

[2091] 鋼-コンクリート合成はりのせん断補強鉄筋が終局耐力に及ぼす影響

正会員 ○ 横田 弘 (運輸省港湾技術研究所構造部)

正会員 清宮 理 (運輸省港湾技術研究所構造部)

1. まえがき

防波堤ケーソン、浮き防波堤、沈埋トンネルなどの港湾構造物を鋼-コンクリート合成部材によって建設することが計画されている。合成部材の採用により力学特性の向上、構造物の軽量化、施工の迅速化などが図られる。本報告での合成部材の形式としては、図-1に示すように、鋼板とコンクリートとをずれ止めで合成したものである。鋼板は、部材の両側に用いる場合と片側のみに用いる場合がある。また、ずれ止めには形鋼を利用する。形鋼によるずれ止めの力学特性及び合成効果に関しては、既に明らかにされている<sup>[1,2]</sup>。

この形式の合成部材では、通常ずれ止めの部分からひびわれが発生し、適切なせん断補強を施さないとせん断破壊が生じる<sup>[1]</sup>。したがって、合成部材の曲げ及びせん断耐荷機能を明らかにし、有効なせん断補強方法を考えねばならない。また、そのせん断補強を有する合成部材の曲げ及びせん断耐力の算定法を確立する必要がある。

本報告では、各種せん断補強鉄筋を有する合成はり部材の載荷実験を行い、曲げ及びせん断耐力の算定方法について考察を行った結果を述べる。

2. 実験の概要

載荷実験は図-2に示すはり供試体(断面幅27cm、高さ25cm、長さ350cm)を対象に行った。供試体は、下縁(引張側)のみに鋼板を設けたもの(No.1~5)と上下縁の両方に鋼板を設けたもの(No.6及び7)の2種類で、鋼板の厚さは、6mmである。圧縮側鋼板を設けない供試体には、上縁より5cmの位置に圧縮鉄筋2本(D19)を配筋した。鋼板とコンクリートとの合成には、山形鋼(50×50×6)を用い、連続すみ肉溶接により鋼板にリブ状に接合した。また、コンクリートの配合強度は350kgf/cm<sup>2</sup>、粗骨材最大寸法は10mmである。

供試体のせん断補強には、鉄筋(D16)

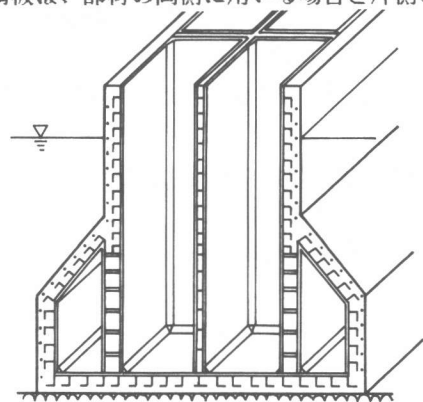


図-1 合成部材を用いた防波堤ケーソン

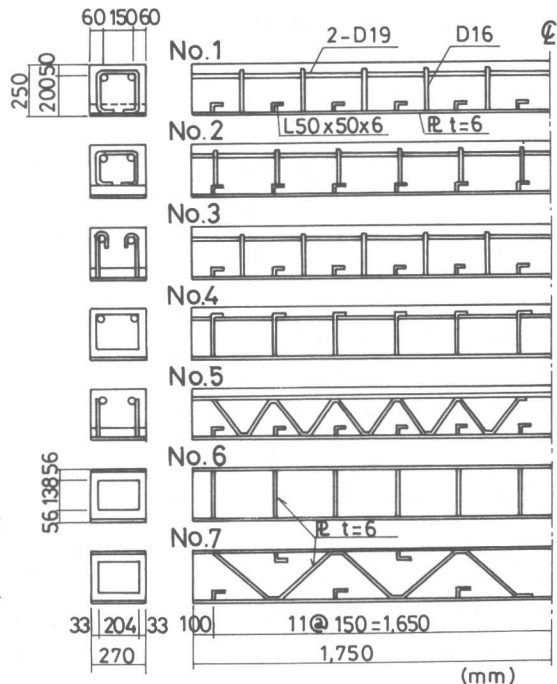


図-2 供試体の形状・寸法

もしくはせん断補強に有効な面積が鉄筋と等しくなるように加工した鋼板(厚さ6mm)を用いた。No.1及び3では、鉄筋をスターラップ状に加工し、鋼板またはリブに溶接した。No.2では、鉄筋をスタッドジベル的に用いた。No.4では、鋼板を用い、リブの高さを高くしてせん断補強を兼ねた。No.5では、鉄筋を折り曲げて使用した。No.6及び7では、鋼板を用いた。実験に用いた鋼材の機械的性質を表-1に示す。

実験では、せん断スパン比( $a/d$ )を4.8及び1.8の2種類とした対称2点荷重の曲げせん断試験とした。荷重は、供試体の破壊が生じるまで、単調増加させた。実験においては、変位、鋼材・鉄筋に生じるひずみ等の測定を行った。

### 3. 実験結果及び考察

各供試体で得られた終局荷重、破壊の形態などの実験結果を表-2に示す。No.8は、せん断補強を施さなかったはりの結果で、既報の実験結果<sup>[1]</sup>を本実験での供試体幅に補正した値である。

#### 3.1 ひびわれ及び破壊の状況

各供試体の終局時でのひびわれ発生状況を図-3に示す。曲げひびわれは、全ての供試体でリブの位置から発生した。さらに、一部の供試体では、引張側鋼板が降伏してから、リブの間近から曲げひびわれが発生した。

$a/d=4.8$ の場合では、せん断スパン内に発生したひびわれは斜めひびわれとなったが、No.1~7のせん断補強を行った供試体では、斜めひびわれが貫通せず、コンクリートの曲げ圧縮破壊ではりの破壊に至った。しかし、No.8のせん断補強のないはりでは、斜めひびわれが貫通して直ちに供試体の破壊に至った。合成はりでは、通常の鉄筋コンクリートのりで見られる斜め引張破壊の形態と若干異なり、荷重点とリブあるいはリブとリブを結ぶひびわれが卓越した。 $a/d=1.8$ の場合では、ほとんどの供試体で斜めひびわれが貫通した。また、No.1~5では、コンクリートの圧縮縁から下方に向かってひびわれが進展し、斜めひびわれ発生後、典型的な曲げせん断破壊の状態を示した。

圧縮側鋼板を配した供試体(No.6及び7)では、圧縮側鋼板がはりの外側へ座屈する現象が見られた。

#### 3.2 荷重とはりのたわみ

$a/d=4.8$ 及び1.8での荷

表-1 鋼材の機械的性質

種類	規格	降伏強度 (kgf/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (kgf/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
山形鋼	SS41	32	46	27
鋼板(t=6)	SS41	36~39	48	27
鉄筋(D19)	SD30	39	57	21
鉄筋(D16)	SD30	38	55	22

表-2 実験結果の一覧

No.	$a/d$	$P_{max}$ (tf)	$\delta_u$ (mm)	$P_{cr}$ (tf)	$P_{bu}$ (tf)	破壊の形態
1	4.8	20.5	31.6	-	-	曲げ破壊
2	4.8	18.0	21.5	-	-	曲げ破壊
3	4.8	20.8	31.6	-	-	曲げ破壊
4	4.8	21.0	23.4	-	-	曲げ破壊
5	4.8	20.9	26.8	-	-	曲げ破壊
6	4.8	21.7	19.1	-	21.7	曲げ破壊
7	4.8	20.9	21.5	-	13.0	曲げ破壊
8	4.8	13.7	-	-	-	せん断破壊
1	1.8	54.1	10.7	47.0	-	せん断破壊
2	1.8	52.0	10.5	52.0	-	せん断破壊
3	1.8	59.8	15.6	52.0	-	せん断破壊
4	1.8	56.2	11.0	56.0	-	せん断破壊
5	1.8	54.9	8.8	43.3	-	せん断破壊
6	1.8	62.5	12.6	-	61.9	曲げ破壊
7	1.8	57.0	11.0	48.0	19.0	曲げ、せん断破壊

$P_{max}$ : 最大荷重、 $\delta_u$ : 最大荷重時のスパン中央でのたわみ

$P_{cr}$ : 斜めひびわれ発生荷重、 $P_{bu}$ : 圧縮側鋼板座屈荷重

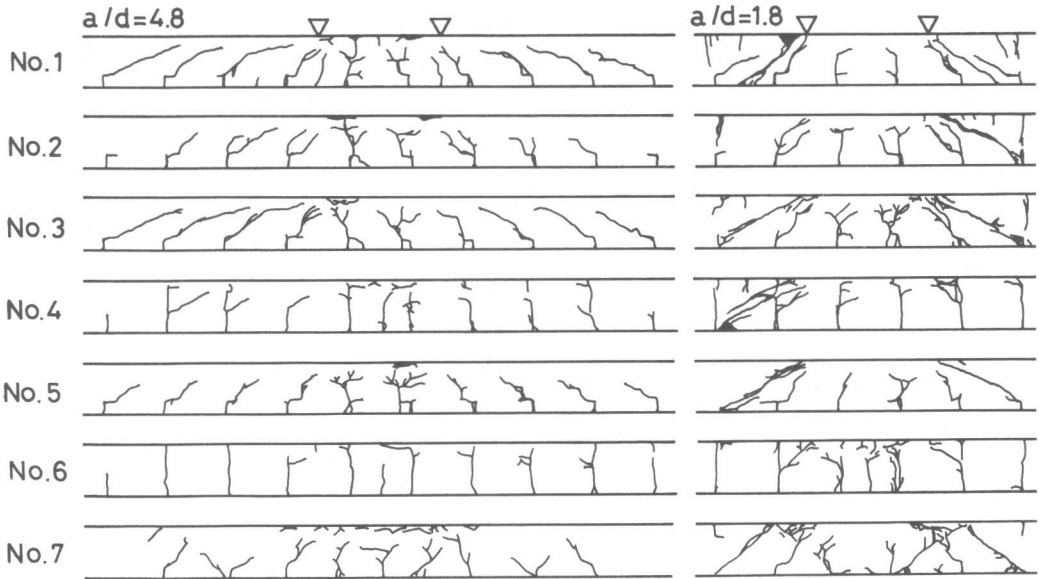


図-3 終局時のひびわれ発生状況

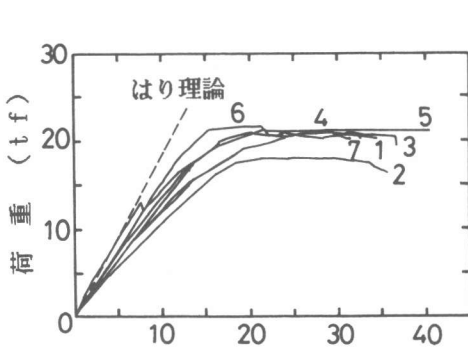


図-4 荷重-たわみ曲線(a/d=4.8)

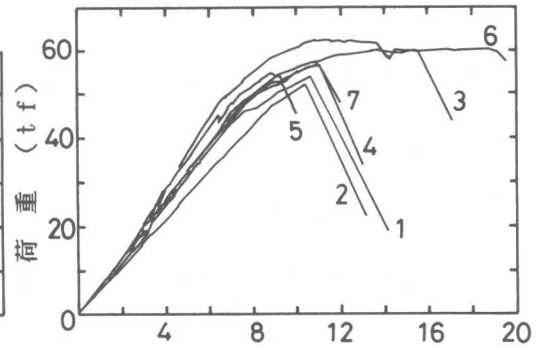


図-5 荷重-たわみ曲線(a/d=1.8)

重-たわみ曲線をそれぞれ図-4及び図-5に示す。a/d=4.8では、最大荷重に達した後もたわみが進行し、荷重-たわみ曲線に明瞭なピークが観察されなかった。No.6及びNo.7供試体では、圧縮側鋼板の座屈が生じたが、座屈後も急速に耐力が低下することなく、荷重に抵抗できた。最大荷重は、No.2及びNo.8を除いてほとんど同じ値となった。No.8では、せん断破壊となり最大荷重は他に比べてかなり小さく、No.2では、他に比べて1割程度小さかった。No.6での座屈荷重は、最大荷重とほぼ同じ値となった。

a/d=1.8では、最大荷重に達した後急速に耐力が低下したものと、しばらく荷重を保持した後急速に耐力が低下したものがあつた。最大荷重は、No.6が他に比べて若干大きかった。

両実験ケースとも初期剛性は供試体間でほとんど同じであつたが、No.2供試体は他と比べて同一荷重に対するたわみ量が大きかった。はり理論から求めたたわみの計算結果を図-4に示すが、実験値は計算値よりも大きなたわみとなつた。

### 3.3 鋼材に生じたひずみ

図-6に引張側鋼板での各荷重段階でのひずみ分布を示す。破壊時に引張側鋼板に生じたひずみはいずれの実験ケースでもかなり大きくなつた。a/d=4.8の場合には、曲げモーメント

一定区間でのひずみはほぼ一定となった。また、せん断スパン内では、リブ間でひずみが直線的に変化し、リブ溶接位置で鋼板のひずみが不連続となった。

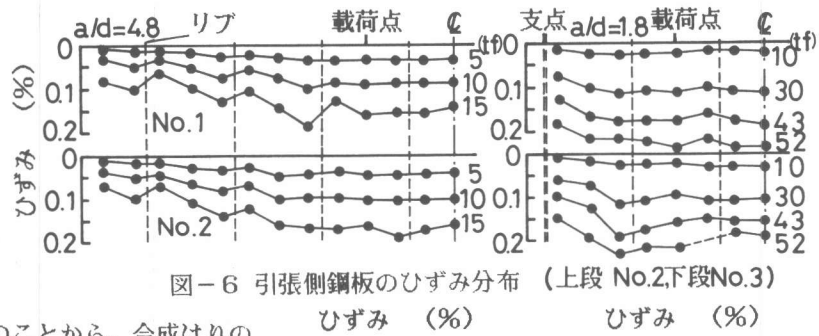


図-6 引張側鋼板のひずみ分布 (上段 No.2下段No.3)

以上のことから、合成はりの曲げ耐荷機構は、鉄筋コンクリートのそれとほぼ同じであると考えられるが、せん断スパン内では、コンクリートと鋼板間の力の伝達がリブによっても行われていると考えられる。

鋼板のひずみ量の大きさを検討するため、はりスパン中央断面内の軸方向ひずみの分布を図-7に示す。荷重の小さい時期から終局付近まで、ひずみはリブの上端(深さ20cm程度)付近で0となる分布を示した。しかし、圧縮側鋼板、上縁から8cm付近のコンクリート及び引張側鋼板でのひずみ量はほぼ直線的に分布した。曲げモーメント一定区間での鋼板のひずみがほぼ一定となることとコンクリート上縁の圧縮ひずみと引張側鋼板のひずみの分布がほぼ直線的になることから、従来の曲げ抵抗モーメントの算定式を曲げ耐力の算定に適用することは可能であると考えられる。

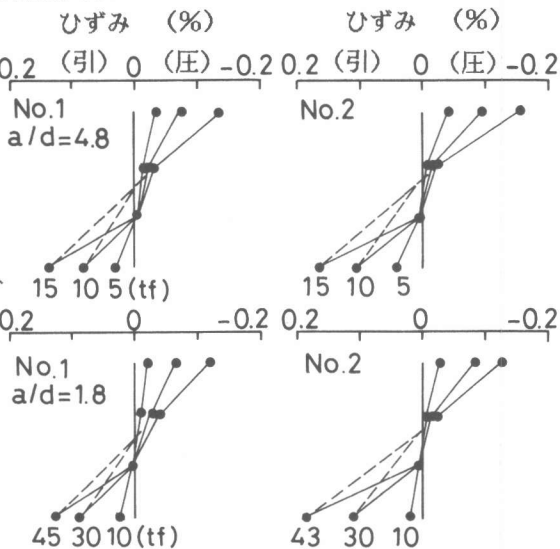


図-7 スパン中央断面でのひずみ分布

$a/d = 1.8$ の場合、斜めひびわれ発生前後で引張側鋼板には、支点付近を除いてほぼ一定のひずみが計測された。曲げひびわれの発生位置(リブ位置)近傍では、若干の応力集中が見られた場合もあった。図-7に示すひずみの分布に関しては、 $a/d = 4.8$ の場合と同様の傾向が見られた。したがって、斜めひびわれ発生後のはりのせん断耐荷機構は、主にタイドアーチ機構によるものと考えられることができる。

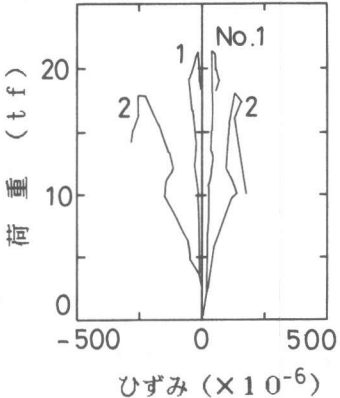


図-8 リブに生じたひずみ

図-8に  $a/d = 4.8$ でのNo.1及びNo.2供試体のリブに発生したひずみ量を示す。リブ内のひずみは曲げひずみが卓越した。No.2でのひずみ量はNo.1に比べて大きく、リブの変形が進んでいたことを示している。これは、せん断補強筋をリブに溶接したためであると考えられ、結果的に耐力の低下につながった。

### 3.4 せん断補強筋に生じたひずみ

せん断補強筋で計測されたひずみを図-9に示す。 $a/d = 1.8$ でのNo.3~7供試体では、終局時のひずみはほぼ降伏ひずみに達していた。したがって、コンクリートに斜めひびわれが発

生し、タイドアーチ機構でのコンクリートの圧縮応力がある値に達した後、せん断補強筋の応力度が降伏応力度に達して、はりのせん断破壊に至ったものと考えられる。また、No.7供試体では、斜め方向にせん断補強筋が配置されているため、他のものよりも大きなひずみとなった。一方、 $a/d=4.8$ の場合には、終局時のせん断補強筋のひずみの値は、いずれの供試体でも0.1%程度となり、降伏には至らなかった。

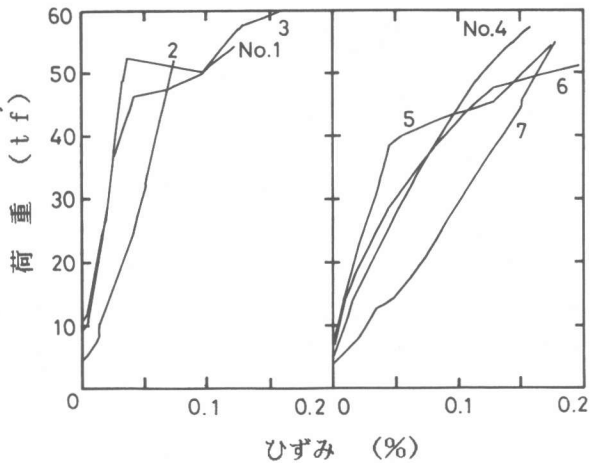


図-9 せん断補強筋のひずみ

#### 4. 曲げ耐力及びせん断耐力の算定

##### 4.1 曲げ耐力

曲げ耐力の算定は、実験結果の考察から通常の鉄筋コンクリートはりに準じて行うことができる。表-3に $a/d=4.8$ での曲げ耐力の実験結果と計算結果との比較を示す。

表-3 曲げ耐力の計算結果 ( $a/d=4.8$ )

No	実験 (tf)	計算 (tf)	計算 (tf)			実験 計算	座屈 (tf)	
			①	②	③		実験	計算
1	20.5	20.3	-	-	-	1.01	-	-
2	18.0	20.3	-	-	-	0.87	-	-
3	20.8	20.3	-	-	-	1.02	-	-
4	21.0	20.3	-	-	-	1.03	-	-
5	20.9	20.3	-	-	-	1.03	-	-
6	21.7	-	21.0	25.7	24.0	1.03	21.7	21.0
7	20.9	-	21.0	25.7	24.0	1.00	13.0	3.7

算定式は、コンクリート標準示方書

(1986年版)のものを用いた。片側に鋼板を配置したNo.1~5の供試体

では、実験結果と計算結果とは良く

一致しており、合成はりの曲げ耐力を精度良く算定できた。

両側に鋼板を配置したNo.6及び7は、圧縮側鋼板のかぶりが0で、引張側と圧縮側の鋼板の断面積が等しいため、このままでは曲げ耐力の算定ができない。したがって、ここでは、①圧縮側鋼板を無視したもの、②中立軸を上縁に移動させて収束計算を行ったもの及び③コンクリートの圧縮応力を無視するものの3種類の計算モデルを用いた。実験結果と計算結果とを比較すると、②及び③では、実験結果よりも計算結果が大きくなったが、①では、両者が良く一致した。

##### 4.2 圧縮側鋼板の座屈荷重

圧縮側鋼板を配置したはりについては、鋼板の座屈荷重を検討する必要がある。実験では、リブが固定端となった座屈現象を示したので、ここでは、座屈荷重の計算式として、両端固定柱のEuler座屈の式を用いた。座屈応力は、No.6で2763kgf/cm<sup>2</sup>、No.7で307kgf/cm<sup>2</sup>となった。計算では、はりの上縁に座屈応力を与える曲げモーメントから荷重を算定した。計算結果を表-3に示すが、No.6では計算結果と実験結果とが良く一致した。しかし、No.7では実験結果は計算結果よりかなり大きくなった。座屈荷重に関しては、今後の詳細な検討が必要である。

##### 4.3 せん断耐力

せん断耐荷機構は、はりのタイドアーチ機構が主体となっている。表-4に $a/d=1.8$ での終局耐力の実験結果と計算結果とを示す。計算では、せん断補強筋以外が受け持つ耐荷力として、①コンクリート標準示方書の式、②小沢らの式<sup>[3]</sup>及び③二羽の式<sup>[4]</sup>を用い、せん断補強筋が受け持つ耐荷力としてコンクリート標準示方書の式を用いた。はりのせん断耐荷力は、これら

両耐力の和で求めることができるとした。①では、計算結果は実験結果に比べてかなり小さかったが、②及び③では、計算結果と実験結果とが比較的一致した。これらの式の考え方を参考にして、今回はさらに、次式により合成はりのコンクリートの負担するせん断耐力 ( $V_c$ ) を算定した。すなわち、載荷点と支点上のリブとを結ぶコンクリートの圧縮応力が圧縮強度に達した際にせん断破壊が生じるとした。その際、リブの存在による有効高さへの影響を考慮した (図-10)。

$$V_c = k_1 \cdot f_c' \cdot \beta x \cdot \sin \alpha$$

ここで、 $k_1=0.85$ 、 $\beta=0.8$

$f_c'$ : コンクリートの圧縮強度

$x$ : 終局時の中立軸深さ

$\alpha$ : 角度 ( $= \tan^{-1} d'/a'$ )

この式により得られた計算結果を表-4の④に示すが、本実験の範囲で計算結果と実験結果とが良く一致した。

#### 5. まとめ

本研究での範囲で得られた主要な結論は、以下のとおりである。

- ①  $a/d=4.8$  の実験では、曲げ破壊が卓越した。また、各供試体間で終局荷重はほとんど同じであり、今回採用したせん断補強方法は有効であった。
- ② 鋼-コンクリート合成はりの曲げ耐力は、鉄筋コンクリートの算定式で計算できる。
- ③  $a/d=1.8$  の実験では、斜めひびわれが貫通した後、せん断補強筋の応力度が降伏強度に達してせん断破壊が生じた。
- ④ せん断補強が十分な合成はりに関しては、はりのタイドアーチ効果及びリブを考慮した算定式で、せん断耐力を算定できる。

本研究は、特別研究「ハイブリッド海洋構造物の設計等に関する研究」の一環として実施されたものである。載荷実験では、千葉照男技官ならびに研修生・飯田典生 (日本港湾コンサルタント)、牛嶋 純 (若築建設) 両氏のご協力を賜った。ここに記して深謝の意を表します。

#### 参考文献

- [1] 清宮 理、横田 弘：形鋼によるずれ止めの耐力評価、合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集、土木学会構造工学委員会、1986年9月、pp.113~118.
- [2] 清宮 理、横田 弘、鈴木 操、千葉照男：合成構造におけるシアコネクタの基本的な力学性状、第8回コンクリート工学年次講演会論文集、1986年、pp.609~612.
- [3] 小沢一雅、田中征登、上田多門：鋼コンクリート合成構造のせん断耐力機構、第8回コンクリート工学年次講演会論文集、1986年、pp.777~780.
- [4] 二羽淳一郎：FEM解析に基づくディープビームのせん断耐力算定式、第2回RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集(JCI-C5)、1983年10月、pp.119~126.

表-4 せん断耐力の計算結果( $a/d=1.8$ )

No.	実験 (tf)	計算 (tf)				実験/計算
		①	②	③	④	
1	54.1	40.4	57.1	51.5	53.9	1.00
2	52.0	40.4	57.1	51.5	53.9	0.96
3	59.8	40.4	57.1	51.5	53.9	1.11
4	56.2	40.4	57.1	51.5	53.9	1.04
5	54.9	49.1	59.7	60.2	53.9	1.02
6	62.5	39.0	68.2	51.5	61.7	1.01
7	57.0	47.7	76.9	60.2	61.7	0.92

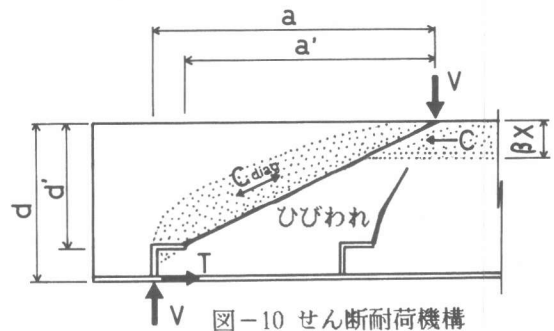


図-10 せん断耐力機構