

## ベーンせん断強度の地盤の破壊解析への適用について

西原 晃\*, 太田 秀樹\*\*, 片山 周平\*\*\*

On the application of the Vane strength on  
the stability analysis of clays

Akira Nishihara, Hideki Ohta and Shuhei Katayama

### ABSTRACT

In-situ Vane shear test have been widely used to measure the in-situ undrained strength of soft clays. However, it is pointed out that the strength measured by Vane test is often bigger than the field strength mobilized at the actual failure of embankments. Thus, the vane strength tends to overestimate the safety factor of embankments and/or bearing capacity of the ground. Therefore, Vane strength can not be directly applied to the stability analysis. It is thought that the discrepancy between the Vane strength and the field strength can be attributed to 1) the effect of the loading rate on the undrained strength and, 2) the effect of anisotropy of the undrained strength.

In this paper, these two effect on the Vane strength are discussed based on the results of in-situ and the laboratory tests conducted in the reclaimed area. The failure of excavated channel in this reclaimed area was analysed using in-situ Vane strength corrected for these effects.

キーワード： ベーン試験、非排水せん断強度、せん断速度、強度異方性、安定解析

Key words : Vane shear test, Undrained strength, Loading rate, Strength Anisotropy,  
Stability analysis

### 1. はじめに

ベーンせん断試験は、図-1に示すような断面が十字型の抵抗翼をロッドの先端に付けて地中に押し込み、軸を水平に回転させて、粘土を円筒状に切断するのに要する最大モーメントから粘土の非排水せん断強度を求ようとするものである。この試験は軟弱な粘土地盤の強度を原位置で測定する簡便な方法として広くヨーロッパ諸国で用いられているが、わが国でも、関西新空港をはじめ、海岸部の軟弱地盤において多用されるようになってきている。しかし、粘土の強度特性が明らかにされるにつれて、ベーン試験の適用に関していくつかの疑問点が生じてきた。たとえば、Bjerrum<sup>1)</sup>は、軟弱地盤上の数多くの盛土の破壊例を検討し、ベーン強度を用いて盛土の安定解析を行なうと、安全率が1より大きいにもかかわらず破壊している例が多いことを示した。すなわち、ベーン強度は、盛土地盤の破壊時に実際に発揮されている非排水せん断強度と必ずしも一致せず、多くの場合、実際の強度よりも大きい値となる。このベーン強度と実際に発揮されている強

\*土木工学科

\*\*金沢大学土木工学科

\*\*\*大阪土質試験所（工学研究科土木工学専攻）

度が異なる原因として、Bjerrum<sup>1),2)</sup>は、せん断速度の影響と粘土の強度異方性の影響を挙げている。そこで、本研究では、岡山県東部の干拓地盤で実施した原位置ベーン試験ならびに室内試験の結果をもとに、ベーン試験におけるせん断速度の影響と強度異方性について考察し、この干拓地盤で発生した掘削斜面のすべり破壊の解析を行った結果について報告する。

## 2. 干拓地盤の概要と性状

岡山県東部の農地用干拓地で排水路を掘削中にすべり破壊が生じた。そのすべり破壊の解析を行うため、破壊地点の近傍で原位置ベーン試験を実施した。またシンウォール・サンプラーによって採取した試料を用いて各種の室内試験を実施した。この干拓地盤は、図-2に示すように、深さ11mまではほぼ軟弱で均一な沖積粘土層で、その下は砂と粘土の互層となっている。粘土層の塑性指数はごく上層部を除いて約80%と、日本の平均的な粘土に比べて高いのが特徴である。

軟弱地盤の変形あるいは破壊を解析するには、地盤内の有効応力を求めることが重要である。この地盤はもともと海面下5.5mの海底であったが、1976年の3月から1977年の8月にわたってポンプ排水による干拓が行われた。図-3は干拓前の有効上載圧と干拓時の水位低下によって生じる有効上載圧の変化を示したものである。また、同図には標準圧密試験から求めた先行圧密応力もあわせて示している。なお、先行圧密応力の結果に関して、Site-Cとあるのはすべり破壊を起こした地点における結果、Site-Aの結果は同じ干拓地内の他の地点における結果である。この地盤で実験が実施されたのは干拓が終了してから12年後の1989年であり、当初、この干拓地は圧密が完了した地盤と考えられていた。しかし、図-3に示すように、標準圧密試験より求めた先行圧密応力が水位低下後の有効上載圧より小さいことから、この地盤はいまだに圧密が完了していない可能性がでてきた。そこで一次元圧密理論を用いて圧密解析を行い、試験実施時点(1989年)での有効上載圧の推定を行った。圧密解析で用いた諸定数は表-1の通りである。図-3の点線は圧密解析により求めた有効上載圧であり、先行圧密応力は解析結果とよく対応している。このことから、この地

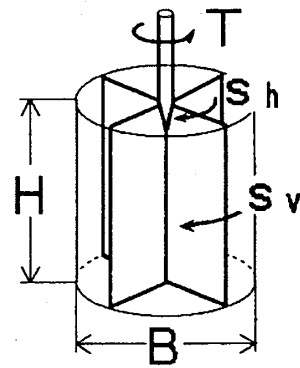


図-1. ベーンせん断試験

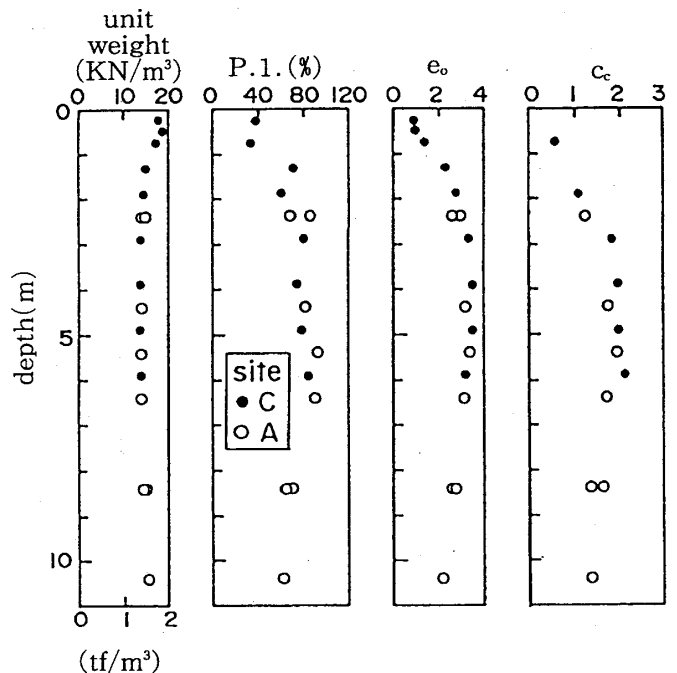


図-2. 干拓地盤の性状

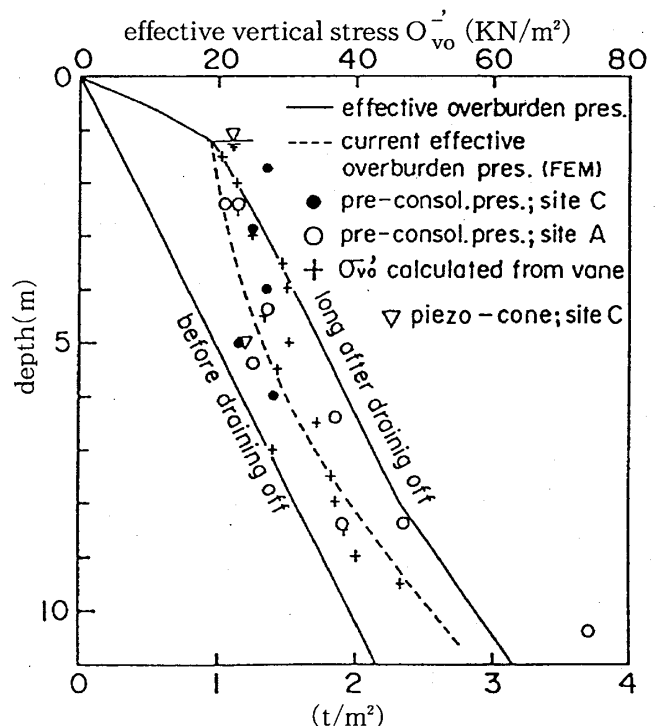


図-3. 地盤の有効応力状態

盤は現在も圧密が進行中であり、試験実施時点における有効上載圧は図-3の点線のようにであったことがわかる。

### 3. ベーン試験におけるせん断速度の影響

従来から、軟弱な粘土地盤の安定解析には非排水せん断強度が多く用いられているが、粘土の力学挙動が解明されるにつれて、非排水せん断強度が有するいくつかの問題点が指摘されるようになってきた。その一つは、せん断試験におけるせん断速度の影響であり、一般にせん断速度が速いほど大きな非排水強度が得られることが知られている。ベーン試験では非排水せん断強度を求めるために、排水が生じないよう急速せん断が行われる。ベーン試験において破壊までに要する時間は数分から十数分であり、そのせん断速度は軟弱地盤が実質的に非排水状態で破壊に至るまでのせん断速度よりもはるかに大きい。したがって、ベーン試験によって求められる強度は、実地盤の破壊時に発揮されている強度よりかなり大きくなり、このことがベーン試験の最大の問題点として挙げられている。そこで、本研究では非排水強度におけるせん断速度の影響を調べるために、せん断速度を変えて、室内ベーン試験ならびに定体積一面せん断試験を実施した。

室内ベーン試験では、まず、採取した土試料を高含水比で練り返し、直径、高さとも150mmの大型圧密容器で再圧密した後、幅、高さとも20mmの小型のベーンを挿入してせん断試験を行った。また、定体積一面せん断試験では、乱さない試料と、練り返し再圧密試料の両方に対して実験を行った。

図-4は、非排水せん断強度と破壊までに要した時間の関係を示したものである。なお、図の縦軸は、非排水せん断強度を圧密圧力で除したいわゆる強度増加率を表している。図-4より、ベーンせん断試験、定体積一面せん断試験とも、非排水せん断強度は破壊までの時間が長くなるにつれて小さくなり、また破壊時間の対数とはほぼ直線関係があることがわかる。また、ベーン強度は一面せん断強度に比べて、せん断速度の減少にともなう強度低下が大きい。

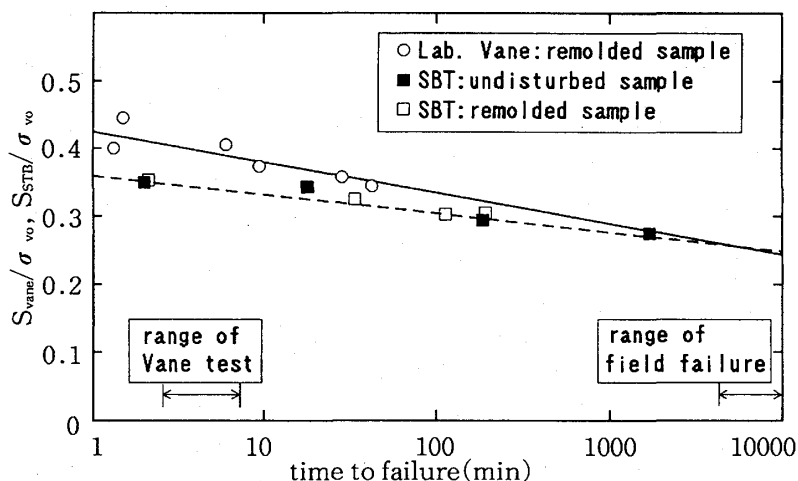


図-4. 破壊にいたるまでの時間と非排水強度の関係

### 4. ベーン試験における非排水強度の異方性の影響

一般に、地盤内の土が受けている応力は鉛直方向と水平方向で異なった値となる。このような異方的な応力状態のもとで圧密された粘土の非排水せん断強度は、せん断試験の方法やすべり面の方角によって異なった値となることが知られている<sup>3),4),5)</sup>。この非排水せん断強度の異方性はとくに1960年代に入ってから、盛土の安定解析に関連して注目されはじめた。それまでの地盤の破壊解析では、ベーン試験、一軸圧縮試験などのせん断試験から求められた非排水強度がそのまま解析に用いられていたが、せん断試験の種類によって得られる強度が異なることから、解析に用いる強度をどの試験によって求めるべきかという問題があらたに提起され、強度異方性を考慮した解析法もいくつか提案されている<sup>5),6)</sup>。

ここでは、干拓地盤の非排水強度の異方性を調べるために実施した各種せん断試験の結果と、ベーン試験における強度異方性の影響について述べる。

#### 4. 1 粘土の非排水せん断強度の異方性









粘土の非排水せん断強度の異方性に関してはこれまでに数多くの定式化が試みられているが、それらの多くは実験結果のデータ・フィッティング的な性格が強く、式に用いられているパラメータにしても土質力学的にどのような意味をもつのか明らでない。これに対して、筆者ら<sup>6),7)</sup>は太田・関口<sup>8)</sup>によって提案された構成式を用いて、種々のせん断試験によって求められる非排水せん断強度の理論式を導いている。表-2、3は導かれた理論式とこれらの式で用いられているパラメータをまとめて示したもので、これらのパラメータは、いずれも室内土質試験から直接求めることができる。表-2には、Ladd<sup>5)</sup>がBoston Blue Clayを用いて行った各種せん断試験の結果と、理論式を用いて求めた計算値を示しているが、せん断試験の方法によって非排水強度が大きく異なること、また理論式が実験結果をうまく説明しうるということがわかる。

さて、本研究では、干拓地盤における粘土の強度異方性を調べるために、定体積一面せん断試験、等方圧密三軸圧縮試験、異方圧密三軸圧縮試験の各試験を行った。実験で用いた試料はいずれも地盤から採取した乱さない試料である。また、先述したように、粘土の非排水強度はせん断速度の影響を受けるため、これらのせん断試験はいずれも非常に小さいせん断速度（ひずみ速度0.01~0.001%/min）で行った。表-4にそれぞれの試験で得られた非排水強度の実験結果を示す。この干拓地盤の粘土においても、せん断試験によって非排水強度が異なるが、その相違は表-2に示すBoston Blue Clayに比べて小さい。これは、非排水強度の異方性が鉛直方向と水平方向の圧密応力の比である静止土圧係数 $K_0$ に関係するためであり、この干拓地盤のように塑性指数が高く、静止土圧係数 $K_0$ が大きい地盤ほど強度異方性の影響は小さくなる。表-4には、表-2に示す理論式を用いて求めた計算値を示しているが、計算結果は実験値と良く対応している。

#### 4. 2 ベーンせん断試験における非排水せん断強度の異方性

ベーンせん断試験は、軟弱な粘土地盤の非排水せん断強度を原位置で簡便に測定する方法として古くから広く用いられているが、現在ベーンせん断試験結果の解釈の基本となっているのが、Cadling and Odenstadの研究である。それによると、ベーンせん断試験で測定される最大トルク $T$ と粘土のせん断強度は以下のように関係づけられる<sup>9)</sup>（図-1参照）。

表-2. 各種せん断試験から得られる非排水強度の理論式

|  $\frac{C_u}{\sigma_{vo}} = \frac{(1+2K_0) M \exp(-\lambda)}{3\sqrt{3}(\cosh\beta - \sinh\beta \cos 2\theta)}$ $\tau = \tau_h(\cos^2 2\omega + \sinh\beta \sin 2\omega + \cosh\beta \sin^2 2\omega)$ $M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad \lambda = 1 - \frac{C_s}{C_c} \quad n_0 = \frac{3(1-K_0)}{1+2K_0} \quad \beta = \frac{\sqrt{3}n_0\lambda}{2M}$ |  |           |           |
|--|--|-----------|-----------|
| TYPE OF TEST   | Reduced equation for normally consolidated clay  | measured* | predicted |
|  KoPUC  | Ko-consolidated Plane strain Comp.<br>$A \quad \frac{C_u}{\sigma_{vo}} = \frac{(1+2K_0) M \exp(-\lambda)}{3\sqrt{3}(\cosh\beta - \sinh\beta)}$   | 0.34      | 0.347     |
|  KoUC   | Ko-consolidated Triaxial Comp.<br>$\frac{C_u}{\sigma_{vo}} = \frac{1+2K_0}{6} M \exp\left(-\frac{\lambda n_0}{M} - \lambda\right)$   | 0.33      | 0.318     |
|  SBT  | Shear Box Test<br>$\frac{\tau}{\sigma_{vo}} = \frac{(1+2K_0) M \exp(-\lambda)}{3\sqrt{3}}$   | —         | 0.239     |
|  DSS  | Direct Simple Shear<br>$D \quad \frac{\tau}{\sigma_{vo}} = \frac{(1+2K_0) M \exp(-\lambda)}{3\sqrt{3} \cosh\beta}$   | 0.20      | 0.224     |
|  KoPUE   | Ko-consolidated Plane strain Ext.<br>$P \quad \frac{C_u}{\sigma_{vo}} = \frac{(1+2K_0) M \exp(-\lambda)}{3\sqrt{3}(\cosh\beta + \sinh\beta)}$  | 0.19      | 0.165     |
|  KoUE   | Ko-consolidated Triaxial Ext.<br>$\frac{C_u}{\sigma_{vo}} = \frac{1+2K_0}{6} M \exp\left(-\frac{\lambda n_0}{M} - \lambda\right)$  | 0.155     | 0.135     |
|  VANE   | Vane<br>$\frac{\tau_h}{\sigma_{vo}} = \frac{(1+2K_0) M \exp(-\lambda)}{3\sqrt{3}}$<br>$\frac{\tau_v}{\sigma_{vo}} = \frac{1+2K_0}{3\sqrt{3}} \sqrt{\left(\frac{M}{\lambda} \frac{P}{P_0} \ln \frac{P}{P_0}\right)^2 - \left(1 - \frac{P}{P_0}\right)^2 n_0^2}$ | 0.19      | 0.182     |

\*measured result reported by Ladd(1972); Boston blue clay; PI=20%,  $K_0=0.5$ ,  $\phi'$

$$T = \frac{\pi}{2} H B^2 s_v + \frac{\pi}{6} B^3 s_h \quad (1)$$

ここに、

H：ベーンの高さ、

B：ベーンの直径、

$s_v$ ：鉛直面（ベーンの円筒形側面）上のせん断強度、

$s_h$ ：水平面（上下両端面）上のせん断強度

である。

非排水強度の異方性によって、一般に、鉛直面上の強度  $s_v$  と水平面上の強度  $s_h$  は異なった値となるが、便宜的に両者が等しいとして  $s_v = s_h = s_{\text{vane}}$  とおけば、

$$s_{\text{vane}} = \frac{1}{\left(1 + \frac{1}{3} \frac{B}{H}\right)} \cdot \frac{2T}{\pi B^2 H} \quad (2)$$

が得られる。これがベーンせん断試験結果より非排水強度を算定するのに慣用されている式である。

ところで、式(2)の慣用式で求まる  $s_{\text{vane}}$  の内容を  $s_v$  と  $s_h$  で表すと

$$s_{\text{vane}} = \frac{1}{\left(1 + \frac{1}{3} \frac{B}{H}\right)} \left(s_v + \frac{1}{3} \frac{B}{H} s_h\right) \quad (3)$$

となる。現在使用されているベーンの多くは  $H = 2B$  のものであり、式(3)より、

$$s_{\text{vane}} = \frac{1}{7} (6s_v + s_h) \quad (4)$$

となる。したがって、常用されている  $H = 2B$  のベーンでは、ベーン強度  $s_{\text{vane}}$  は  $s_v$ 、すなわち鉛直面（円筒形側面）上のせん断強度に近い値を測定していることがわかる。

さて、式(1)を変形すると、

$$\frac{2T}{\pi B^3} = \frac{H}{B} s_v + \frac{1}{3} s_h \quad (5)$$

とも表すことができる。この式より、ベーンの羽根の高さ (H) と幅 (B) の比を変えて実験を行い、縦軸に  $2T/\pi B^3$ 、横軸に  $H/B$  をとれば、両者の間に直線関係が成立し、その直線と縦軸との切片が  $s_h/3$ 、傾きが  $s_v$  を表していることがわかる。そこで、本研究では、ベーンの羽根の高さと幅の比を変えて、原位置ベーン試験ならびに室内ベーン試験を実施した。試験で使用したベーンの幅 B は、原位置ベーン試験で 6.5cm、室内ベーン試験は 2cm で、高さ H はそれぞれ  $H/B = 0.5, 1.0, 1.5, 2.0$  となるよう 4 種類のベーンを用いた。原位置ベーン試験は深さ 1m から 9m まで 50cm 間隔で実施し、また室内ベーン試験は、練り返した試料を  $98\text{kN/m}^2$  と  $141\text{kN/m}^2$  の圧力で再圧密して実験を行った。なお、ベーンの回転速度は、基準値として定められている  $0.1^\circ/\text{sec}$  とした。

図-5 は、実験結果を上記の方法によって整理したものである。なお、圧密圧力の異なる結果を比較するために、縦軸には  $2T/\pi B^3$  を圧密圧力  $\sigma'_{vo}$  で除した値をとってプロットしている。原位置試験における圧密圧力としては圧密解析によって求めた有効上載圧 (図-3) を用いている。原位置ベーン試験の結果と室内ベーン試験の結果は、ベーンの寸法の違い、乱さない試料と練り返した試料の違いがあるにもかかわらず良く一致し、縦軸との切片より  $s_h$ 、傾きより  $s_v$  が次のように求められる。

$$s_h/\sigma'_{vo} = 0.41, \quad s_v/\sigma'_{vo} = 0.345$$

また、慣用式で求めたベーン強度は、

$$s_{\text{VANE}}/\sigma'_{vo} = 0.37$$

となり、上述のように  $s_v$  の値に近い。

### 5. 掘削斜面のすべり破壊の解析

今回実験を実施した干拓地盤では、排水路を掘削中にすべり破壊が生じた。ここでは、原位置ベーン試験の結果を用いて、このすべり破壊の解析を行った結果について述べる。

#### 5. 1 ベーンせん断強度の補正

Bjerrum<sup>1)</sup> は、ベーンせん断強度を用いて設計した盛土の破壊例を調べた結果、破壊時の安全率は地盤の塑性指数と関係があり、塑性指数が大きい地盤ほど高い安全率で破壊していることを報告している。したがって、今回実験を実施した干拓地盤のように塑性指数の高い地盤においては、ベーン強度をそのまま安定解析に用いることはできず、ベーン強度をなんらかの方法で補正する必要がある。そこで Bjerrum は、ベーン強度を次のように補正して安定計算を行うことを提案している。

$$S_{\text{field}} = S_{\text{VANE}} \times \mu_R \times \mu_A$$

(6)

ここで、 $\mu_R$ 、 $\mu_A$  はそれぞれ、せん断速度の影響と異方性に関する補正係数であり、Bjerrum は盛土の破壊例から逆算して、これらの係数の概略値を示している。本研究では、これまでに示した実験結果を用いて、これらのせん断速度ならびに強度異方性に関する補正係数を求めた。

3. で示したように、粘土の非排水強度はせん断速度が遅いほど、すなわち破壊にいたるまでの時間が長いほど小さくなる。通常のベーン試験では破壊までに要する時間は数分から十数分である。これに対して、Torstensson<sup>10)</sup> が指摘しているように、実地盤が破壊にいたるまでの時間は数日から数週間であり、ベーン試験における破壊時間の約1000倍である。この干拓地盤の粘土では、図-4 に示すように、破壊までの時間が1000倍になれば、ベーンせん断強度が61%にまで低下することがわかる。式(6)における補正係数  $\mu_R$  は、このベーン強度の低減率を表しており、したがってこの干拓地盤の粘土の場合、

$$\mu_R = 0.61$$

となる。

4. で述べたように、異方圧密された粘土の非排水強度はすべり面の方向によって異なる。図-6 は、Bjerrum<sup>2)</sup> が報告している実験結果で、地盤内からいろいろな角度で切りだした試料を用いて、すべり面の方向と非排水強度の関係を調べたものである。同図には盛土破壊時のすべり面の形状を示しているが、図からわかるように、地盤内のすべり面にそって強度は大きく変化し、図の点Aで最大、点Pで最小、点Dにおいてはほぼ中間の値となる。筆者らは、4. 1 で示した理論式をさらに応用して、すべり面の方向と非排水せん断強度の関係を次のように導いている。

$$s = s_0 (\cos^2 2\omega + \sinh \beta \sin 2\omega + \cosh \beta \sin^2 2\omega) \quad (7)$$

ここに、 $s_0$  は水平すべり面上 (図-6 の点D) の非排水強度、 $\omega$  はすべり面が水平となす角である。図-6 の曲線は式(7) を用いて計算した結果であり、計算結果はすべり線にそって非排水強度の変化をよく表している。また、筆者らは式(7) を用いて、すべり面にそって非排水強度の平均値が水平面上の強度  $s_0$  にほぼ等

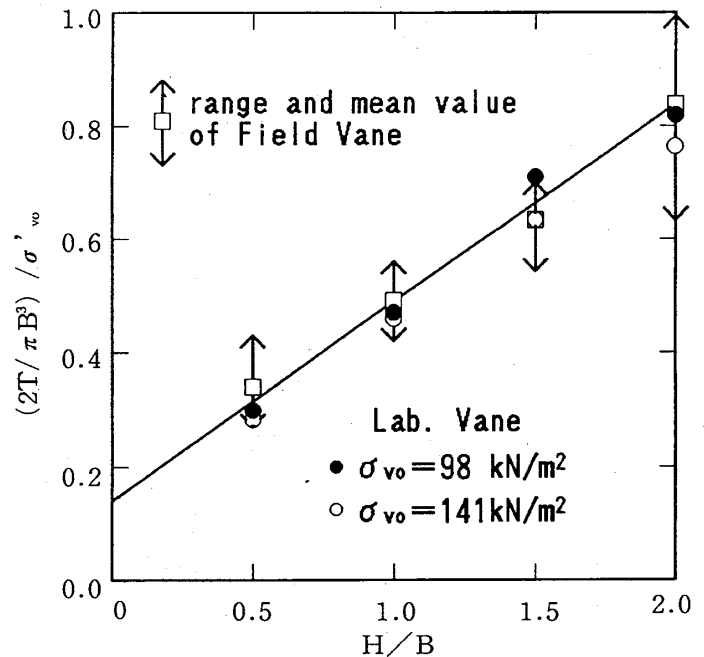


図-5. H/Bを変えたベーン試験の結果

しいことを示している。すなわち、地盤の破壊解析においては、設計強度として、水平面上の強度をとればよいことになる。したがって、Bjerrumの式(6)における強度異方性の影響に関する補正係数 $\mu_A$ は、ベーン強度を水平すべり面における強度に換算する係数と考えることができる。この水平すべり面上の強度は、ベーン試験における水平せん断断面上の強度 $s_h$ に等しい。したがって、4. で示した実験結果を用いると、補正係数 $\mu_A$ は次のように求められる。

$$\mu_A = \frac{s_h}{s_{\text{VANE}}} = \frac{0.41}{0.37} = 1.11$$

以上の結果より、地盤の安定解析に用いられる設計強度は次のようにして求められる。

$$s_{\text{field}} = \frac{s_{\text{VANE}} \times 0.61 \times 1.11}{s_{\text{VANE}} \times 0.68} \quad (8)$$

## 5. 2 掘削斜面の安定計算結果

すべり破壊を生じた地点の地盤形状を図-7に示す。図-8はこの地点の近傍で実施した原位置ベーン試験の結果と一軸圧縮試験の結果を示したものである。なお、一軸圧縮試験結果においては、すべり破壊を起こした地点(Site-C)における結果とあわせて、干拓地内における他の地点(Site-A)における結果も示している。本研究では、図-8に示す原位置ベーン強度と一軸圧縮強度をそのまま設計強度として用いる場合と、式(8)によって原位置ベーン強度を補正した場合の3ケースについて斜面の安定計算を行った。斜面の安定解析法としては、Fellenius法、Bishop法、Spencer法などいくつかの解析法が提案されているが、本研究では、簡便でかつ精度的にも信頼できるBishop法を用いた。

図-9は安定計算を行った結果で、掘削深さと安全率の関係を示したものである。この現場では、深さ2 m付近まで掘削したときすべり破壊を起こしたことがわかっている。ベーン強度ならびに一軸圧縮強度をそのまま用いた安定計算では、掘削深さ2 mにおける安全率がいずれも1より大きく、従来から指摘されているように、ベーン強度や一軸圧縮強度をそのまま設計に用いると危険側の値となることがわかる。これに対して、補正したベーン強度を用いた場合は1に近い安全率となっており良好な結果となっている。また、補正したベーン強度を用いた場合、破壊時のすべり面の位置は図-7に示すようになり、報告されている地盤の破壊形状に近いことも確認された。

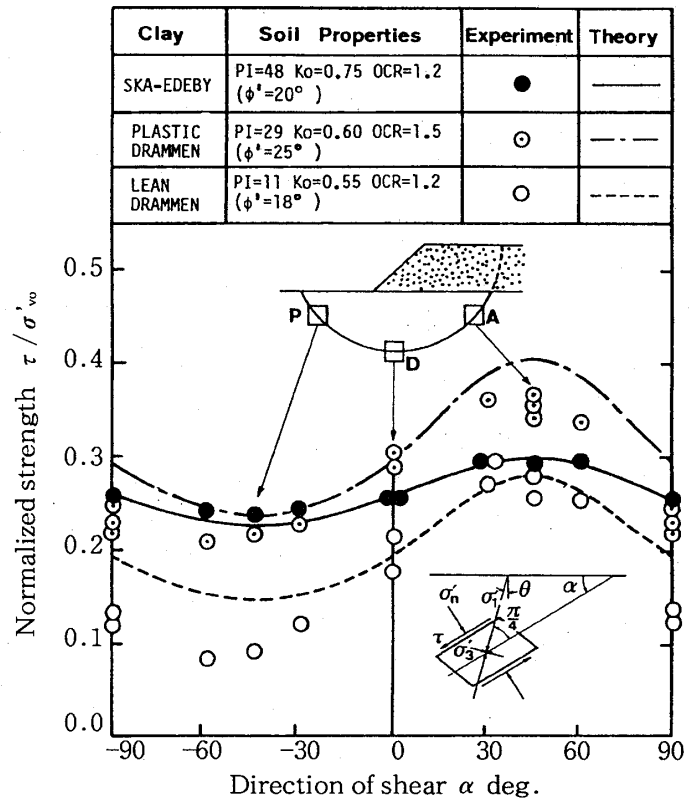


図-6. すべり面の方向と非排水強度の関係

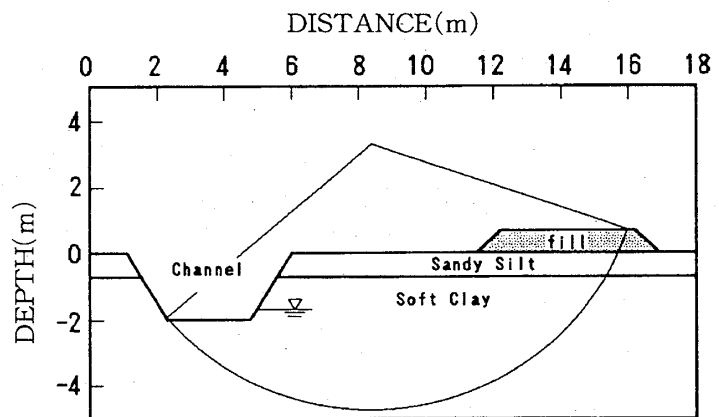


図-7. すべり破壊を生じた地盤の形状

## 6. おわりに

本研究では、干拓地において原位置ベーン試験ならびに各種のせん断試験を行い、ベーン試験におけるせん断速度の影響と強度異方性の影響について調べるとともに、その結果をもとに、干拓地内で生じた掘削斜面の安定解析を行った。本研究で得られた主な結果をまとめると以下の通りである。

- (1) 粘土の非排水せん断強度は、破壊にいたるまでの時間の対数と直線関係にあり、通常のベーン試験で得られる強度は実地盤の破壊時に発揮されている強度よりかなり大きな値となる。
- (2) 粘土の非排水強度はせん断試験の方法によって異なり、その値は筆者らが提案している理論式を用いて求めた計算値とよく対応した。また、ベーン試験における水平せん断面と鉛直せん断面上の強度は異なり、慣用的に求められるベーン強度は鉛直面上の強度に近い。
- (3) ベーン強度あるいは一軸圧縮強度をそのまま用いて安定解析を行うと、従来から指摘されているように、危険側の結果となった。したがって、ベーン強度を用いて安定解析を行う場合には、せん断速度と強度異方性の影響に関して補正する必要がある。一連の実験の結果、この干拓地盤における補正係数は、せん断速度の影響に関して $\mu_R = 0.61$ 、強度異方性の影響に関して、 $\mu_A = 1.1$ となり、これらの補正係数を用いてベーン強度を補正した結果、良好な安定解析結果が得られた。

ベーン試験は、せん断速度や強度異方性の影響を受けるという問題点はあるものの、原位置における強度を乱さない状態でかつ簡便に測定できるという大きな利点を有している。また、本研究で示したように、その強度を適切に補正すれば、精度の高い安定解析を行うことができる。今後さらに、原位置ベーン試験結果の利用法に関して研究を続ける予定である。

最後に、原位置ベーン試験の実施にあたっては、基礎地盤コンサルタンツの森田悠紀雄氏の多大なる協力を得た。ここに記して、謝意を示します。

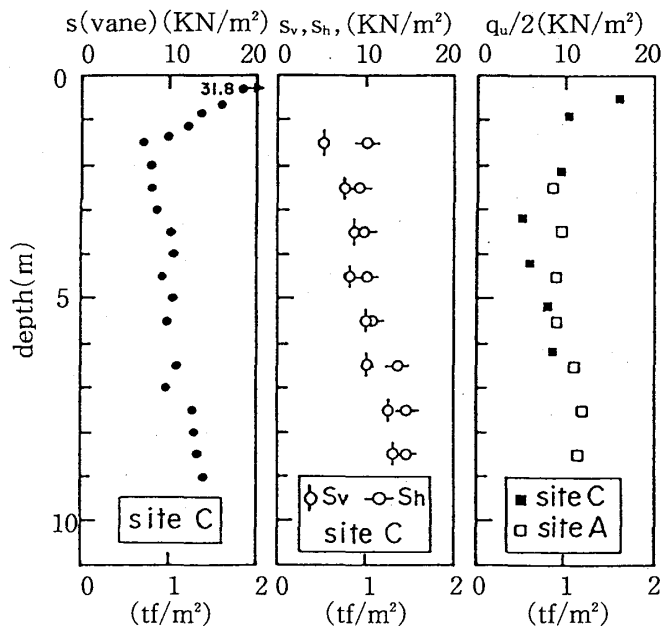


図-8. 原位置ベーン強度と一軸圧縮強度

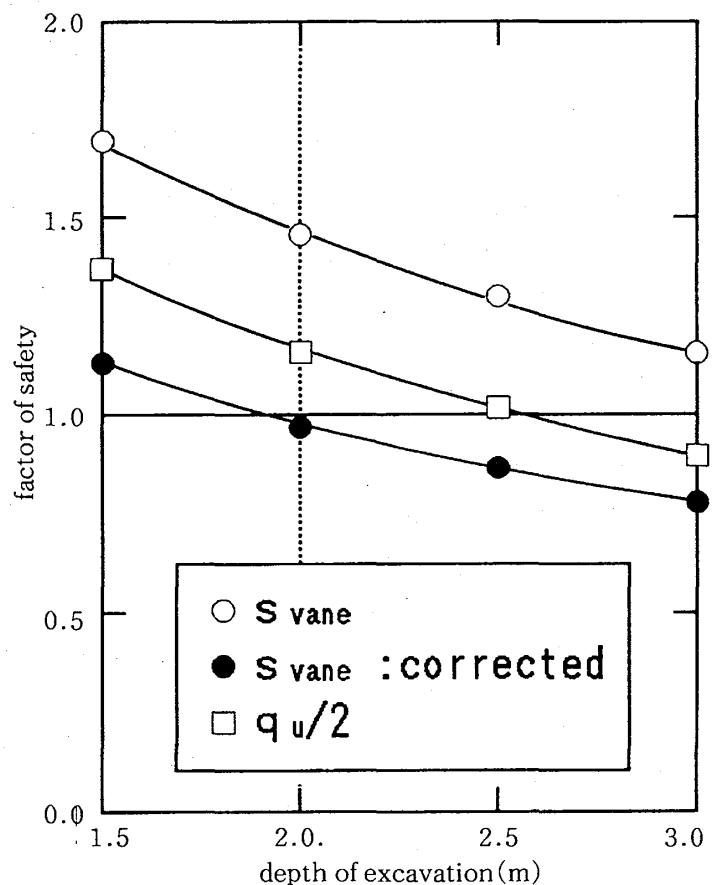


図-9. 掘削深さと安全率の関係



## 参考文献

- 1) Bjerrum, L. (1972): "Embankments on soft ground," Proc. ASCE, Spec. conf. on Performance of Earth and Earth-supported Structures, Vol. 2, pp. 1-54
- 2) Bjerrum, L. (1973): "Problems of soil mechanics and construction on soft clays," State of the Art Report, Session 4, Proc. 8th ICSMFE, Vol. 3, pp. 109-159
- 3) Ladd, C. C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F. and Poulos, H. G. (1977): "Stress-deformation and strength characteristics," Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, Vol. 2, pp. 421-494
- 4) 柴田徹(1975): "総括；飽和土の強度増加率  $C_u/p$  について," 一軸および三軸圧縮試験法とその応用, 第20回土質工学シンポジウム, pp. 129-138
- 5) Ladd, C. C. and Foott, R. (1974): "New design procedure for stability of soft clays," Proc. ASCE, Vol. 100, GT7, pp. 763-786
- 6) Ohta, H., Nishihara, A. and Morita, Y. (1985): "Undrained stability of Ko-consolidated clays," Proc. 11th ICSMFE, Vol. 2, pp. 613-616
- 7) Nishihara, A. and Ohta, H. (1988): "Undrained bearing capacity of anisotropically consolidated clay," Proc. 6th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, pp. 675-682
- 8) Ohta, H. and Sekiguchi, H. (1977): "Induced anisotropy and time dependency in clay," Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, Specialty Session 9, pp. 229-238
- 9) 柴田徹(1967): "粘土のベーンせん断強度に関する研究," 土木学会論文報告集, 第138号, pp. 39-48
- 10) Torstensson, B. A. (1977): "Time-dependent effects in the field vane test," Proc. Int. Symp. on Soft Clay, Bangkok, pp. 287-397