の式は、未だ十分な検証がほどこされていない。

そこで本研究では、耐震壁の壁部分の一部を取り出した試験体を考え、斜めひびわれを鋭角に横切りせん断面に沿って壊れるせん断すべり破壊についてせん断耐力及び破壊モードの移行についての検討を行うことを目的とした実験を行った。

### 2. 試験体の概要

試験体概要図を図-1に示す。実験は2回に分け行った。前半をAシリーズ、後半をBシリーズと以後呼ぶ。試験体の寸法は、試験部分の壁面は横80cm、高さ60cm、厚さ8cmであり、高さ中央位置に左右20cmずつノッチを入れた。せん断面の面積は、40cm×8cmである。壁補強筋は、D6のダブル配筋をしている。

試験体のパラメータを表-1に示す。本試験体のパラメータとしては、せん断面の補強筋比 $P_w$ と鉛直方向の圧縮応力 $\sigma$ を考えた。補強筋比はAシリーズでは、0.8%~2.0%と幅をもたせ、補強筋の降伏からコンクリートの圧壊に変わる移行点を探し、Bシリーズではその移行点付近と思われる補強筋量を中心と考えた。同一補強筋比の試験体に圧縮応力を作用させた試験体では、耐

表-1 試験体のパラメータ

	$\varepsilon_u$ (%)	$\sigma_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$F_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )		$\varepsilon_u$ (%)	$\sigma_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$F_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	
SERIES A	A 1	0.8	0	342	B 1	1.2	0	300
	A 2	0.8	20	342	B 2	1.4	0	300
	A 3	1.0	0	342	B 3	1.6	0	300
	A 4	1.0	20	342	B 4	1.8	0	300
	A 5	1.2	0	340	B 5	1.0	20	310
	A 6	1.2	20	340	B 6	1.2	20	310
	A 7	1.6	0	340	B 7	1.4	20	310
	A 8	2.0	0	340	B 8	1.6	20	310

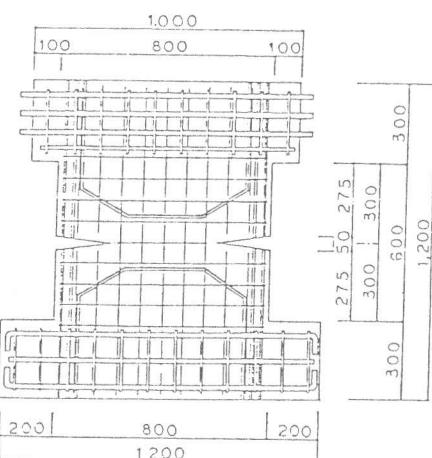


図-1 試験体

力の上昇が考えられるが今回は  $\sigma = 20 \text{kgf/cm}^2$  の時の耐力上昇分がどのような影響因子によるものなのかについて検討する。

材料の特性を表-2に示す。コンクリートの打設は4体ずつ行った。コンクリート圧縮強度はAシリーズが $340 \text{kgf/cm}^2$ 、Bシリーズが $300 \text{kgf/cm}^2$ であり鉄筋はA Bシリーズ共通のものを使用し、引張強度は $3780 \text{kgf/cm}^2$ (D6)であった。

### 3. 実験概要

実験はAシリーズでは、最近提案された山田式<sup>1)</sup>より耐力を計算し、その50、70、90%、破壊までの3サイクル半で行った。Bシリーズでは、Aシリーズの実験値が山田式算定値より低かったためにAシリーズの耐力を参考にしてBシリーズの耐力を予測し3サイクル半の繰返し加力を100tfアクチュエータにより行った。加力は鉄骨治具を介して、アクチュエータでせん断面位置を加力することでせん断面に曲げモーメントが作用しないようにした。Aシリーズの治具は実験時に片押しの傾向がみられたのでBシリーズでは均等にかかるように治具を改良した。変形の測定は、全体変形、曲げ変形、せん断面のずれ及び開きを変位計で測定した。鉄筋のひずみは、せん断面とノッチから45度方向の鉄筋を中心にワイヤーストレンジングにより測定した。

### 4. 実験結果

本実験の荷重-変形関係の包絡線を図-2~5に示す。また、代表的なひびわれ図を図-6、7に示す。Aシリーズではせん断面で破壊せず斜めひびわれの卓越により破壊した試験体があったが、それもせん断面の鉄筋が降伏に近いことからすべり破壊耐力にはほぼ達していると思われる。Bシリーズではすべてせん断面でせん断すべり破壊をした。Aシリーズをみると、同一補強筋比でも圧縮応力 $20 \text{kgf/cm}^2$ は、初期剛性、耐力を増大させる要因となっている(A1-A2,A3-A4,A5-A6)。補強筋比の増加による耐力の上昇も、A1~A7ではみられるが、A8は補強筋比で圧縮応力が $20 \text{kgf/cm}^2$ の試験体は、Aシリーズと同様に高い剛性と耐力を示している。補強筋比の増加による影響は、耐力の上昇だけに現れている。

本実験の破壊状況の代表的なものであるB2( $P_w=1.4\%$ ,  $\sigma=0 \text{kgf/cm}^2$ ), B7( $P_w=1.4\%$ ,  $\sigma=20 \text{kgf/cm}^2$ )をみてみると、同一補強筋比の試験体でもひびわれの本数の違いが目につく。これは、圧縮応力の影響でひびわれの発生を妨げているものと思われる。ひびわれの角度は、圧縮応力の作用した試験体では、圧縮

表-2 材料の特性

CONCRETE					
	$F_c (\text{kgf/cm}^2)$	$F_t (\text{kgf/cm}^2)$	$\varepsilon_y (\times 10^{-3})$	$E (\text{kgf/cm}^2)$	AGE (day)
A1 ~ A4	342	26.5	2080	$2.5 \times 10^5$	45
A5 ~ A8	340	30.5	1980	$2.5 \times 10^5$	35
B1 ~ B4	300	27.9	2020	$2.6 \times 10^5$	41
B5 ~ B8	310	27.9	2140	$2.4 \times 10^5$	33
REINFORCEMENT					
	$F_y (\text{kgf/cm}^2)$	$F_u (\text{kgf/cm}^2)$	$\varepsilon_y (\times 10^{-3})$	$E (\text{kgf/cm}^2)$	$\Delta l$
D6	3780	5162	2010	$19 \times 10^6$	11.0 %
D13	4020	5807	2060	$20 \times 10^6$	14.0 %

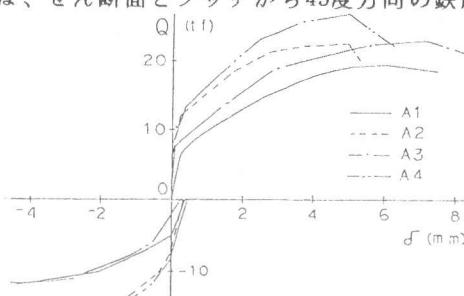


図-2 荷重-変形関係

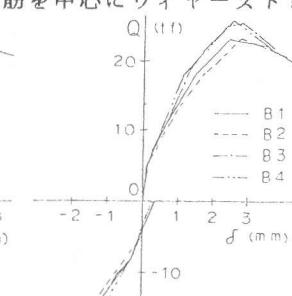


図-4 荷重-変形関係

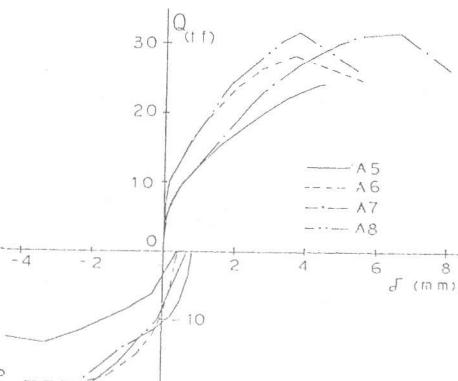


図-3 荷重-変形関係

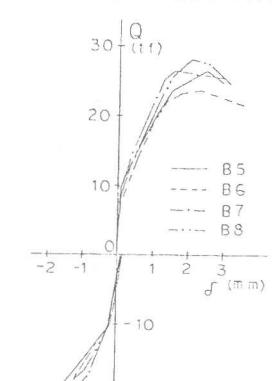
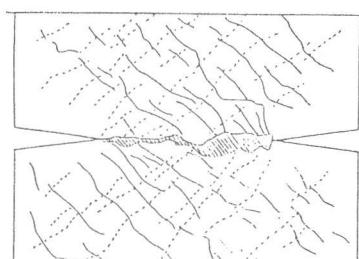
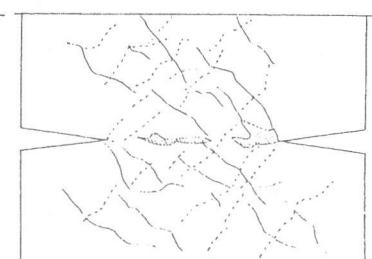


図-5 荷重-変形関係



B2

図-6 ひびわれ図



B7

図-7 ひびわれ図

応力が作用していない試験体よりもやや大きい角度をとっているが、顕著な違いとはなっていない。ひびわれの進展状況は、全試験体とも同じでまずノッチ部分から約45度方向にひびわれが入り、次いで壁面に斜めひびわれが発生し進展する。そして最終的にそのひびわれ群に囲まれるせん断面上下10cm位の領域が破壊ゾーンとなり一挙に1~2cmすべて破壊に至った。

実験値を表-3に示す。耐力と耐力時のせん断面の補強筋のひずみからみて、鉄筋降伏型とコンクリート圧壊型の破壊に分けて考えてみるとA7,A8,B4,B8がコンクリート圧壊型、他は鉄筋降伏型と考えられる。全体的にみてみると、Aシリーズに比べてBシリーズでは、やや低い値となっている。これは、加力法とコンクリート強度の違いによるものと思われる。

### 5. 耐力の評価

本実験結果を図-8に示す。また、各研究者のせん断耐力算定値も合わせて示す。

$$\text{Birkland}^2) \quad \tau = 8.87 P_w \cdot f_y \quad \text{--- ①}$$

$$\text{Mattock}^3) \quad \tau = 0.8 P_w \cdot f_y + 28.1 \quad \text{--- ②}$$

$$\text{山田}^1) \quad \tau / F_c = 0.046 (P_w \cdot f_y + \sigma) + 2.64 \quad \text{--- ③}$$

$$\text{青柳}^4) \quad \tau / F_c = 2.6 + 0.105 \times 0.5 (P_w \cdot f_y + \sigma) \quad \text{--- ④}$$

$\tau$ : せん断応力度  $\sigma$ : 圧縮応力度

$P_w$ : 補強筋比  $f_y$ : 鉄筋の引張降伏強度

また、②としてMattockのモールの応力円より求めた破壊曲線を示す。 $F_c$ は300kgf/cm<sup>2</sup>として考えた。実験値をみると $P_w \cdot f_y$ の増加により $\tau$ が増加し、ある所で頭打ちとなる傾向がみられる。各耐力式をみると①②は実験値よりやや低め、③④は実験値よりやや高めの値となっている。図-9は、圧縮応力を $P_w \cdot f_y$ の項に加えたものであるが、これをみると圧縮応力20kgf/cm<sup>2</sup>をそのまま加えることは、圧縮応力を過剰に評価している。すなわち、圧縮応力の影響は $P_w \cdot f_y$ の項に影響を与えるが、その量はある割合で効いていると考えた方が妥当である。本実験では、図-10に示すように圧縮応力の半分を $P_w \cdot f_y$ の項に加えることでよく対応する。

AシリーズとBシリーズでは、コンクリート強度が異なるので、せん断応力 $\tau$ を $F_c$ で除することで無次元化をはかる。図-11にその結果を示す。図によれば、コンクリートの圧壊により破壊した試験体を除くと、かなり統一的な直線の上に乗ることがわかる。コンクリートの圧壊により破壊した試験体は、ほぼ同じような値となっており、これらの試験体は、コンクリート強度の影響に支配されると考える。

本実験結果を基に、せん断すべり破壊の耐力式の提案を試みる。せん断すべり破壊の破壊モードは、せん断面の補強筋の降伏型とコンクリートの圧壊型とあり、この2つは異なる破壊モードなので2つの直線に分けて考えてみる。

表-3 実験値

	Q (t)	$\tau (\text{kgf/cm}^2)$	$\tau / F_c$	$\tau / F_c$		Q (t)	$\tau (\text{kgf/cm}^2)$	$\tau / F_c$	$\tau / F_c$
A 1	19.2	60.0	0.17	3.24	B 1	21.7	67.8	0.23	3.91
A 2	22.2	69.3	0.20	3.75	B 2	23.0	71.9	0.24	4.15
A 3	22.5	70.3	0.21	3.80	B 3	25.5	79.8	0.27	4.60
A 4	26.8	83.4	0.24	4.61	B 4	25.6	80.0	0.27	4.62
A 5	24.0	75.0	0.22	4.07	B 5	26.0	81.2	0.26	4.69
A 6	28.0	87.5	0.26	4.74	B 6	23.3	72.8	0.23	4.20
A 7	31.6	98.7	0.29	5.35	B 7	26.0	81.2	0.26	4.69
A 8	31.5	98.4	0.29	5.34	B 8	27.8	86.9	0.28	5.02

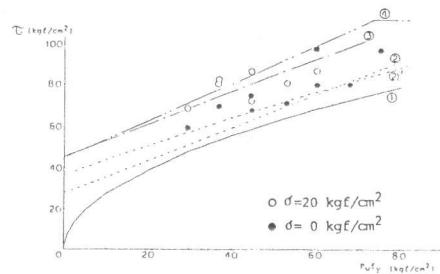


図-8  $\tau - P_w \cdot f_y$  関係

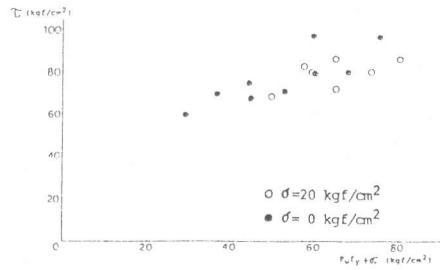


図-9  $\tau - P_w \cdot f_y + \sigma$  関係

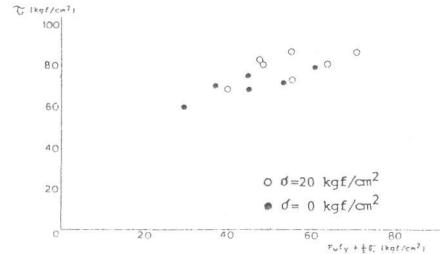


図-10  $\tau / F_c - P_w \cdot f_y + 1/2 \sigma$  関係

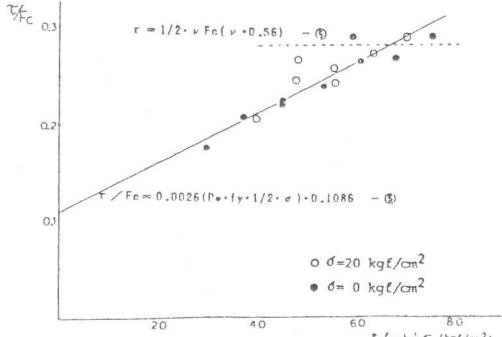


図-11  $\tau / F_c - P_w \cdot f_y + 1/2 \sigma$  関係

・補強筋降伏型の実験結果を最小二乗法により回帰式を求めるとき、

$$\tau / F_c = 0.0026(P_w \cdot f_y + 1/2 \cdot \sigma) + 0.1086 \quad \dots \text{⑤}$$

・コンクリート圧壊型の試験体は、本実験でも数が少なく評価の方法が難しい。CCV 設計規準案では、 $\tau = 5.6 F_c$  とし、また Nielsen では、 $\tau = 1/2 \cdot \nu F_c (\nu = 0.8 - F_c/2040)$  と評価法が一定していない。今回は、Nielsen の評価法を採用すると、 $\tau = 1/2 \cdot \nu F_c (\nu = 0.56)$   $\dots \text{⑥}$  となる。

## 6. FEM 解析

本実験の試験体を FEM 解析で解いてみた。解析対象部分は試験体の中央部  $40\text{cm} \times 40\text{cm}$  の壁部分である。要素分割図を図-12 に示す。解析プログラムは、当研究室で多年に渡り開発を行ってきたものであり、その詳細は他論文<sup>5)</sup>に紹介されているのでここでは割愛する。粗い分割と斜めひびわれのみを表現しているために十分な精度は求められないもので、破壊直前までの性状をある程度まで追従することを目的とした。

図-13 に B3 についての本解析の荷重-変形関係を示す。これをみると、実験と解析は破壊前まではよい対応を示している。粗い分割ではあるが本実験のようなせん断面の挙動が支配的なものであれば、かなりの対応がなされると考えられる。また、実験値と解析値の比較を図-14 に示す。解析は、単調載荷なので繰返しの影響を Mattock の研究より 20% 減とした値は、実験値にかなり近くなっている。

## 7. 結論

鉄筋コンクリート耐震壁のせん断すべり破壊については、最近研究が活発に行われ始めたが、まだその破壊挙動を正確に説明できていない。本研究では直接せん断形試験体よりも耐震壁の実状に近い試験体を用い、せん断すべり破壊の実験を行い耐力等を検討した。実験の範囲内では、せん断すべり破壊の耐力は、統一的に表現できるものと思われる。しかし、実際の原子炉建屋等は、厚肉高配筋であるため寸法効果などの不明な要因を残している。また本実験では、コンクリートの圧壊による破壊に対しては、データ不足であった。今後、より一層実状に即した研究を行ってゆく必要がある。

## 謝辞

本実験は、建築研究振興協会内の建屋復元力特性委員会の実験計画に従って行われたものであり、委員会の方々に深く感謝致します。

## 参考文献

- 1) 山田一宇、「鉄筋コンクリート製原子炉格納容器の設計における問題点」、前田建設技術研究所報、1982年3月
- 2) Shaikh, 「Proposed Revision to Shear Friction Provisions」, PCI Journal, 1978
- 3) Mattock, 「Shear Transfer in Reinforced Concrete」, ACI Journal, 1969
- 4) Aoyagi, 「On the Shear Transfer Mechanics in Reinforced Concrete」, JSCE, 1978
- 5) 野口, 丸田, 「増設鉄筋コンクリート耐震壁の非線形有限要素解析」, 日本コンクリート工学協会年次講演会, 1984年6月

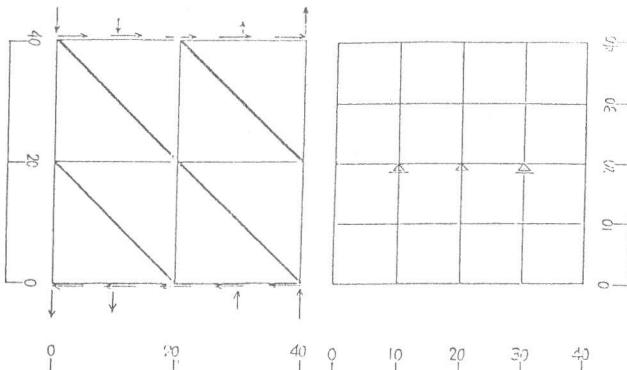


図-12 要素分割図

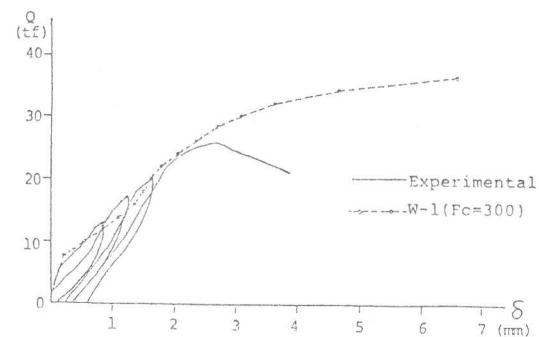


図-13 荷重-変形関係

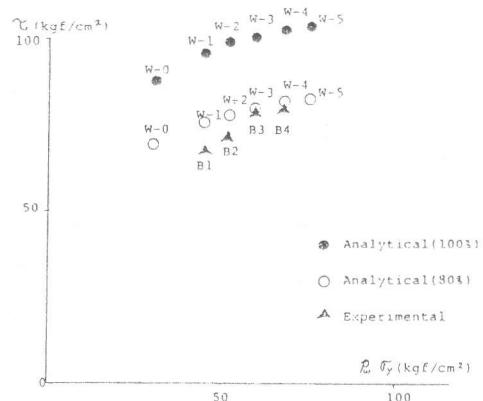


図-14 実験値と解析値の比較