

泥炭地におけるベーン試験の方法と結果の利用についてのレビュー

Review of Insitu Vane Test on Peat Bogs

能 登 繁 幸*

北海道に広く分布する比較的分解度の低い繊維質泥炭に対するベーン試験は、幅5.5 cm × 高さ 11 cm のベーンを用い1.0 deg/sの回転速度による方法が標準となっており、設計に用いる泥炭のせん断強さはベーンせん断強さの1/2とすることになっている。本文は、これらベーン試験の標準方法や結果の利用方法を決定するにいたった経緯を、現在までに発表された報告文などをもとにレビューしている。

《安定解析；異方性；高有機質土；サウンディング；せん断強さ；ベーンせん断試験》

1. ま え が き

泥炭地盤上に盛土を行うと大きな沈下が生じ、ときには破壊にいたることもあるが、これらの安定計算を行うために、泥炭のせん断強さを決定する必要がある。一般に土のせん断強さは、土をサンプリングしこれを成形した供試体に対してせん断試験を行って求めることが多いが、きわめて高含水で圧縮性に富み、繊維質な有機物質からなっている泥炭の場合には、それぞれの作業過程に種々の問題を生ずることが多い。すなわち、泥炭のサンプリングでは、シンウォールチューブの挿入に際して、繊維質部分が切断されずにチューブによって圧縮されたり、チューブの挿入・引上げ時に脱水を生じたりして乱さない試料の採取がむずかしい。また、これらの採取試料の成形も極力乱れを避けるために注意深くカミソリで繊維質部分を削り取るなどの作業が必要であるし、せん断試験中には大量の間げき水が絞りだされたり、応力～ひずみ曲線でピークを生じないなど、試験結果の解釈と適用に疑問な点が多い。さらに、泥炭地盤は一般に不均質であり、わずかばかりのサンプリング試料によるせん断試験結果をもとに、その調査地域を代表させる値を決めるのも大きな疑問である。したがって、泥炭の場合には、サンプリング試料を用いる室内せん断試験によってせん断強さを求める方法をとらないで、直接的で信頼性の高い原位置試験すなわちサウンディングの結果を用いて、安定計算に供するせん断強さを推定する方法をとることが多い。

泥炭地盤用のサウンディングとしては、泥炭地用に工夫改良された試験機による静的コーン貫入試験（通称、WP-20型コーン）や軟弱粘土地盤の調査に用いられているオランダ式二重管コーン貫入試験（通称、ダッチコーン）およびベーン試験がある。これらのサウンディングの方法については、ダッチコーンの場合は「土質工学会基準案」に詳細に定められているし、WP-20型コーンの場合もほぼこれに準じた方法で問題はないが、ベーン試験の場合には、ベーンの寸法やベーン回転速度の試験結果に及ぼす影響などの問題が十分検討されていないためか、いまだ学会基準案が定まっていない。当研究室では昭和30年頃にベーン試験機を導入して以来、泥炭地を対象としたベーン試験の方法や利用の仕方について検討を重ね、現在では、標準的なベーン試験の方法や利用方法を定め実用に供している。

ここでは、とくに問題の多い比較的分解度の低い繊維質泥炭を対象としたベーン試験の適用性について検討することとし、まず、ベーンの寸法や回転速度が試験結果に及ぼす影響について考察し、これらの結果をもとに泥炭地におけるベーン試験の標準的な方法を提案するにいたった経緯をたどることとする。次に、現在までに得られたデータをもとに、他の土質工学的性質とベーン試験結果との相関について紹介する。

最後に、泥炭地における盛土工事の際に泥炭地盤がすべり破壊を起こした事例についての調査解析結果をもとにして、泥炭地における盛土の設計に際して採用すべき泥炭地盤のせん断強さを、ベーン試験の結果から決定する方法についてレビューする。

*土質研究室副室長

2. 泥炭地におけるベーン試験の方法

2-1 ベーン試験結果についての基本的な考え方

ベーン試験で測定されるトルクの最大値 M は、ベーン側面とベーン両端面におけるモーメント M_s , M_e に分離される。

$$M = M_s + 2M_e$$

M_s は地盤の鉛直面上のせん断応力を τ_v とすると次式で表わされる。

$$M_s = \pi D^2 H \tau_v$$

M_e は地盤の水平面上のせん断応力を τ_H とすると、端面の応力分布に応じて次式で表わされる。

① 長方形分布と仮定した場合 (図-1 の a) 参照)

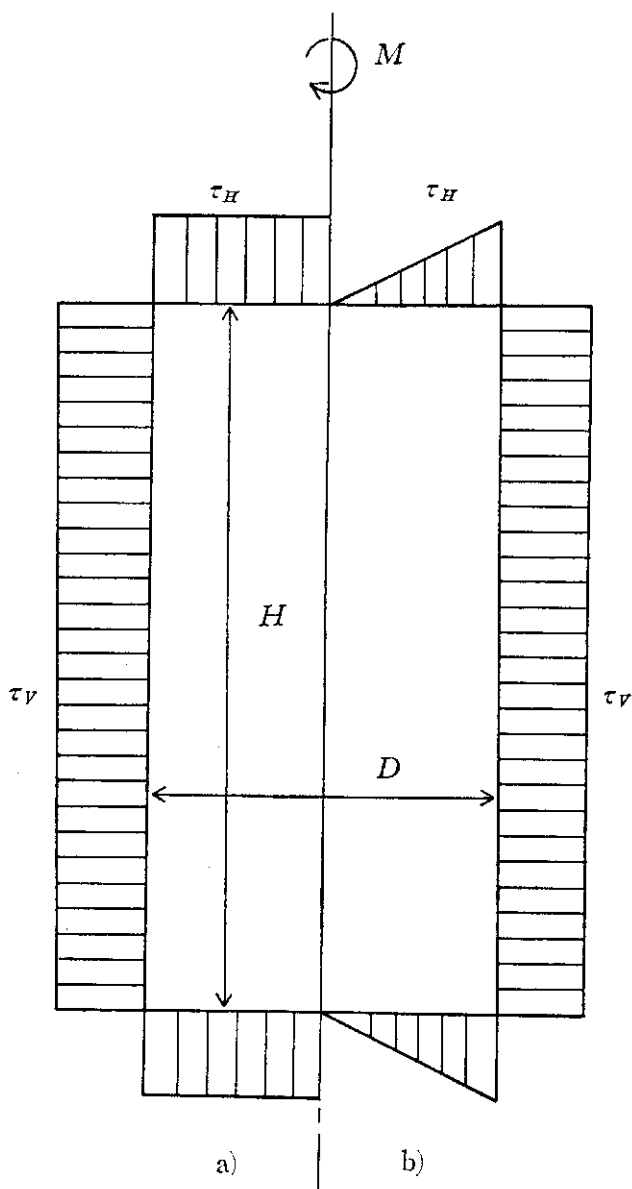


図-1 ベーンせん断応力の分布

$$\begin{aligned} M_e &= \iint \tau_H r^2 d\theta dr \\ &= \tau_H \int_0^{D/2} r^2 dr \int_0^{2\pi} d\theta \\ &= \frac{\pi}{12} D^3 \tau_H \end{aligned}$$

② 三角形分布と仮定した場合 (図-1 の b) 参照)

$$\begin{aligned} M_e &= \frac{2\tau_H}{D} \int_0^{D/2} r^3 dr \int_0^{2\pi} d\theta \\ &= \frac{\pi}{16} D^3 \tau_H \end{aligned}$$

ここに D , H は、ベーンの幅および高さである。したがって、一般に M と τ_v , τ_H は次式で表わされる。

$$M = \frac{\pi}{2} D^3 (m \tau_v + \alpha \tau_H) \quad (1)$$

ここに、 $m = H/D$

α : ベーン端面の応力分布によって決まる係数 (① のとき $1/3$, ② のとき $1/4$)

(1) 式では、1つのトルク最大値 M が得られても τ_v , τ_H を分離して求めることはできない。便宜的に $\tau_v = \tau_H = \tau$ とした場合と分離した τ_v とを比較すると次のとおりである。式中、 R は τ_v/τ_H でせん断応力の方向比を表わしている。

$$\begin{aligned} M &= \frac{\pi}{2} D^3 (m + \alpha) \tau \\ \therefore \tau &= \frac{2M}{\pi D^3 (m + \alpha)} \quad (2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= \frac{\pi}{2} D^3 \left(m + \frac{\alpha}{R} \right) \tau_v \\ \therefore \tau_v &= \frac{2M}{\pi D^3 \left(m + \frac{\alpha}{R} \right)} \quad (3) \end{aligned}$$

両者の比をとると

$$\frac{\tau_v}{\tau} = \frac{m + \alpha}{m + \frac{\alpha}{R}}$$

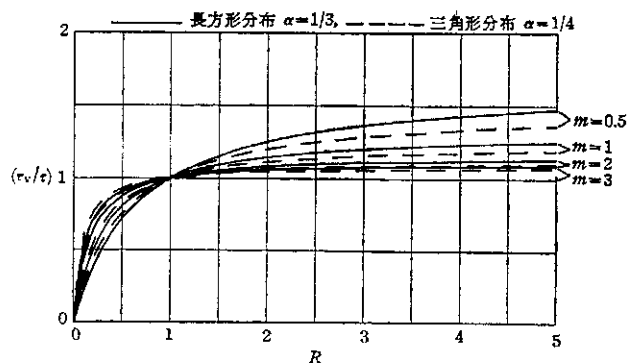
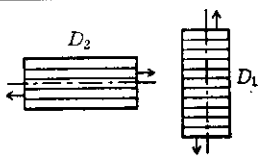
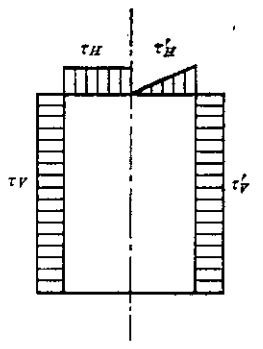


図-2 m , α , R と τ_v/τ の関係

表-1 泥炭のせん断強さの異方性

直接せん断試験	北村 泥炭 ¹⁾	D_1/D_2	1.76	
	幌向 " ¹⁾	"	1.76	
	石狩 " ²⁾	"	2.50	
ベーン試験	北村 " ²⁾	τ_v/τ_H	1.91	
	" " ²⁾	τ'_v/τ'_H	1.56	
	雁来 " ²⁾	τ_v/τ_H	1.91	
	" " ²⁾	τ'_v/τ'_H	1.56	
	幌向 "	τ_v/τ_H	1.35	
	" "	τ'_v/τ'_H	1.00	
	月形 "	τ_v/τ_H	1.30	
	" "	τ'_v/τ'_H	1.18	

注) τ_v , τ_H はベーン寸法比 m を変えた 3 種類のベーンを用いて, (1) 式から求めた。

となり, m , α , R の値に応じて 図-2 に示す値となる。
表-1 は, 泥炭地盤におけるせん断強さの異方性を調査した結果^{1), 2)} であり, 同一個所でも異方性の程度が異なり, 地域別にも異なっていて $R=1.0\sim 2.5$ の範囲となっている。この範囲における τ_v/τ の値は, 図-2 に示すように $m=2$ とすると 1.05 程度となるが, 泥炭の不均一程度を調査した結果³⁾ によれば, 同一地盤内でダッチコーンによるコーン支持力 qc の変動係数が約 41% であったことを考えあわせると, この程度の τ_v と τ の差は無視しうるものであり, $\tau_v=\tau$ とみなしてさしつかえないものと思われる。

一方, ベーン端面のせん断応力分布を長方形とするか三角形とするかで計算結果が異なるが, ここで両者を比較してみると次のとおりである。

$R=2$ ^{1), 2), 4)} とし, それぞれの分布形状に対応するせん断応力に u , t のサフィックスをつけると,

$$\textcircled{1} \text{ 長方形分布のとき } M = \frac{\pi}{2} D^3 \left(m + \frac{1}{6} \right) \tau_u$$

$$\textcircled{2} \text{ 三角形分布のとき } M = \frac{\pi}{2} D^3 \left(m + \frac{1}{8} \right) \tau_t$$

と表わされ, 両者の比をとると

$$\frac{\tau_u}{\tau_t} = \frac{m+1/8}{m+1/6}$$

一般に, ベーンの寸法は $m=2$ とするから,

$$\frac{\tau_u}{\tau_t} = 0.98$$

となり, 長方形分布と三角形分布, いずれに仮定しても

計算結果はほとんど等しいとみなすことができる。

以上のことから, $R=2$ 程度の泥炭に対して $m=2$ のベーンを用いたときのベーンせん断強さの計算に際しては, (2) 式で $\alpha=1/3$ とした τ を求めるとそれが鉛直面でのベーンせん断強さ τ_v に等しいとみなすことができる。

2-2 ベーン回転時の抵抗値

当研究室が使用しているベーン試験機は, 図-3 に示す準ストレインコントロール型レバー式のもので, 表-2 に

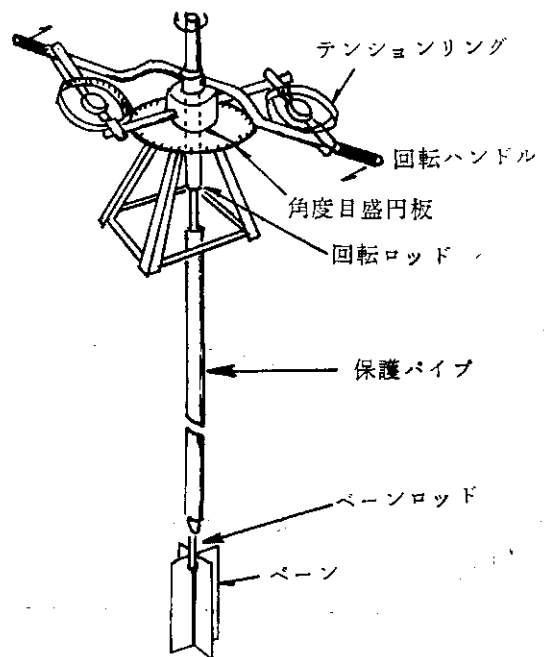


図-3 準ストレインコントロール型レバー式ベーン試験機 (二重管式)

示す仕様となっており、ボーリング併用のときや分解度の低い繊維質の泥炭の場合は単管で試験するが、分解が進んでいてロット周辺摩擦が問題となるような泥炭に対しては二重管で試験することとしている。

このような試験機を使用して泥炭地においてベーン試験を実施すると、図-4に一例を示すようなベーン回転角～ベーンせん断抵抗曲線が得られるが、通常の粘土地盤に対する同曲線がほぼなめらかで、かつピーク値を示すことが多いのに対して、泥炭の場合には各回転角ごとに抵抗値が変動して折線状をなし、急激に抵抗値が高くなったり低くなったりする例が多くみられる。これらの抵抗値の挙動は、泥炭中の繊維質部分がベーンの回転に伴って次々と抵抗しては順次切断されたり、切れずに弾性的に元にもどるためと思われるし、異常に大きな抵抗値の出現は、泥炭の構成植物であるヨシの地下茎やスゲの茎などの比較的大きな繊維質部分にベーンが遭遇することによるものと想像される。Helenelund の報告⁵⁾でも、繊維質泥炭にベーン試験を適用した場合、ベーンの刃先に沿って泥炭がせん断されずに単に外方に折れ曲がり、ベーン刃先の通過後にある程度元にもどることが確認されたことから、ベーン試験における最大抵抗値は必ずしも泥炭のせん断強さの信頼できる値を与えるもの

表-2 ベーン試験機仕様

最大回転力	2,500 kgf・cm
ブルーピングリング	容量 50 kgf 2 個
回転円板目盛	0~360° 最小 1°
ベーン寸法	$D=55\text{ mm}$, $H=110\text{ mm}$
ベーンロッド (内管)	$\phi 16\text{ mm}$, $l=1\text{ m}$
ベーン材質	ステンレス
回転ロッド	$\phi 40.5\text{ mm}$, $l=1\text{ m}$
保護パイプ (外管)	$\phi 40.5\text{ mm}$, $l=1\text{ m}$

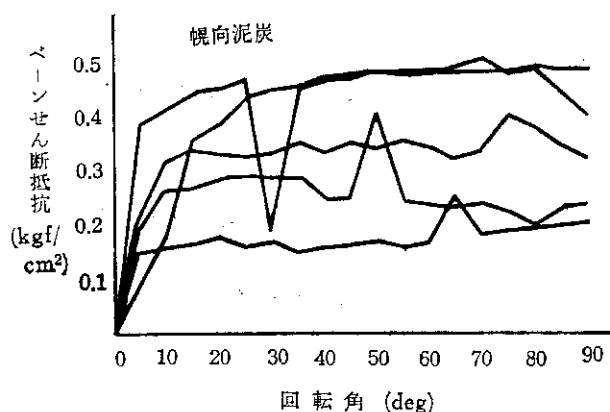


図-4 泥炭地におけるベーンの回転と抵抗値

ではないとしている。

以上のように、繊維質泥炭の場合には単に最大抵抗値をベーンせん断強さとして泥炭のせん断強さに換算することは危険であり、回転角と抵抗値の関係を全体的に眺めて異常値を除き、代表値を決定することが肝要である。

さらに、繊維質泥炭は外力によって容易に脱水・圧縮されやすく、実際のベーンによるせん断試験時には、図-5に示すように、ベーンの前面は回転の初期に圧縮され、ベーンの背後は真空状態となって図の矢印のように脱水現象を呈していると想像されるし、ベーンせん断面の長さは理論よりも短かいのが実態であろうと思われる。この結果、ベーンせん断強さは実際の泥炭のせん断強さよりも大きく評価されることになるが、圧縮・脱水の程度や実際のベーンせん断面の長さは不明であり、得られた値を修正するのはむずかしい。したがって、後述のように試験によって得られるベーンせん断強さを単なる工学的指数として取扱うのが妥当な判断であると思われる。

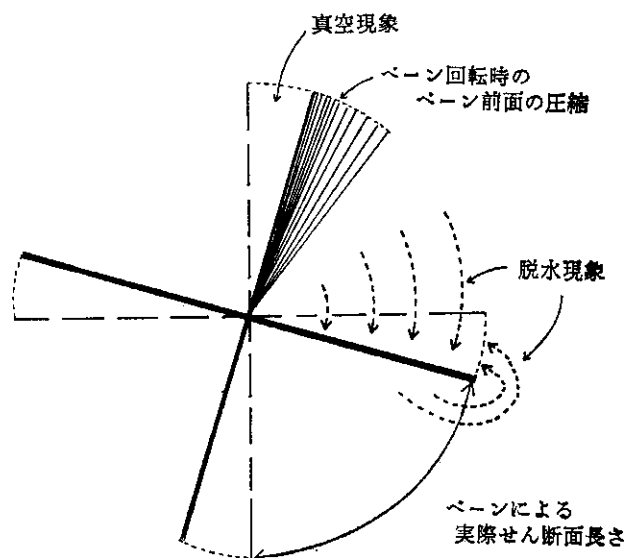


図-5 繊維質泥炭におけるベーン回転時の状況

2-3 ベーン寸法とベーンせん断強さ

粘土の場合には、ベーンの寸法が変わってもベーン試験結果にはほとんど影響を及ぼさないが、泥炭の場合にはベーン寸法が変わると測定値が異なることが確かめられている^{3), 6), 7)}。図-6、表-3、4は、泥炭地においてベーン幅が異なる場合のベーンせん断強さについて調査した結果を示すものであるが、これらの図表によれば、ベーン幅が大きいほどベーンせん断強さが小さく測定され、分散の程度も小さいことがわかり、これらの結果だけを見るとベーン幅は大きいほどよいといえる。Northwood⁸⁾や Radforth⁹⁾も同様の調査結果に基づき、 $D/H=2$

で幅 10 cm もしくは 4 in (約 10.16 cm) のベーンの使用を提案している。しかしながら、繊維質泥炭の場合には経験上、幅 10 cm のベーンでは地盤への押し込みやベーンの回転にかなりの力を必要とし、操作上も不便なことが多い。このため、北海道では昭和 30 年頃に導入したベーン試験機がたまたまベーン幅 5.5 cm で、泥炭地に適用しても作業が比較的容易で操作しやすいことから、そ

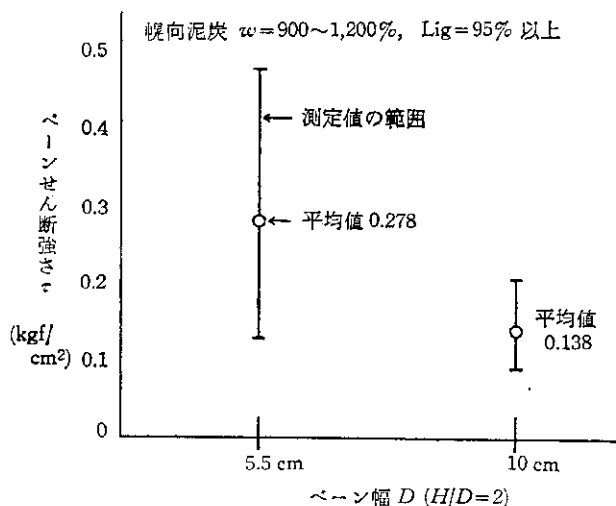


図-6 ベーン寸法とベーンせん断強さ

表-3 ベーン幅とベーンせん断強さの比

項目 人名など	ベーン幅 (cm)	ベーンせん 断強さの比	備 考
MacFarlane ⁶⁾ (1967)	5.08	4~5	$H/D=2.0$ 0.1 deg/s の 回転速度
	7.11	2	
	10.16	1	
Tessier ⁶⁾ (1967)	5.59	1.44	$H/D=2.0$ 1.0 deg/s の 回転速度
	6.61	1.20	
	7.62	1	
土木試験所 (1973)	5.5	2	$H/D=2.0$ 1.0 deg/s の 回転速度
	10.0	1	

表-4 ベーン幅とベーンせん断強さの分散

項目 人名など	ベーン幅 (cm)	偏 差	備 考
真 井 ²⁾ 北 郷 (1957)	8.0	0.067	$H/D=2.0$ *標準偏差
	10.0	0.059	
	12.0	0.056	
土木試験所 (1973)	5.5	0.105*	$H/D=2.0$ *標準偏差
	10.0	0.033*	

の後これを標準として使用している。なお、カナダ泥炭地でもベーン幅 2.2 in (約 5.6 cm) のベーン試験の実績がある⁶⁾。

2-4 ベーン回転速度とベーンせん断強さ

ベーン回転速度を変えたときのベーンせん断強さに関する粘土に対する試験では、結果の一例を図-7に示すとおり¹⁰⁾、回転速度が大きくなるほどベーンせん断強さも大きく得られ、2.4 deg/s における値は 0.017 deg/s の値の約 2 倍にもなっている。Skempton の実験では、0.15~0.5 deg/s の回転速度によるベーンせん断強さが一軸圧縮試験から求めたせん断強さと一致しているしスウェーデンにおける基礎的実験の結果によれば、0.1 deg/s 以下の回転速度で得られる値に変化はないとみられるがこれ以上になると明らかに抵抗の増加が認められることなどを根拠として、わが国では 0.1 deg/s の回転速度を標準としている¹²⁾。本来、現場における実際のせん断破壊速度に近似した回転速度を標準とすべきであろうが、実際の破壊速度の測定例もなく、また各破壊例ごとに千差万別であろうから、「土質調査法」に述べるようにに最

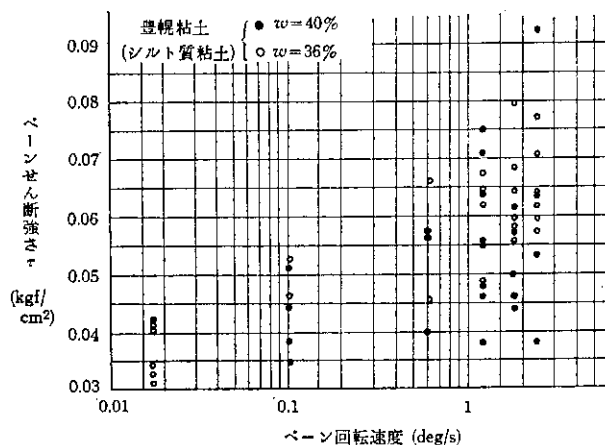


図-7 粘土のベーン回転速度とベーンせん断強さ

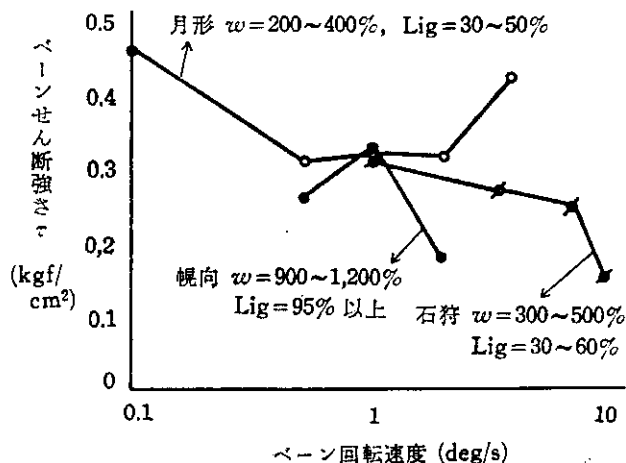


図-8 泥炭のベーン回転速度とベーンせん断強さ

小のベーンせん断強さを与える回転速度を標準とするのも便法であろう。

泥炭の場合には、高含水で圧縮性に富んでいるため、低速でベーンを回転させるとベーン周辺の泥炭が排水を伴って圧縮され、これが見かけの強度増加をもたらすことが考えられる。一方、高速で回転させると泥炭の引張抵抗に帰因した強度増加や泥炭繊維相互間の粘性抵抗や摩擦抵抗に基づく強度増加を示すことが予想される。また、これらの傾向は泥炭の有機物含有量や分解度によっても変わるものと思われる。

図-8は2・3の現場で回転速度を変えて試験したベーンせん断強さの変化を示す。得られた値が泥炭の不均一さに帰因する単なる測定値のバラツキの範囲であるかも知れないことを懸念して、それぞれ数個ずつの測定値に対して統計的に有意差の検定を行っており、月形泥炭の回転速度0.5~2.0 deg/sの値を除き、それぞれ危険率5%で有意と判定されている。同図によれば、わずかばかりのデータから確定的な判断はできないが、0.1 deg/sの回転速度で最小のベーンせん断強さを示さないようであるし、むしろ回転速度が大きくなると値が小さく測定される傾向もある。Northwood⁸⁾の泥炭に対する同様の試験でも、0.01~10 deg/sの範囲でほとんど測定値に変化がないか、速度が大きいくほどいくぶん小さく測定されるという傾向を示している。さらに著者らの経験では、泥炭地においてレバー方式の試験機で0.1 deg/s以下の回転速度を一定に保つことはおよそ困難であり、比較的ムラのない回転速度にできるのは0.5 deg/s以上であった。

以上のことを考慮して、後述のように泥炭のベーンせん断強さを工学的指数として取扱い、実用設計に用いるせん断強さを決定する際にある係数をもって換算する限りにおいては、できるだけ大きな回転速度を採用するのが操作上も作業の能率性からも有用であろうとの判断から、泥炭の場合、1.0 deg/s程度を標準の回転速度とすることは妥当であろう。

2-5 泥炭地におけるベーン試験の標準的仕様

以上のような考察と現在までに得られている多量のベーン試験データを将来とも有効に活用するため、泥炭地におけるベーン試験の標準方法は次のとおりである。すなわち、ベーンの寸法は幅5.5 cm、高さ11 cmとし、ボーリング孔を利用するときは単管式、そうでないときは二重管の準ストレインコントロール型試験機を用い、ギア巻きとり式、レバー式を問わず1.0 deg/sの回転速度で試験する¹³⁾。ベーンせん断強さの決定に際しては、単に最大抵抗値から求めるのではなく、回転角と抵抗値の関

係を全体的に眺めて異常値を除いて決めるものとし、次式で得られる見かけのベーンせん断強さ τ が泥炭の鉛直面上のベーンせん断強さ τ_p に等しいものとする。

$$\tau = \frac{M}{610} (\text{kgf/cm}^2) \dots\dots\dots (4)$$

3. 他の土質工学的常数とベーンせん断強さとの関係

3-1 物理的常数とベーンせん断強さ

自然状態の泥炭の工学的性質は、一般の沖積粘土層にしばしば認められるような深さ方向の強度増加や密度・含水比などの変化はほとんど見られず、主成分である有機物質と水分の多少に支配されるようである。たとえば泥炭の比重や密度、自然間げき比、圧縮指数などは自然含水比や強熱減量と十分な相関を有していることが確かめられている^{14),15)}。ベーンせん断強さも同様に泥炭の物理的常数との間になんらかの相関があるものと予想して、現在までに得られたデータをもとに検討を進めた結果、密度(ρ_d あるいは ρ_i)との関係では判然とした相関性はなかった。自然含水比 w とベーンせん断強さ τ との関係では図-9に示すように、含水比が高くなるほど強さも小さくなる傾向にはあるが、バラツキが大きく判

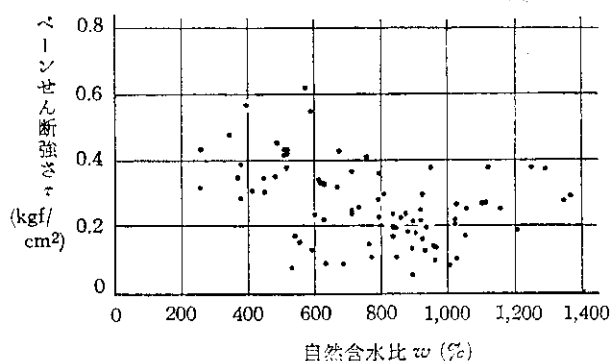


図-9 自然含水比とベーンせん断強さ

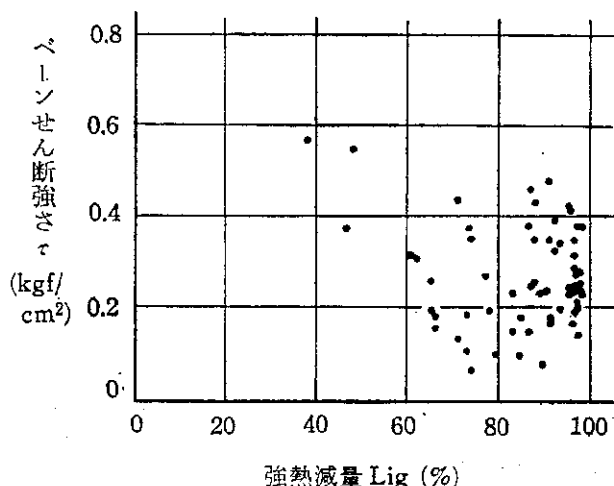


図-10 強熱減量とベーンせん断強さ

然としていない。また、自然状態の泥炭では、自然含水比 w と有機物含有量を表す強熱減量 Lig との間におおよそ $w=10 Lig$ なる関係がある¹⁴⁾ ことから、図-10に示すように、強熱減量の増加に伴いベーンせん断強さが小さくなる傾向もあるようではあるが、強熱減量が90%を越えると、繊維質部分の引張抵抗が発揮されることがあるためか、値のバラツキが大きくなるようである。Anderson らや MacFarlane⁶⁾ も同様の検討で同じような傾向を見だしているが、中には逆の傾向を示す報告もあり、結論をだすにはいたっていない。

3-2 他の強度常数とベーンせん断強さ

他の強度常数とベーンせん断強さとの関係を把握するために、他の強度試験とベーン試験とが比較的近い位置(約50 cm~2.0 m)で実施された調査結果を抽出し、ほぼ同じ深さの値を比較することとした。ベーンと他の器具の形状の違いによる試験時の地盤の乱れや試験速度の相異、必ずしも同一ポイントではないことによる泥炭の工学的性質の差、破壊機構の相異および個人誤差の介入などの理由により、強度常数相互の厳密な相関関係はないことが想像されるが、著者らが得た他の強度常数とベーンせん断強さとの関係式ならびにすでに報告されているそれらもあわせて以下に示す。

① コーン支持力とベーンせん断強さ (図-11 参照)

$$\tau = 0.106 q_{cw} + 0.02 \quad (N=547, r=0.77)^{16)}$$

$$\tau = 0.13 q_{cw}$$

$$\tau = 0.094 q_{cw} \quad (N=422)$$

$$\tau = 0.06 q_{CD} + 0.08^{17)}$$

$$\tau = 0.084 q_{CD} \quad (N=422)$$

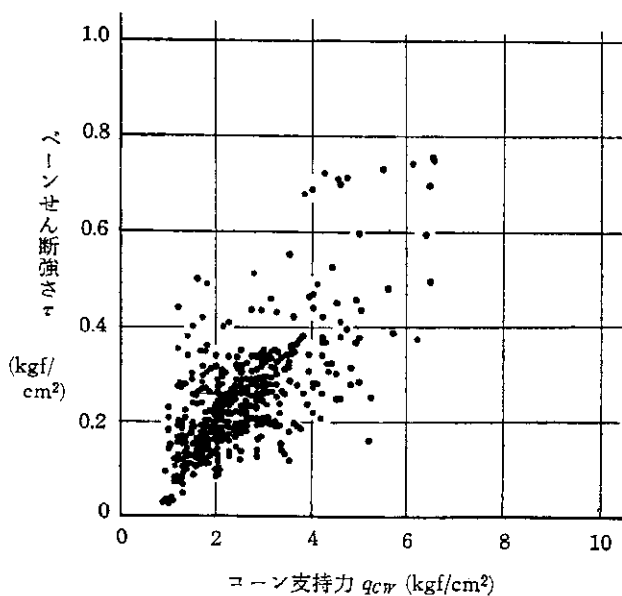
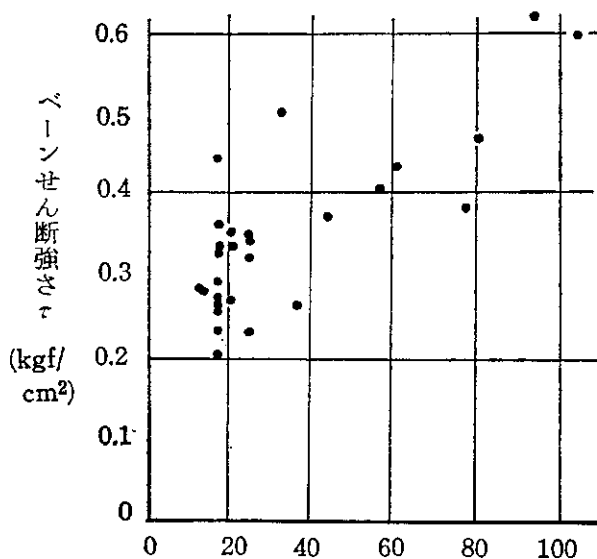


図-11 コーン支持力とベーンせん断強さの関係

ここに q_{cw} はコーン断面積 10 cm^2 、コーン先端角 30° の二重管静的コーン貫入試験機 (WP-20 型) によるコーン支持力であり、 q_{CD} はオランダ式二重管コーン貫入試験機 (ダッチコーン) によるコーン支持力である。

上記のようにいくつかの関係式が報告されているが、泥炭の不均一性や測定計器の精度、野外作業に伴うもろもろの誤差の介入による値の分散の程度を勘案すると、それぞれ下記の式で代表させてもよいと思われる。

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \frac{1}{10} q_{cw} \\ \tau &= \frac{1}{12} q_{CD} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$



荷重 15 kgf での 1 m あたり半回転数 N_{5W}^{15} (回)

図-12 スウェーデン式サウンディング結果とベーンせん断強さの関係

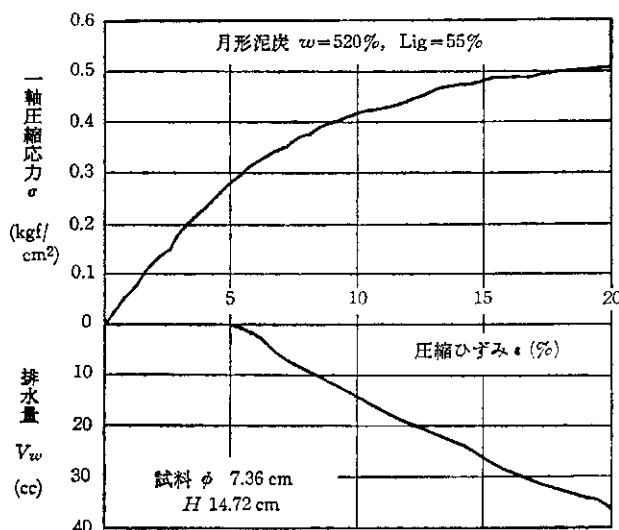


図-13 泥炭の一軸圧縮試験の例

② スウェーデン式サウンディング結果とベーンせん断強さ (図-12 参照)¹⁸⁾

$$\tau = 0.004 N_{sw}^{1/2} + 0.15$$

ここに N_{sw} は、スウェーデン式サウンディングによる荷重 15 kgf での 1 m あたり半回転数である。

スウェーデン式サウンディングは、泥炭のようにきわめて軟弱で工学的性質の不均一性が大きい地盤に対して適切な調査手段とは考えられないが、泥炭層の下方に堆積する粘土層や火山灰層の調査もあわせて行う場合には有効かも知れない。

③ 一軸圧縮強さとベーンせん断強さ

泥炭の一軸圧縮試験は、サンプリング時の試料の乱れや試料成形の困難さに加えて、図-13 に示すように試験中に多量の排水を伴い、ひずみが 15% を越えてもほとんど目に見える破壊現象を生じないなど問題が多い。ちなみに、現在までに得た泥炭の一軸圧縮試験における応力～ひずみ曲線で、ひずみ 15% 未満に応力のピーク値を示すものは、自然含水比が 300% 未満の場合には 60 例中 50 例であるが、自然含水比が 300% 以上では 61 例中わずかに 2 例のみであった。このように問題が多いながらも、15% ひずみに対応する応力を一軸圧縮強さ q_u としてベーンせん断強さ τ との関係を求めると $\tau = 0.77 \sim 1.17 q_u$ となる。大平¹⁹⁾ は、20% ひずみに対応する応力を q_u として τ との関係を検討しているが、両者をプロットした図から判断して、おおよそ $\tau = 0.3 \sim 1.5 q_u$ となり、あまり顕著な関係はないと報告している。

4. ベーン試験による泥炭のせん断強さの決定

ベーン試験結果を用いて実用設計に供する泥炭のせん断強さを決定するに際しては、泥炭のせん断強さそれ自体の意味や、ベーン試験におけるせん断機構がいまだ十分明らかにされていないところから、単に、ベーンせん断強さを工学的指数として取扱い、実際の盛土破壊例と対比させ、一般的な安定解析法を適用する場合の修正あるいは換算方法を求めておくことが考えられる。

表-5 は、北海道の泥炭地における盛土工事例^{20), 21)}のうちすべり破壊を起こした箇所について、それぞれの現場における限界平衡状態 ($F_s = 1$) を想定して逆算したせん断強さと、ベーン試験によるベーンせん断強さまたはコーン支持力から (5) 式を用いて推定したベーンせん断強さとを対比したものである。なお、図-14 にほぼ同一地点における数回のベーン試験の結果²²⁾を幅で示しているように、泥炭地におけるベーンせん断強さはバラツキが大きいことが多いので、検討に際しては仮想すべり円内の値の平均値を用いている。

図-15 は、盛土荷重による泥炭地盤の破壊の一例を示す。同図からもわかるように、実際に泥炭地盤がすべり破壊を起こすときにはサンドマットまたは盛土の一部が原地盤面以下に沈下し、実盛土の断面形状は計算しやす

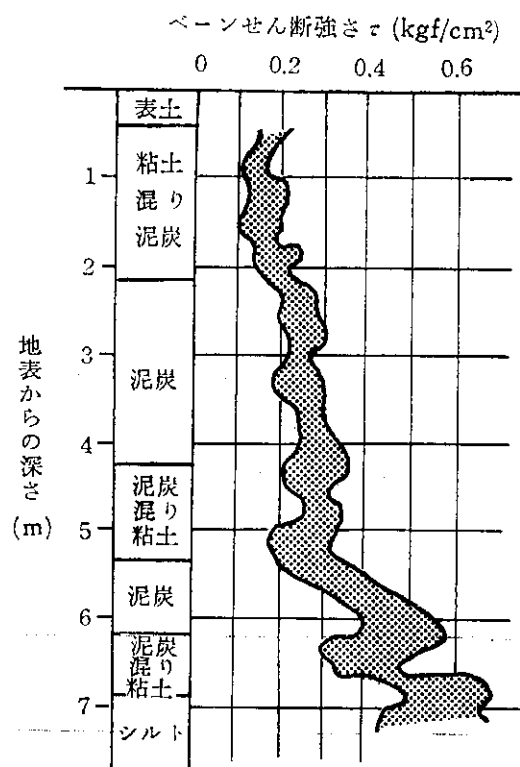


図-14 ほぼ同一地点におけるベーンせん断強さの範囲 (豊幌泥炭地)

表-5 泥炭地における盛土破壊例

No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
安定係数 n	5.8	7.3	6.9	5.6	5.6	6.1	5.9	6.8	5.7	7.8	5.5	5.6	5.7	6.9	8.4	5.9	6.4	6.3
盛土荷重 P (tf/m ²)	7.3	7.2	8.4	5.0	5.2	6.9	5.4	13.0	3.9	20.7	6.1	3.2	9.5	7.9	26.0	4.8	9.2	11.8
$F_s=1$ として逆算した せん断強さ τ_f (tf/m ²)	1.26	0.99	1.22	0.89	0.93	1.13	0.92	1.97	0.68	2.65	1.11	0.57	1.67	1.14	3.10	0.81	1.44	1.87
ベーンせん断強さ τ (tf/m ²)	1.58	1.67	2.00	0.92	0.75	1.83	1.33	2.67	1.1	3.7	1.42	1.2	2.92	2.0	3.67	1.4	1.5	1.92
換算係数 τ_f/τ	0.80	0.59	0.61	0.97	1.24	0.62	0.69	0.74	0.62	0.72	0.78	0.48	0.57	0.57	0.84	0.58	0.96	0.97

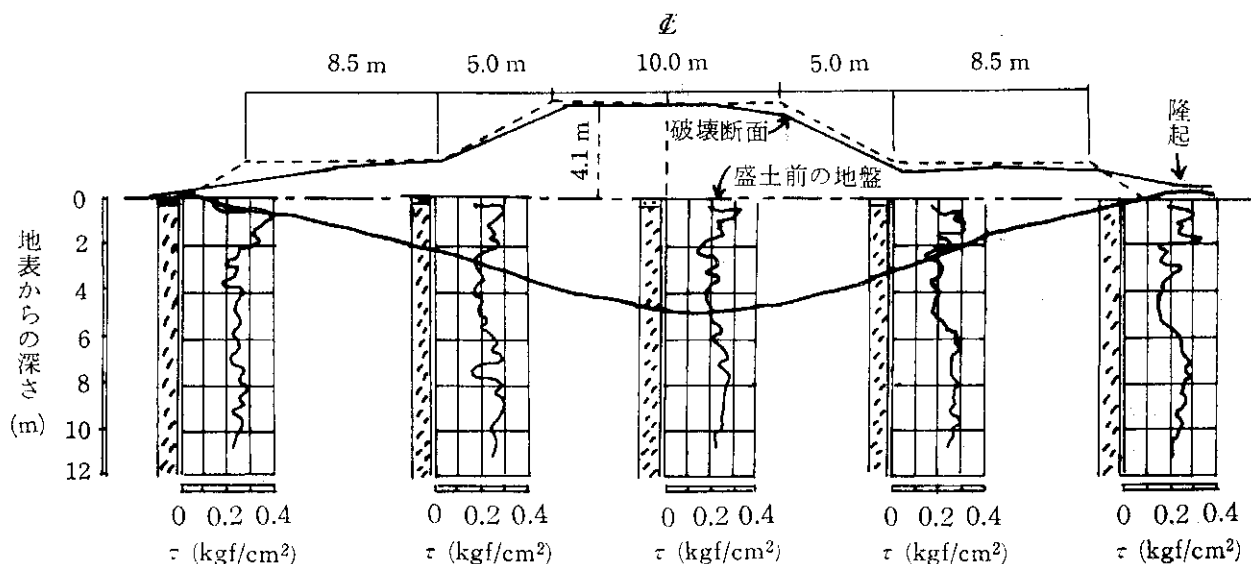


図-15 泥炭地盤上の盛土破壊の一例

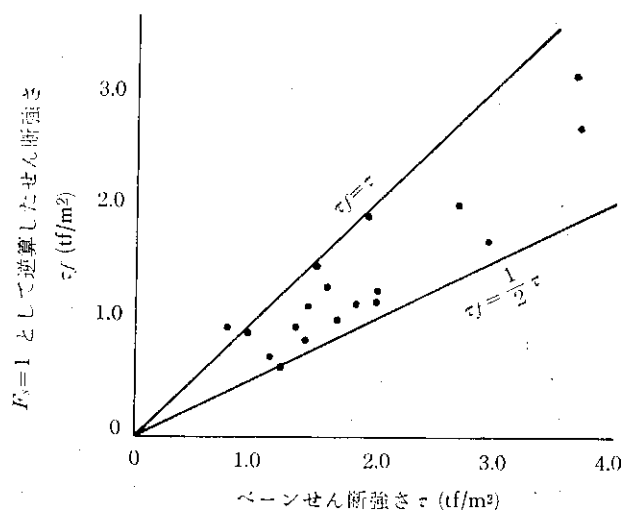


図-16 τ と τ_f の関係

い台形となっていないが、表-5における検討では沈下量を含めた実盛土高さを有する台形盛土が原地盤上に瞬時に載荷されたものとして計算している。また、泥炭地における盛土破壊例に関する調査結果では、盛土内にきれつを生じていることが多いことから、すべり破壊時には盛土材のせん断抵抗はないものとし、したがって、盛土内のすべり面も考えていない。さらに、同表に示す事例については、盛土速度や施工機械の重量、施工時の振動などの影響が含まれているものと考えられる。したがって、同表の各値はこれらの条件に対応し、また、これらの影響を含んだものとして取扱われるべきである。

表-5の τ と τ_f とを対比すると図-16に示すとおりである。これらの図表によれば、 (τ_f/τ) は0.48~1.24の範囲ではば0.5~1.0の範囲内にあり、平均値は約0.74と計算される。しかし、通常のデータと違って破壊後の修復作

業の困難さや費用を考慮すると、平均値よりは (τ_f/τ) の下限値を採用するのが妥当であろうと判断される。すなわち、解析・設計に用いるべき泥炭のせん断強度 C をベーン試験結果に基づいて決定する場合には、次式を用いることによって十分対応できるものと考えられる。

$$C = \frac{1}{2} \tau \dots \dots \dots (6)$$

このような結果は、先に提示した報告²³⁾ともほとんど一致しており、泥炭の工学的特性値のパラッキ程度や、種々の現場施工条件の不確実さを前提として(6)式を用いたすべり破壊に対する安全率 $F_s=1.2$ 以上が得られた対合には、通常の盛土速度で適切な施工機械による施工方法をとる限り、盛土の安定性は十分であるものと結論される。

5. あとがき

泥炭、とくに比較的分解度の低い繊維質泥炭に対するベーン試験の方法と結果の利用方法に関するレビューを行った。

北海道では昭和30年頃にベーン試験機が導入され、その当時、十分な精度の泥炭地用サウンディング機具がなかったことから、比較的頻繁に使われていたようであるが、オランダ式二重管コーン貫入試験機が導入されて以来、次第にベーン試験機の使用頻度は減ってきている。ベーン試験は、ベーン寸法と地盤の乱れの範囲からせいぜい50 cm間隔でしか試験ができず、泥炭のように不均質な地盤で、なるべく連続したデータがほしい場合にはやや不十分な試験であり、コーン貫入試験が操作も容易で便利であるという理由によるものであろう。

現在、土質工学会「原位置ベーン試験方法基準化委員

会」では、ベーン試験の位置づけと普及化をはかり、主として軟弱粘土を対象としたベーン試験方法と適用範囲の基準化作業を行っているところであり、本報告もその一助となれば幸いである。

参 考 文 献

- 1) 真井耕象；石狩地域泥炭地盤の安定性について，北海道大学工学部彙報，第6号，昭和27年。
- 2) 真井・北郷；Vane Testerによる泥炭のセン断試験，北海道大学工学部研究報告，第16号，昭和32年。
- 3) 佐々木・能登；泥炭地盤の工学的性質の均一性に関する一考察（第2報），土木学会第30回年次学術講演概要集，第3部，1975. 10.
- 4) 大平至徳；北海道における泥炭地の試験方法ならびに調査方法に関する工学的研究，1961. 9.
- 5) K. V. Helenelund；Vane Tests and Tension Tests on Fibrous Peat, Proc. Geotech. Conf., Vol. 1, pp. 199-203, Oslo, 1967.
- 6) I. C. MacFarlane；Muskeg Engineering Handbook, the Muskeg Subcommittee of the NRC, 1969.
- 7) G. Aas；A Study of the Effect of Vane Shape and Rate of Strain on the Measured Values of In-situ Shear Strength of Clays, Proc. Geotech. Conf., Oslo, 1967.
- 8) R. P. Northwood and D. A. Sangrey；The Vane Test in Organic Soils, Canadian Geotech. Journal, Vol. 8, No. 69, 1971.
- 9) J. R. Radforth；Preliminary Engineering Investigation, Muskeg Engineering Handbook, NRC, 1969.
- 10) 谷口・後藤；ベーン試験について，第4回北海道開発局技術研究発表会論文集，1961. 2.
- 11) J. O. Osterberg；Symposium on In-place Shear Testing of Soil by the Vane Method, ASTM Special Tech. Pub., No. 193, 1956.
- 12) 土質工学会；土質調査法，pp. 243, 1972.
- 13) 北海道開発局；測量調査仕様書，昭和56年度版。
- 14) 宮川 勇；泥炭地の土質工学的調査研究（第3報），土木試験所報告第20号，1958. 12.
- 15) 佐々木・木元・能登；泥炭の工学的性質の特異性に関する考察，土質工学会有機質土に関するシンポジウム，1977. 11.
- 16) 大平至徳；泥炭地における既存道路の調査例と貫入試験器の取扱いについて，第1回北海道開発局技術研究発表会論文集，1956. 2.
- 17) 河合・高安；泥炭地における既設築堤の長期経過後の基盤状態について，第6回北海道開発局技術研究発表会論文集，1963. 2.
- 18) 谷口・岸；スウェーデン式貫入試験についての一考察，第4回北海道開発局技術研究発表会論文集，1961. 2.
- 19) 大平至徳；泥炭質の軟弱地盤における土工の調査・設計・施工についての諸問題，土木学会誌 Annual '74, 1974.
- 20) 河野文弘；北海道の軟弱地盤における道路工事実施例，土質工学会北海道支部講習会テキスト，1968. 3.
- 21) 河野・佐々木・四方；軟弱地盤上の盛土の破壊例とその対策工法について，第9回日本道路会議論文集，1969.
- 22) 宮川 勇；抑え盛土のはたらき～管見～，土木試験所月報第79号，1960.
- 23) 佐々木・能登；サウンディングによる泥炭のセン断強さの決定方法について，土と基礎，Vol. 24, No. 7, 1976. 7.

（本報告は，主として土質工学会ベーン試験に関するシンポジウム提出論文をもとに再構成したものである。）