

V-122 カッティングジョイント工法による地中連続壁鉛直継手部の実大実験（その2）

ー 鉛直接合面とカッティングジョイント壁体の構造性能 ー

大林組 技術研究所 ○正会員 岡 野 素 之
 同上 同上 同上 入 沢 賢 一
 同上 同上 同上 小 島 克 朗

1. はじめに

本報告は、前報（その1）に続いて、面圧が作用するカッティングジョイント壁体鉛直接合面のせん断耐力（直接せん断・圧縮せん断実験）と、壁体の水平力に対する構造性能（水平加力実験）を把握するために行った実験概要とその結果を述べる。

2 鉛直接合面のせん断耐力（直接せん断・圧縮せん断実験）

2.1 試験体と実験方法 実験方法を図-1に、試験体一覧と実験結果を表-1に示す。直接せん断試験体（W-4, 3, 2, 1）は、面圧（鉛直接合面に作用する面内圧縮応力度） $\sigma_0 = 0, 10, 30, 60 \text{ kg/cm}^2$ とする4体で、形状寸法は、接合面が0.63m（壁厚） $\times$ 0.8m（壁長）で壁幅1.5mである。圧縮せん断試験体（W-5, 6）は2体で、接合面積は直接せん断試験体の2倍である。直接せん断の加力は、接合面に所定の面圧を加え保持しながらせん断力を一方向漸増単調载荷で与えた。圧縮せん断の加力は、接合面と加力方向とが 20° の傾角になるようにセットし、一方向漸増载荷とした。

2.2 結果とその検討 試験体はいずれも鉛直接合面に沿ってすべり破壊した。直接せん断実験の最大平均せん断応力度（最大せん断力/接合面積） τ_u と面圧 σ_0 との関係を図-2に示す。両者は一次比例すると仮定して回帰分析すると、 $\tau_u = 11.7 + 0.8\sigma_0$: (kg/cm^2)（但し、本実験では $\sigma_0 \leq 60 \text{ kg/cm}^2$ ）という関係式が得られた。圧縮せん断実験（W-5、W-6）について、荷重の分力から面圧と最大せん断耐力とを算定し、これを図中にプロットするとほぼこの式の直線近傍にある。既往の研究でもせん断摩擦係数は0.8前後の値が得られている。

2.3 まとめ
カッティングジョイント壁体の鉛直接合面の面内せん断耐

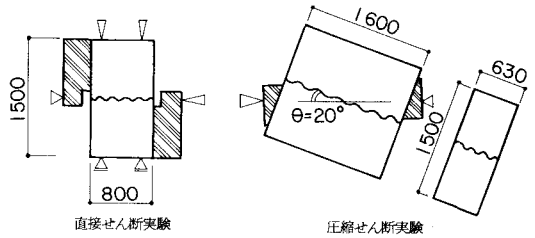


図-1 実験方法

試験体	面 圧	最大せん断耐力		実 験 方 法
	σ_0 (kg/cm^2)	Q_u (t)	τ_u (kg/cm^2)	
W-4	0	44.1	8.8	直 接 せん断
W-3	10	98.7	19.6	
W-2	30	202	40.1	
W-1	60	277	55.0	
W-5	5.4	150	14.9	圧 縮 せん断
W-6	7.4	205	20.3	

表-1 試験体一覧と実験結果

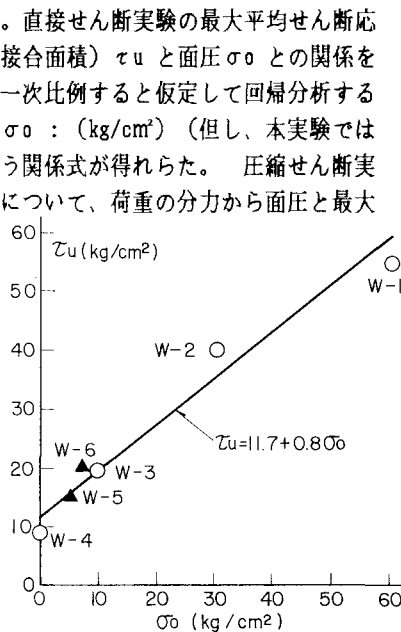


図-2 $\tau_u \sim \sigma_0$ の関係

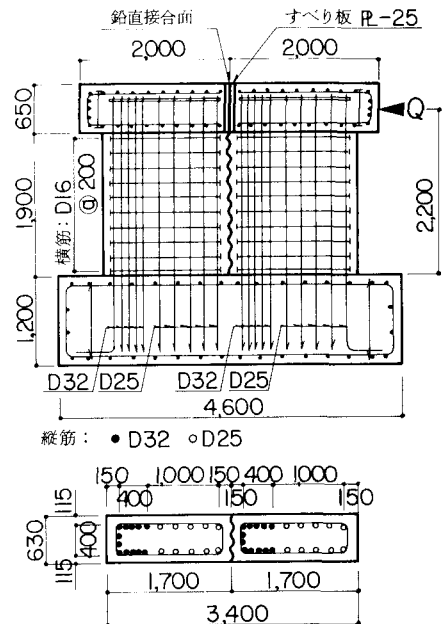


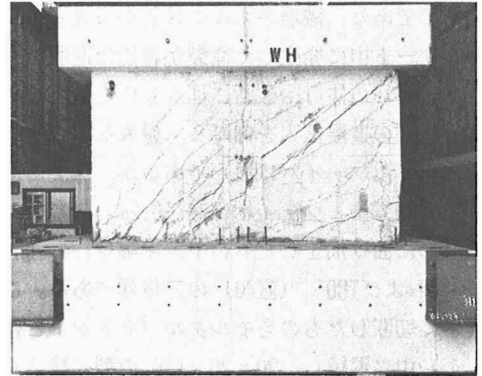
図-3 試験体形状寸法・配筋（WH）

力はこの式で推定できよう。

3. カuttingジョイント壁体の構造性能（水平加力実験）

3.1 試験体と実験方法 試験体（WH）の形状寸法・配筋を図-3に示す。試験体は、前報（その1）の図-1に示した壁体の部分から上下端部分をはつり、壁厚0.63m×壁幅3.4m×壁長1.9mを残し、試験床に固定する基礎部分と頭つなぎ部分のコンクリートを打設して製作した。また、頭つなぎコンクリートが鉛直接合面位置において接合面方向のせん断力を負担しないように、この部分にすべり板を挿入した。加力は、一方向漸増繰返し载荷とし、17サイクル目で破壊させた。

3.2 結果とその検討 (1) 破壊性状：最終破壊状況を写-1に示す。水平加力213tで壁下端に曲げひびわれが発生した後、520t（ $\tau = Q/A = 24.3 \text{ kg/cm}^2$ ：全断面に対する平均せん断応力度）で先行壁上端より鉛直接合面を横切り、後打ち壁の下端まで一挙に斜めせん断ひびわれが発生した。さらに加力すると荷重は上昇し、680t（ 31.7 kg/cm^2 ）で引張側壁下端最外縁鉄筋が引張降伏し、915t（ 42.7 kg/cm^2 ）でせん断破壊した。最大荷重まで鉛直接合面でのすべりはなく、ひびわれ発生と破壊状況は一体壁的であった。先行壁と後打ち壁の2枚の壁脚部で測定した鉄筋の歪度は一体壁としての分布を示している。(2) 荷重～変位曲線、強度：実験結果を計算値と共に表-2に、水平荷重（Q）～変位曲線（ δ ）を図-4に示す。計算値の算定には、斜めせん断ひびわれ荷重は広沢式を、最大せん断耐力は荒川修正式を用い、鉛直接合面がない一体壁として求めた。荷重～変位曲線は良好な性状を示した。斜めせん断ひびわれ荷重、せん断破壊耐力の実験値は計算値とほぼ一致した。



写-1 最終破壊状況（WH）

3.3 まとめ Cuttingジョイント工法による鉛直接合面を有する壁体の構造性能は、先行壁と後打ち壁とを一体壁と見なした場合と同等である。

4. 結び

OWS-SOLETANCHE工法のハイドロフレーズ掘削機によるCuttingジョイント工法を用いて実際の地盤で実大Cuttingジョイント壁体を製作し、この鉛直継手部の構造性能を把握する実験的研究を行なった。

この実験の結果から次のことがいえる。

- (1) Cuttingジョイント接合面における最大平均せん断応力度 τ_u と接合面に作用する面圧 σ_0 との関係は、
 $\tau_u = 11.7 + 0.8\sigma_0$ （但し、 $\sigma_0 \leq 60 \text{ kg/cm}^2$ ）で表わされる。
- (2) Cuttingジョイント壁体は、通常の一様壁と同等の構造性能である。
- (3) 合成壁体は、地中壁が圧縮側、内壁が引張側にあれば、鉛直継手部が最大曲げモーメント、せん断スパンのいずれにあって、一体打ちと同等の構造性能である。

斜めせん断ひびわれ荷重時			最大荷重時			弾性剛性	
荷重 Q_{sc}	変位 (mm)		荷重 Q_u	変位 (mm)		$K = \frac{Q}{\delta}$ (t/mm)	
実験値	実験値	計算値	実験値	実験値	計算値	実験値	実験値
520 (24.3)	3.89 ($\frac{2}{1000}$)	0.99	915 (42.7)	19.8 ($\frac{9}{1000}$)	1.06	399	0.75

表-2 実験結果（WH）

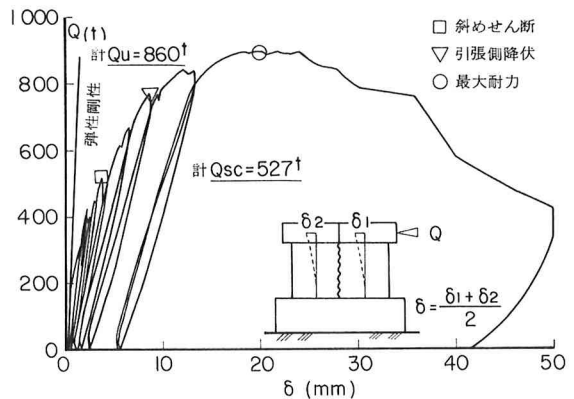


図-4 Q～δ 曲線（WH）

佛神戸製鋼所 斎藤 誠, 筑田 昌宏, 溝口 孝遠

1. 緒言 コンクリートやモルタルをスチールファイバで強化することは古くから行われており、実際に強度や靱性は顕著に改善される。しかしながら、これらの強化コンクリートやモルタルの曲げ試験における破壊挙動を見ると、破断までの伸びは極めて大きい最大強度を超えると荷重は急速に低下するのが一般的である。このことは、見かけの靱性が高くても一旦材料の強度を超える応力が作用すると、その強度は急速に低下し、その後は実際には使用できない状態となる。近年ファイバの表面に凹凸をつけたり、緩やかな波形に加工したものが試みられている¹⁾が、何れも抜けに対する抵抗を大きくすることを目的としたものであり、破壊エネルギーは若干増大するが、基本的に上述のような事情は変わらない。この原因はコンクリート中に発生した亀裂が容易に進展拡大するためであり、見かけの靱性は亀裂進展後に取り残されたファイバの抜けや破断に伴うものと考えられる。本研究はファイバ形状の工夫により、上記の効果に加え、亀裂の進展拡大を抑制し、過大な荷重が作用しても急激な強度低下を防ぐことを目的としたものである。用いたファイバは波形であるが、亀裂の進展抑制を目的に振幅および開き角を選択したものである。

2. 試験方法 ファイバは直径0.2mm の

に波形に曲げ加工したもので、振幅は1
150° および180° (直線) の三種類で
長さに切断したものをモルタル (セメ
: 1) 中に混練し、20×20×150 の型
験片とした。ファイバの体積率はいず
験は三点曲げ抗折試験および同繰り返

3. 結果

図1に三点曲げ試験における荷重た
直線ファイバ強化材に較べると、荷重
インが発生しても荷重はさらに上昇し
材より高い強度に達する点、最大荷重
荷重が低下することなく大きく永久変
徴である。両者の比較より、波形ファ
クス中に亀裂が発生しても一定の応力

きること、また、進展してもその距離は小さく、負荷に伴って進展と停止を繰り返しながら破壊が進行していることが推定できる。

図2には同じ三点曲げ試験において、最大強度を超えた後に繰り返し荷重を負荷した場合の荷重とたわみの関係を示す。繰り返し荷重は最大荷重の80%である。直線ファイバ強化材の場合、繰り返し数10回を過ぎる辺りから徐々にたわみが進行し、36回で所定の荷重に到達しなくなり、破壊に至る。一方、波形ファイバで開き角 $\theta=150^\circ$ の場合、100回の繰り返しでも破断しないが、その間のたわみ進行

発表取消し

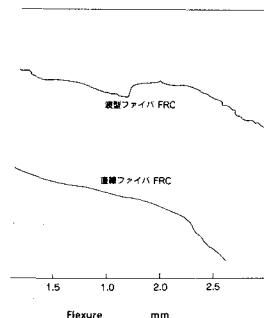


図1 曲げ試験における荷重-たわみ
曲げ比較

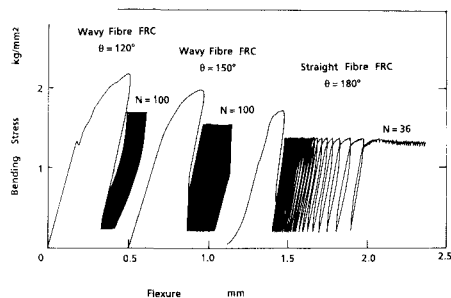


図2 繰り返し負荷に伴うたわみの進行状況

量は約0.2mmとなる。これに対し、 $\theta = 120^\circ$ の波形ファイバの場合、100回繰返し後の総たわみ量はさらに小さく、約0.1mm 程度である。波形ファイバの優れた亀裂進展阻止能がさらに明確に理解されると共に、亀裂進展阻止能に開き角 θ が大きな影響を有していることが分かる。

写真1には曲げ試験片の亀裂発生状況を示す。直線ファイバ強化材では亀裂は一本だけで、大きく口を開いており、ファイバが破断せずに残っているのが観察される。一方、波形ファイバ強化材では細かい亀裂が多数発生し、それぞれの亀裂の開口量は小さい。波形ファイバの亀裂進展抵抗はセラミックをマトリクスとした複合材の場合と同様に²⁾、次のように考えられる。即ち、図3に示すように、亀裂はファイバに到達するとファイバの直線部に沿って進展する。ファイバとマトリクスの界面強度は一般的に低いからである。一方、直線部に沿って進展した亀裂は屈曲部に達すると再びマトリクス中を本来の方向に再進展する。屈曲点を超えてさらにファイバに沿って進展することは困難なためである。この時、亀裂は応力軸に対して斜めになっているので、再進展する際の応力成分（応力拡大係数）が低下する。さらに、屈曲点が必要な曲率を有しているため、亀裂先端の応力集中が小さい。これらの相乗効果により、屈曲点から再進展する際には大きな進展抵抗となる。直線ファイバでも亀裂の屈曲は発生するが、ファイバ端部の応力集中のため再進展の際の抵抗はあまり大きくないと考えられる。

最後にファイバの均一分散性について調査した。写真2には試験片のX線透視試験の結果を示す。透過写真であるため、ファイバ相互の三次元的な位置関係は分からないが、直線ファイバの場合は互いに平行に束になる傾向があると考えられる。一方、波形ファイバでもある程度の不均一分布が見られるが、特に顕著な凝集は本試験材の範囲ではみられなかった。このように、特定の形状の波形ファイバで強化したコンクリートは単に最大強度が高いだけでなく、最大強度を超える荷重が負荷された後も高い強度を保つと共に、繰返し負荷に対しても大きな変形抵抗を有しており、構造材としての信頼性は従来のスティールファイバ強化コンクリートに比べ、著しく向上する。

参考文献

- 1) 西岡他：住友金属，Vol.29，No.1，1977
- 2) 斎藤，溝口：鉄と鋼，Vol.73，No.5，S667

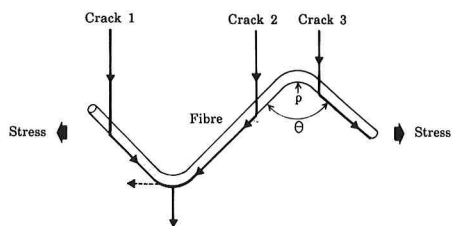


図3 波形ファイバの亀裂進展抑制機構の説明図

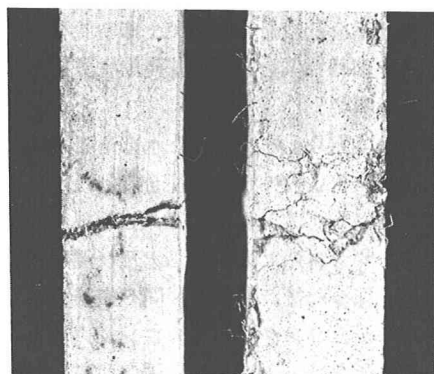


写真1 三点曲げ試験片のクラック状況
左：直線ファイバ強化材
右：波形ファイバ強化材

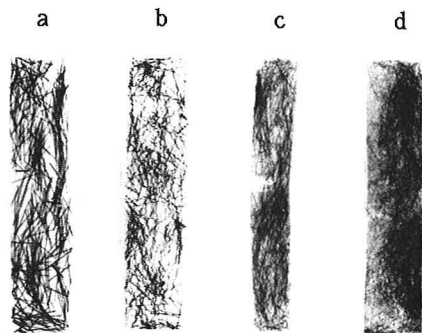


写真2 試験片のX線透視写真

- a 直線ファイバ強化材（ファイバ径0.5mm）
- b 波形ファイバ強化材（ファイバ径0.5mm）
- c 直線ファイバ強化材（ファイバ径0.2mm）
- d 波形ファイバ強化材（ファイバ径0.2mm）