

粘土地盤におけるベーンせん断強度の発現メカニズム

杉江茂彦*・飯塚 敦**・太田秀樹***

3次元土/水連成FEMにより、原位置ベーンせん断試験で予想されるベーン孔壁近傍での部分排水および材料粘性の影響を調べている。非排水条件が完全に満足されて、しかも十分に遅い速度でせん断された時(理想的なベーンせん断試験)には、ベーン端面と側面とで強度に差はない。しかし、部分排水と材料粘性の影響の度合いが、ベーン端面と側面とで異なるため、結果として、それぞれの強度がことなってくるのがわかった。

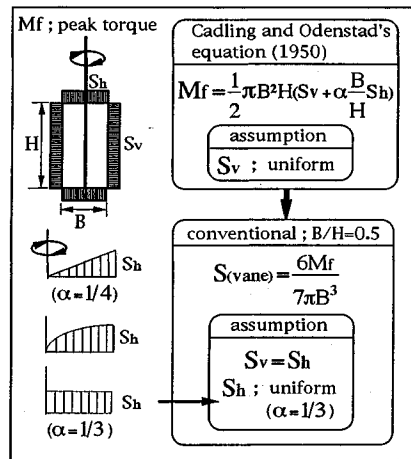
Key Words : vane shear test, strength anisotropy, partial drainage, material viscosity, elasto-viscoplastic constitutive relationship, 3-D analysis of soil/water coupling problem

1. はじめに

原位置試験法の一つであるベーン試験は、十字型のベーンを地盤中で回転させてトルクを測定し、トルクのピーク値から、土の非排水強度を求めるものである。試験の原理が単純であること、ベーン強度の計算が簡便であることから、地盤の短期安定問題の検討に世界各地で利用されている。しかしながら、ベーン試験では未解明の問題が多く残されている。

例えば、ベーン強度を解釈するためには、1) ベーン周面のせん断抵抗の分布形状、ならびにその発現の特性、2) ベーン周辺の土が、いかなる排水環境・応力状態のもとでせん断抵抗を発揮しているか、を知る必要がある。

ベーン試験では、せん断時における有効応力の制御が難しいこと、また現在の計測技術においては、ベーン周辺の応力・間隙水圧の分布に関する情報を得ることが困難なことから、実験によってベーンせん断を受ける土の力学挙動を全て解明することが、必ずしも容易ではない。そのために、ベーン試験では有限要素法を用いた数値解析による研究が早くから行われている。Donald, Jordan, Parker and Toh¹⁾ (1977) は、3次元弾性解析の結果をもとに、ベーンの側面と端面におけるせん断応力の分布について調べている。Griffith and Lane²⁾ (1991) は、3次元非線形解析の結果をもとに、ベーンの側面と端面におけるせん断応力の分布とその発現の特性について考察している。これらの研究は、全応力解析に基づくものであり、ベーン周辺の土要素の間隙水圧の発生は考慮されていない。松井, 阿部³⁾ (1980) は、粘土の弾塑性構成式を用いて、土骨格と間隙水の2次元連



図一 ベーン強度の計算式と仮定条件

成解析を実施し、ベーン側面の土の有効応力の挙動について、自らの実験結果との比較を示している。

本論文は、自然堆積粘土に対するベーンせん断を3次元土/水連成問題としてモデル化し、ベーン試験から得られる強度がどのようなメカニズムのもとで発現しているのかを知ろうとするものである。特に、ベーン強度の算定式で仮定されているせん断抵抗の分布形状、ベーン周辺の土要素からの間隙水圧の消散(部分排水効果)や土骨格の粘性の影響を調べている。

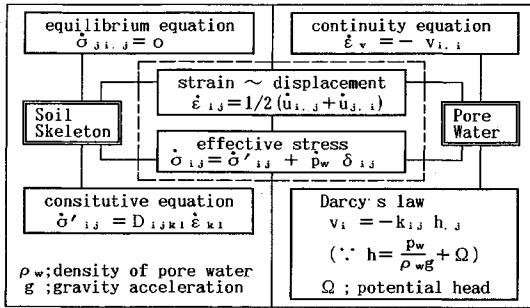
2. ベーン強度の計算式と仮定条件

ベーン試験では、トルクを計測して、土のせん断強度を算定する。計測されたトルクとせん断強度の関係は、

$$M_f = \frac{\pi}{2} B^2 H \left(S_o + \alpha \frac{B}{H} S_h \right) \dots\dots\dots (1)$$

とおかれている(Cadling and Odenstad⁴⁾, 1950)。ここに、 M_f は計測トルクの最大値、 S_o と S_h はそれぞれベーンの側面と上下端面で発揮される土のせん断強度、

* 正会員 (株)大林組 技術研究所 数値解析研究室 (〒204 清瀬市下清戸4-640)
 ** 正会員 金沢大学助教授 工学部土木建設工学科
 *** 正会員 金沢大学教授 工学部土木建設工学科



図一 Biot の多次元圧密理論の支配方程式

BとHはそれぞれベーン・ブレードの幅と高さ、αは端面における土のせん断強度の分布形状によって定まる係数である。

式(1)において、αに何らかの値を仮定すれば、未知数はS_vとS_hのみとなる。したがって、ベーンの形状比(B/H)を2つ以上変化させて試験を行うことにより、S_vとS_hを別々に求めることができる(Aas⁹⁾, 1965)。例えば、柴田⁶⁾(1967), Bjerrum⁷⁾(1973)は、この方法を数多くの自然堆積粘土に適用して、S_vとS_hに差があることを報告している。

通常のベーン試験においては、B/H=0.5の形状のベーンが用いられることが多い。さらに、S_v=S_h=S_(vane)を仮定すると、式(1)より、

$$S_{(vane)} = \frac{M_f}{\pi B^3 \left(1 + \frac{1}{2}\alpha\right)} \quad (2)$$

が得られる。端面でのせん断強度が、一様(矩形分布)であると仮定してα=1/3とすると、次式となる。

$$S_{(vane)} = \frac{6M_f}{7\pi B^3} \quad (3)$$

通常はこの式(3)により、ベーン強度が計算されている。この式の導出で用いられた仮定を図一に要約する。後章において、これらの仮定について、数値解析の結果をもとに調べてみる。

3. 3次元非線形土/水連成解析法

ベーン試験は、土の非排水強度を測ることをねらいとしたものである。しかしながら、対象とする土の物性によっては、ベーン強度が試験時の排水の影響を大きく受けることが、柴田⁶⁾(1967), 松井・阿部³⁾(1980), 軽部・小寺⁸⁾(1983)の実験によって知られている。また、異方圧密をともなう自然堆積粘土においては、ベーンの側面と端面で発揮される強度に差が生じることがAas⁹⁾(1965)をはじめ、数多くの研究者によって指摘されている。この強度の差を生む要因としては、先ず自然堆積粘土が有する初期異方圧密をともなう強度異方性が考えられる。次に側面と端面での排水条件の差異が考えられ

表一 材料・応力パラメータ

material parameters	λ	= 0.434Cc; compression index
	κ	= 0.434Cs; swelling index
	Λ	= 1- κ/λ; irreversibility ratio
	D	dilatancy coefficient after Shibata ¹⁶⁾ (1963)
	M	= $\frac{6\sin\phi'}{3-\sin\phi'} = \frac{\lambda-\kappa}{D(1+e_0)}$; critical state parameter
	K ₀	coefficient of earth pressure at rest at the normally consolidation
	α	coefficient of secondary compression
	v ₀	initial volumetric strain rate
	p [*]	effective mean stress
	s _{ij}	= σ _{ij} -p [*] δ _{ij} ; deviatoric stress (δ _{ij} ; Kronecker's delta)
stress parameters	η [*]	= $\sqrt{\frac{3}{2} \left(\frac{s_{11}}{p'} - \frac{s_{22}}{p'} \right) \left(\frac{s_{11}}{p'} - \frac{s_{33}}{p'} \right)}$; generalized stress ratio note; subscript "o" shows the value at the normally consolidation
	σ _{vo} [*]	effective overburden pressure
	η ₀	= $\frac{3(1-K_0)}{1+2K_0}$

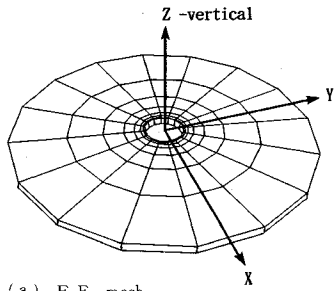
表二 解析に用いた材料パラメータの値

	PI=20	PI=40	PI=60	PI=80
M	1.220	1.022	0.912	0.835
Λ	0.697	0.584	0.521	0.477
D	0.051	0.074	0.089	0.099
v'	0.344	0.378	0.409	0.437
K ₀	0.524	0.608	0.692	0.776
α	4.31×10 ⁻⁵	6.50×10 ⁻⁵	7.77×10 ⁻⁵	8.63×10 ⁻⁵
v ₀ (1/min)	2.95×10 ⁻⁵	1.41×10 ⁻⁵	5.32×10 ⁻⁶	1.86×10 ⁻⁶
k _x =k _y =k _z (cm/min)	2.32×10 ⁻⁴	9.89×10 ⁻⁵	3.48×10 ⁻⁵	1.14×10 ⁻⁵
σ _{vo} (kgf/cm ²)	1.0	1.0	1.0	1.0

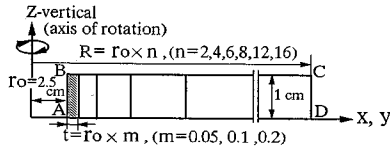
る。実際には、これらが重なり合って、強度差を生むのであろう。

本研究では、ベーンせん断時の排水の影響を考慮するため、Biot⁹⁾(1941)の多次元圧密理論に基づく、3次元土/水連成解析法を適用した(図一2)。これらの支配方程式を、初期条件および境界条件のもとで連立して解くことになる。Iizuka and Ohta¹⁰⁾(1987)は、赤井・田村¹¹⁾(1978)による有限要素定式化を参考に、2次元解析プログラムDACSAR(Deformation Analysis Considering Stress Anisotropy and Reorientation)を開発している。本研究で適用した解析プログラムは、DACSARをもとに、3次元に拡張したものである(Ohta, Iizuka, Omote and Sugie¹²⁾, 1991)。

自然堆積粘土の初期異方圧密をともなう異方的力学挙動を考慮するために、Sekiguchi and Ohta¹³⁾(1977), Ohta and Sekiguchi¹⁴⁾(1979)による、弾塑性構成式、弾粘塑性構成式を用いた。これらの構成モデルを用いた土/水連成解析で取り扱える自然堆積粘土の特性として、1) 初期異方圧密をともなう強度の異方性(これらの構成モデルでは、破壊規準に拡張 von Mises タイプが用いられているが、主応力の初期異方圧密応力の主軸からの回転をともなう、異方的な強度発現を表現することができる。), 2) 非可逆的な材料の粘塑性挙動, 3) 土/水連成解析による部分排水挙動, を考慮している。構



(a) F.E. mesh



(b) cross-section of ring model

B.C.	geometric boundary conditions	drainage boundary conditions
AB	U_x, U_y : rotational displacement	water velocity boundary $V_i n_i = 0$ (impermeable) n_i : unit vector normal to boundary surface
BC, AD	$U_z = 0$	water velocity boundary $V_i n_i = 0$ (impermeable)
CD	$U_x = U_y = U_z = 0$	water head boundary $h = 0$ (permeable)

(c) boundary condition

図-3 モデル化領域とメッシュ・フォーメーションの検討に用いた解析モデル

成式に用いる材料・応力パラメータの説明を表-1に示す。

自然堆積土における材料パラメータの傾向を、塑性指数に代表させて考えることとし、Iizuka and Ohta¹⁰⁾ (1987)の方法を用いて、塑性指数から表-2の値を決定した。これらのパラメータ値の設定の詳細は、太田・西原・飯塚・杉江¹⁷⁾ (1993)に述べられている。透水係数 $k = C_v m_v \gamma_w$ の計算には、Iizuka and Ohta¹⁰⁾ (1987)による、現場の圧密定数の経験式 $C_v = 0.0025 PI + 0.75$ 、体積圧縮係数に関する経験式 $m_v = 3 \lambda / [(1 + e_0)(1 + 2 K_0) \sigma'_{v0}]$ を用いた。粘塑性定数 α, \dot{v}_0 の内、 α は、 $\alpha = \alpha_e / (1 + e_0)$ (Sekiguchi¹⁸⁾, 1977) より求めた。ここで、 α_e の値には、Mesri and Godlewski¹⁹⁾ (1977) が粘土に対して提案している $\alpha_e = \lambda$ (0.05 ± 0.02) の中間の値、 $\alpha_e = 0.05 \lambda$ を用いた。 \dot{v}_0 は $\dot{v}_0 = \alpha / t_c$ (Sekiguchi¹⁸⁾, 1977) を用いて、一次圧密に要する時間 t_c に近似的に $t_{90} = h^2 T_{v(90\%)} / C_v$ を代入して求めた。ここで、排水距離 h は、ベーンせん断の解析モデル (図-7 参照) のベーン側面からモデルの側方境界までの距離 17.5 cm を仮定した。また時間係数 $T_{v(90\%)} = 0.848$ を代入している。

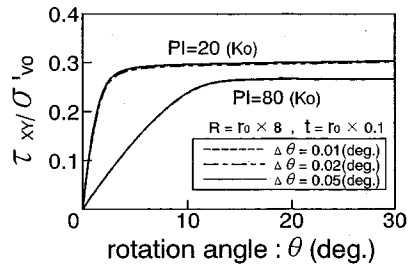


図-4 荷重増分幅の影響

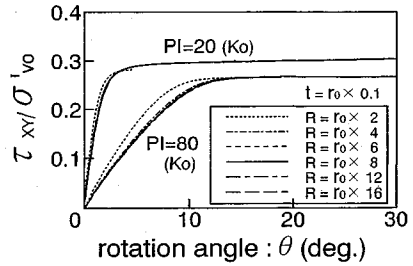


図-5 側方境界の影響

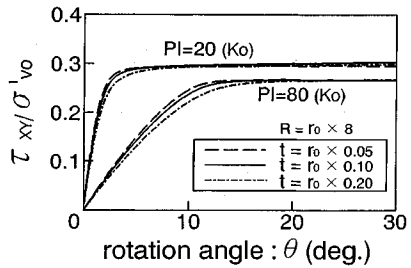
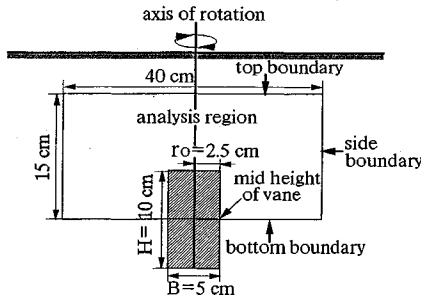


図-6 ベーンに隣接した要素の厚さの影響

4. ベーンせん断のモデル化

(1) モデル化領域の検討

ベーン試験のモデル化にあたっては、外部境界の位置の設定が重要である。ベーンに隣接する土要素の応力値に、境界条件の影響が生じないように、ベーンから外部境界までの距離を十分にとる必要がある。また、ベーン孔壁近傍での応力変化を精度良く表現できるように、メッシュも細くする必要がある。これらメッシュ・フォーメーションの見当を付けるために、図-3に示すようなリング状のモデルを設定し、試行解析を実施した。図-3(c)に、変形と間隙水に関する境界条件を併せて示す。右手系の座標を採用し、 z 軸をベーンの回転軸に一致させている。ここで、ベーン孔壁の側面 (AB面) と回転軸との距離 (ベーンの半径; r_0) は、通常のベーン試験で用いられているベーンのサイズにもとづき、2.5 cm とした。AB面上の節点に、回転変位を与えることにより、ベーンの回転を表現した。ベーンの回転角速度は、通常のベーン試験にならい、6度/分とした。



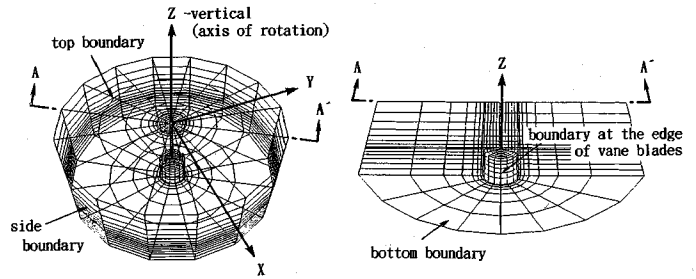
B.C.	geometric boundary conditions	drainage boundary conditions
top boundary	$u_x = u_y = u_z = 0$	<u>water head boundary</u> $h = 0$ (permeable)
bottom boundary	$u_z = 0$	<u>water velocity boundary</u> $v_i n_i = 0$ (impermeable) n_i : unit vector normal to boundary surface
side boundary	$u_x = u_y = u_z = 0$	<u>water head boundary</u> $h = 0$ (permeable)
bound. at the edge of vane blade	u_x, u_y : rotational displacement $u_z = 0$	<u>water velocity boundary</u> $v_i n_i = 0$ (impermeable)

材料の物性は塑性指数 20 と 80 の 2 通り (K_0 圧密粘土, 表—2 参照) をとった。ただし, これらの計算においては, 粘性効果を見捨て, 弾塑性構成式を使用している。

図—4 は, 計算で用いた荷重増分のきざみ幅のちがいがいによる影響を比較したものである。全ての応力成分について同様の比較を行ったが, 結果が同じであったので, ここにはベーン孔壁に隣接する土要素に発生する τ_{xy} の変化を示している。計算にあたっては, 回転軸と側方境界 (CD 面) との距離 (R) をベーンの半径 (r_0) の 8 倍に, またベーンの側面に隣接する要素の厚さ (t) をベーンの半径 (r_0) の 0.1 倍にしている。1 解析ステップ当りの回転角の増分 ($\Delta\theta$) を 0.01 度, 0.02 度, 0.05 度の 3 通りに変化させているが, 塑性指数 20 と 80 の両方において, 与えたきざみ幅の範囲で結果にほとんどちがいが表れていない。これより, 回転角の増分として, $\Delta\theta = 0.05$ 度を採用することにした。また, ベーンの回転角速度を 6 度/分としているから, 各解析ステップ当たりの時間増分は 0.5 秒となる。

次に境界の取り方を検討したのが図—5 である。回転軸と側方境界 (CD 面) との距離 (R) を, ベーン半径 (r_0) の 2 倍から 16 倍まで, 6 通りに変化させた。ただし, ベーン孔壁の側面に隣接する要素の厚さ (t) は, ベーン半径 (r_0) の 0.1 倍にしている。中心軸から側方境界 (CD 面) までの距離 (R) を, ベーンの半径 (r_0) の 4 倍以上取れば良いことがわかる。

次にベーン孔壁に隣接する要素の厚さを変化させた。要素の厚さ (t) を, ベーン半径 (r_0) の 0.05 倍, 0.1 倍および 0.2 倍の 3 通りにとった。その結果を図—6 に示す。ただし, 回転軸と側方境界 (CD 面) との距離 (R)



図—7 ベーンせん断の解析に用いた有限要素メッシュと境界条件

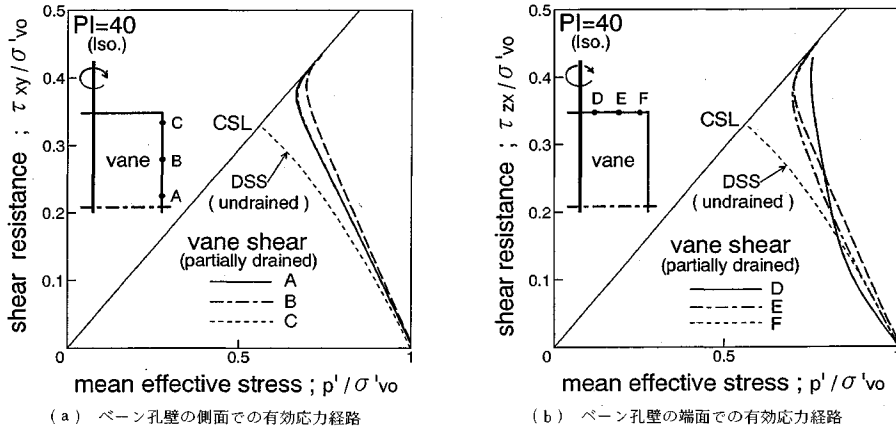
は, ベーン半径 (r_0) の 8 倍に固定されている。メッシュの大きさについては, ベーン孔壁の側面 (AB 面) 付近では密に, 側方境界 (CD 面) 付近では粗になるように, 不等間隔で 5 個から 10 個に分割している。塑性指数 20 と 80 のともに, 側面に隣接する要素の厚さ (t) が違っても, ピーク時の応力値に, 大きな差異が認められない。ただし, ピークに達するまでの τ_{xy} ~ 回転角関係の勾配は, ベーンの孔壁に隣接する要素の厚さによって変化している。厚さ (t) がベーン半径 (r_0) の 0.2 倍と大きくなると, 他のケースと結果が違っている。この違いは, 特に塑性指数 20 のケースで明確である。以上の結果をもとに, ベーンせん断の解析では, ベーン孔壁側面に隣接する要素の厚さ (t) を, ベーン半径 (r_0) の 0.1 倍として, 有限要素メッシュを作成することとした。

(2) ベーンせん断の有限要素メッシュ

(1) の結果をもとに, 図—7 に示す有限要素メッシュを採用した。境界条件も併せて示す。変形の対称性を考慮して, ベーンの中央高さより上部の地盤をモデル化した。側方境界 (side boundary) は, ベーンの回転軸からベーン半径の 8 倍の位置に設けた。また, 上部境界 (top boundary) は, ベーン孔壁の端面からベーン半径の 4 倍の位置に設けた。ベーン孔壁の側面と端面に隣接する要素の厚さは, ベーン半径の 0.1 倍とし, 側方境界, 上部境界に向けて, 間隔が徐々に粗になるようにメッシュを分割した。ここで, ベーンの幅 (B) と高さ (H) は, 通常のベーン試験にならない, $B = 5$ cm, $H = 10$ cm としている。ベーンの羽根が回転する円筒形領域は, 有限要素メッシュを設けずに空洞とし, 円筒形領域の側面と端面の節点に, 回転軸を中心とした回転変位を与えることによって, ベーン試験を模擬した。

5. せん断抵抗の分布

図—7 のモデルを用いた 3 次元有限要素解析の結果から, ベーンの側面と端面におけるせん断抵抗の発生メカニズムおよびその分布を調べる。計算にあたっては, 土の構造骨格の粘性を見捨てた弾塑性構成モデルを使用し

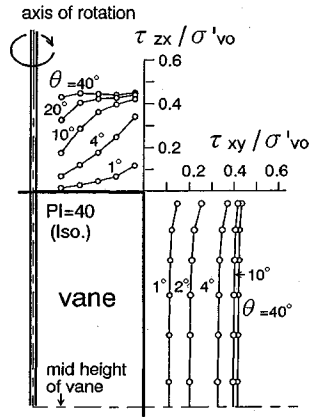


図—8 等方圧密粘土における有効応力経路 (塑性指数, $PI=40$)

た. 計算に用いた材料パラメータは, 表—2のとおりである.

まず, 等方圧密された粘土 ($K_0=1$) に対する計算結果について述べる. 図—8 にベーン孔壁の側面と端面に隣接する要素の有効応力経路を示す. ただし, 塑性指数が40の時の結果である. 縦軸と横軸は, それぞれせん断抵抗 (ベーンの側面については τ_{xy} , 端面については τ_{zx}) と平均有効応力 (p') を有効土被り圧で正規化した値である. 図中の A, B, C および D, E, F は, Y 軸上 (図—7 参照) の要素であり, それぞれベーン孔壁の側面および端面の代表位置の要素を表している (これらの要素では, ベーンの回転にともなうせん断の方向が, X 軸方向となる). 比較のために, 非排水直接せん断 (DSS) における有効応力経路の計算結果と破壊規準線 (CSL) も併せて示している. 実際のベーン試験を模擬した 3 次元の解析では, 孔壁からの間隙水の流出入 (部分排水効果) によって, 非排水有効応力経路 (DSS) からはずれている. この傾向は, ベーン孔壁側面では上下端部に近いほど, ベーン孔壁端面では中心軸に近いほど顕著である.

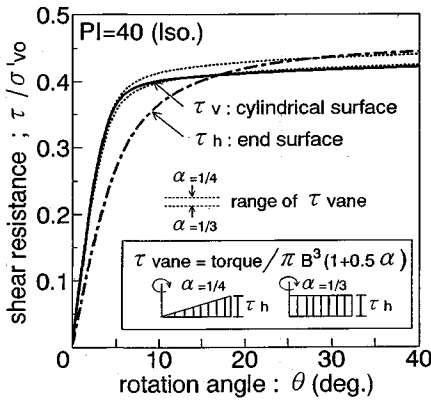
図—9 は, ベーンの回転角 (θ) に伴って変化するせん断抵抗の分布を表したものである. ベーン孔壁面上のせん断抵抗をプロットしたものであるが, 等方圧密粘土 (等方性材料) の場合, これは最大せん断応力と一致する. ベーン孔壁端面のせん断抵抗の分布は, 回転軸から離れた位置ほどせん断が進むので, せん断の初期には三角形 (回転角 θ が 1° から 4°), 次に放物形 (回転角 θ が 10° から 20°), 最終的に矩形 (回転角 θ が 40°) と変化している. また回転角 θ が 10° の時, ベーン孔壁側面では, すでに, ほぼ破壊に達しているのに対して, ベーン孔壁端面では十分にせん断強度が発現されていない. すなわち, 側面のせん断強度が, 端面にかなり先行して発現している.



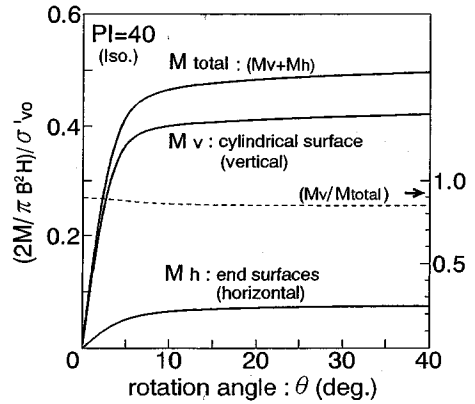
図—9 ベーン孔壁の側面と端面でのせん断応力の分布

ベーン孔壁側面と端面のそれぞれのせん断抵抗を平均して, ベーンの回転角に対して表したのが図—10 である. 側面のせん断抵抗の平均が τ_v (実線), 端面のせん断抵抗の平均が τ_h (一点鎖線) である. 図中の τ_{vane} (2本の点線) は, 計算結果から得られるトルクを式 (2) に代入して得たせん断抵抗である. ここで, ベーン孔壁の端面でのせん断抵抗の分布形状の仮定の違い (三角形分布: $\alpha=1/4$ と矩形分布: $\alpha=1/3$) によって, 2通りの値を求めている. 2本の点線に大きな差が生じておらず, 端面でのせん断抵抗の分布形状の仮定のちがいが, ベーン強度の計算結果に与える影響は小さい. また τ_{vane} の値は, ほぼベーン孔壁側面におけるせん断抵抗 τ_v に等しくなっている.

トルクとベーンの回転角の関係を示したのが, 図—11 である. 縦軸は, ベーンの幅 (B) と高さ (H), および先行圧密応力 (σ'_{v0}) を用いて無次元化して表した. M_v がベーン孔壁側面でのせん断によるトルク, M_h がベーン孔壁端面でのせん断によるトルクである. 実際の試験では, この M_v と M_h の和が測定されている. これ



図一〇 せん断抵抗の発現特性



図一〇 トルクに対するベーンの側面と端面の寄与率

を M_{total} として示している。ベーン側面のトルク M_v が、全体のトルク M_{total} に占める割合 (M_v/M_{total}) を見ると、85% と大きい。今、等方圧密粘土を対象としているので、破壊時の τ_{vf} と τ_{hf} の値はほぼ等しくなっている。しかし、 K_0 圧密された自然堆積粘土の場合は、実験によると、 τ_{vf}/τ_{hf} の値は、1 より小さいと言われている。例えば、柴田⁶⁾ (1967) による実測結果では、0.4 が下限値のようである。この場合においても、 M_v/M_{total} の値は、70% 程と依然として大きかった。通常、ベーン試験から得られる強度は、その大部分がベーンの側面で発揮される強度に支配されていると言える。また、ベーンのリターン角が 40 度と言う大きな変形レベルに至るまで計算を実行しているが、数値計算上、不安定となるような問題は生じていない。

6. 部分排水と粘性の効果

ベーン試験などの原位置試験では、せん断中の非排水条件を完全にコントロールすることはできない。十分に速い速度でせん断を行うことによって、出来るだけ間隙水圧の消散（部分排水効果）を抑えようとしているのが実情である。しかし、せん断速度を速め過ぎると、今度は、材料の粘性の影響が無視できなくなる。この部分排水による効果と粘性による効果が、ベーン強度にどの様に影響を及ぼしているかを検討する。

解析では、塑性指数 $PI=40$ の K_0 圧密された自然堆積粘土を考えた（表—2 参照）。ベーン試験装置の形状・寸法および境界条件は、図—7 の通りである。

(1) 部分排水効果

まず、部分排水も粘性の影響もない理想的なベーンせん断試験を考える。すなわち、地盤内の各土要素は完全に非排水条件を満足していて、かつ、十分にゆっくりせん断される場合である。計算においては、透水係数をゼロとし、材料の粘性効果を無視（弾塑性構成モデルを使用）してやればよい。

ベーン孔壁に隣接する土要素の有効応力経路を示したのが、図—12 である。図—12 (a) にベーン側面、(b) にベーン端面に隣接する要素の結果がまとめられている。非排水直接せん断における有効応力経路と破壊規準線 (CSL) も併せて示した。ベーン強度の理論式の誘導では、ベーン孔壁でのせん断を直接せん断と考えると、鉛直面に沿って非排水直接せん断する場合 (DSS. V: ベーン孔壁側面でのせん断に対応) と水平面に沿って非排水直接せん断する場合 (DSS. H: ベーン孔壁端面でのせん断に対応) の強度からベーン強度を求めている (太田・西原・飯塚・杉江¹⁷⁾, 1993)。有限要素計算により得られた、ベーン孔壁に隣接する各要素の有効応力経路が、非排水直接せん断の有効応力経路とほぼ一致している (非排水直接せん断としてのモデル化については、付録参照)。

次に、表—2 の透水係数を入力して、実際のベーン試験で予想される部分排水の影響を調べた。ベーン寸法・形状、境界条件およびせん断速度は、実際のベーン試験を模擬して、4 章で述べた通りとしている。図—13 が得られた有効応力経路である。参考に、別途計算した完全排水条件が満足される架空の場合の有効応力経路、および非排水直接せん断における有効応力経路と破壊規準線 (CSL) も付記した。同図より部分排水の度合いの大きさを知ることができる。部分排水の影響は、ベーン側面に隣接する土要素よりも端面に隣接する土要素で顕著である。等方圧密粘土の場合 (図—8) と比べて、 K_0 圧密粘土では、ベーンの側面と端面とで、部分排水の影響を受ける度合いがかなり異なる。そのため、 K_0 圧密された自然堆積粘土では、部分排水効果は、ベーン側面と端面のせん断抵抗に差を生じさせるように働くことがわかる。

(3) 粘性効果

ベーンせん断試験では、5 分から 10 分とかなり速い速度でせん断が行われる。せん断速度が速いと材料の粘

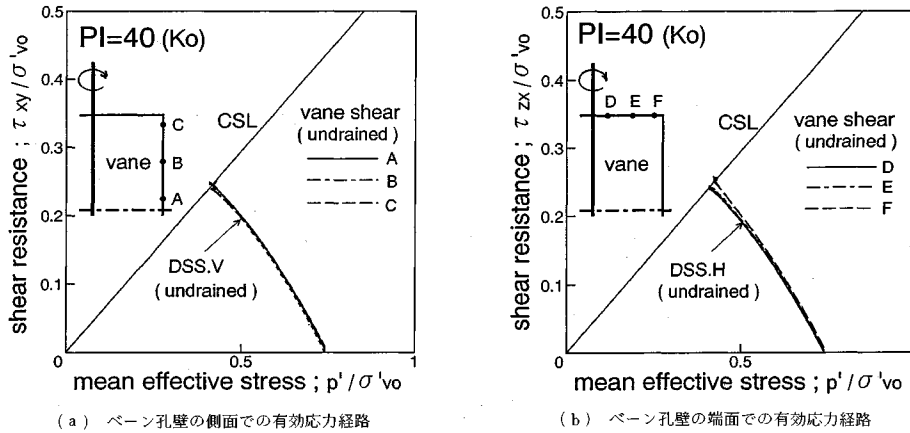


図-12 非排水せん断における有効応力経路 (K_0 圧密粘土：塑性指数, $PI=40$)

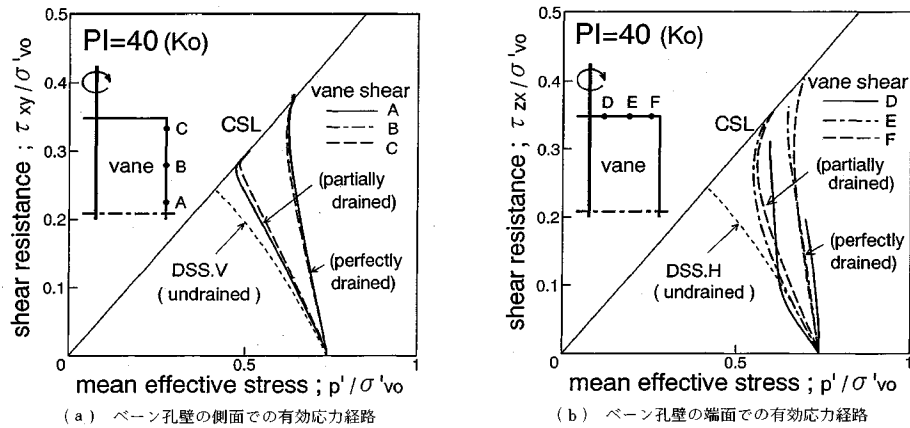


図-13 有効応力経路における部分排水効果 (K_0 圧密粘土：塑性指数, $PI=40$)

性の影響が無視できないことが知られている。材料の粘性がベーン強度に及ぼす影響を調べてみた。計算では、弾塑性構成式の代わりに弾粘塑性構成式を用いればよい。粘性を考慮して計算したベーン孔壁に隣接する代表位置の要素の有効応力経路を図-14に示す。参考のために、粘性を無視した場合の有効応力経路と非排水単純せん断における有効応力経路と破壊規準線 (CSL) も付記した。粘性の効果により、ベーン孔壁の各要素の有効応力経路が立ち上がったものとなっている。特に、ベーン孔壁の端面よりも側面において粘性による効果が大きい。

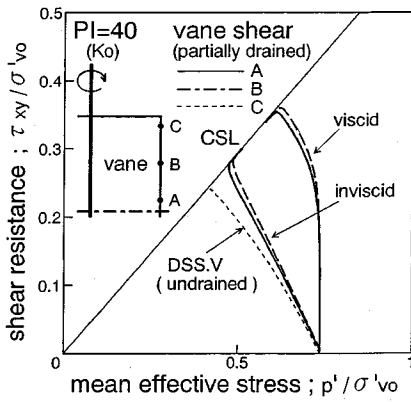
7. 原位置ベーン強度との比較

塑性指数をパラメータ (表-2参照) として、理想的なベーン試験の場合 (非排水条件を満足して、粘性の影響がない場合)、部分排水効果を考慮した場合、さらに粘性の影響をも考慮した場合 (実際のベーン試験に対応すると考えられる場合) の計算を行った。

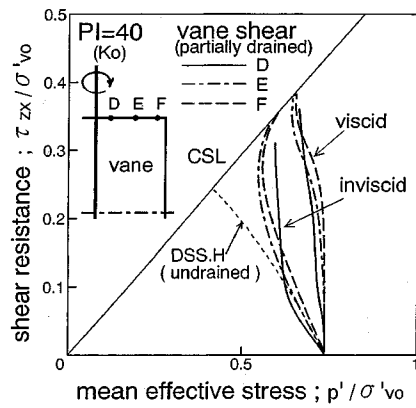
図-15に、ベーン孔壁の側面と端面におけるせん断

強度の比 (S_0/S_e) を示す。過去に報告されている実測データを点で、計算値を線で示している。破線が理想的なベーン試験の場合である。また、実線が部分排水を考慮した場合、一点鎖線がさらに粘性をも考慮した場合の有限要素計算の結果を連ねたものである。せん断強度 S_0 と S_e は、ベーン回転角が40度に達したときのベーン孔壁の側面と端面に働くせん断抵抗の平均値である。実測値の分布は、塑性指数の増加とともにベーン側面と端面の強度の異方性が小さくなる傾向を示している。部分排水のみを考慮した実線、および部分排水に加え粘性をも考慮した一点鎖線の計算値は、実測値の傾向をほぼ説明している。また、部分排水の効果が、ベーン孔壁の側面と端面の強度異方性を生じさせるように働いている。

図-16は、ベーン強度と塑性指数の関係を示したものである。過去に報告されている実測データを点で示している。破線が理想的なベーン試験の場合、実線が部分排水を考慮した場合、一点鎖線がさらに粘性を考慮した場合の計算結果である。これらのベーン強度は、ベーン回転角が40度に達した時のベーン側面の強度 S_0 とベ-



(a) ベーン孔壁の側面での有効応力経路



(b) ベーン孔壁の端面での有効応力経路

図-14 有効応力経路における粘性の効果 (K_0 圧密粘土：塑性指数, $PI=40$)

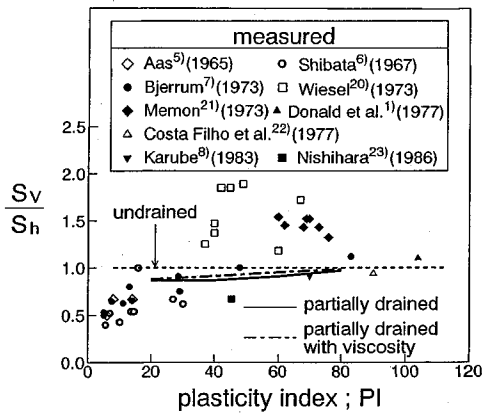


図-15 ベーン孔壁の側面と端面での強度異方性と塑性指数の関係

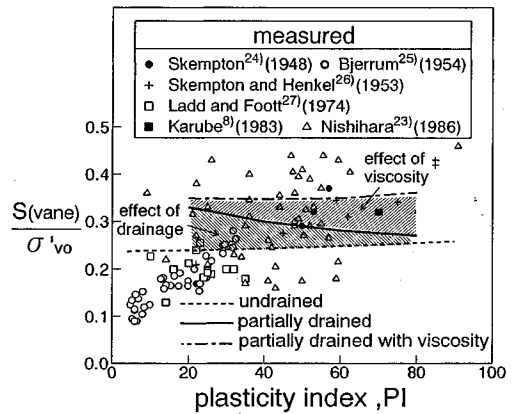


図-16 ベーン強度と塑性指数の関係

ン端面の強度 S_h を、次式に代入して求めた。

$$S_{(\text{vane})} = (6S_v + S_h) / 7 \dots\dots\dots (4)$$

式(4)は、ベーンの幅と高さの比： $B/H=0.5$ 、ベーン端面での破壊時のせん断応力の分布形状を矩形分布： $\alpha=1/3$ として、式(1)と式(3)から M_r を消去することによって得られる。

部分排水と粘性の影響を共に考慮して、実際のベーン試験を模擬していると考えられる計算結果が一点鎖線である。実測値にはばらつきがあるが、塑性指数が30以上に対しては、一点鎖線の計算値は、実測値の示す幅の上部1/3を横切っている。しかし、低塑性(塑性指数30以下)の粘土に対しては、実測値が計算値をかなり下回っている。これは、実測値にベーンの貫入などの乱れの影響が顕著に現れているためと考えられる(Rochelle, Roy and Tavenas²³, 1973)。また、理想的なベーン試験の場合(破線)、部分排水の影響を考慮した場合(実線)、および部分排水に加えて粘性をも考慮した場合(一点鎖線)の計算結果を比較することにより、部分排水と粘性の影響の塑性指数に対する現れ方を

知ることができる。塑性指数が小さいほど部分排水が卓越し、逆に塑性指数が大きくなると粘性の効果が卓越している。

8. おわりに

Sekiguchi and Ohta¹³ (1977) および Ohta and Sekiguchi¹⁴ (1979) による粘土の構成モデルを組み込んだ3次元土/水連成有限要素プログラム(Ohta, Iizuka, Omote and Sugie¹², 1991)を用いて、ベーンせん断試験のシミュレーションを行った。その結論をまとめると以下のようなになる。

(1) ベーン孔壁側面では、せん断抵抗は常に一様に近い。このことは、Cadling and Odenstad⁶ (1950) による強度計算式の仮定条件の正当性を示すものである。

(2) 通常、ベーン強度として得られる値は、ほぼベーン孔壁側面での強度に支配されていて、ベーン孔壁端面での強度の寄与は小さい。従って、ベーン孔壁端面でのせん断強度の分布の差異はベーン強度自体にはあまり影響しない。

(3) 非排水条件が完全に満足されている場合、有効応力経路がほぼ完全に一致することから、ベーン孔壁側面と端面でのせん断は、それぞれ2つの直接せん断におきかえることができる。

(4) 部分排水と材料の粘性は、それぞれベーン孔壁の側面と端面とで、その発生の仕方が異なる。特に部分排水の効果は、ベーン孔壁側面と端面の強度差の発生を促す要因となっている。

(5) 部分排水と粘性の効果を考慮した計算結果において、実測データとの良い対応が得られた。

最後に、本研究を遂行するにあたって、大林組技術研究所表佐太郎博士より数々のご助力をいただいた。また、福山大学西原晃博士より、貴重なご助言をいただいた。ここに記して、感謝を表したい。

付録. 非排水直接せん断の有効応力

太田・西原・飯塚・杉江¹⁷⁾(1993)は、ベーン孔壁側面と端面におけるせん断を、せん断方向の異なる2つの非排水直接せん断と考えて、理論強度を導いている。非排水で粘性効果がない理想的な条件でのベーン試験の有限要素解析から得られた有効応力の変化を、対応する2つの非排水直接せん断のそれと比較したのが図-Aである。ベーン孔壁端面での間隙水圧の発生を除いて、全ての有効応力は、互いにほぼ一致している。これより、理想的なベーン試験の場合、ベーンの側面と端面では、中間主応力の回転は認められず、ベーン側面と端面のせん断を2次元平面ひずみによる直接せん断として取り扱っても良いことがわかる。

参考文献

- 1) Donald, I., Jordan, D. and Toh, C. : The vane test-A critical appraisal, Proc. 9th ICSMFE, pp.81~88, 1977.
- 2) Griffiths, D. and Lane, P. : Elasto-plastic analysis of vane shear test by semi-analytical finite elements, Proc. 7th Int. Conf. Computer Methods and Advances in Geomechanics, Vol.2 pp.1067~1071, 1991.
- 3) 松井保・阿部信晴：ベーン試験のせん断機構と間隙水圧挙動，ベーン試験に関するシンポジウム発表論文集（土質工学会），pp.51~58, 1980.
- 4) Cadling, L. and S. Odenstad : The vane borer, an apparatus for determining the shear strength of clay soils directly in the ground, Proc.2 of S.G.I., 1951.
- 5) Aas, G. : A study of the effect of vane shape and rate of strain on the measured values of in-situ shear strength of clays, Proc. 6th ICSMFE, pp.141~145, 1965.
- 6) 柴田徹：粘土のベーンせん断強度に関する研究，土木学会論文集，第138号，pp.39~48, 1967.
- 7) Bjerrum, L. : Problems of soils mechanics and construction on soft clays, Proc. 8th ICSMFE, pp.111~159, 1973.
- 8) 軽部大蔵・小寺泰裕：室内ベーン試験の有効応力解析，第18回土質工学研究発表会講演概要集，pp.359~362,

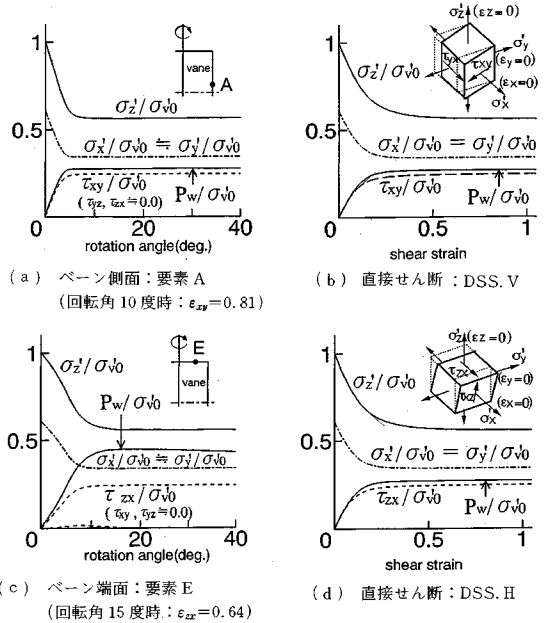


図-A 非排水せん断における有効応力の変化 (K₀圧密粘土：塑性指数，PI=40)

- 1983.
- 9) Biot, M. A. : General theory of three dimensional consolidation, J.Applied Physics, Vol.2, pp.155~164, 1941.
- 10) Iizuka, A. and Ohta, H. : A determination procedure of input parameter in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils and Foundation, Vol.27, No.3, pp.71~87, 1987.
- 11) 赤井浩一・田村武：弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析，土木学会論文報告集，第269号，pp.95~104, 1978.
- 12) Ohta, H., Iizuka, A., Omote, Y. and Sugie, S. : 3-D analysis of soil / water coupling problems using elasto-viscoplastic constitutive relationships, Proc. 7th Int. Conf. Computer Methods and Advances in Geomechanics, Vol.2, pp.1191~1196, 1191.
- 13) Sekiguchi, H. and Ohta, H. : Induced anisotropy and time dependency in clay, 9th ICSMFE, Tokyo, Proc. Specialty session 9, pp.229~234, 1977.
- 14) Ohta, H. and Sekiguchi, H. : Constitutive equations considering anisotropy and stress reorientation in clay, Proc. 3rd Int. Conf. Numerical method in Geomechanics, pp.475~484, 1979.
- 15) Drucker, D. C. : A more fundamental approach to stress-strain relations, Proc. 1st U. S. National Congress of Applied Mechanics, ASME, pp.487~491, 1951.
- 16) 柴田徹：粘土のダイラタンシーについて，京都大学防災研究所年報，Vol.6，pp.128~134, 1963.
- 17) 太田秀樹・西原晃・飯塚敦・杉江茂彦：自然堆積粘土に対するベーンせん断試験結果の解釈，土木学会論文集，第481号，pp.145~154, 1993.
- 18) Sekiguchi, H. : Rheological characteristics of clays, Proc.,

- 9th ICSMFE, Vol.1, pp.289~292, 1977.
- 19) Mesri, G. and Godlewski, P. M. : Time-and stress-compressibility interrelationship, Proc. ASCE, Vol.103, GT5, pp.417~430, 1977.
- 20) Wiesel, C. E. : Some factors influencing in-situ vane test results, Proc. 8th ICSMFE, Vol.1, pp.475~479, 1973.
- 21) Memon (1973) については、次の文献より実測値を引用 Richardson, A.M. Brand, E. W. and Memon, A : In-situ determination of anisotropy of a soft clay, Proc. Conf. In-situ Measurement of Soil Properties, ASCE. Vol.1, pp.336~349, 1975.
- 22) Costa Filho, L. M. Werneck, M. L. and Collet, H. B. : The undrained strength of a very soft clay, Proc. 9th ICSMFE, Vol.1, pp.59~72, 1977.
- 23) 西原晃：誘導異方性と主応力回転を考慮した自然堆積粘土地盤の短期安定解析，京大博士論文，1986.
- 24) Skempton, A. W. : Vane tests in the alluvial plain of the river Forth near Grangemouth, Geotechnique, Vol.1, No.2, pp.111~124, 1948.
- 25) Bjerrum, L. : Geotechnical properties of Norwegian marine clays, Geotechnique, Vol.4, No.2, pp.49~69, 1954.
- 26) Skempton, A.W. and Henkel, D. J. : The post-placial clays of Thames Eestuary at Tilbury and Shellhaven, Proc. 3rd ICSMFE, Vol.1, pp.302~308, 1953.
- 27) Ladd, C. C and Foott, R. : New design procedure for stability of soft clays, Proc. ASCE, Vol. 100, GT 7, pp.763~786, 1974.
- 28) La Rochelle, P., Roy, M. and Tavenas, F. : Field measurements of cohesion in Champlain clay, Proc. 8th ICSMFE, Vol.1-1, pp.229~236, 1973.

(1993. 7. 29 受付)

MOBILIZATION MECHANISM OF VANE SHEAR STRENGTH REVEALED IN K_0 CONSOLIDATED CLAYEY GROUND

Shigehiko SUGIE, Atsushi IIZUKA and Hideki OHTA

This paper describes the mobilization mechanism of vane shear strength revealed in the naturally consolidated clay deposits. The vane shear test has been successfully simulated by the 3-dimensional soil/water coupling finite element program, DACSAR, and through this numerical analysis the mobilization mechanism of vane shear strength has been explained. After verifying the finite element modelling, discussed are, mainly, the development of shear stresses along the blade of vane, their distribution, the effects of partial drainage and material viscosity. The in-situ vane shear test hardly escapes from much influence both of partial drainage and material viscosity. In particular, the partial drainage of pore water yields the difference between strengths at the top and/or bottom edges of a vane blade and at the side edge of a vane blade.