

粘性土の等体積一面せん断強さ

森川嘉之¹・古田康裕²・飯塚 敦³・太田秀樹⁴

¹学生会員 工修 金沢大学大学院 自然科学研究科 (〒920 金沢市小立野 2-40-20)

²正会員 工修 日本道路公団 (〒100 東京都千代田区霞ヶ関 3-3-2 新霞ヶ関ビルディング)

³正会員 工博 神戸大学助教授 工学部建設学科(土木系教室) (〒657 神戸市灘区六甲台町 1-1)

⁴正会員 工博 金沢大学教授 工学部土木建設工学科 (〒920 金沢市小立野 2-40-20)

土の弾塑性構成モデルに必要な土質パラメータを等体積一面せん断強さから決定することを目的として、各地から様々な不攪乱粘性土試料を集めて等体積一面せん断試験を実施した。この実験結果と弾塑性構成モデルから導かれた等体積一面せん断強さの理論式とを比較した。計算には、関口と太田が提案した構成モデルを用いたが、絶対値としての実験値と理論値(経験式によるパラメータを用いた理論値)には相当な差があることがわかった。これは時間依存性の影響であると考えられるため、等体積一面せん断強さの時間依存性を実験的に調べ、その影響を定量的に評価した。

Key Words : constant volume shear test, constant volume shear strength, time dependency, soft clay, constitutive equation

1. はじめに

土の弾塑性構成モデルが実務において地盤の変形解析などに広く適用され、かなりの成果を収めるようになってきた¹⁾。しかし、構成モデルに必要な土質パラメータが、そのパラメータを求めるのに最適な土質試験から直接得られた例がまだまだ少ない。現行設計法のために使われる土質試験からパラメータが決定される場合がほとんどである。土質パラメータの決定から構成モデルを用いた解析までが、首尾一貫した体系として確立されていない。古典的な(圧密・すべり解析といった)設計法が歴史の重みを持ち、伝統的な土質パラメータ決定法がそれなりに確立しているのと比べて大きな違いである。弾塑性構成モデルのパラメータ決定には三軸試験が望ましいと考えられるが、現行の設計体系の中で三軸試験が必要とされるケースが限られているため、現実には、現場の土質調査で三軸試験を実施する例が少ない。このような現状のもとで、どのように合理的に土質パラメータを決定するかが重要な問題となっている。

我が国では、三軸試験が実務的な分野で限られた需要しかもたないのに比べ、安価で簡便な一軸圧縮試験が、地盤強さの測定に広く用いられている。こ

のような実績を十分に生かして構成パラメータを決めることは意義があろう。一軸圧縮強さから関口と太田が提案した構成モデル^{2),3)}の土質パラメータを決定する試みが Ohta, Nishihara, Iizuka, Morita, Fukagawa and Arai によってなされている⁴⁾。

一方、簡便であるにもかかわらず、意外と使われていないのが一面せん断試験である。供試体のひずみが様でなく、内部の応力状態がはっきりしない、また試験の機構上せん断面が強制されるために、せん断面が供試体中の最も弱い面と一致しない、などの欠点が指摘されている。しかしながら、試験機・試験方法が簡便で、少量の試料で手軽に実験ができるなど多くのメリットがあり、一面せん断試験の有用性も捨て難い。そこで、この一面せん断試験をパラメータの決定に利用できないだろうか、と著者らは考える。

本論文では、『一面せん断試験から構成モデルの土質パラメータを決定する』というテーマを念頭に置き、一面せん断強さ、特に等体積一面せん断強さについて議論していきたい。通常的一面せん断試験では、排水条件をコントロールできないために緩速せん断で非排水強さが得られない。また、試験機の機構上間隙水圧の測定が難しいため、試験の結果を

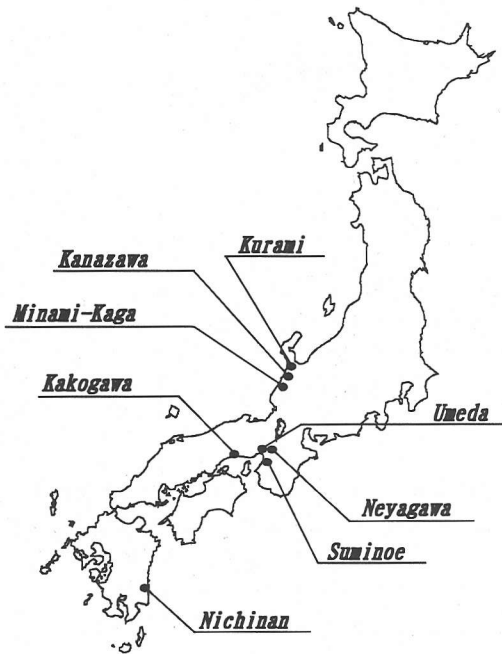


Fig.1 Location of sampling sites

有効応力で議論しにくい。ところが、等体積一面せん断試験は、せん断変位速度にかかわらず非排水強さが得られる。しかも、同時に有効応力経路を知ることができ便利である。

2. 等体積一面せん断強さ

関口・太田が提案した弾塑性構成モデルから等体積一面せん断強さ τ_{max} の理論式を誘導すると、式(1)のようになる⁵⁾。

$$\frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v0}} = \frac{1+2K_0}{3\sqrt{3}} M \exp(-\lambda). \quad (1)$$

ここで、 σ'_{v0} が先行圧密圧力、 K_0 が先行圧密時の静止土圧係数、 M が限界状態を表すパラメータ(限界応力比)、 λ が膨潤によって回復しない体積変化の割合 ($\lambda=1-C_s/C_c$) を表すパラメータ(非可逆比)である。

この理論式(1)が実際の現象、すなわち等体積一面せん断試験結果をどの程度まで表現できているかを実験的に検証するために、各地から様々な不攪乱粘性土試料を集めて等体積一面せん断試験を実施した。しかし、式(1)にはせん断変位速度の違いによる影響が考慮されていない。したがって、実験値との比較を議論するためには、せん断変位速度の影響を定量的に把握する必要がある。Fig.1 に試料採取地を、Table 1 に不攪乱試料の概要を示す。

Table 1 Physical properties of undisturbed samples

clay	depth (m)	plasticity index, PI	specific gravity, G_s
Neyagawa	10.00-10.80	45	2.70
Nichinan	21.00-21.80	14	2.72
Kakogawa	32.00-32.80	32	2.69
Kakogawa	29.00-29.80	53	2.74
Suminoe	10.00-10.80	45	2.68
Suminoe	15.00-15.80	51	2.66
Suminoe	16.00-16.80	36	2.68
Kanazawa	16.00-17.00	64	2.58
Minami-Kaga	13.00-14.00	34	2.68
Minami-Kaga	14.00-15.00	34	2.68
Umeda	12.00	31	2.69
Kurami	3.00-4.00	134	2.55
Kurami	8.00-9.00	113	2.52

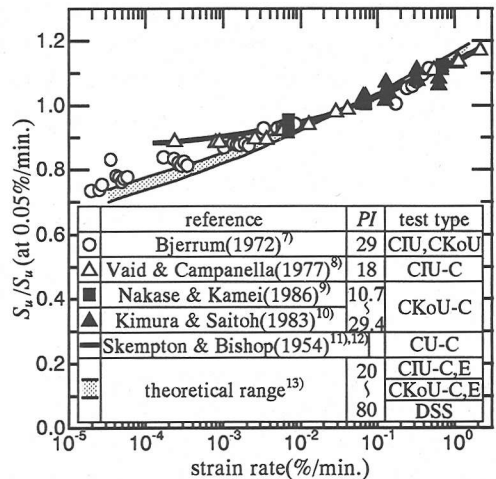


Fig.2 Strain rate effect on undrained strength of clays (Modified after Ohta(1991)⁶⁾)

前もって調べた先行圧密圧力を超える圧密圧力まで、標準圧密試験と同じやり方で荷重を増加してゆき、供試体を正規圧密状態に移行させた。圧密の終了は $3t$ 法で確認している。圧密圧力を標準圧密試験の基準通りに段階的に増加させたから、結果として、先行圧密圧力の 1.1~2 倍の圧密圧力のもとで等体積一面せん断試験を開始することになった。粘性土の非排水せん断強さは、Fig.2 示すように、せん断試験の方法に関わらず、類似したせん断速度依存性をもつことが既に知られているから、せん断変位速度を 0.3~0.6mm/min. と大きく設定し、時間依存性が顕著に現れるようにした。等体積一面せん断試験結果を Fig.3 に示す。

せん断強さ τ_{max} を圧密圧力 σ'_{v0} で正規化した強さ (τ_{max}/σ'_{v0}) を塑性指数 PI に対してプロットして

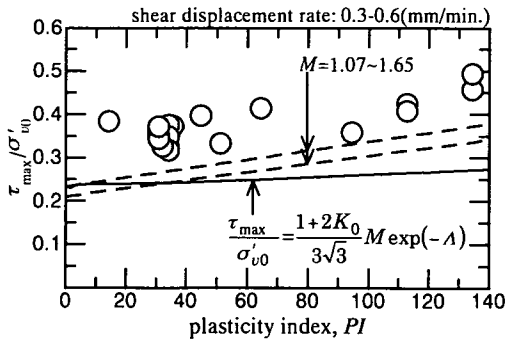


Fig.3 Constant-volume shear strength of clays

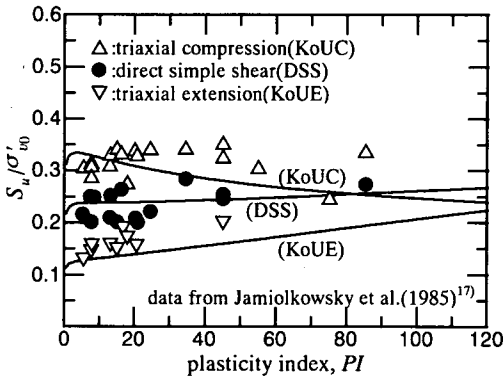


Fig.4 Comparison between undrained strengths obtained from laboratory tests and those theoretically estimated using parameters obtained by means of eqs. (2), (3), (4)

Fig.3を作成した。図中の実線は、等体積一面せん断強さの理論式(1)に、以下に示す Kenney¹⁴⁾、Massarsch¹⁵⁾および軽部⁶⁾によって提案された関係式を代入して得られた理論線(経験式によるパラメータを用いた理論線)である(Kenney¹⁴⁾はもともと $\phi' \sim PI$ 曲線を示しているが、これを式(2)のように式の形に直して用いた)。

$$\sin \phi' = 0.81 - 0.233 \log PI \quad (\text{Kenney}^{14)}) \quad (2)$$

$$\left(\text{ただし, } M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \right)$$

$$K_0 = 0.44 + 0.42 \times \frac{PI}{100} \quad (\text{Massarsch}^{15)}) \quad (3)$$

$$\lambda = \frac{M}{1.75} \quad (\text{軽部}^{16)}) \quad (4)$$

これらの経験式の理論式への適用については、Fig.4、Table 2に示す通り、様々な非排水せん断強さに対して妥当性が検証されている。Fig.4の実線と、Table 2の予測値は、これらの経験式によるパラメータを各非排水強さの理論式に代入して求めたものである。

Table 2 Undrained strengths obtained from various testing methods (Modified after Ohta, Nishihara and Morita¹⁸⁾, Data reported by Ladd(1973)¹⁹⁾






type of test	reduced equation for specified test on normally consolidated clay	blue marine clay (PI=21)	
		measured	predicted
	$\frac{s_u}{\sigma'_{v0}} = \frac{OCR^\lambda (1+2K_0) M \exp(-\lambda)}{3\sqrt{3}(\cosh \beta - \sinh \beta \cos 2\theta)}$	0.34	0.337
	$\frac{s_u}{\sigma'_{v0}} = \frac{OCR^\lambda (1+2K_0) M \exp(-\lambda)}{6}$	0.33	0.307
	$\frac{\tau}{\sigma'_{v0}} = \frac{(1+2K_0) M \exp(-\lambda)}{3\sqrt{3}}$	0.20	0.240
	$\frac{s_u}{\sigma'_{v0}} = \frac{(1+2K_0) M \exp(-\lambda)}{3\sqrt{3}(\cosh \beta + \sinh \beta)}$	0.19	0.170
	$\frac{s_u}{\sigma'_{v0}} = \frac{(1+2K_0) M \exp(-\lambda)}{6}$	0.155	0.140

Fig.3を見ると、実験値が理論値(経験式によるパラメータを用いた理論値)を相当上回っていることが分かる。しかしながら、PIが大きくなるにつれて正規化した強さ(τ_{max}/σ'_{v0})が大きくなるという傾向は理論値(経験式によるパラメータを用いた理論値)も実験値も同じである。実験を速いせん断変位速度(0.3~0.6mm/min.)で行ったために、時間依存性の影響で相当高めの強さが測定されている可能性が考えられる。前にも述べたように、理論値(経験式によるパラメータを用いた理論値)は弾塑性理論に基づいているために、このような時間依存性の影響が理論の中で考慮されていない。したがって、時間依存性の影響が無視できるくらいゆっくりとしたせん断変位速度でせん断を行うか、あるいは、この時間依存性の影響を明らかにして適切な補正を施すことができれば、実験値と理論値(経験式によるパラメータを用いた理論値)が近づいてくるものと予想される。

ただし、日本の粘土の ϕ' がPIによらずほぼ一定であるとの実験結果も発表されている^{20),21)}。したがって、式(2)の使用に異論があることは事実である。式(2)を使わずに、 ϕ' がPIによらずほぼ一定であるとする、Fig.3に破線で示したように理論線(経験式によるパ

Table 3 Consolidation period and shear displacement rate

Minami-Kaga clay		Umeda clay		
consolidation period (days)	shear displacement rate (mm/min.)	consolidation period (days)	shear displacement rate (mm/min.)	
1	0.80, 0.73	1	1.88, 0.99	
	0.48, 0.34		0.98, 0.93	
	0.10, 0.05		0.80, 0.59	
	relaxation		0.42, 0.33	
7	1.03, 0.93		0.27, 0.10	
	0.75, 0.50		0.05, 0.03	
	0.38, 0.28		0.01	
	0.10, 0.05		relaxation	
15	relaxation		7	1.27, 1.00
	relaxation			0.98, 0.66
	relaxation	0.60, 0.39		
30	relaxation	0.33, 0.26		
50	relaxation	0.10, 0.06		
	relaxation	0.05, 0.01		
		relaxation	relaxation	
		15	relaxation	
		60	relaxation	

Table 4 Properties of undisturbed samples

	Minami-Kaga	Umeda
pre-consolidation pressure, σ'_{v0} (kPa)	88.3	132.4
plasticity index, PI	34	31
specific gravity, G_s	2.68	2.69

ラメータを用いた理論線)の右上りの傾向が強くなる²²⁾。塑性指数が大きいほど実験値と理論線(経験式によるパラメータを用いた理論線)が近づくから、時間依存性が小さいことになる。これは塑性指数が大きいほど時間依存性が強いと一般的に言われていることと一致しない。 ϕ が PI によらないと仮定するとこのような不都合が生じるうえ、日本の粘土に限定しなければ、 ϕ が PI によって変化することが報告されているため²³⁾、式(2)を使用することとした。

3. 等体積一面せん断強さの時間依存性

Fig.3を見ると、実験値と理論値(経験式によるパラメータを用いた理論値)の差はかなり大きく、時間依存性の影響が無視できないことが容易に理解できる。圧密とせん断の両方に時間効果が存在することは、すでに三笠、木下、高田²⁴⁾や、外崎、似内、赤石、稲田²⁵⁾が述べている通りであるが、改めて実験を行うことにした。二種類の不攪乱粘土試料に対して、Table 3に示すような試験条件で、等体積一面せん断試験を行った。

Table 4に不攪乱試料の概要を示す。Table 3に示す

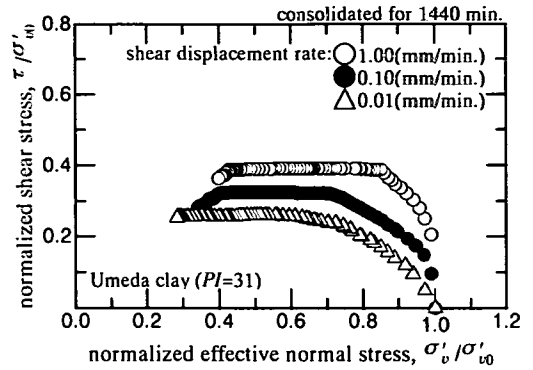


Fig.5 Effective stress paths (samples consolidated for 1440 min.)

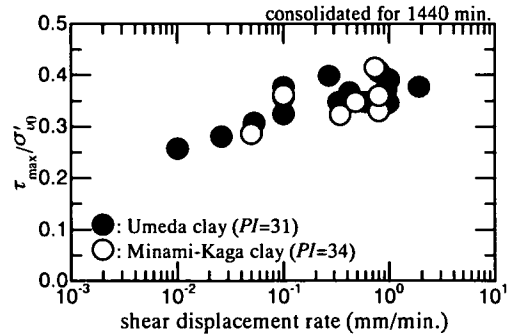


Fig.6 Effect of shear displacement rate on constant volume shear strength (samples consolidated for 1440 min.)

一連の実験において、同じ性質の供試体が必要となるため、試料は同じ位置、深さから、南加賀粘土と梅田粘土をそれぞれ10数本、80数本採取した。今回用いたのはその一部である。

この試料を用いて、それぞれ先行圧密圧力を上回る圧力でTable 3記載の圧密時間だけ圧密した後、Table 3のせん断変位速度で等体積一面せん断試験を実施した。

(1) せん断変位速度の影響

圧密時間を一定にし、せん断変位速度を変化させて等体積一面せん断試験を行った。得られた有効応力経路をFig.5に示す。圧密時間が1日(1440min.)で、せん断変位速度がそれぞれ1.0, 0.1, 0.01mm/min.の場合を例として示している。

Fig.5を見ると、せん断変位速度が遅くなるにつれて強さが低下していることが分かる。また、せん断変位速度が遅くなるに従って、有効応力経路の最初の立ち上がりが緩やかになっている。

それぞれの実験から得られた強さをせん断変位速度の対数に対してプロットするとFig.6のようになる。

従来から知られているとおり、せん断変位速度の

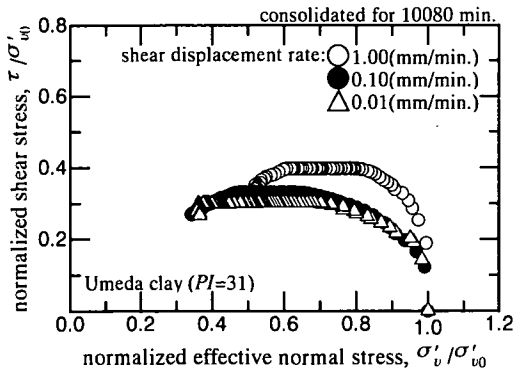


Fig.7 Effective stress paths (samples consolidated for 10080 min.)

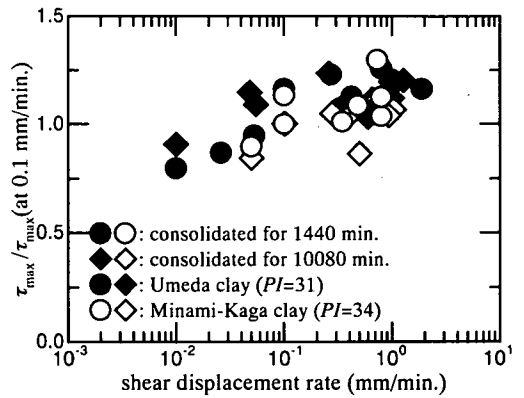


Fig.9 Effect of shear displacement rate on constant volume shear strength

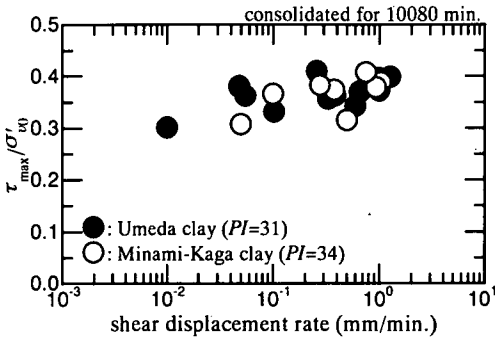


Fig.8 Effect of shear displacement rate on constant volume shear strength (samples consolidated for 10080 min.)

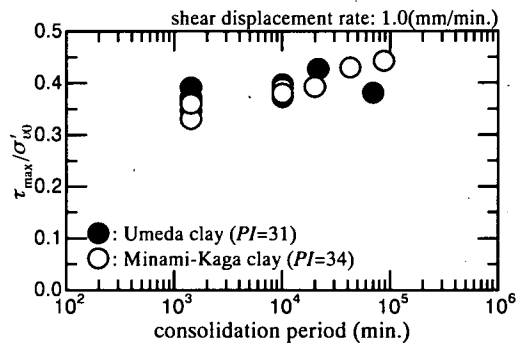


Fig.10 Effect of consolidation period on constant volume shear strength (shear displacement rate of 1.0 mm/min.)

違いによって強さが大きく変化している。Fig.2を見るとせん断速度の対数と強さがほぼ直線な関係にあることがわかるが、Fig.6からも同様の関係が見て取れる。せん断変位速度が0.01mm/min.の時の強さは、1.0mm/min.の時の強さのおよそ70%まで低下している。

Fig.7は圧密時間が7日(10080 min.)の場合の有効応力経路で、せん断変位速度が1.0, 0.1, 0.01mm/min.の場合を例として示している。

圧密時間が1日の場合と同様、せん断変位速度が遅くなるに従って強さが低下している。圧密時間が7日の場合の強さをせん断変位速度の対数に対してプロットするとFig.8のようになる。

Fig.6同様、せん断変位速度が遅くなるにつれて強さが低下している。また、せん断変位速度の対数と強さがほぼ直線な関係にあるとする従来の知見と同様の傾向を示していると言える。この直線の傾き、すなわちせん断変位速度に対する強さの変化の割合は、圧密時間が1日の場合も7日の場合もほぼ等しく、せん断変位速度が100分の1になると、強さ(τ_{max}/σ'_{v0})がおよそ0.05低下している。

時間依存性の影響をまとめるとFig.9のようにな

る。縦軸は、それぞれのせん断強さを、せん断変位速度が0.1mm/min.の時の強さで正規化したものである。

Fig.9を見ると、せん断変位速度の対数と強さがほぼ直線な関係にあり、せん断変位速度によって強さが大きく変化していることが分かる。しかし、その変化の度合は、圧密時間の違いによる差異があまり見られず、比較的狭い範囲でほぼ似たような傾向にあると言える。また、塑性指数がほぼ同じであるためか、粘性土の種類による違いも大きくない。

(2) 圧密時間の影響

過剰間隙水圧の消散とともに有効応力が増加し、密度が増加していく現象が圧密であるが、時間の経過とともに二次圧密効果が発現することを考えれば、圧密時間が長くなるにつれて強さが増加していくであろうと容易に想像できる。そこで次に、圧密時間がせん断強さに与える影響を調べるために、せん断変位速度を一定にし、圧密時間を変化させて一連の等体積一面せん断試験を実施した。

得られた強さを圧密時間の対数に対してプロットし、Fig.10に示した。なお、この場合のせん断変位

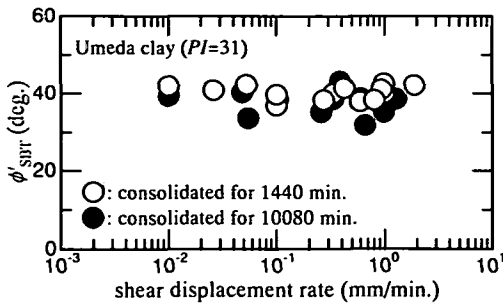


Fig.11 Effect of shear displacement rate on ϕ'_{SBT}

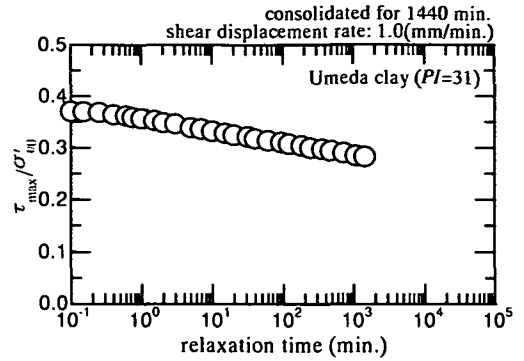


Fig.13 Peak strength decreasing with relaxation time

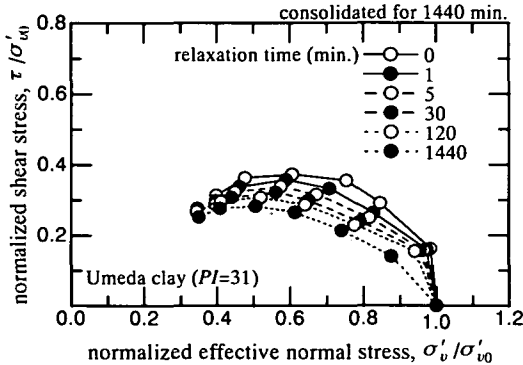


Fig.12 Effective stress paths obtained from stress relaxation tests (samples consolidated for 1440 min.)

速度は 1.0mm/min. で一定である。Fig.10 によれば、圧密時間の対数とせん断強さがほぼ直線的な関係にあり、圧密時間が長くなるにつれて強さが増加していく右上がりの傾向にある。

(3) ϕ' パラメータ

等体積一面せん断試験から得られた有効応力経路をもとに、応力比が最大になる点の ϕ' パラメータを読み取り、せん断変位速度の対数に対してプロットしたものをFig.11に示す。なお、図中のSBTはShear Box Testの略である。

多少の幅があるものの ϕ' パラメータはせん断変位速度によらずほぼ一定であると見てよからう。RichardsonとWhitman²⁶⁾によって示された実験以来、定説とされているとおりといえよう。図中に圧密時間が1日の結果と7日の結果をまとめて示した。この結果を見る限り、 ϕ' パラメータは圧密時間の影響も受けていないと考えられる。以上の結果から、 ϕ' パラメータ(すなわち破壊線)は試験条件によって左右されるものではないらしいことが分かる。しかし、いずれの実験結果を見ても ϕ' が40°前後というかなり高い値を示している。このように高い値が妥当であるのかどうか、今後、多くの試験結果の蓄積を待つて議論すべき課題であろう。

(4) 応力緩和試験

せん断(1.0mm/min.)の途中で水平変位を止め、その後応力緩和を生じさせることを複数回(今回は6回)繰り返しながら等体積一面せん断試験を実施した。速いせん断変位速度を選んだのは、より顕著な時間依存性を実験的に求め易くするためである。各緩和段階で水平変位を止め、それぞれ24時間の応力緩和を行った。実験によって得られた有効応力経路をFig.12に示す。なお、圧密時間が1日の場合の結果を例として示したが、圧密時間が長くなっても類似の傾向を示すことを確認した。

Fig.12のように各緩和段階の等緩和時間(24時間の緩和時間の中から、例として0, 1, 5, 30, 120, 1440min.のデータを選んだ)点を連ねてみると、例えばFig.5, Fig.7で示されているような、せん断変位速度の異なる幾つかの有効応力経路が得られていることが分かる。緩和時間の経過とともに強さが低下し、緩和試験終了時(緩和時間24hr.)のピーク強さは、緩和試験初期(緩和時間0min.)のピーク強さのおよそ75%にまで低下している。それぞれの緩和時間におけるピーク強さを緩和時間の対数に対してプロットしたのがFig.13である。緩和時間の対数と強さが直線的な関係にあり、緩和時間の経過とともに強さが直線的に低下していることが分かる。

(5) せん断変位速度と応力緩和時間の関係

Fig.12を見ても分かるように、応力緩和試験の結果から等緩和時間点を連ねることによって、せん断変位速度の異なる有効応力経路と類似の応力経路が得られる。しかし、どれくらいの緩和時間が、どれくらいのせん断変位速度に対応するのかについては、現在のところ定説とされる対応関係が確立していない。そこで、Fig.14に示す方法に従ってせん断変位速度と緩和時間の関係を調べた。

せん断変位速度をいく通りに変化させて実施した実験結果をせん断変位速度の対数に対してプロッ

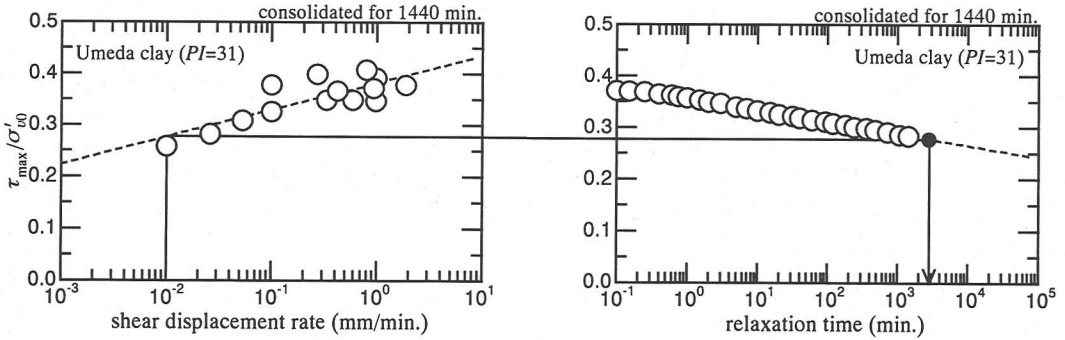


Fig.14 Relationship between shear displacement rate and relaxation time (samples consolidated for 1440 min.)

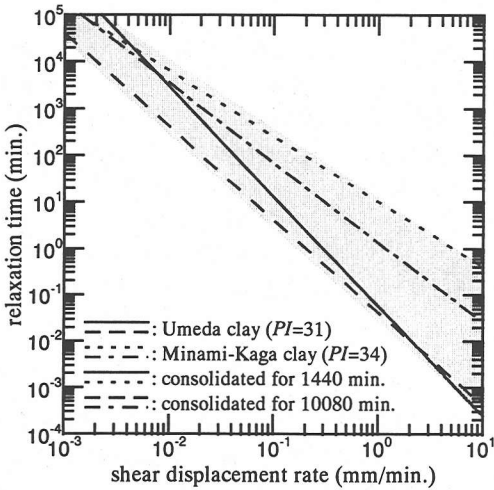


Fig.15 Relaxation time plotted against shear displacement rate

トした図 (Fig.6 参照) と、応力緩和試験から得られた緩和時間の経過に伴うピーク強さの低減を、緩和時間の対数に対してプロットした図 (Fig.13 参照) を組合わせて作ったのが Fig.14 である。ここでは、圧密時間が 1 日の場合を例にとって示した。

例えば、せん断変位速度 0.01 mm/min. でせん断したとしよう。そのときに発揮されるであろう強さ (Fig.14 左図) を、横軸に沿って平行移動させて、右図に移ってゆこう。応力緩和時間の経過に伴う強さの低減を示すグラフ (Fig.14 右図) にぶつかった点が、せん断変位速度 0.01 mm/min. に対応する応力緩和時間を与える。この例の場合、Fig.14 より 2900 分と求められる。

このような方法を用いて、せん断変位速度と応力緩和時間の関係を求めると Fig.15 のようになる。

Fig.15 によれば、両者の関係が両対数上で直線で見られる。この直線の勾配は土の種類や圧密時間によっていくぶんばらつき、特定の結論を見出すにはデータが少なすぎる。しかし、緩和時間とせん断変位速度との対応関係が、Fig.15 の網掛けの範囲に収

まり、緩和時間とせん断変位速度がほぼ (対数スケールで幅を持つもの) 一対一に対応することが分かる。

以上に見てきたように、せん断変位速度や圧密時間、応力緩和時間などの時間的なファクターが粘性土の挙動を非常に複雑にしている。今後、実験的なデータを蓄積し、これらのファクターがせん断強さに与える影響を明らかにすることが望まれる。

(6) 時間効果の補正

前節までに、粘性土の等体積一面せん断強さの時間依存性について調べ、定量的に評価した。その結果を利用して、等体積一面せん断強さの補正を行ってみよう。

本研究では、Table 3 に示したように、時間依存性を調べる一連の実験において二種類の粘土を用いた。これらの粘土の塑性指数がほぼ同じであったため、塑性指数の違いによってせん断強さの時間依存性がどのように変化するかを、うまく把握できなかった。

ところで、Fig.3 に示した実験結果と理論線 (経験式によるパラメータを用いた理論線) がどれくらい違うのか見てみよう。Bjerrum は、多くの盛土の破壊例を検討し、ペーン試験から得られるせん断強さが次式で補正できると主張した⁷⁾。

$$s_{u(\text{field})} = s_{u(\text{vane})} \mu_A \mu_R \quad (5)$$

$s_{u(\text{vane})}$ がペーンせん断試験から得られるせん断強さ、 $s_{u(\text{field})}$ が安定解析に用いるべき設計強さである。 μ_A が強度異方性、 μ_R が時間依存性に関する補正係数である。すべり面上の位置によって強さが違ってくる、つまり、すべり面の傾きに強さが依存する、という強度異方性に対する補正を μ_A で行う。半沢²⁷⁾ は、平坦な粘性土地盤上の盛土について、水平方向の一面せん断強さ $s_{u(\text{SBT})}$ を用いて、

$$s_{u(\text{field})} = s_{u(\text{SBT})} \mu_R \quad (6)$$

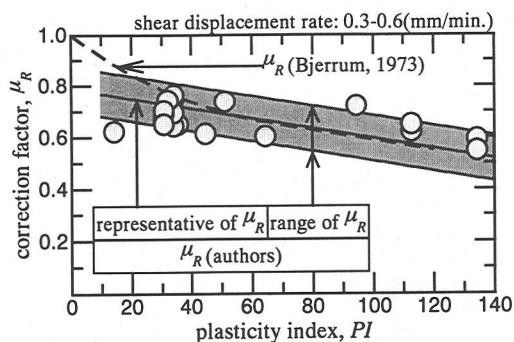


Fig.16 Correction factor for rate effect

と表している。 $s_{u(\text{field})}$ がすべり面に沿って発揮される強さの平均値である。水平なすべり面上で発揮される強さがすべり面に沿って発揮される強さの平均値に他ならないのであるから、 $s_{u(\text{field})}$ が等体積一面せん断強さの理論式(1)で与えられることになる。Fig.3の理論線(経験式によるパラメータを用いた理論線)を実験結果で割って求めた μ_R をFig.16に示す。実験結果がばらついているため、 μ_R に幅を持たせて帯状に示した。 μ_R は右下がりの傾向にあり、塑性指数が大きいほど時間依存性が強いことを示している。帯の中央の実線は μ_R の平均値である。この値を代表値としてせん断強さを補正してみよう。

一面せん断試験もベーンせん断試験も、10分ぐらいかけて粘土を破壊させる試験であるから、式(6)の μ_R はBjerrum²⁸⁾による式(6)の μ_R と同じ程度の大きさであると考えて差し支えないであろう。ベーンせん断に対してBjerrum²⁸⁾が提案した μ_R をあわせてFig.16中に破線で示す。Fig.3のデータをもとに前述の方法で求めた μ_R が、Bjerrumの提案した値²⁸⁾と、ほぼ同程度の値になっていることがわかる。特に、塑性指数が40以上の粘性土については、代表値とBjerrumの示した曲線²⁸⁾がほとんど重なっている。全く独立に別々の方法で求められた二つの μ_R がこのように重なってくることは、求められた μ_R が妥当なものであることを示しているといえよう。HanzawaとTanaka²⁹⁾は、 K_0 圧密した数種の海成粘土について、三軸非排水圧縮せん断試験を行い、せん断強さの速度依存性が塑性指数に依存しないと主張している。実際問題におけるひずみ速度を $10^{-3}\%$ /min.として、その時のせん断強さ(設計強さ)とひずみ速度1.0%/min.でせん断した時のせん断強さとの比を求めたのである。Fig.16に示した結果と異なる見解であるが、最もポピュラーな $s_{u(\text{field})}$ 決定法である²⁷⁾Bjerrumの考え⁷⁾にならって、ここではFig.16に示した代表値で実験結果を補正してみる。

Fig.3に示した実験結果を、実験結果から求めた μ_R

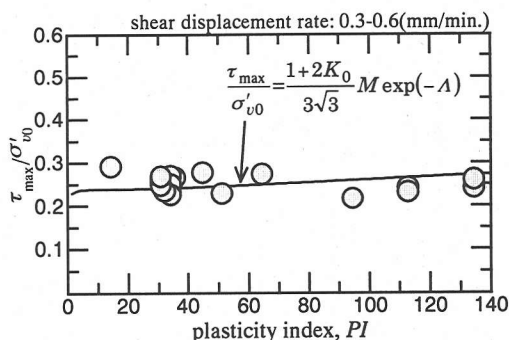


Fig.17 Constant volume shear strengths after being corrected for rate effect

の代表値を用いて補正したのがFig.17である。補正にはFig.16中に実線で示された μ_R の代表値を用いた。 μ_R は理論値(経験式によるパラメータを用いた理論値)を実験結果で割った値なのだから、実験結果に μ_R を掛ければ理論値(経験式によるパラメータを用いた理論値)と一致するのは当然であるが、Fig.17には比較のために理論線(経験式によるパラメータを用いた理論線)も示してある。

4. おわりに

粘性土の等体積一面せん断強さとその時間依存性について実験的に調べた。得られた結論をまとめると次のようである。

- 1) 等体積一面せん断強さに及ぼすせん断変位速度と圧密時間の影響を確認することができた。実験結果とBjerrum²⁸⁾による補正係数 μ_R を比較し、塑性指数が40以上の土に対する等体積一面せん断試験結果をBjerrum²⁸⁾の μ_R で補正しても差し支えないことを示した。
- 2) せん断変位速度と応力緩和時間が、圧密時間の違いによらずほぼ一対一に対応した。
- 3) 等体積一面せん断試験から得られる ϕ' パラメータは、せん断変位速度や圧密時間の影響を受けない。

謝辞：本研究は文部省科学研究費補助金(No. 08455220, 08650571)を受けて行ったものである。記して謝意を表す。

本研究を行うに際して、粘性土試料を提供していただいた基礎地盤コンサルタンツ森田悠紀雄氏、ホクコク地水尾蔵一郎氏、竹中工務店平井芳雄氏、阪神西梅田C街区ビル作業所原口勝利氏、中島直人氏、実験に携わった学生の加藤直継君、阿野達之君に感謝いたします。

参考文献

- 1) Duncan, J.M.: The role of advanced constitutive relations in practical applications, *Proc. 13th ICSMFE*, Vol.5, pp.31-48, 1994.
- 2) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, *Proc. Specialty Session 9, 9th ICSMFE*, pp.229-238, 1977.
- 3) Ohta, H. and Sekiguchi, H.: Constitutive equations considering anisotropy and stress reorientation in clay, *Proc. 3rd Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics*, Vol.1, pp.475-484, 1979.
- 4) Ohta, H., Nishihara, A., Iizuka, A., Morita, Y., Fukagawa, R. and Arai, K.: Unconfined compression strength of soft aged clays, *Proc. 12th ICSMFE*, Vol.1, pp.71-74, 1989.
- 5) 太田秀樹, 勝山克二, 森田悠紀雄, 飯塚 敦: 海成粘土の一面せん断特性と一軸圧縮強度・ペーン強度との力学的関連性, 第39回土質工学シンポジウム平成6年度発表論文集, pp.187-194, 1994.
- 6) 太田秀樹: 室内・原位置試験結果の安定解析への適用, 土の強さと地盤の破壊入門, 第3章3節, 土質工学会, pp.235-270, 1991.
- 7) Bjerrum, L.: Embankments on soft ground, *Proc. Specialty Conference on Performance of Earth-Supported Structures*, Vol.2, pp.1-54, 1972.
- 8) Vaid, Y.P. and Campanella, R.G.: Time-dependent behavior of Undisturbed clay, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.103, No.GT7, pp.693-709, 1977.
- 9) Nakase, A. and Kamei, T.: Influence of strain rate on undrained shear characteristics of K_0 -consolidated cohesive soils, *Soils and Foundations*, Vol.26, No.1, pp.85-95, 1986.
- 10) Kimura, T. and Saitoh, K.: Influence of strain rate on pore pressures in consolidated undrained triaxial tests on cohesive soils, *Soils and Foundations*, Vol.23, No.1, pp.80-90, 1983.
- 11) 中瀬明男: 土のせん断, 最上武雄編 土質力学, 第5章, 技報堂出版, p.517, 1969.
- 12) Skempton, A.W. and Bishop, A.W.: Soils; Chapter 10 of *Building Materials*. North Holland Publ. Co., Amsterdam, pp.417-482, 1954
- 13) 飯塚敦: 軟弱地盤の変形・安定解析に関する基礎的研究, 京都大学学位論文, 1988.
- 14) Kenney, T.C.: Discussion on "Geotechnical properties of glacial lake clays" by Wu, T.H., 1958, *Proc. ASCE*, Vol.85, SM3, pp.67-79, 1959.
- 15) Massarsch, K.R.: Lateral earth pressure in normally consolidated clay, *Design Parameters in Geotechnical Engineering, Proc. 7th European Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.2, pp.245-249, 1979.
- 16) 軽部大蔵: 規格以外の三軸圧縮試験方法とその問題点, 第20回土質工学シンポジウム昭和50年度発表論文集, pp.45-60, 1975.
- 17) Jamiolkowsky, M., Ladd, C.C., Germaine, J.T. and Lancellotta, R.: New developments in field and laboratory testing of soils, *Proc. 11th ICSMFE*, Vol.1, pp.57-153, 1985.
- 18) Ohta, H., Nishihara, A., and Morita, Y.: Undrained stability of K_0 -consolidated clays, *Proc. 11th ICSMFE*, Vol.2, pp.613-616, 1985.
- 19) Ladd, C.C.: Discussion, Main Session 4, *Proc. 8th ICSMFE*, Vol.4.2, pp.108-115, 1973.
- 20) 例えば 田中洋行: "自然堆積粘土に対するペーンせん断試験結果の解釈 (太田秀樹, 西原 晃, 飯塚 敦, 杉江茂彦 (1993))" への討議, 土木学会論文集, No.517/III-31, pp.209-211, 1995.
- 21) Nakase, A., Kamei, T. And Kusakabe, O.: Constitutive parameters estimated by plasticity index, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.114, No.7, pp.844-858, 1988.
- 22) 太田秀樹, 西原 晃, 飯塚 敦, 杉江茂彦: "自然堆積粘土に対するペーンせん断試験結果の解釈" への討議に対する回答, 土木学会論文集, No.517/III-31, pp.211-215, 1995.
- 23) Bjerrum, L. and Simons, N.E.: Comparison of shear strength characteristics of normally consolidated clays, *Norwegian Geotechnical Institute. Publication*, Nr.35, pp. 13-22, 1960.
- 24) 三笠正人, 木下哲生, 高田直俊: 粘性土の圧密時間とせん断強さについて (第2報), 第6回土質工学研究発表会昭和46年度発表講演集, pp.137-140, 1971.
- 25) 外崎 明, 似内政康, 赤石 勝, 稲田倍穂: 一次元圧密における圧密度と強度増加の関係, 土と基礎, Vol.34, No.12, pp.5-9, 1986.
- 26) Richardson, A.M. and Whitman, R.V.: Effect of strain-rate upon undrained shear resistance of a saturated remoulded fat clay, *Géotechnique*, Vol.13, No.4, pp.310-324, 1963.
- 27) 半沢秀郎: 軟弱地盤上の盛土, 軟弱地盤の理論と実際, 第5章, 土質工学会, pp.143-178, 1992.
- 28) Bjerrum, L.: Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils, *Proc. 8th ICSMFE*, Vol.3, pp.111-159, 1973.
- 29) Hanzawa, H. And Tanaka, H.: Normalized undrained strength of clay in the normally consolidated state and in the field, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.1, pp.132-148, 1992.

(1996. 12. 12 受付)

CONSTANT VOLUME SHEAR STRENGTH OF CLAYEY SOILS

Yoshiyuki MORIKAWA, Yasuhiro FURUTA, Atushi IIZUKA and Hideki OHTA

This paper describes time dependency of the constant volume shear strength of clayey soils.

Considerable difference between the experimental constant volume shear strength and theoretical value derived from the Sekiguchi-Ohta model is found out. It is thought that the difference is caused by time dependency of shear strength, which is experimentally quantified in this paper. Then, the constant volume shear strength is corrected by applying a correction factor, and reasonable agreement is achieved between theoretical shear strength and corrected experimental data.