

過圧密粘性土の軸対称応力下での強度特性

SHEAR STRENGTH CHARACTERISTICS OF OVERCONSOLIDATED COHESIVE SOILS UNDER AXISYMMETRIC STRESS CONDITION

大 槇 正 紀*

By Seiki OHMAKI

In this paper, triaxial test results on overconsolidated cohesive soil with various pre-consolidation pressures and overconsolidation ratios are shown which were carried out under drained or undrained condition. From these results, $e \sim \log p$ relationships at both peak and residual states and $q \sim p$ relationships are presented. An expression on failure strength of overconsolidated cohesive soil is given which is obtained from the assumption that Hvorslev's failure criterion of soil is valid and the slope of $e \sim \log p$ relationship at wet side is different from the one at dry side. The validity of this idea is verified by the author's and other researchers' experimental results. Finally the relationship between the coefficients used in the present theory and the plasticity index is discussed.

1. 緒 論

過圧密粘性土の破壊強度を正確に把握することは、過圧密地盤上に構造物を築造する場合はもちろんのこと、正規圧密地盤上の構造物の築造においても、掘削、浚渫等により地盤の有効土かぶり圧を減少させる場合^{1), 2)}や、地盤が推積後長時間を経て、膠結作用などにより擬似過圧密特性を有する場合^{3), 4)}に必要となる。また、現地の強度を一軸圧縮試験のような現地盤の有効土かぶり圧よりも小さい拘束圧の試験結果より推定する場合も過圧密土の強度特性の把握が必要となる。

過圧密状態にある粘性土の軸対称応力条件下での強度特性を調べる実験は Henkel^{5), 6)}, Simons⁷⁾, Parry⁸⁾ などにより行われ、有効応力で示した破壊包絡線、強度増加率 c_u/p と過圧密比の関係、非排水試験での破壊時の間隙圧係数 A_r および排水試験で破壊時の体積のひずみと過圧密比の関係など、過圧密粘性土の基本的性質がほぼ示された。これらの研究は、主として、破壊時の応力状態に着目した研究であった。これに対し、Hvorslev⁹⁾は正規および過圧密状態にある粘性土の破壊強度を表わすために破壊時の有効応力とともに土の間隙比などの状態

変数を導入し、いわゆる Hvorslev の破壊基準を用いて土の強度を議論した。この考えは過圧密土のように応力履歴の影響を強く受ける粘土性の強度を考えるうえで有効である。他方、Roscoe ら¹⁰⁾は、土は残留状態においては過圧密度に関係なく同一の $e \sim \log p$ 線と原点を通る $q \sim p$ 直線に至るという限界状態の概念を導入した。ここに、 e は間隙比、 p は平均有効応力、 q は軸差応力である。Hvorslev の破壊基準とこの Roscoe らの限界状態の概念を用いると、残留時とピーク時の応力状態がほぼ一致する非排水強度の表示式を得ることができる。しかし、この場合も、Wroth and Loudon¹¹⁾のデータにみられるように、過圧密比が大きいほど、ピーク時における土の状態の限界状態線への収束性は悪くなっていく傾向にある。せん断時の供試体内の過剰間隙水圧または含水比の分布の不均一性に関する議論は重要であり、議論の内容は土の強度および変形特性に影響を及ぼすものと思われる。しかし、現段階において多くの研究者^{5), 14)~17)}の実験結果をみると、おおむね上に述べた傾向を示している。他方、平均主応力一定試験¹⁸⁾のように、応力経路を自由に選べる排水試験においては、ピーク時と残留時は必ずしも一致せず、上の考え方では過圧密粘性土の破壊強度式を求めることはできない。

非排水強度 c_u と圧密応力 p の関係は工学的に重要な

* 正会員 工博 水産庁水産工学研究所室長水産土木工部
漁港施設研究室 (〒314-04 茨城県鹿島郡波崎町海老台)

意味を持つが過圧密粘性土に対してもこの関係は多くの研究者により示されてきた^{1), 2), 5), 8)}。過圧密粘性土の c_u/p は過圧密比により変化するが、三田地ら¹⁹⁾、Mayne²⁰⁾ は Hvorslev の破壊基準と破壊時の $e \sim \log p$ 関係が正規、過圧密状態にかかわらず同じであるという仮定を用いて、過圧密粘性土の c_u/p 、破壊時の間隙圧係数 A_f などと過圧密比との関係を導き、多くの実験結果により検証を行った。

過圧密粘性土は、正規圧密粘性土が応力履歴による土構造の変化や長期間の推積による物理化学作用を受けたものと考えれば、外力により実際に作用している粒子間応力のほかにこれらの作用による見かけの粒子間応力を考えることによりその強度特性を説明することができる^{4), 18), 21)}。本文においては、種々の過圧密比、先行圧密応力をもつ繰り返し再圧密試料の軸対称応力条件下での排水および非排水せん断試験結果を示している。また、上の述べた考え方のもとに、Hvorslev の破壊基準および湿潤側と乾燥側で異なる勾配をもつ $e \sim \log p$ の直線関係を用いて、過圧密粘性土の有効応力表示による強度表示式を示している。また、これと著者および他の研究者の試験結果との比較検討を行っている。

2. 試料および試験方法

(1) 試料

試験に用いた試料は市販粉末粘土（通称藤森粘土）であり、これを繰り返し再圧密したものである。試料の物理特性は、 $w_L = 44\%$ 、 $w_p = 26\%$ 、 $PI = 18\%$ 、 $G_s = 2.648$ である。試料は最大圧密圧力 49 kPa で繰り返し再圧密したものであるが、作製の詳細については文献 18) を参照されたい。

(2) 試験方法

試験は予備圧密試験と本試験の 2 段階より成る。予備圧密試験は本試験に先立って、供試体に大きな先行圧密荷重を与えることにより過圧密状態をつくり出すための試験である。予備圧密用三軸セルは、側圧約 2 500 kPa まで加圧可能のものを使用した。試験は、直径約 50 mm、高さ約 90 mm の円柱供試体を予備圧密用三軸セルにセットし、スリット状口紙で周囲を巻き、周囲排水条件とする。供試体の両端面に摩擦軽減のため、シリコングリスを塗布したアクリル円板を挿入した。予備圧密は、周圧を 98, 196, 392, ... kPa のように倍になるように 1 日ごとに上げていき、所定の最大圧密圧力 p_c まで等方圧密を行う。この後、荷重時と同じ応力段階で 1 日ごとに除荷していく。除荷が終了した後、三軸セルより取り出して、本試験に移行する。

本試験で使用した試験機は NGI 型三軸試験機である。予備圧密試験終了後、取り出した供試体はただちに、直

径約 35 mm、高さ約 80 mm に成形し直した後、三軸セルにセットする。ここでもスリット状口紙を供試体面に巻き、供試体両端面にはシリコングリスを塗布したアクリル円板を挿入して、周囲排水条件とした。供試体セット後、側圧 49 kPa より所定の圧密圧力まで 2 倍ずつ増加させ、各段階 1 日間ずつ等方圧密を行う。所定の圧力での圧密が終了した後、排水条件または非排水条件のもとで、三軸圧縮または三軸伸張せん断する。せん断はすべて、変位速度一定のひずみ制御条件で行った。また、排水せん断試験は、三軸圧縮、伸張ともに平均主応力が常に一定になるように、側圧を手動で制御しながら試験を行った。せん断中の軸ひずみ速度は、排水せん断試験で約 $0.8 \times 10^{-3} \%$ /min、非排水せん断試験で約 $0.8 \times 10^{-2} \%$ /min である。試験はすべて $20^\circ \pm 0.5^\circ \text{C}$ の恒温室で行った。

3. 試験結果

Table 1 に平均主応力 p 一定の排水条件のもとに行っ

Table 1 Triaxial compression test results under drained condition.

No.	p_c kPa	p kPa	q_f kPa	q_p kPa	OCR	Δe_f
DC1	196	196	275	267	1	0.0535
DC2	392	196	269	246	2	-
DC3	784	196	289	259	4	-
DC4	1,568	196	303	286	8	-
DC5	2,352	196	325	257	12	-
DC6	1,568	392	542	466	4	-
DC7	1,568	98	179	153	16	-
DC8	1,568	98	186	154	16	-
DC9	1,568	392	599	523	4	-
DC10	392	392	559	512	1	0.0559

Table 2 Triaxial extension test results under drained condition.

No.	p_c kPa	p kPa	q_f kPa	q_p kPa	OCR	Δe_f
DE1	196	196	209	171	1	0.0307
DE2	1,568	98	142	94	16	-
DE3	1,568	196	246	186	8	-
DE4	1,568	392	452	383	4	-

Table 3 Triaxial compression test results under undrained condition.

No.	p_c kPa	p_i kPa	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$		$(\sigma_1' / \sigma_3')_{max}$		p_r kPa	q_r kPa
			p_f kPa	q_f kPa	p_f kPa	q_f kPa		
UC1	1,568	98	226	340	152	246	227	311
UC2	1,568	196	272	380	250	358	273	366
UC3	1,568	392	457	642	444	627	471	601

た三軸圧縮試験の一覧を示す。表中、 p_c は最大圧密圧力、 p はせん断中の平均主応力、 q_f 、 q_r は、それぞれピーク時および残留時の軸差応力、OCRは過圧密比(= p_c/p)、 Δe_f は正規圧密試料(DC1, DC10)のせん断開始時からピーク時までの間隙比の減少量である。

Table 2に、平均主応力 p 一定の排水条件のもとに行った三軸伸張試験の一覧を示す。DE1は正規圧密試料であり、他は過圧密試料の試験である。表中の記号はTable 1の場合と同じである。

Table 3に非排水条件下での三軸圧縮試験結果を示す。 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ 基準と $(\sigma_1' / \sigma_3')_{max}$ 基準による破壊時の p_f 、 q_f および残留時の p_r 、 q_r を示している。また、 p_i はせん断開始時の平均有効主応力である。

なお、Table 1~3に示した各試験は、三軸圧縮の場合で軸ひずみが17~20%、三軸伸張の場合で7~13%まで行っている。各表の残留時の値として、各試験のせ

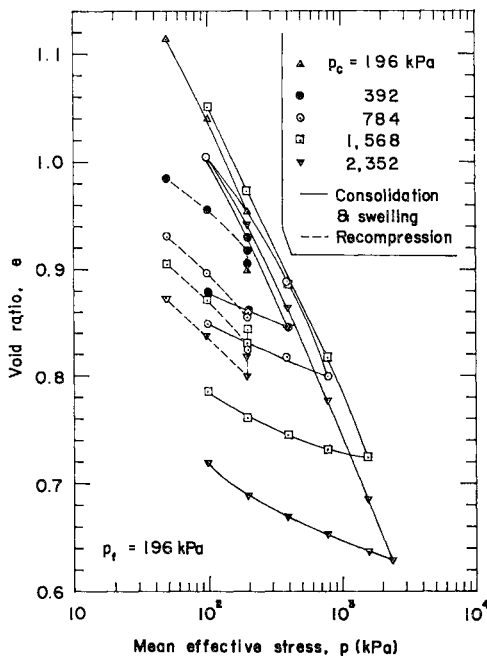


Fig. 1 $e \sim \log p$ relationship at failure ($p_c=196$ kPa).

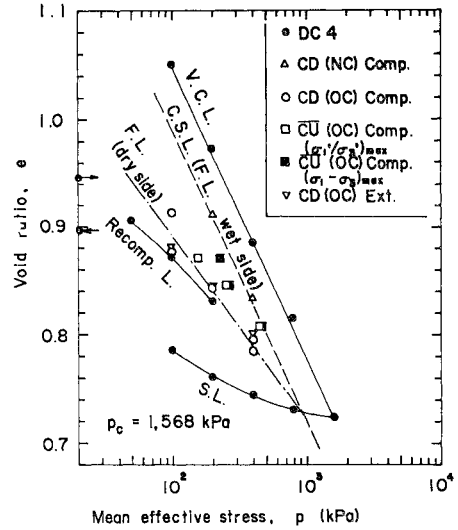


Fig. 2 $e \sim \log p$ relationship at failure ($p_c=1568$ kPa).

ん断最終時の値を用いた。この時点で、供試体の間隙比または過剰間隙水圧はほぼ一定の状態に落ち着いている。

Fig. 1に、平均主応力一定下での排水せん断試験結果のうち、せん断時の平均主応力が196 kPaの各試験(DC1~DC5)の圧密時、膨潤時、再圧縮時およびピーク時の $e \sim \log p$ 関係を示す。せん断開始時からピーク時までの間隙比の変化をみると、 p_c が196 kPa(DC1)と392 kPaの試料ではせん断により間隙比が減少し、圧縮しているが、他の試料では間隙比は増加し、試料は膨張している。

Fig. 2は、最大圧密圧力 p_c が1568 kPaの試料について、ピーク時の $e \sim \log p$ 関係を示している。また、図中には、圧密、膨潤、再圧縮時の $e \sim \log p$ 関係の代表例として、黒丸でDC4の $e \sim \log p$ 関係を示した。また、正規圧密試料のピーク時の点を結ぶ $e \sim \log p$ 関係を破線で示している。 $e \sim \log p$ 図上での正規圧密試料の破壊点を結ぶ直線はほぼ処女圧縮線に平行になっている。図中の排水せん断を受けた過圧密試料のプロットは、破線で示される正規圧密試料の破壊時の $e \sim \log p$ 関係よりかなり下に位置している。これらのプロットの平均として、破線とDC4の膨潤線との交点を通る $e \sim \log p$ 関係(一点鎖線)が仮定できる。同図中には同時に、非排水試験結果を示している。 $(\sigma_1' / \sigma_3')_{max}$ 基準による関係は一点鎖線で示される排水試験結果に近い関係を示しているが、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ 基準での破壊点は正規圧密試料の破壊線(破線)の近くにプロットされている。

Fig. 3は、 p_c が1568 kPaの各試験の残留時として、試験最終時の $e \sim \log p$ 関係を示している。なお図中の

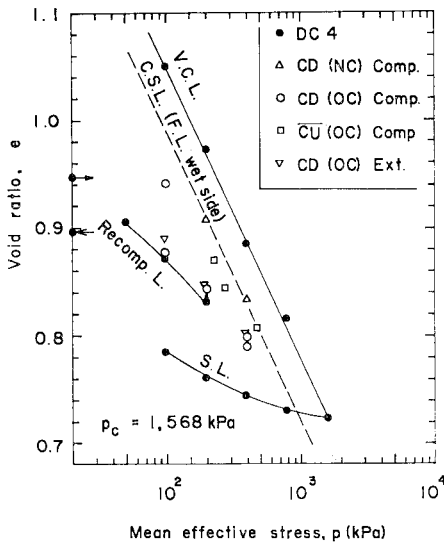


Fig. 3 $e \sim \log p$ relationship at residual state ($p_c = 1\,568$ kPa).

黒丸印と実線の関係および破線はFig. 2に示したものと
同じである。図より、正規圧密試料ではピーク時と残留
時でほとんど差異はない。また、排水せん断を受けた過
圧密試料および $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ 基準による非排水試験の破
壊時と比較すると、残留時の $e \sim \log p$ 関係はそれほど
大きな変化はない。図より、残留時においても、排水せ
ん断を受けた過圧密試料の各プロットは、破線で近似的
に示される正規圧密試料の関係より下にプロットされて
いる。

なお、破壊時の軸差応力 $q_f = (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ と平均主応
力 p_f の関係は、解析結果とともに後のFig. 6に示して
いる。

4. 過圧密粘性土の強度表示式

一般に、正規圧密粘性土の破壊時の軸差応力 q_f は次
のように表わされる。

$$q_f = M \cdot p_f \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 p_f は破壊の平均有効応力、 M は強度定数で
ある。いま、過圧密粘性土の破壊強度 q_f は次のように
表わされるものとする。

$$q_f = M(p_f + \sigma_0) \dots\dots\dots (2)$$

ただし、 σ_0 は過圧密効果を表わす応力パラメーターで
あり、ここでは見かけの粒子間応力と呼ぶ。 σ_0 は過圧
密により生じる土中の粒子間配列、間隙比等の変化を反
映したものであり、過圧密比の関数と考えることができ
る。

さて、式 (2) 中の見かけの粒子間応力 σ_0 を次のよう
に求める。ここでは、三軸圧縮条件の場合について考え

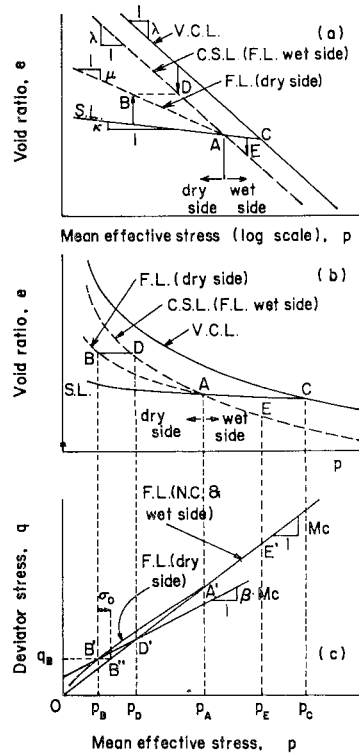


Fig. 4 (a) $e \sim \log p$ relationship, (b) $e \sim p$ relationship, (c) $q \sim p$ relationship.

る。

Fig. 4(a) に示したように、 $e \sim \log p$ 図上で処女圧縮線
(V.C.L.)、限界間隙比線 (C.S.L.)、等方膨潤線
(S.L.) をそれぞれ式 (3)~(5) のように表わす²²⁾。

$$e = e_a - \lambda \ln p \dots\dots\dots (3)$$

$$e = \Gamma - \lambda \ln p \dots\dots\dots (4)$$

$$e = e_c - \alpha \ln(p/p_c) \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 e_c 、 p_c は最大圧密圧力の点 C の間隙比および
平均有効応力である。また、 λ 、 α はそれぞれ $e \sim \log p$
図での処女圧縮線、等方膨潤線の勾配である。 e_a 、 Γ
は基準となる p における処女圧縮線、限界間隙比線
の間隙化である。ここで、正規圧密粘性土の破壊線は式 (4)
で示した限界間隙比線と同じとする。

いま、図に示したように、限界間隙比線と等方膨潤線
の交点を A とすると、この点の間隙比 e_A 、過圧密比
 n_A は次のように表わされる。

$$e_A = \frac{\lambda \cdot e_a - \alpha \cdot \Gamma}{\lambda - \alpha} - \lambda \ln p_c \dots\dots\dots (6)$$

$$n_A = \frac{p_c}{p_A} = \exp\left(\frac{\Delta e_f}{\lambda - \alpha}\right) \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 p_A は点 A での平均有効応力である。また、 Δe_f
は処女圧縮線と限界間隙比線の縦距であり、次のよう
に表わされる。

$$\Delta e_r = e_a - \Gamma \dots\dots\dots (8)$$

ここで、過圧密粘性土の破壊時の $e \sim \log p$ 間係を次のように仮定する。すなわち、 $p_c \geq p_r \geq p_A$ の領域（ここで湿潤側と呼ぶ）では、試料は限界間隙比線（勾配 λ ）上で破壊するものとし、 $p_r < p_A$ の領域（ここでは乾燥側と呼ぶ）では、Fig. 4 (a) に示したように、点 A を通り、勾配 $\mu (\leq \lambda)$ の直線上で破壊するものとする。このとき、湿潤側の破壊線は式 (4) で表わされる。また、乾燥側の破壊線は次のように表わされる。

$$e = e_a - \mu \ln(p/p_A) \dots\dots\dots (9)$$

次に、破壊時における $q \sim p$ 関係について考える。

Fig. 4 (c) に示したように、 $p_c \geq p_r \geq p_A$ の領域で破壊する試料は正規圧密土と同じように原点を通り、勾配 M_c の直線で表わされるものとする。他方、 $p_r < p_A$ の領域で破壊する場合は、Hvorslev²⁾ の破壊基準が $q \sim p$ 図上で成立するものと仮定する。すなわち、 $e \sim p$ 図上において同じ間隙比をもつ過圧密試料と正規圧密試料の破壊点 B, D (Fig. 4 (b) 参照) の応力状態を、 $q \sim p$ 図上ではそれぞれ B', D' (Fig. 4 (c) 参照) で表わす。このとき、点 B' と点 D' を結ぶ直線は勾配 $\beta \cdot M_c$ (β は定数と仮定) の直線で表わされるとする。ここに、 $\beta \cdot M_c = 6 \sin \phi_e / (3 - \sin \phi_e)$ (ϕ_e : Hvorslev の有効摩擦角) の関係がある。このとき、点 B' での破壊強度 q_B は次のように表わされる。

$$\begin{aligned} q_B &= M_c \cdot p_D - \beta \cdot M_c \cdot (p_D - p_B) \\ &= M_c \cdot p_A \left\{ (1-\beta) \left(\frac{p_A}{p_B} \right)^{-\mu/\lambda} + \beta \frac{p_B}{p_A} \right\} \dots\dots\dots (10) \end{aligned}$$

ここに、 $p_D = p_A (p_A/p_B)^{\mu/\lambda}$ の関係を用いている。ここで、次式が成立する。

$$p_A = p_B \cdot n_B \exp\left(-\frac{\Delta e_r}{\lambda - \kappa}\right) \dots\dots\dots (11)$$

ここに、 n_B は点 B の過圧密化 (= p_c/p_B) である。この関係を用いると、式 (10) は次のように表わされる。

$$q_B = M_c \cdot p_B \left\{ (1-\beta) n_B^2 \exp\left(-\frac{\Delta e_r \cdot \Omega}{\lambda \cdot \Lambda}\right) + \beta \right\} \dots\dots (12)$$

ここに、 $\Omega = 1 - \mu/\lambda$, $\Lambda = 1 - \kappa/\lambda$ で、いずれも定数である。

いま、 $q \sim p$ 図上において、 q_B と同じ破壊強度をもつ正規圧密土の破壊線上の点を B'' とする。ここで、式 (2) で示した見かけの粒子間応力 σ_0 は点 B'' の平均有効応力と点 B' の平均有効応力の差とする。このとき、式 (2) は次のように書き直される。

$$q_B = M_c (p_B + \sigma_0) \dots\dots\dots (13)$$

式 (12), (13) を比較することにより、 σ_0 は次のように表わされる。

$$\sigma_0 = p_r (1-\beta) \left\{ n^2 \exp\left(-\frac{\Delta e_r \cdot \Omega}{\lambda \cdot \Lambda}\right) - 1 \right\} \dots\dots\dots (14)$$

式 (14) において、 p_B, n_B をそれぞれ p_r, n と置き換えている。ここで、用いている過圧密比 n は最大圧密圧力 p_c と破壊時の平均有効主応力 p_r の比と定義している。

次に、点 B および点 D の等価圧密圧力を p_e とすると、これは次のように表わされる。

$$p_e = p_D \cdot \exp\left(-\frac{\Delta e_r}{\lambda}\right) \dots\dots\dots (15)$$

上式を式 (10) の第 1 式に代入して整理すると、次式を得る。

$$\frac{q_r}{M \cdot p_e} = (1-\beta) \exp\left(-\frac{\Delta e_r}{\lambda}\right) + \beta \frac{p_r}{p_e} \dots\dots\dots (16)$$

ただし、 q_B, p_B, M_c をそれぞれ q_r, p_r, M と書き換えている。式 (16) を用いると $q_r/(M \cdot p_e) \sim p_r/p_e$ プロットより係数 β を求めることができる。

ここで、式 (14) で示した見かけの粒子間応力 σ_0 は三軸圧縮下の場合について求めたが、 p_r, n は応力不変量であるので、一般応力条件下の場合も成立すると仮定すると、三軸伸張下の試験結果も、その条件下での M の値 (M_E) を用いることにより解析できる。

このとき、一般に、正規圧密土および $p_c \geq p_r \geq p_A$ の領域で破壊する過圧密土に対しては、式 (1) が成立し、 $p_r < p_A$ の領域で破壊する過圧密土に対しては式 (14) で表わされる σ_0 を用いた式 (2) が成立する。

以上、新しい係数 μ, β を導入して、見かけの粒子間応力 σ_0 を求め、過圧密土の強度の表示式を示した。

5. 試験結果の解析

ここでは、3. で示した試験結果および他の研究者による試験結果を 4. に示した考えのもとに解析した結果を示す。

(1) 著者の試験結果の解析

Fig. 5 (a), (b) は、それぞれ 3. で示した三軸圧縮

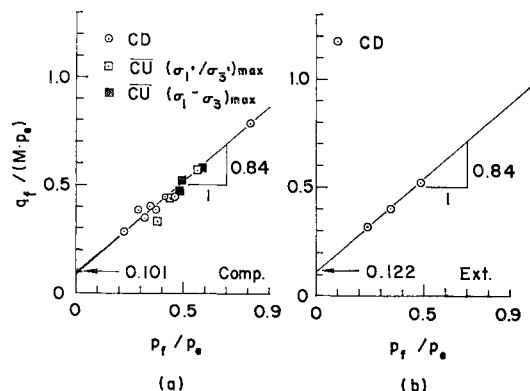


Fig. 5 $q_r/(M \cdot p_e) \sim p_r/p_e$ relationships at (a) triaxial compression and (b) extension.

および伸張試験結果を式 (16) に示した $q_f/(M \cdot p_e) \sim p_f/p_e$ の関係で示したものである。ただし、式 (16) 中の Δe_f , λ は試験結果より求めた Table 4 の値を用いている。Fig. 5 (a) には、排水試験結果と非排水試験結果の $(\sigma_1'/\sigma_3')_{\max}$ 基準によるものと $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ 基準によるものを同時に示している。図より、三軸圧縮、伸張試験結果ともに、各プロットはほぼ同じ勾配の直線関係として表わされる。これより、 β の値として 0.84 を得る。

Fig. 6 (a), (b) に、それぞれ三軸圧縮および伸張下における $q_f/p_c \sim p_f/p_c$ 関係の試験結果と解析結果の比較を示す。解析には Table 4 に示した各係数値を用いている。図中には、式 (7) より計算される n_s の逆数 p_A/p_c の値を矢印で示している。図より、解析結果はほぼ試験結果を説明している。

(2) 他の研究者による試験結果の解析

Fig. 7 は、Weald 粘土の三軸圧縮試験結果⁶⁾を $q_f/(M \cdot p_e) \sim p_f/p_e$ 関係でプロットしたものである。また、図中には、彼の試験結果より読み取った Δe_f , λ の値 (Table 4 参照) を用いて、これらのプロットに最もよ

く合う式 (16) による直線関係を示している。各プロットはほぼ図中の直線の直線関係で表わされ、これより β の値として 0.75 を得る。なお、Weald 粘土の三軸伸張試験結果からも β の値として 0.75 を得ている。

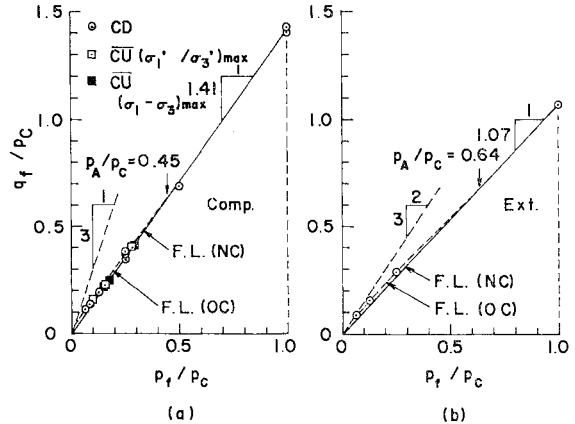


Fig. 6 $q_f/p_c \sim p_f/p_c$ relationships at (a) triaxial compression and (b) triaxial extension.

Table 4 Physical and strength parameters of various soil samples.

Sample	State	No. in diagram	PI	λ	κ	κ_r	Δe_f	β	μ	M	Test condition	Refs.
Weald clay	R	1	25.0	0.093	0.035	-	0.037	0.75	0.059	0.86	Comp.	(4)
"	R	2	25.0	0.093	0.035	-	0.0274	0.75	0.054	0.66	Ext.	(6), (14)
London clay	R	3	52.0	0.161	0.062	-	0.0498	0.70	0.089	0.71	Comp.	(6), (14)
Drammen clay	U	4	19.1	0.115	0.024	-	0.072	-	-	1.02	Comp.	(23)
"	U	4	17.1	0.115	0.024	-	0.073	-	-	1.13	Comp.	(23)
"	U	4	18.2	0.115	0.024	-	0.071	-	-	1.28	Comp.	(23)
Backswamp (Batch 2,3)	R	5	40.0	0.253	0.071	-	0.096	0.60	0.119	0.89	Comp.	(15)
Remoulded clay	R	6	39.0	0.252	0.040	-	0.180	-	-	1.39	Comp.	(24)
Leached clay (1.5 N)	R	7	37.0	0.254	0.074	-	0.124	-	-	0.95	Comp.	(25)
" (0.3 N)	R	7	38.0	0.239	0.083	-	0.109	-	-	0.87	Comp.	(25)
" (0.1 N)	R	7	36.0	0.230	0.089	-	0.123	-	-	1.06	Comp.	(25)
" (Dispersed)	R	7	38.0	0.326	0.115	-	0.145	-	-	0.84	Comp.	(25)
Kanpur clay	R	8	18.0	0.123	0.026	-	0.100	0.80	0.042	1.30	Comp.	(16)
Rann of Kutch clay	R	8	49.0	0.265	0.148	-	0.118	0.60	0.156	1.04	Comp.	(16)
Keuper Marl	R	9	14.0	0.118	0.025	-	0.067	0.80	0.066	1.02	Comp.	(17)
Silty clay	R	10	21.0	0.130	0.025	-	0.045	-	-	1.51	Comp.	(19)
"	R	10	21.0	0.084	0.013	-	0.045	-	-	1.42	Comp.	(19)
"	R	10	32.0	0.179	0.025	-	0.054	-	-	1.47	Comp.	(19)
Fujinomori clay	R	11	17.5	0.106	0.019	-	0.043	-	-	1.65	Comp.	(18)
Lacustrine clay	U	12	22.6	0.261	0.071	-	0.114	-	-	0.54	Comp.	(27)
Kaolin	R	13	9.0	0.092	0.031	-	0.017	-	-	0.96	Comp.	(28)
Silty clay	R	13	22.0	0.058	0.019	-	0.0035	-	-	1.53	Comp.	(28)
Fujinomori clay	R	14	26.2	0.115	0.021	-	0.0686	-	0.064	1.40	Comp.	(13)
"	R	15	17.5	0.120	0.023	0.052	0.0547	0.84	0.074	1.41	Comp.	Present
"	R	15	17.5	0.120	0.023	0.052	0.0328	0.84	0.074	1.07	Ext.	Present

U: Undisturbed, R: Remoulded

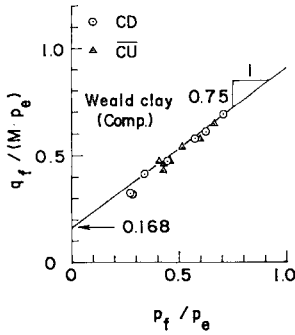


Fig. 7 $q_f / (M \cdot p_e) \sim p_f / p_e$ relationship of Weald clay.

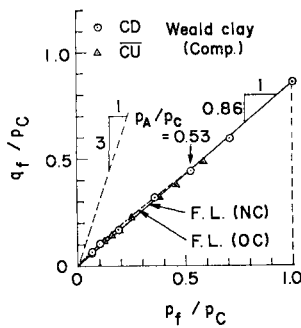


Fig. 8 $q_f / p_c \sim p_f / p_c$ relationship of weald clay.

Fig. 8 は、Fig. 7 と同じ試験結果を $q_f / p_c \sim p_f / p_c$ 関係でプロットしたものである。また、同時に Table 4 の各係数値を用いた解析結果を示している。正規圧密土(実線)と過圧密土(破線)の差異はかなり小さいが、解析結果はほぼ試験結果を説明している。

Fig. 9 (a), (b) は、それぞれ Yudhbir ら¹⁶⁾による Rann of Kutch 粘土および Kanpur 粘土に対する $q_f / (M \cdot p_e) \sim p_f / p_e$ 関係のプロットを示したものである。いずれもほぼ直線関係とみなせる。これらの図より、図中に示した直線の勾配としてそれぞれの粘土の β の値が求められる。

Fig. 10 (a), (b) は、それぞれ Rann of Kutch 粘土および Kanpur 粘土の $q_f / p_c \sim p_f / p_c$ 関係の試験結果と解析結果の比較である。データは多少ばらついているが、解析結果はほぼ試験結果を説明している。

(3) 実験係数相互間および塑性指数との関係

ここでは、過圧密粘性土の強度表示式に用いられる実験係数の相互間および塑性指数との関係について、今まで多くの研究者により得られている結果をまとめる。以下に示すデータは Table 4 にまとめて示している。

Fig. 11 (a), (b) は、それぞれ圧縮指数 λ および膨潤指数 κ と塑性指数 PI の関係である。 λ , κ とともに実験の行われた応力レベルの間の $e \sim \log p$ 関係の平均的な

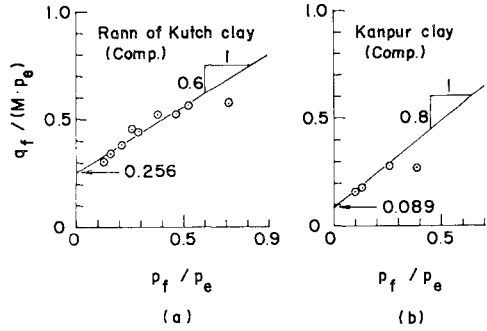


Fig. 9 $q_f / (M \cdot p_e) \sim p_f / p_e$ relationship (a) Rann of Kutch clay, (b) Kanpur clay.

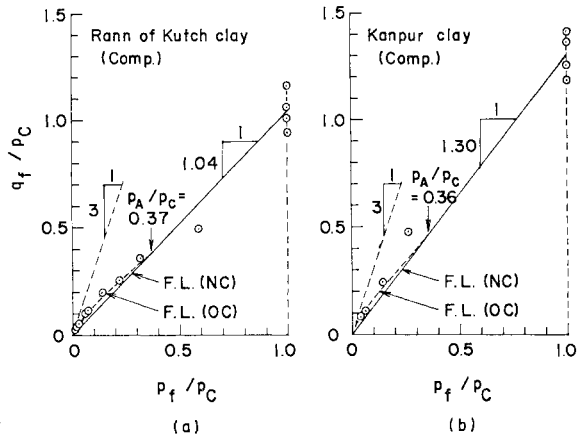


Fig. 10 $q_f / p_c \sim p_f / p_c$ relationship of (a) Rann of Kutch clay, (b) Kanpur clay.

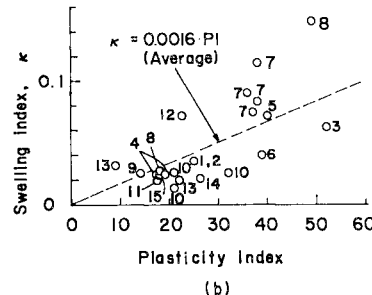
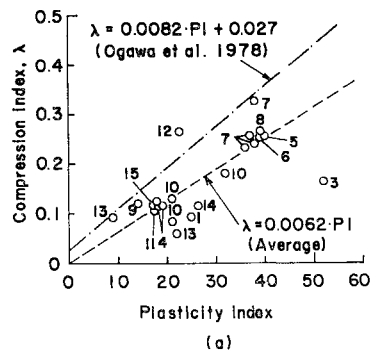


Fig. 11 (a) $\lambda \sim PI$ relationship, (b) $\kappa \sim PI$ relationship.

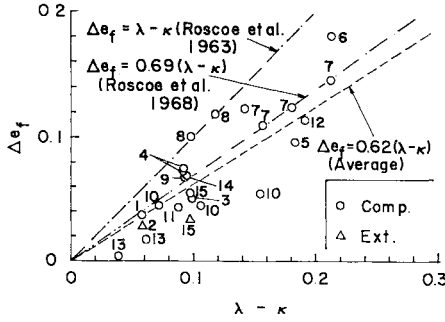


Fig. 12 $\Delta e_f \sim (\lambda - \kappa)$ relationship.

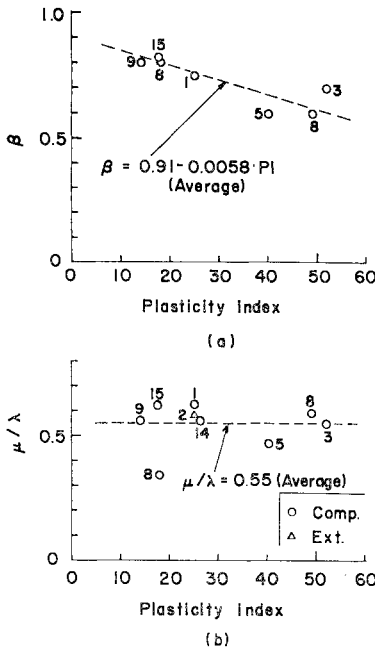


Fig. 13 (a) β and (b) $\mu/\lambda \sim PI$ relationship.

勾配として求めている。Fig. 11 (a) からわかるように、 λ は PI に対してほぼ比例関係にある。また、同図中には、日本の港湾関係の資料²⁹⁾の関係を一点鎖線で示しているが、ここで扱った試験結果はこれより小さいの λ を与えている。同図 (b) において、プロットはかなりばらついているが、膨潤指数 κ は PI とともに増加する傾向がみられる。

Fig. 12 は、式 (8) で定義した Δe_f と $(\lambda - \kappa)$ の関係である。 Δe_f は等方圧密時と破壊時の $e \sim \log p$ 関係が示されているときはこれより直接に求めている。また、このほかの場合で非排水試験の場合は $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ 時の過剰間隙水圧と圧縮指数の値から、排水試験の場合はせん断開始時からピーク時までの間隙比の変化より求めた。図より、 Δe_f は $(\lambda - \kappa)$ とともに増加する傾向がある。同図中には、Roscoe ら^{22), 30)}による関係も同時に

示している。各プロットの平均の勾配は Roscoe ら³⁰⁾のものよりやや小さい値を示している。

Fig. 13 (a), (b) は、それぞれ β および μ/λ と PI の関係である。 β , μ はいずれも試験結果より得られたデータをプロットして求めている。ただし、 μ は非排水試験では $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ の点の値より求めている。図より、 β は PI とともに減少し、0.8~0.6 の値を示している。すなわち、 $q \sim p$ 図上での Hvorslev²¹⁾ の破壊線勾配は正規圧密土の破壊包絡線の勾配の 0.6~0.8 倍であり、 PI の増加とともに減少の傾向がある。Fig. 13 (b) より、 μ/λ は PI に関係なく、1 よりもかなり小さい一定値を示している。これより、乾燥側における $e \sim \log p$ 図上での破壊線勾配は、正規圧密土の勾配よりかなり小さい (0.5~0.6 倍) ことがわかる。

6. 結 論

本研究で得られた結果および検討事項は以下のように要約される。

(1) 正規圧密粘性土の破壊時の $e \sim \log p$ 関係は処女圧密線の勾配と同じ直線関係として表わされるが、乾燥側での過圧密粘性土の間隙比はこの線まで達せず、かなり小さい間隙比で破壊する。特に、この傾向は排水試験に強い。残留時の $e \sim \log p$ の関係についても同様の傾向がみられる。

(2) 破壊時の $e \sim \log p$ 関係は湿潤側では正規圧密土のそれと同じとし、乾燥側においてはこれより小さい勾配をもつ直線として表わす。また、破壊時の $q \sim p$ 関係は、湿潤側では正規圧密土と同じ勾配 M の直線で表わされ、乾燥側では Hvorslev²¹⁾ の仮定が成立するとする。これらの仮定に基づくとき、過圧密粘性土の強度を式 (2) のように表わすと、式中の見かけの粒子間応力 σ_0 は、湿潤側ではゼロ、乾燥側では式 (14) のように過圧密比の関数として表わされる。

(3) 圧縮指数 λ , 膨潤係数 κ は塑性指数 PI とともに増加する傾向にある。一方、 Δe_f は $(\lambda - \kappa)$ とともに増加する傾向がみられる。また、新しく導入したパラメーター β は PI の増加とともにわずかに減少し、 μ/λ は PI によらず、ほぼ一定とみなせる。

謝 辞：土試料の三軸試験は京都大学防災研究所で行った。実験にあたって、京都大学防災研究所 柴田徹教授にご指導いただき、同 清水博樹技官に実験の補助をいただいた。ここに、両氏に対し、心からの謝意を表する次第である。

使用記号

e : 間隙比

e_A : 限界間隙比線と等方膨潤線の交点の間隙比

e_a : 限界間隙比線の $p=1$ での間隙比

e_c : 最大圧密圧力の点の間隙比

M : 強度定数 ($=q_f/p_f$)

M_c, M_e : 三軸圧縮および三軸伸張下での強度定数
 M

n : 過圧密比 ($=p_c/p$)

n_A : 等方膨潤線と限界間隙比線の交点の過圧密比

p : 平均有効応力 [kPa]

p_A : 限界間隙比線と等方膨潤線の交点の平均有効応力 [kPa]

p_c : 最大圧密圧力 [kPa]

p_e : 等価圧密圧力 [kPa]

p_f : 破壊時の平均有効応力 [kPa]

p_i : せん断開始時の平均有効応力 [kPa]

p_r : 残留状態での平均有効応力 [kPa]

q : 軸差応力 ($=\sigma_1 - \sigma_3$) [kPa]

q_f : 破壊時の軸差応力 [kPa]

q_r : 残留状態での軸差応力 [kPa]

β : 破壊時に同一間隙比をもつ試料の $q-p$ 図上での破壊線の勾配を強度定数 M で割った値

Γ : 限界間隙比線の $p=1$ での間隙比

Δe_f : $e \sim \ln p$ 図上での処女圧縮線と限界間隙比線の縦距 ($e_a - \Gamma$)

x : $e \sim \ln p$ 図上での等方膨潤線の勾配

Λ : 定数 ($=1-x/\lambda$)

λ : $e \sim \ln p$ 図上での処女圧縮線の勾配

μ : 乾燥側での $e \sim \ln p$ 図上での破壊線の勾配

σ_0 : 過圧密効果を表わす応力パラメーター [kPa]

Ω : 定数 ($=1-\mu/\lambda$)

参考文献

- 1) Bishop, A. W. and Bjerrum, L. : The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems, Proc. Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, pp. 437~501, 1960.
- 2) 中瀬明男・小林正樹・勝野 克 : 3圧密および膨張による飽和粘土のせん断強度の変化, 港湾技術研究所報告, 第8巻第4号, pp. 103~143, 1969.
- 3) Bjerrum, L. : Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings, Geotech. Vol. 17, pp. 81 ~ 118, 1967.
- 4) 半沢秀郎・岸田隆夫・松田栄一 : Stability analysis with effective stress method for embankments constructed on an alluvial marine clay, 土質工学会論文報告集, 第22巻, 第3号, pp. 32~46, 1982.
- 5) Henkel, D. J. : The effect of overconsolidation on the behaviour of clays during shear, Geotech. Vol. 6, pp. 139~150, 1956.
- 6) Henkel, D. J. : The shear strength of saturated remoulded clays, Proc. Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, pp. 533~554, 1960.
- 7) Simons, N. E. : The effect of overconsolidation on the shear strength characteristics of an undisturbed Oslo clay, Proc. Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, pp. 747~763, 1960.
- 8) Parry, R. H. G. : Triaxial compression and extension tests on remoulded saturated clay, Geotech. Vol. 10, pp. 166~180, 1960.
- 9) Hvorslev, M. J. : Physical components of the shear strength of saturated clays, Proc. Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, pp. 169 ~ 273, 1960.
- 10) Roscoe, K. H., Schofield, A. N. and Wroth, C. P. : On the yielding of soils, Geotech. Vol. 8, pp. 22~53, 1958.
- 11) Wroth, C. P. and Loudon, P. A. : The correlation of strains within a family of triaxial tests on overconsolidated samples of kaolin, Proc. Geotech. Conf., Oslo, Vol. 1, pp. 163~189, 1967.
- 12) 足立紀尚・龍岡文夫 : 土木学会編新体系土工学 18, 土の力学 (Ⅲ), 圧密・せん断・動的解析 pp. 103~105, 1981.
- 13) 清水正喜 : Effect of overconsolidation on dilatancy of a cohesive soils, 土質工学会論文報告集第22巻第4号, pp. 121~135, 1982.
- 14) Henkel, D. J. : The relationships between the strength, pore water pressure, and volume change characteristics of saturated clays, Geotech. Vol. 9, pp. 119~135, 1959
- 15) Whitman, R. V. : Some considerations regarding the shear strength of clays, Proc. Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, pp. 581 ~ 614, 1960.
- 16) Yudhbir and Varadarajan, A. : Undrained behaviour of overconsolidated saturated clays during shear, 土質工学会論文報告集, 第14巻, 第4号, pp. 1~12, 1974.
- 17) Brown, S. F., Lashine, A. K. F. and Hyde, A. F. L. : Repeated load triaxial testing of a silty clay, Geotech. Vol. 25, pp. 95~114, 1975.
- 18) 大嶺正紀 : Strength and deformation characteristics of an O. C. clay, Proc. 6th Asian Reg. Conf. SMFE, Vol. 1, pp. 63~66, 1979.
- 19) 三田地利之・北郷 繁 : Change in Undrained shear strength characteristics of saturated remoulded clay due to swelling, 土質工学会論文報告集, 第16巻第1号 pp. 45~58, 1976.
- 20) Mayne, P. W. : Cam clay predictions of undrained

- strength, Proc. ASCE, Vol.106, No. GT 11, pp.1219~1242, 1980.
- 21) 大槓正紀：A unified expression for failure criterion of soil, Proc. 7th Asian Reg. Conf. SMFE, 1983.
- 22) Roscoe, K.H., Schofield, A.N. and Thurairajah, A. : Yielding of clays in states wetter than critical, Geotech. Vol.13, pp.211~240, 1963.
- 23) Simons, N.E. : Comprehensive investigation of the shear strength of an undisturbed Drammen clays, Proc. Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, pp.727~745, 1960.
- 24) 柴田 徹・軽部大蔵：複合応力状態における土の挙動について，京都大学防災研究所年報，第7号，pp.1~9, 1964
- 25) Nelson, J.D. and Siu, K.L. : The influence of structure on the dilatation of clays, Proc. 1st Aust. New Z. Conf. on Geomechanics, Vol.1, pp.197~203, 1971.
- 26) 大槓正紀：A mechanical model for the stress-strain behaviour of normally consolidated cohesive soil, 土質工学会論文報告集，第19巻，第7号，pp.29~44, 1979.
- 27) Barcos, A., Graham, J. and Domashuk, L. : Yielding and Rupture in Lacustrine clay, Can. Geotech. Journ., Vol.17, pp.559~573, 1980.
- 28) Murthy, M.K., Sridharan, A. and Nagaraj, T.S. : Shear strength behaviour of overconsolidated clay, 土質工学会論文報告集，第21巻第2号，pp.72~83, 1981.
- 29) 小川富美子・松本一明：港湾地域における土の工学的諸係数の相関性，港湾技術研究所報告，第17巻，第3号，pp.3~89, 1978.
- 30) Roscoe, K.H. and Burland, J.B. : On the generalized stress strain behaviour of 'wet' clay, Engineering Plasticity (ed. Heyman, J. and Leckie, F.A.), Cambridge Univ. pp.535~609, 1968.

(1983. 11. 16・受付)