

# 土のう積層体の変形・強度特性と設計法

松岡 元<sup>1</sup>・劉 斯宏<sup>2</sup>・長谷部 智久<sup>3</sup>・島尾 陸<sup>4</sup>

<sup>1</sup>フェロー会員 工博 名古屋工業大学大学院教授 工学研究科社会開発工学専攻  
(〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町) E-mail: matsuoaka@doboku2.ace.nitech.ac.jp

<sup>2</sup>工博 中国河海大学教授 水利水电工程学院

(中国〒210098 南京市西康路1号) E-mail: sihong\_hhu@yahoo.com.cn

<sup>3</sup>工修 国土交通省 東北地方整備局塩釜港湾・空港整備事務所

(〒985-0843 宮城県多賀城市明月1-4-6) E-mail: hasebe-t82ab@pa.thr.mlit.go.jp

<sup>4</sup>工修 元・名古屋工業大学大学院生 工学研究科社会開発工学専攻

(〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町) E-mail: simaor@doboku2.ace.nitech.ac.jp

土のうはこれまで災害復旧時などにおける仮設工として用いられることが多かった。しかし、土のうはその非常に高い強度をはじめとして、様々な利点を有していることが分かってきた。そこで、ここでは土のうを本設構造物として用いることを目的として、その特性の解明に基づいた設計法の提案を行なう。具体的には、土のうの強度特性を理論・実験の両面から考え、それを積層体としての土のうに適用することによって、土のう積層体の設計法を提案する。さらに、実際の施工時および構造物としての使用時にはその変形特性も重要な問題となるので、土のうの変形量の予測式を求め、実際の土のうの実験結果との適合性を示す。

**Key Words:** soilbag, strength property, deformation property, design method, friction

## 1. はじめに

鉄やコンクリートと比べれば、土は本来バラバラの土粒子から成るもので、こっぴみじんに破壊しているものと言えるかもしれない。土粒子間に働く力は、基本的には摩擦力だけである。従って、土を土のう袋で包み込んで拘束すること(土粒子間の垂直力 $N \rightarrow$ 大)は、摩擦力を大きくする(土粒子間の摩擦力 $F = \mu N \rightarrow$ 大、 $\mu$ : 摩擦係数)ことにつながり、有効な方法と言えるであろう<sup>1),2)</sup>。現在よく用いられている軟弱地盤の補強法として、シートやネットなどの面状補強材を地盤の表層付近に水平に配置し、補強材の引抜き摩擦抵抗力によって土の水平移動を阻止しようとする補強土工法がある<sup>3)~5)</sup>。土を土のう袋で包み込むのは水平補強材を用いた補強土工法よりも土をより確実に拘束できると考えられる。なお、マットレスと呼ばれる補強土工法<sup>6)</sup>があるが、土を完全に包み込む点では土のうと似ている。

土のうというと、水防団が洪水時に用いるもの

とか、災害復旧時に仮設工として積み上げるものというイメージが強い。しかも、太陽光線にさらされて、土がはみ出ている無残な姿を見ると、とても恒久的な地盤の補強資材として用いられそうにないというのが大方の見方と思われる。土のう袋の材質としては、通常安価なポリエチレン(PE)かポリプロピレン(PP)が多い。これらは酸にもアルカリにも安定した材料であるが、日光(紫外線)だけは弱い。土中に入れるなどして日光さえ遮断すれば、半永久的にもつという化学促進実験結果(短期で長期のことを推定する)がある。ここでは、性能表示(品質保証)することによって、半永久的な本設資材としての新しい土のうへ生まれ変わらせようとしている。土のうという言葉のイメージがあまりにも悪いため、この性能表示(品質保証)された土のうのことを、本設資材としての新しい土のうという意味をこめて「ソルパック(Solpack)」と名付けている(ソルは仏語で土を意味する)。

ここではまず、土のうの強度特性について理論的に解析し、アルミ丸棒を用いた模型土のうの二軸

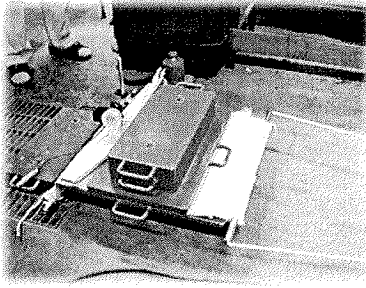


写真-1 土のう袋どうしの摩擦試験

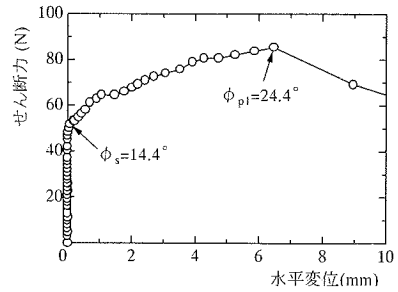


図-1 土のう袋どうしの摩擦試験結果の一例

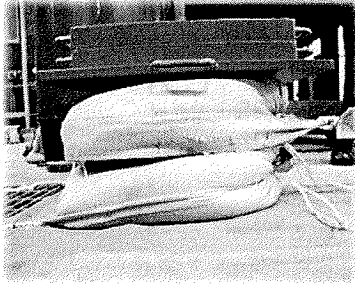


写真-2 細かい中詰め材入り土のう間の摩擦試験

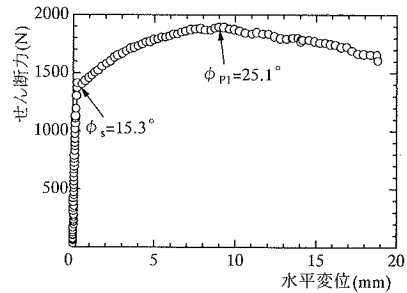


図-2 細かい中詰め材（豊浦砂）入り土のう間の摩擦試験結果の一例

表-1 土のう袋どうしおよび細かい・粗い中詰め材入り土のう間の摩擦試験結果

摩擦条件	中詰め材	滑り出し時の摩擦角 $\phi_s$ . ( )内は平均値	ピーク値の摩擦角 $\phi_{p1}$ . ( )内は平均値	中詰め材の $\phi$
土のう袋どうし		14° ~ 18° (15°)	18° ~ 25° (23°)	
細かい中詰め材 入り土のう間	6号珪砂	14° ~ 17° (15°)	22° ~ 26° (23°)	40°
	豊浦砂	14° ~ 17° (15°)	21° ~ 23° (22°)	40°
粗い中詰め材入 り土のう間	碎石	測定せず	29° ~ 35° (31°)	44°
	ロックフィル材	測定せず	42° ~ 45° (43°)	45°

圧縮試験結果との比較を行なう。これにより、最大主応力方向を傾ければ土のうの強度が低減するという異方性を考慮した上で、土のうの強度式の提案を行なう。さらに、これを土のう積層体にまで応用することによって、土のう積層体(土のう積み盛土、土のう積み擁壁、土のう積み補強地盤の支持力)の具体的な設計法について、地震時も考慮して提案する。また、特に土のう積み擁壁を設計する際に、滑動破壊などの検討において土のう間の摩擦が問題となるので、土のうの摩擦特性についても調べた。

さらに、実際の土のうの施工時および構造物としての使用時には土のうの変形特性も重要な問題となる。そこで、土のうの変形量の予測式を、強度同様異方性も考慮した形で提案し、土のう模型の二軸圧縮試験や実物土のうの耐圧試験結果との適合性を示す。

## 2. 土のうの摩擦特性<sup>6)</sup>

### (1) 土のうの摩擦試験

#### a) 土のう袋どうしの摩擦試験

土のう間の摩擦試験を行なうに先立って、土のう袋(ポリエチレン製)の摩擦がどの程度であるかを調べるため、写真-1に示すような土のう袋どうしの摩擦試験を行なった。図-1は、この時のせん断力～水平変位関係の一例であり、同じような摩擦試験を数回行なった。表-1に試験結果を示す。袋どうし間で相対変位が生じ始め、滑り出した時の摩擦角 $\phi_s$ は14°～18°(その平均値は約15°、摩擦係数 $\mu = \tan \phi_s = 0.27$ )、摩擦抵抗力のピーク値での摩擦角 $\phi_{p1}$ は18°～25°(その平均値は約23°、摩擦係数 $\mu = \tan \phi_{p1} = 0.42$ )であった。なお、この摩擦抵抗力のピーク値までの変位は約6mmであった。

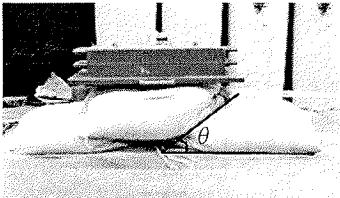


写真-3 谷間積み土のうの摩擦試験

表-2 谷間積み土のうの摩擦試験結果

中詰め材	滑り出し時の摩擦角 $\phi_s$ の平均値	ピーク値の摩擦角 $\phi_{p2}$ の平均値	谷間角 $\theta$	$\phi_{p2} = \phi_{p1} + \theta$
6号珪砂	15°	55°	30°	53°
豊浦砂	17°	47°	25°	47°
碎石	測定せず	55°	23°	54°
ロックフィル材	測定せず	61°	25°	68°



写真-4 ロックフィル材の地盤の上にロックフィル材入りの土のうを置いた場合の摩擦試験

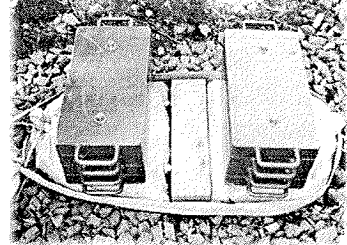


写真-5 土のう間に杭を打ち込み、コンクリートブロックを設置した場合の摩擦試験

表-3 種々の工夫を施した土のうの摩擦試験結果

地盤状態	中詰め材	ピーク値の摩擦角 $\phi_{p1}$ の平均値	中詰め材の $\phi$
ロックフィル地盤	ロックフィル材	37°	45°
砕入りロックフィル地盤	ロックフィル材	45°	45°
土のう前面に杭、ブロックを設置	ロックフィル材	67°	45°
土のう間に杭、ブロックを設置	ロックフィル材	72°	45°

#### b) 細かい中詰め材入り土のうの摩擦試験

次に、中詰め材の粒子形状による角張りが土のう袋の表面へ出ないような細かい砂を中詰め材とした場合の、土のう間の摩擦試験を行なった(写真-2参照)。中詰め材には6号珪砂(最大粒径  $D_{max}=0.9\text{mm}$ 、平均粒径  $D_{50}=0.25\text{mm}$ 、 $\phi=40^\circ$ )と豊浦砂(最大粒径  $D_{max}=0.8\text{mm}$ 、平均粒径  $D_{50}=0.18\text{mm}$ 、 $\phi=40^\circ$ )を用いた。図-2は、中詰め材に豊浦砂を用いた時のせん断力～水平変位関係であり、同じような摩擦試験を数回行なった。表-1に試験結果を示す。袋どうしの間で相対変位が生じ始め、滑り出した時の摩擦角  $\phi_s$  は  $14^\circ \sim 17^\circ$  (その平均値は約  $15^\circ$ )、摩擦抵抗力のピーク値での摩擦角  $\phi_{p1}$  は  $21^\circ \sim 26^\circ$  (その平均値は約  $22^\circ \sim 23^\circ$ )であり、 $\phi_s$ 、 $\phi_{p1}$ ともに土のう袋どうしの摩擦角とほぼ等しいことが分かる。このことは、中詰め材が細かくて粒子形状による角張りが土のう袋の表面へ出ないような場合には、土のう間の摩擦は土のう袋どうしの摩擦角とほぼ等しくなることを示している。なお、摩擦抵抗力のピーク値までの変位は約  $5 \sim 10\text{mm}$ であった。

#### c) 粗い中詰め材入り土のうの摩擦試験

さらに、中詰め材の粒子形状による角張りが土のう袋の表面へ出てくるような粗い碎石やロックフィル材を中詰め材とする場合の、土のう間の摩擦試験を写真-2と同じようにして行なった。表-1に試験結果を示す。粒径の大きなロックフィル材(最大粒径  $D_{max}=53\text{mm}$ 、平均粒径  $D_{50}=12\text{mm}$ 、 $\phi=45^\circ$ )が中詰め材の場合には、土のう間の摩擦抵抗力のピーク値での摩擦角  $\phi_{p1}$  の平均値が中詰め材であるロックフィル材の内部摩擦角  $\phi=45^\circ$ に近いのが分かる。このことは、中詰め材の粒子が非常に粗く、その角張りが土のう袋の表面にほぼそのまま出てくるような場合には、 $\phi_{p1} \approx \phi$ となることを示している。また、粒子の粗さがロックフィル材ほどではない碎石(最大粒径  $D_{max}=20\text{mm}$ 、平均粒径  $D_{50}=8\text{mm}$ 、 $\phi=44^\circ$ )の場合には、土のう袋のピーク摩擦角  $\phi_{p1}=23^\circ <$  碎石入り土のう間のピーク摩擦角  $\phi_{p1}=31^\circ <$  中詰め材(碎石)の内部摩擦角  $\phi=44^\circ$ となるのが分かる。このことは、中詰め材の粒子がある程度粗い場合には、中詰め材の粒子の角張りが多少袋の表面に出て土のう間の摩

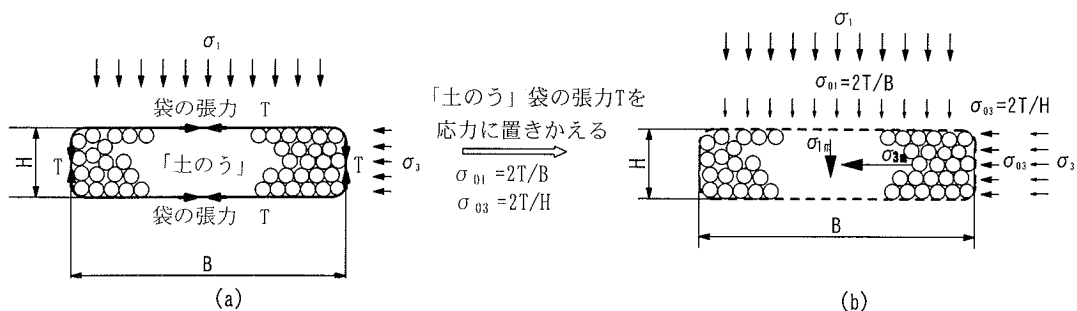


図-3 土のうおよび土のう中詰め材にかかる応力状態

擦角  $\phi_{p1}$  に影響を与え、土のう袋のピーク摩擦角  $\phi_{p1}$  と中詰め材の内部摩擦角  $\phi$  との中間的な値となることを示している。

## (2) 摩擦角を上げるための工夫

次に、上記の b), c) において用いた細かい中詰め材入り土のうと粗い中詰め材入り土のうを、写真-3 に示すように、土のう間の谷間に設置して摩擦試験を行なった。表-2 に試験結果を示す。この場合、種々の中詰め材に対して、水平方向へ引張った場合の土のう間の摩擦角  $\phi_{p1}$  (表-1 参照) と谷間角  $\theta$  の和として、土のう間の谷間に設置した土のうの摩擦角  $\phi_{p2}$  がほぼ求められることが分かる。これは、摩擦のある角度  $\theta$  の斜面上を物体が滑り上がる場合の摩擦角が、斜面の摩擦角と斜面の角度の和で表されることから容易に理解されるであろう。なお、表-2 において土のう滑り出し時の摩擦角  $\phi_s$  は谷間積みにしてもほとんど変わらないのが見られる。これは、写真-3 からも分かるように、土のうが滑り出す前の初期の状態においては、土のうが谷間の左右の土のうにほぼ対称に支られているので左右の谷間角  $\theta$  の和がほぼ  $0^\circ$  となることによると考えられる。

写真-4 は、鉄枠の中にロックフィル材を入れて粒子を動きにくくした地盤の上にロックフィル材入り土のうを置いた場合の摩擦試験の様子を示したものである。表-3 に試験結果を示す。この写真-4 のようにしてロックフィル材の粒子を動きにくくした場合は、摩擦角はロックフィル材の内部摩擦角  $\phi = 45^\circ$  に近くなり、鉄枠を設置せずに粒子が動きやすい場合には、それより少し低くなる ( $\phi_{p1} = 37^\circ$ ) のが見られた。これも水平方向の抵抗力 (摩擦角) を大きくするための工夫の 1 つである。

写真-5 は、土のう間に適当な長さの杭状の棒を打ち込みコンクリートブロックを設置した場合の摩擦試験の状態を示したものである。表-3 に試験結果を

示す。このように、土のうの前面や土のう間に適当な長さの杭状の棒を打ち込みコンクリートブロックを設置すれば、水平抵抗力を上げて見掛け上の摩擦角を大きくすることができる ( $\phi$  に換算して  $67^\circ$  や  $72^\circ$  にすることは容易である)。実際には、杭状の棒の太さや長さは地盤強度より水平抵抗力を概算して算定することができよう。

以上は、土のう積み擁壁などの土のう積み構造物を安定させるためのいくつかの工夫である。このように、土のうはその柔軟性を生かして現場の状況に応じた様々な対策を取ることができる。

## 3. 土のうの強度特性

### (1) 最大主応力が土のう短軸方向から作用する場合の強度特性<sup>7),8)</sup>

図-3(a) に示すように、最大主応力  $\sigma_{11}$  が土のう短軸方向から作用する場合の土のうの強度予測を行う (ここでは、応力は有効応力を意味する)。なお、2次元土のうの中詰め材には粒状材料 ( $\phi$  材料) を想定している。まず、土のうに外力がかかると一般に密な粒状体である中詰め材はダイレイタンス (せん断に伴う体積膨張) を起こすが、それを土のう袋が拘束するので土のう袋に張力が生じる。一方、中詰め材がダイレイタンスを起こさない場合でも土のう袋に張力が生じる。これは、土のうの体積一定条件の下で、外力によって土のうが平たくなると、幾何的な関係から土のう袋の周長が長くなるからである。この土のう袋に生じる張力  $T$  の 2 倍を土のうの幅  $B$  と高さ  $H$  でそれぞれ割って拘束応力  $\sigma_{01}$ ,  $\sigma_{03}$  に置き換え (単位奥行きを考える)、土のうの中詰め材にかかる応力状態を表した (図-3(b) 参照)。この応力状態のもとで、土のうの中詰め材が鉛直方向を最大主応力としてせん断破壊する極限状態にあるものとすれば、土のうの強度を求めると次式を得る。

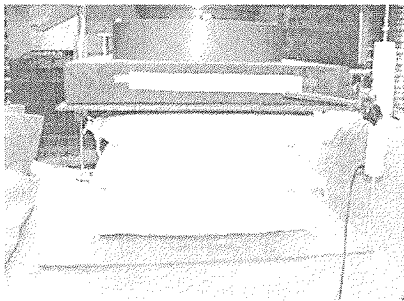


写真-6 実物土のうの耐圧試験の様子

表-4 実物土のうの耐圧試験結果(中詰め材は砕石)

市販「土のう」	面擦外線「土のう」
230~280kN (1400~1800kPa)	540~640kN (4700~5600kPa)

$$\sigma_{1f} + \frac{2T_f}{B} = K_p \left( \sigma_{3f} + \frac{2T_f}{H} \right)$$

$$\therefore \sigma_{1f} = \sigma_{3f} K_p + \frac{2T_f}{B} \left( \frac{B}{H} K_p - 1 \right) \quad (1)$$

ここに、B:土のうの横幅、H:土のうの高さ、 $K_p$ :受働土圧係数( $K_p = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$ )、 $T_f$ :土のう袋の破断張力である。なお、式(1)の成立については、模型実験によってB/H = 3, 4, 5の場合について検証している<sup>9)</sup>。

ここで、c、 $\phi$ 材料の破壊時における主応力間の関係式は次の通りである。

$$\sigma_{1f} = \sigma_{3f} K_p + 2c \sqrt{K_p}$$

上式と式(1)を比較すれば、土のうの内部摩擦角 $\phi$ は中詰め材の $\phi$ と一致し、土のうの見掛けの粘着力cは次式で表わされることが理解される。

$$c = \frac{T_f}{B \sqrt{K_p}} \left( \frac{B}{H} K_p - 1 \right) \quad (2)$$

以上より、 $\phi$ 材料である中詰め材を土のう袋によって包むだけで、見掛け上c、 $\phi$ 材料に変化させることができることが分かる(しかも、外力を利用して土のう袋に張力を発生させることが源になっている)。このことが、後述するように土のうが非常に高い耐荷力を持つことの理由となる。

次に、この式(1)で表される土のうの強度算定式を検証するため、コンクリート用の耐圧試験機を用いて耐圧試験を行なった(写真-6参照)。土のうは通常の市販のポリエチレン製土のう袋とポリエステル製土のう袋の2種類を用意し、寸法はそれ

ぞれ40cm×40cm×10cm、38cm×30cm×8.5cmとした。中詰め材には砕石( $\phi = 44^\circ$ )を用いている。通常の土のう袋はポリエチレン製のため紫外線に弱いのが欠点であるが、ここでは紫外線に強く材料の引張強度も大きいポリエステル製土のう袋も使用した。試験結果を表-4に示す。通常の市販土のうでも耐荷力は225kN~284kNと非常に大きい。ここで、式(1)より $\sigma_{3f} = 0$ として市販土のうの強度の予測を行ってみた。ここに、Lは土のうの奥行き長さである。

$$\begin{aligned} F &= \sigma_{1f} \times B \times L = \frac{2T_f}{B} \left( \frac{B}{H} K_p - 1 \right) \times B \times L \\ &= 2T_f \left( \frac{B}{H} K_p - 1 \right) L = 2 \times \left( \frac{0.4}{0.1} \times 5.55 - 1 \right) \times (T_f \times L) \\ &= 42.4 \times (T_f \times L) = 42.4 \times (12 \times 0.4) \doteq 200 \text{ kN} \end{aligned}$$

上式は2次元土のうの破壊強度を求める式であるが、3次元土のうの強度を予測する際の参考値として示した。この計算結果より土のうの破壊荷重(200kN)は奥行き40cmの土のう袋の張力(12kN/m×0.4m)の4.0倍以上にもなっており、このことが土のうの強度を予想以上に大きなものになっているといえる。また、ポリエステル製の土のうのように袋の材質を改良することによって強度を大きく上昇させることも分かった。この結果から、従来の土のう袋にとらわれるのではなく、高耐候性・高強度の土のう袋を新たに製造することによって、土のうのイメージを変え適用範囲を広げることができると思われる。なお、土のう袋の破断張力12kN/mは材料引張試験によって求めたものである。それに対応する袋のひずみは約17%であった。

## (2) 土のうの強度異方性<sup>10)</sup>

土のうの短軸方向に最大主応力 $\sigma_{1f}$ が作用する場合については、前節(1)で述べた。一方、土のうが水平外力や傾斜外力を受ける場合については強度が低下するのではないかとこの危惧が抱かれる。ここでは、2次元土のう模型積層体(以下、土のう模型と呼ぶ)の二軸圧縮試験を行なって、最大主応力が土のうの短軸方向から傾いて作用する場合の土のうの強度について考察し、強度推定式を提案する。

### a) 土のう模型積層体の二軸圧縮試験

土のう積層体の強度異方性を調べるために、土のう模型を作製して二軸圧縮試験を行った(写真-7参照)。土のう模型には引張強度の弱い広告用紙(引張強さ約8.24N/cm)を用い、中詰め材には内部摩擦角 $\phi = 25^\circ$ 、直径1.6mm、3.0mm、長さ5cm(混合重量比3:2)のアルミ丸棒を土粒子の2次元モデルとして用いた。土のう模型の寸法は横幅B = 5cm、高さ

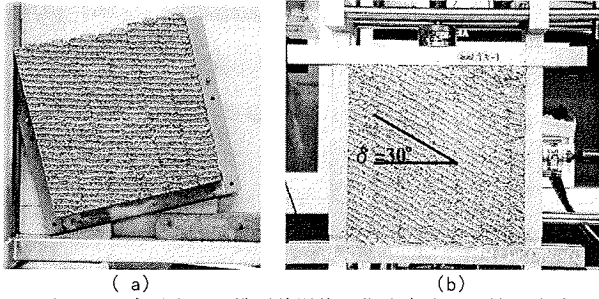


写真-7 二次元土のう模型積層体の作成方法と二軸圧縮試験

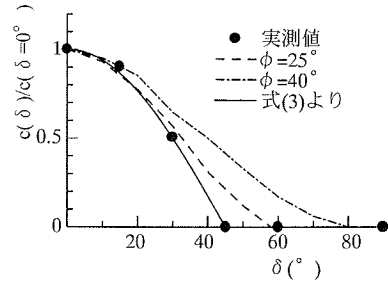


図-4  $c(\delta)/c(\delta=0^\circ) \sim \delta$  関係

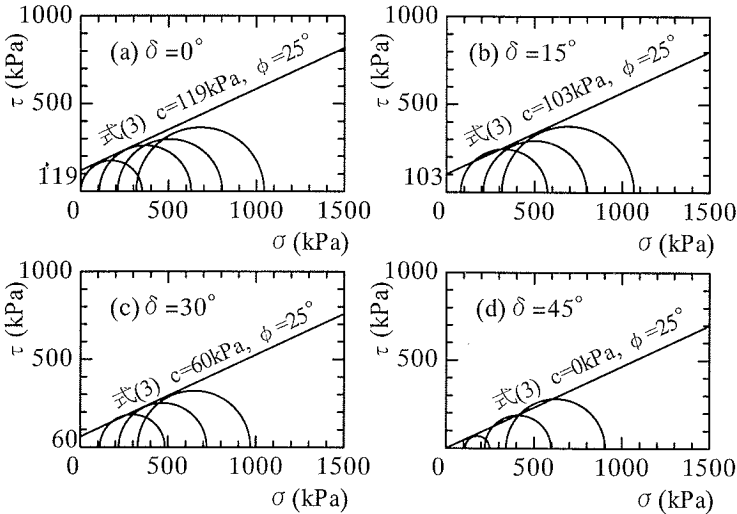


図-5 二次元土のう模型の二軸圧縮試験結果と推定式の比較

$H=1\text{cm}$ とした。この土のう模型を写真-7(a)に示すように角度  $\delta$  度傾けた型枠(幅30cm, 高さ30cm)に水平に積み上げた。その後、型枠を水平に戻し、写真-7(b)に示した二軸試験機にセットし、型枠を外した。この二軸圧縮試験機は鉛直力、水平力を独立に載荷できる機構となっている。写真-7に示すように、土のう模型を水平方向から  $\delta$  度傾けて積んで(最大主応力方向が土のう模型短軸方向から  $\delta$  度傾く)二軸圧縮試験を行い、土のう模型を破壊させた。試験は  $\delta = 0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$  および  $90^\circ$  で行なった。

b) 土のうに傾斜外力が作用する時の  $c$  の推定式

図-4は、各  $\delta$  における見掛け上の粘着力  $c(\delta)$  を  $c(\delta=0^\circ)$  の値で割って正規化したものを縦軸に、最大主応力方向の傾斜角  $\delta$  を横軸にとった関係図を示している。図中の点線、一点鎖線は傾斜外力が作用する応力状態のもとで土のうの中詰め材がせん断破壊する状態を考えた理論式<sup>7)</sup>に基づいて描いたもので、●印は実測値のプロットである。図-4中の点線と一点鎖線から、中詰め材の  $\phi$  が大きくなるにつれて見掛けの粘着力  $c(\delta)$  の値が大きくなる傾向が

見られるが、安全側を考えて、実測値の傾向に合うように  $c(\delta)$  の関数を次のように近似した(図-4の実線に対応する)。

$$c(\delta) = \begin{cases} c(\delta=0^\circ) \cos 2\delta & (0^\circ \leq \delta \leq 45^\circ) \\ 0 & (45^\circ \leq \delta \leq 90^\circ) \end{cases} \quad (3)$$

ただし、 $c(\delta=0^\circ)$  は式(2)で表わされるものであり、破断張力  $T_t$ 、中詰め材の内部摩擦角  $\phi$ 、土のう寸法  $B, H$  の関数である。

次に、式(2)、(3)による推定破壊線と実測された破壊時におけるモールの応力円の比較を図-5(a), (b), (c), (d)に示す。これらの結果より、式(1)~(3)の誘導過程で説明した通り、土のうの  $\phi$  は中詰め材の  $\phi$  (この場合はアルミ丸棒積層体の  $\phi = 25^\circ$ ) と一致し、 $\delta$  が大きくなるにつれて(最大主応力方向が傾くにつれて)見掛け上の粘着力  $c$  は小さくなり、 $\delta = 45^\circ$  でゼロになることが実証された。

(3) 引張力に対する土のうの強度特性<sup>10)</sup>

$\phi$  材料である土は当然のことながら引張強度を持たない。しかし、土のう袋で  $\phi$  材料を包むこと

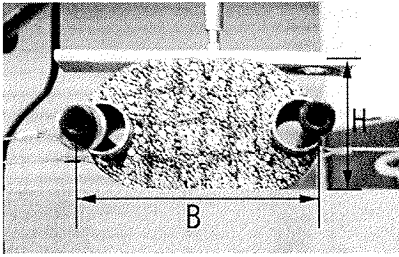


写真-8 2次元「土のう」模型の水平方向への引張試験

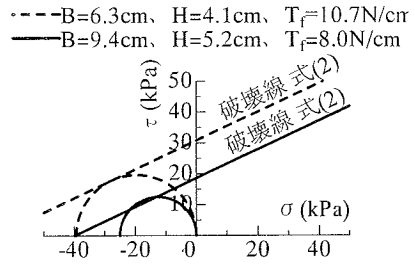


図-6 二次元土のう模型の引張試験

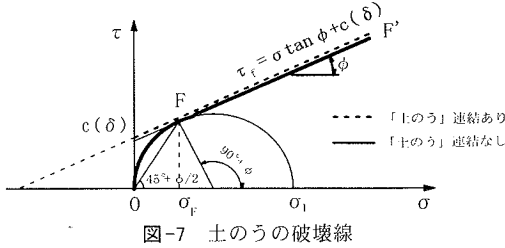


図-7 土のうの破綻線

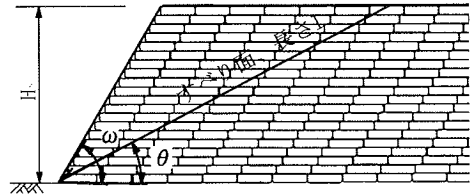


図-8 土のう積み盛土の概念図

により引張応力のもとでもせん断強度を持つ材料に変化するのではないかと考え、写真-8、図-6に示すように6.3cm×4.1cmと9.4cm×5.2cmの2種類の寸法の土のう模型を用いて上載荷重をかけない状態で左右に引張って実験を行なった(写真-8中の土のう模型の上の一枚のアルミ板は変位計を立てるために設置したものである)。土のう模型には二軸圧縮試験で使用したのと同じ広告用紙(紙の不均質さのために引張強度の実験結果も異なる)とアルミ丸棒を用いた。この実験結果を図-6に示す。図-6より土のう寸法と袋の破断張力によって理論的な土のう破綻線は異なるが、圧縮側の理論破綻線の引張側への延長線がそのまま引張側の破綻線となることがわかる。つまり、土のう圧縮時には外力によって土のうが変形し、土のう袋に張力が発生するが、横から(水平方向へ)土のうを引張ることによっても土のう袋に張力が発生し、この張力によって中詰め材を拘束することになる。このことから、引張力が作用することがあると考えられる土のう袋を縫い付けるなどして連結した時には、理論上は圧縮側の破綻線を延長して引張側まで考え得ることになる。この事実は、φ材料を単に袋に入れるだけで、コンクリートや緊結されたEPS盛土<sup>10)</sup>のように引張時にも強度をもつ材料に変化することを意味しており興味深い。しかし、実際の設計においては、安全側を考慮して、圧縮側( $\sigma \geq 0$ )のみを考慮することとする。

のための土のうの破綻線はどのように考えればよいのであろうか。図-7中のモールの応力円は、 $\sigma_3 = 0$ の下での土のう破綻時(土のう袋破断時)のモールの応力円を示したものである。 $c(\delta)$ は式(2)、(3)によって計算できる値である。上述のように、土のう袋を連結している場合には、図-7の太点線( $\tau_f = \sigma \tan \phi + c(\delta)$ )を破綻線として用いることが可能である(実際には $\sigma \geq 0$ の範囲に限る)。また、土のう袋を連結していない時は、土のうに外から引張応力が作用しないので、 $\sigma_3 < 0$ となることはない。また、 $\sigma_1 = \sigma_3 = 0$ ( $\sigma = 0$ )のときは、土は拘束されず土のう袋の張力Tもゼロになるので $\tau_f = c = 0$ となり、原点0となることがわかる。さらに、土のう袋が破断する前の応力( $0 < \sigma \leq \sigma_p$ )のもとでは、土のう袋の張力が大きくなるに伴って土のうの強度が徐々に大きくなるので、このときに土のうが保持し得る応力状態を表わすモールの応力円の最外周円は円弧OFで表現されることになる。次に、土のう袋が破断する応力(破壊面上の垂直応力 $\sigma \geq \sigma_p$ )の場合は、図-7のF点より右の破綻線 $\tau_f = \sigma \tan \phi + c(\delta)$ で表せる( $\sigma_3 \geq 0$ の場合)。以上より、土のうを連結しない場合の土のうの破綻線は図-7の太実線(円弧OFと直線FF')になると考えられる。

#### 4. 土のう積層体の設計法<sup>12),13)</sup>

##### (4) 土のうの破壊規準<sup>14)</sup>

以上、土のうに傾斜外力が作用すると見掛け上の粘着力 $c(\delta)$ が低下することや、土のうが引張時にも強度を有することについて述べてきたが、設計

ここでは、土のうを活用した土のう積層体の具体的な設計法(土のう積み盛土、土のう積み擁壁、土のう積み補強地盤の支持力)について、地震時も

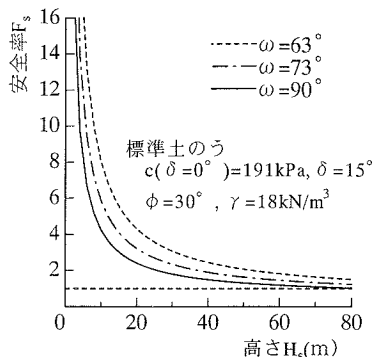


図-9 常時における安全率

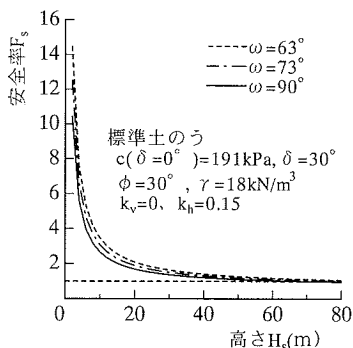


図-10 地震時における安全率

考慮して提案する。ただし、ここでは土のう自体は平たく安定しており、転がるなどの不安定性はないものとする。また、地震時については震度法を用いるものとし、 $k_v$ 、 $k_h$ については、一般的に土木構造物の設計に用いられている値 $k_v=0$ 、 $k_h=0.15$ (この時、主応力方向は約 $8.5^\circ$ 傾く)を採用した。

### (1) 土のう積み盛土

図-8は土のう積み盛土の概念図を示したものである。この土のう積み盛土に対する安定性は次の2点について検討する。1点目は、土のう単体が破壊(破袋)する場合である。これに対しては、土のうの耐荷応力を示す式(1)によって計算する。例として、土のう中詰め材の $\phi=30^\circ$ 、 $\sigma_{3r}=0$ 、標準土のう( $T_r=12\text{kN/m}$ 、 $B=40\text{cm}$ 、 $H=10\text{cm}$ )では、 $\sigma_{1r}=660\text{kPa}$ となり、土のう単位体積重量 $\gamma=18\text{kN/m}^3$ (土のう積み盛土の単位体積重量もこれに近い)とすると、高さ $36.7\text{m}$ に相当する。2点目は、図-8に示すようなすべり破壊をあえて想定する場合である。なお、ここでは計算を簡略化するために図-8に示すような直線すべり線を仮定した。この時にすべりに対する安全率 $F_s$ はすべりに抵抗する力とすべりを起こさせる力の比と定義し、地震時において式(4)で表される(常時には $k_v=k_h=0$ )。ここで、 $\delta$ は最大主応力方向と土のうの短軸方向とのなす角、 $W$ はすべり線より上の土塊の重さ、 $\ell$ はすべり線の長さ、 $c(\delta=0^\circ)$ は $\delta=0^\circ$ における土のうの見掛け上の粘着力である。

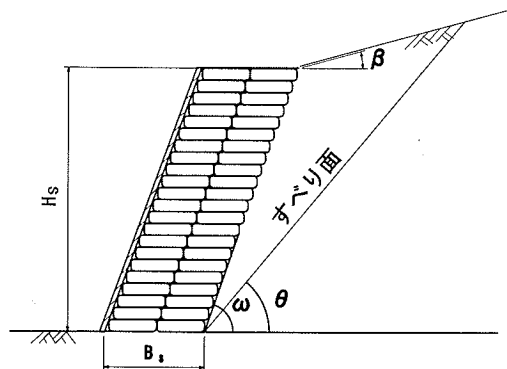


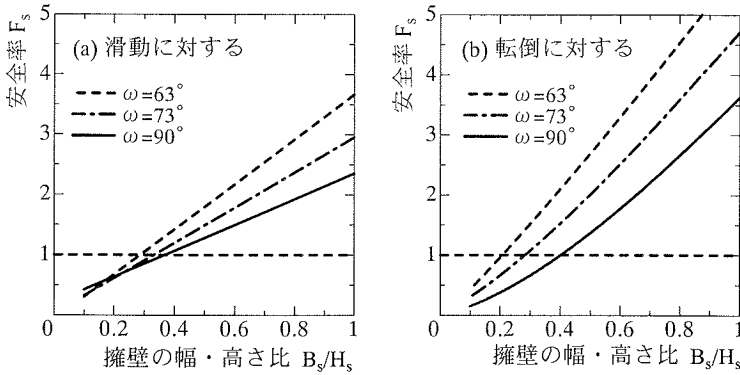
図-11 土のう積み擁壁の概念図

盛土高さ $H_s$ に対する安全率 $F_s$ の変化である。ここで用いた土のう中詰め材の $\phi$ は、実際に考えられる値の中から小さいものを選んだ(安全側)。また、土のう積み盛土の勾配 $\omega$ は大きく取れる(普通 $60^\circ$ 以上)ので、角度 $\delta$ は、常時にはせいぜい $15^\circ$ 程度と考えられる(最大主応力方向の傾き $\delta$ が大きくなれば、3章(2)節より粘着力 $c(\delta)$ が小さくなるため安全率は低くなる)。一方、地震時の場合には、上述したように主応力方向が約 $8.5^\circ(=\tan^{-1}(k_h/(1-k_v))=\tan^{-1}(0.15))$ 傾くので、 $\delta$ は大きく見ても $30^\circ$ 程度と考えた。図-9、10より、土のう積み盛土が最も危険であると考えられる地震時の $\omega=90^\circ$ (鉛直壁の場合)でさえ、約 $60\text{m}$ の盛土高さまで積むことができる。以上より、実際の盛土高さ(最大でも $20\text{m}$ 、大抵は $2\sim 5\text{m}$ 程度と思われる)を考慮すると、土のう単体の破壊、すべり破壊のどちらに対しても十分安全で破壊することはないと考えられる(なお、実際には土のう単体の破壊(破袋)が起こらなければ、図-8に示すようなすべり破壊も起らないと考えられる)。また、1章より土のう間の摩擦角 $\phi_{p1}=23^\circ$ であるので、 $\tan 23^\circ=0.42 > 0.15=k_h$ が成り立つ。従って、地震力によって最前列の土のうが飛び出すということも起こらないと思われる。

$$F_s = \frac{(1-k_v) - k_h \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2} - \delta\right)}{(1-k_v) \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2} - \delta\right) + k_h} \tan \phi + \frac{\ell c(\delta=0^\circ) \cos 2\delta}{\left\{ (1-k_v) \sin\left(45^\circ + \frac{\phi}{2} - \delta\right) + k_h \cos\left(45^\circ + \frac{\phi}{2} - \delta\right) \right\} W} \quad (4)$$

図-9,10は、式(4)より求めた、常時と地震時の





$\beta = 15^\circ, \phi = 30^\circ, k_v = 0, k_h = 0.15, \gamma = 1.8 \text{ tf/m}^3, \phi_g = 30^\circ, \phi_w = 2/3 \phi = 20^\circ$

図-12 土のう積み擁壁の最も危険な条件下での安全率(地震時)

## (2) 土のう積み擁壁

図-11は土のう積み擁壁の概念図を示したものである。まず、土のう積み擁壁の場合には、側方からの主働土圧によって土のう短軸方向に対する最大主応力方向の傾斜角 $\delta$ が大きくなると考えられるが、どの程度であろうか。想定される $\delta$ の最大値を簡単なケース( $\phi = 30^\circ$ , 土のう積み擁壁と裏込め土の間の摩擦角 $\phi_w = 0^\circ$ ,  $\beta = 0^\circ$ ,  $k_h = k_v = 0$ )について計算すると、式(5)になる。

$$\tan 2\delta = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} = \frac{2(0.5K_a \gamma z^2 / B_s)}{\gamma z - K_a \gamma z} = \frac{z}{2B_s} \quad (5)$$

ここに、 $B_s$ : 土のう積み擁壁の横幅、 $z$ : 土のう積み擁壁の上面からの深さ。これより、 $z=0$ (地表面)で $\delta = 0^\circ$ 、 $z=2B_s$ で $\delta = 22.5^\circ$ 、 $z=5B_s$ で $\delta = 34.1^\circ$ となり、いずれも $0^\circ \leq \delta < 45^\circ$ の範囲にあるので土のうの見掛けの粘着力 $c(\delta) = c(\delta = 0^\circ) \cdot \cos 2\delta$ が存在することになる(3章(2)節参照)。このことが、土のう積み擁壁が鉛直に近い角度でも安定する理由の1つと考えられる。次に、土のう間のすべり(滑動)や最下部の土のう底面と基礎地盤間のすべり(滑動)について考えよう。主働土圧による滑動力: $(1/2)K_a \gamma z^2$ と土のう間のすべり(滑動)に対する摩擦抵抗力: $\gamma B_s z \cdot \tan \phi_{p1}$ の式の形を比較すると、 $z$ が大きくなる程(土のうの下段程)すべりやすくなるのがわかる。従って、土のう間の摩擦角 $\phi_{p1}$ の最小値 $23^\circ$ を採用すると、ある $B_s/z$ の時に安全率 $F_s$ が1となる。この $B_s/z$ の値で不足する場合の対処方法としては、その $B_s/z$ の限界値より大きな $z$ の部分(土のう積み擁壁の下部)では、例えば土のう中詰め材として碎石や大粒径粗粒材を用いて、土のう間の摩擦角 $\phi_{p1}$ を $30^\circ \sim 35^\circ$ 程度に上げる努力をすることが考えられる。また、土のう間の

谷間に土のうを配置したり、土のうを連結したりして、実質的に $\phi_{p1}$ または $\phi_{p2}$ (表-2参照)を大きくすることも考えられる。また、土のう底面と基礎地盤間のすべり(滑動)についても同様に実質的に土のう底面と基礎地盤間の摩擦角 $\phi_g$ を大きくする努力が求められる。上記のことを考慮しつつ、コンクリート擁壁の場合と同様に、土のう積み擁壁の安定性について滑動と転倒に対する安全率 $F_s$ を試算した。なお、転倒に対する安全率 $F_s$ は転倒に抵抗するモーメントと転倒を起こさせるモーメントの比と定義する。計算パラメータは、実際に想定される値の中から、安全率を最小とするものを用いた。図-12はその(a)滑動に対する安全率と(b)転倒に対する安全率の計算結果を擁壁の幅・高さ比 $B_s/H_s$ に対して整理したものである。ここで、 $\phi_w$ は土のう積み擁壁と裏込め土との摩擦角である。図-12(a),(b)より、 $B_s/H_s$ の値が大きい方が設計に関して不利になる(同じ擁壁高さ $H_s$ に対して擁壁幅 $B_s$ を大きくしなければならない)ことを考慮すれば、擁壁法面角度 $\omega = 63^\circ \sim 90^\circ$ に対して $B_s/H_s$ が $0.3 \sim 0.4$ の時に安全率 $F_s$ が1となると見ることができ。これは重力式のコンクリート擁壁の設計目安である $B_s/H_s = 0.3 \sim 0.6$ に近い。なお、裏込め土にごく小さな粘着力 $c$ (例えば、 $c = 10 \text{ kN/m}^2$ 程度)があるものとすれば、図-12の安全率 $F_s$ は飛躍的に増加して、設計は非常に楽になる。以上のことから、土のう積み擁壁は最も危険な条件下でも、土のう積み擁壁の底面と基礎地盤間の摩擦を大きくするなどの工夫をすれば、十分実用に耐えると思われる。

## (3) 土のう補強地盤の支持力

土のう積み補強地盤では、図-13に示すような土

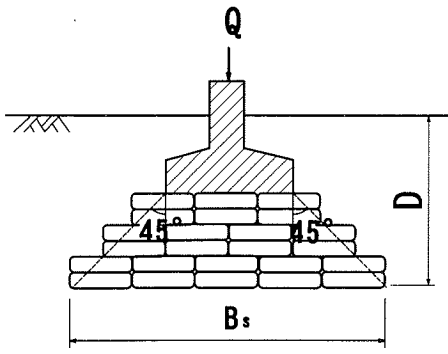


図-13 土のう積み補強地盤の概念図

のうによる根入れ効果と拡幅効果によって支持力が増加する。また、基礎直下の土のうが破壊(破袋)しない限り、土のう間のすべり破壊は生じないと考えられる。従って、土のう補強地盤の支持力は次のようにして求められる。1)式(1)より基礎直下の土のうの破壊(破袋)に対する検討を行なう。2)土のう積層体による拡幅幅 $B_s$ と根入れ長 $D$ を考慮して、従来の支持力公式で土のう積み補強地盤の支持力を計算する。ここで、土のうが基礎と一体として挙動すると考えられる拡幅角度は、図-13に示すように最大で $45^\circ$ までとする。これは、土のう短軸方向に対する最大主応力方向の傾き $\delta$ が $45^\circ$ を超えると土のうの見掛けの粘着力 $c(\delta)=0$ となることも考慮に入れて定めたものである(2章(2)節参照)。

## 5. 土のうの変形特性<sup>14)</sup>

これまで主に土のうの強度特性について解明してきたが、実際の土のうの設計・施工にあたっては土のうの変形特性も重要な問題となる。そこで、ここでは土のうの変形量の予測式を求め、模型土のうや実物土のうの実験結果との適合性を示す。

### (1) 最大主応力が土のう短軸方向から作用する場合 ( $\delta=0^\circ$ ) の変形予測

前述の図-3(b)は土のう中詰め材に作用する応力を示したものである。ここで、 $\sigma_1, \sigma_3$ :土のうに作用する最大、最小主応力、 $\sigma_{1m}, \sigma_{3m}$ :土のう中詰め材に作用する最大、最小主応力、 $T$ :実際に発揮された土のう袋の張力、 $B$ :土のうの幅、 $H$ :土のうの高さ、 $B_0$ :土のうの初期幅、 $H_0$ :土のうの初期高さ、 $n$ :土のうの縦横比( $n=B_0/H_0$ )とする。

図-3(b)において、鉛直方向と水平方向の力の釣り合いから式(5)を得る。

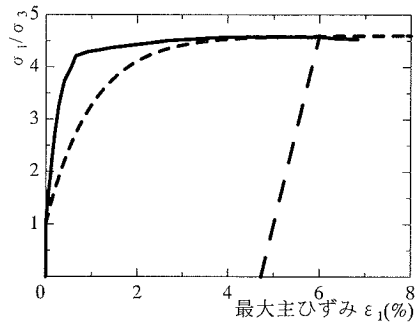


図-14 中詰め材の主応力比～主ひずみ関係

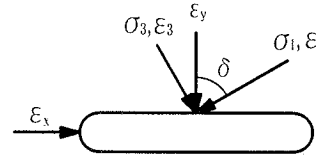


図-15 土のうに作用する傾斜応力と各ひずみ

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 + \frac{2T}{B} &= \sigma_{1m} \\ \sigma_3 + \frac{2T}{H} &= \sigma_{3m} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

また、土のう中詰め材の主応力比～主ひずみ関係を以下の式(6)のように定める。ここに、 $\epsilon_1$ は最大主ひずみである。

$$\frac{\sigma_{1m}}{\sigma_{3m}} = f(\epsilon_1) \quad (7)$$

この主応力比～主ひずみ関係は、中詰め材(同じ密度)の三軸圧縮試験から決定するのが最善である。しかしながら、実際には粒子が大きいなど様々な理由から三軸試験を行なうのが困難な場合が多い。このような場合の主応力比～主ひずみ関係の予測の仕方としては次のような方法が考えられる。1つは、Cam-clayモデルに代表されるような種々の弾塑性構成式によって予測する方法である<sup>15)</sup>が、この方法は実用的な観点からはあまり取り扱いやずくない。そこで、ここでは指数関数によって中詰め材の主応力比～主ひずみ関係を近似的に推定し、この関数を具体的に下記の式(8)のように仮定した。図-14は豊浦砂( $\phi=40^\circ$ 、初期間隙比 $e_0=0.70$ )の主応力比～主ひずみ関係において、実線が三軸試験結果、破線が式(8)の関数である。なお除荷および再載荷時の関数は、式(8)において主ひずみ $\epsilon_1(\%)$ がゼロの時の初期勾配を傾きとする直線とした。

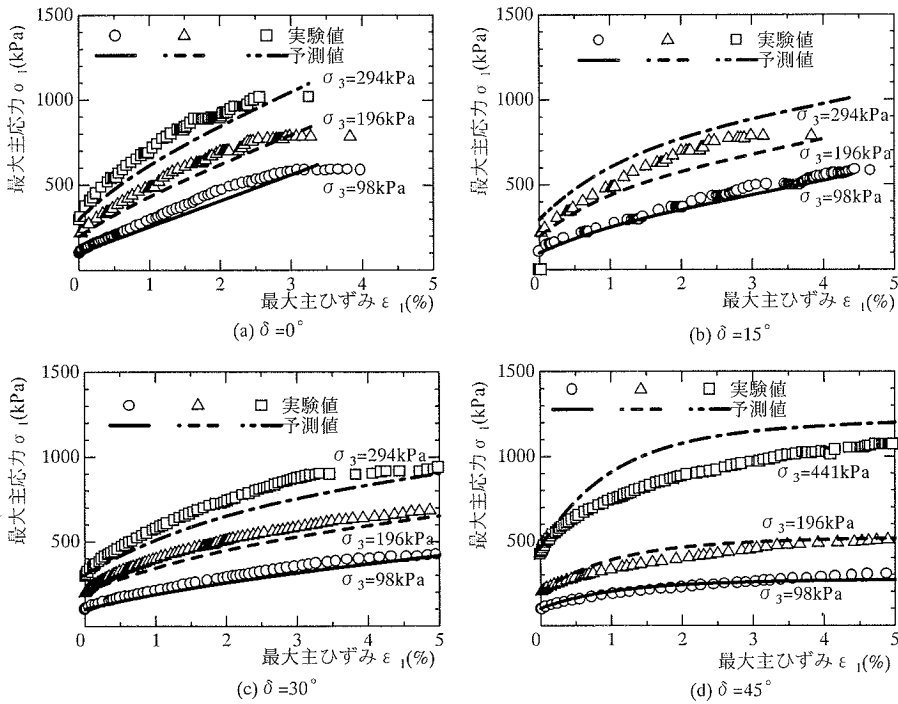


図-16 2次元土のう模型の二軸圧縮試験結果と予測値

$$\frac{\sigma_{1m}}{\sigma_{3m}} = a \exp(-100\epsilon_1) + K_p \quad (8)$$

ここに、定数  $a$  は中詰め材の初期状態によって定まる。例えば、初期が等方圧密状態の場合、 $\epsilon_1=0$  で  $\sigma_{1m}/\sigma_{3m}=1$  として  $a=1-K_p$  と決定される。

次に、土のう短軸方向のひずみ  $\epsilon_y$  は次式(9)で表される。なお、最大主応力  $\sigma_1$  の方向が土のう短軸方向と一致する場合 ( $\delta = 0^\circ$ ) は  $\epsilon_y = \epsilon_1$  である(図-15参照)。

$$\epsilon_y = \frac{H_0 - H}{H_0} \quad (9)$$

ところで、式(6)に示した土のう袋の張力  $T$  と土のう袋のひずみ  $\epsilon$  との関係としては、土のう袋の引張試験を行うことによって次式(10)を得る。ここに、 $k$  : 土のう袋の引張変形係数 (N/cm)。

$$T = k\epsilon \quad (10)$$

このとき土のう袋のひずみ  $\epsilon$  は、土のう袋の初期周長  $L_0=2(B_0+H_0)$  と変形時における周長  $L=2(B+H)$  を用いて次式で表せる。

$$\epsilon = \frac{L - L_0}{L_0} \quad (11)$$

ここで、土のう袋のひずみ  $\epsilon$  と上のう短軸方向の

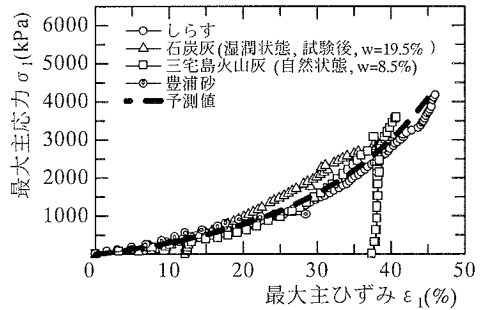


図-17 実物土のう耐圧試験結果と予測値

ひずみ  $\epsilon_y$  を関連付けるために、袋に包まれているので破壊に至るまでの体積ひずみが比較的小さい(1%程度)という実験事実から次のような体積一定の仮定を設ける。ただし、 $A$  : 単位奥行きあたりの土のう体積。

$$A = B_0 H_0 = BH \quad (12)$$

式(6)、(7)より、すでに提案している強度式を含む次式が得られる。強度式の場合は、袋の張力  $T$  は袋の破断張力  $T_r$ 、 $f(\epsilon_1)$  は中詰め材の受働土圧係数  $K_p$  となる。

$$\sigma_1 = \sigma_3 f(\epsilon_1) + \frac{2T}{B} \left\{ \frac{B}{H} f(\epsilon_1) - 1 \right\} \quad (13)$$

上式に式(9)、(10)、(11)、(12)を代入することに

よって、最大主応力が土の短軸方向から作用する場合 ( $\delta = 0^\circ$ ) の変形予測式(14)が得られる。これにより最大主応力  $\sigma_1$  と最大主ひずみ  $\varepsilon_1$  の関係が分かる。なお、この場合は前述したように  $\varepsilon_y = \varepsilon_1$  となる。

$$\sigma_1 = f(\varepsilon_1) \left[ \sigma_3 - \frac{2k\varepsilon_y}{B_0} \frac{n + \varepsilon_y - 1}{n + 1} \left\{ \frac{1}{f(\varepsilon_1)} - \frac{n}{(1 - \varepsilon_y)^2} \right\} \right] \quad (14)$$

(2) 最大主応力が土の短軸方向から作用しない場合 ( $\delta \neq 0^\circ$ ) の変形予測

次に、最大主応力  $\sigma_1$  が土の短軸方向から  $\delta$  傾いた方向より作用する(ただし、 $\delta$  はあまり大きく変化しない)場合の土の変形予測式を考える。図-15はこの時の応力とひずみを表したものである。さて、この場合モールのひずみ円と式(12)で述べた体積一定の仮定 ( $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_3 = 0$ ) から次式を得る。

$$\varepsilon_y = \varepsilon_1 \cos 2\delta \quad (15)$$

ところで、最大主応力  $\sigma_1$  が土の短軸方向から  $\delta$  傾いて作用する場合には、その見掛け上の粘着力  $c(\delta)$  が  $c(\delta) = c(0) \cos 2\delta$  となる(2章(2)節参照)。この粘着力  $c(\delta)$  は袋の張力  $T$  に比例する(式(2)参照)ので、式(9)を考慮すれば式(16)が得られる。

$$k(\delta) = k(\delta = 0) \cos 2\delta \quad (16)$$

これらの式(15)、(16)を式(14)に代入することによって、最大主応力  $\sigma_1$  が土の短軸方向から  $\delta$  傾いた方向より作用する場合の土の変形予測式(17)が得られる。これにより式(16)を用いれば最大主応力  $\sigma_1$  と最大主ひずみ  $\varepsilon_1$  の関係が分かる(ただし、 $k = k(\delta = 0)$  とする)。

$$\sigma_1 = f(\varepsilon_1) \left[ \sigma_3 - \frac{2k\varepsilon_y}{B_0} \frac{n + \frac{\varepsilon_y}{\cos 2\delta} - 1}{n + 1} \left\{ \frac{1}{f(\varepsilon_1)} - \frac{n}{\left(1 - \frac{\varepsilon_y}{\cos 2\delta}\right)^2} \right\} \right] \quad (17)$$

(3) 予測値と実験値の比較

図-16, 17は、式(16)によって計算した土のうの最

大主応力  $\sigma_1$  と最大主ひずみ  $\varepsilon_1$  の関係を実測値と比較したものである。なお、図-16 (a), (b), (c), (d)での実験値は傾斜させた土のう模型積層体 ( $\delta = 0^\circ \sim 45^\circ$ ) の二軸圧縮試験 ( $n=5$ ,  $\phi = 25^\circ$ , 式(10)で表される土のうの引張変形係数  $k=320\text{N/cm}$ ,  $B_0=5\text{cm}$ ,  $H_0=1\text{cm}$ ,  $a=-0.683$ )より得たものである(3章(2)節参照)。また、図-17は実物の土のうの耐圧試験結果とその予測値 ( $n=4$ ,  $\phi = 40^\circ$ ,  $k=450\text{N/cm}$ ,  $\sigma_3=0$ ,  $B_0=40\text{cm}$ ,  $H_0=10\text{cm}$ ,  $a=-0.278$ )を示したものである。図-16, 17より式(16)で表される予測値は実験値をよく説明していることが分かる。以上より、最大主応力  $\sigma_1$  と最大主ひずみ  $\varepsilon_1$  の関係が求められた。また、式(12)の体積一定の仮定から最小主ひずみ  $\varepsilon_3$  は  $\varepsilon_3 = -\varepsilon_1$  として求めることができる。なお、図-17に示す急勾配の除荷および再載荷曲線は、実際の施工時に転圧やプレローディングによって変形量を減少させる効果と考えられる。これは、式(17)の関数  $f(\varepsilon_1)$  を図-14に示した除荷および再載荷時における中詰め材の主応力比  $\sim$  主ひずみ関係に置き換えることによって推定することができる。なお、図-16(a)~(d)では上に凸の曲線のように見えるのに対して、図-17では下に凸の曲線のように見えるのは、図-16(a)~(d)はひずみの範囲が小さい ( $\varepsilon_1 = 0 \sim 5\%$ ) ためであり、ひずみの範囲を大きくすれば図-17と同じような上ぞりの傾向を示すことを確かめている。

6. まとめ

ここで得られた成果をまとめると次のようである。  
 (1) 様々な粒径の中詰め材(豊浦砂, 6号珪砂, 6号碎石, ロックフィル材)を用いて土のうの摩擦試験を行った。この際、土のうの積み方としては、直上積み(土のうの上に土のうを並べて積む)と谷間積み(土のうと土のうの間に土のうを積む)の2通りを行った。この試験結果より、中詰め材の粒径、内部摩擦角  $\phi$  が土のうの摩擦角にどのように影響するかを考察した。これにより、土のう積み擁壁等の土のう構造物の設計をより適切に行なうことが可能になると思われる。なお、土のうの摩擦角を増加させるための工夫例についても紹介した。  
 (2) 二軸圧縮試験機による土のう積層体の要素試験から土のうの強度異方性について調べた。同時に、理論値と実験値の比較から、最大主応力方向の傾斜角  $\delta$  に対する土のうの見掛け上の粘着力  $c(\delta)$  の変化を求めた。また、この  $c(\delta)$  を先程の二軸圧縮試験結果と比較することにより、その妥当性について検討した。

また、土のうの引張力に対する強度予測も行なった。以上の成果に基づいて、土のうの破壊規準を提案した。

(3) 土のう積み盛土、土のう積み擁壁、土のう補強地盤に関する具体的な設計法を提案した。土のう積み盛土では、通常想定される盛土高さ(最大でも20m程度、大抵は2~5m程度)を考慮すれば、結果的に土のう自体破壊しないということが言える。土のう積み擁壁については、基本的にはコンクリート擁壁の設計法とほぼ同じであると言える。この際、コンクリート擁壁とは異なる(一つ一つの土のうはバラバラである)ので、その内的安定性も考慮する必要がある。しかし、土のうどうしを連結する等の工夫(例えば、完成した2つの土のう積み擁壁では土のうを連結している<sup>16)</sup>)を施せば、実際それ程問題となることはないであろう。土のう補強地盤では、その支持力の算定法について述べた。

(4) 土のうの変形予測式の定式化を行なった。さらに、この計算結果と二軸圧縮試験結果との整合性を調べた。その後実物土のうの耐圧試験結果と計算結果を比較することによって、模型だけでなく実物土のうに対しても予測式が適用できることを示した。これにより、強度だけでなく変形についても予測ができるようになった。

今後は、土のうを性能表示することによって、災害時の仮設資材としてだけでなく、本設資材—半永久構造物—として活用することを目指して行きたい。

#### 参考文献

1) 松岡元, 劉斯宏: 地盤の一部を包み込む支持力補強方法に関する研究, 土木学会論文集, No.617/Ⅲ-46, pp.235-249, 1999.3.

- 2) 山本修一, 松岡元: 個別要素法による'土のう'式補強地盤の支持力試験シミュレーション, 土木学会論文集, No.529/Ⅲ-33, pp.125-134, 1995.
- 3) 平尾和年, 安原一哉, 棚橋由彦, 落合英俊, 安福規之: ジオグリッド敷設による軟弱地盤の支持力改良, 土木学会論文集, No.582/Ⅲ-41, pp.35-45, 1997.
- 4) 楊俊傑, 落合英俊, 林重徳: ジオグリッド補強基礎地盤の支持力特性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.499/Ⅲ-28, pp.117-126, 1994.
- 5) 斜面・盛土補強土工法技術総覧, (株)産業技術サービスセンター発行, pp.435-488, 1995.
- 6) 松岡元, 劉斯宏, 長谷部智久, 島尾陸: 「土のう」の摩擦特性, 第38回地盤工学研究発表会発表予定, 2003.
- 7) 陳越: 二次元土のう模型の変形・強度特性と土のうを活用した補強地盤の設計法, 平成10年度名古屋工業大学VBL成果報告書, 1999.
- 8) 松岡元, 陳越, 児玉仁, 山路耕寛, 田中竜一: 「土のう」の力学特性および耐圧試験, 第35回地盤工学研究発表会講演集, pp.1075~1076, 2000.
- 9) 松岡元, 劉斯宏, 島尾陸, 長谷部智久, 服部真人, 山本春行: 土のう積層体の耐圧試験とその予測式, 第38回地盤工学研究発表会発表予定, 2003.
- 10) 発泡スチロール土工法開発機構: EPS工法設計・施工基準書(案), 2002年5月.
- 11) 松岡元, 劉斯宏, 山本春行, 長谷部智久, 島尾陸, 藤田健: 「土のう」積層体(ソルバック)地盤の強度異方性, 第37回地盤工学研究発表会講演集, 371, pp.737-738, 2002.
- 12) 松岡元, 劉斯宏, 山本春行, 長谷部智久, 島尾陸, 藤田健: 「土のう」一体化工法(ソルバック工法)の設計法, 第37回地盤工学研究発表会講演集, 372, pp.739-740, 2002.
- 13) 松岡元, 劉斯宏, 山本春行, 長谷部智久, 島尾陸: 安価で環境にやさしく振動を低減させる地盤の補強法(ソルバック工法)の設計法, 土木学会第57回年次学術講演会, 2002.
- 14) 松岡元, 劉斯宏, 長谷部智久, 島尾陸: 「土のう」の変形特性, 第38回地盤工学研究発表会発表予定, 2003.
- 15) 飯塚敦, 平田昌史, 太田秀樹: ジオシンセティックスによるダイレタンシー拘束効果, 土木学会論文集, No.680/Ⅲ-55, pp.15-28, 2001.
- 16) 松岡元: 地盤工学の新しいアプローチ—構成式・試験法・補強法—, 京都大学学術出版会, pp.295-299, 2003.

(2003.3.31 受付)

## DEFORMATION-STRENGTH PROPERTIES AND DESIGN METHODS OF SOILBAG ASSEMBLY

Hajime MATSUOKA, Sihong LIU, Tomohisa HASEBE and Riku SHIMAO

In order to apply soilbags to permanent earth reinforcement, the deformation and strength properties of soilbags are studied experimentally and theoretically in this paper. The ways to increase the soilbag/soilbag as well as soilbag/ground frictional resistances are investigated. A set of formulas for predicting the strength and deformation of soilbags with different inclination angles to the externally applied forces are proposed and confirmed by comparing the predicted results with the results of the biaxial compression tests on two-dimensional model soilbags. Based on the deformation and strength properties of soilbags, the design methods for constructing embankments, retaining walls and building foundations with soilbags are established.