

平面変形状態における粘土のせん断特性について

軽 部 大 蔵

SHEAR TESTS OF REMOLDED CLAY UNDER PLANE STRAIN CONDITION

By Daizo KARUBE

Synopsis

This is a preliminary report on the shearing tests of remolded, saturated and normally consolidated clay under the plane strain condition. Preceding shearing, specimens were consolidated under hydrostatic pressure or Ko-pressure, (the condition under which axial pressure is kept constant and lateral pressure is controlled so that lateral strain does not occur). Plane strain condition during shearing was made by controlling intermediate principal stress which is applied on two parallel sides of specimen through rubber membrane cushion.

Failure point is defined by maximum octohedral stress ratio (τ_{oct}/σ_m), and it was obtained that shear strength of plane strain specimens are larger than triaxial compression specimens by 10% or so. Definite conclusions have not obtained on the characteristics of dilatancy yet.

1. ま え が き

粘土塊のせん断変形やダイレタンスーは、粘土粒子相互の相対変位の結果生じるものであると考えられている。それならば逆に、粒子の相対変位の起り方は、土塊の幾何的な変形条件に影響を受けるであろう。したがって、粘土塊のせん断特性は、変形の幾何的条件に影響を受けるはずである。本文は、この点を明らかにするために行なっている一連の実験の中間報告であって、練り返し正規圧密粘土の平面変形状態におけるせん断特性と、一般の3軸圧縮状態におけるせん断特性の比較について述べようとしている。

平面変形とは、変形する連続体内のあらゆる点が、ある1方向への変位成分を持たないような変形をさしており、この様子は Fig. 1 (a) に示されている。これに対して、3軸圧縮とは Fig. 1 (b) に示すように、あらゆる点が直交する2方向へ等しい変位成分を持つような変形で、普通の3軸圧縮試験の変形条件はこれである。連続体が平面変形する場合は、物体内の任意の点の動きは1平面内に限られていることは明らかである。同様に、粘土のような粒状体においても、平面変形条件の下では、粒子の移動の方向は、多くの場合1平面内に拘束されるであろう。一方3軸圧縮条件の下では、個々の粒子は最も移動しやすい方向に移動し、全体として2方向へ等しい変位を行なえばよいわけである。この相対変位の自由さの差が、粘土塊としてのせん断特性にも反映されるであろうことは、想像に難くない。

他方、土質工学の立場からすれば、堤体や連続基礎またはトンネルのように、一様な断面の長い構造物の付近の土塊は平面変形状態にある。しかし、これらの設計に用いられる土の力学定数は必ずしも平面変形条件の試験から求められているわけではない。したがって、ここで変形条件がせん断特性に与える影響について調らべることは重要なことであると考ええる。

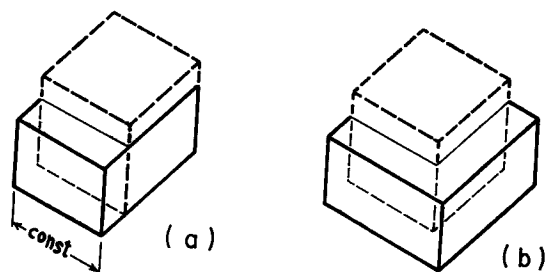


Fig. 1 Stress conditions, a) Plane strain, b) Triaxial strain,
(Dashed line—original soil cube, full line—strained
cube)

2. 試料および試験方法

試料土は大阪の沖積層から採取した粘土を含水比 200% 以上の状態で完全に練り返し、大型圧密容器に入れ、 0.5kg/cm^2 の荷重で再圧密したものである。この試料を高さ 7cm, 直断面が、たて・横おのおの 2.8 cm の正 4 角形をなす角柱に切り出し、4 側面にベーパードレインをつけて、3 軸セル内で圧密を行なった。圧密は 1 および 2kg/cm^2 の等方圧力による圧密（以下 K_1 —圧密と呼ぶ）および長軸方向圧力を 2kg/cm^2 の一定値に保ち、側方圧力は断面積が変化しないように調節する圧密（以下 K_0 —圧密と呼ぶ）の 2 種類を採用した。約 24 時間圧密した後、 1kg/cm^2 のバック・プレッシャーを 1 時間以上作用させた。続いてせん断を行なうわけであるが、せん断の条件は、平面変形および 3 軸圧縮の 2 つを採用した。3 軸圧縮条件のせん断は、一般に行なわれている方法と同じ手法で行なった。すなわち長軸方向を毎分 0.02% の速さで圧縮し、その間の側方圧力は一定に保った。平面変形条件のせん断は、やはり長軸方向に毎分 0.02% の速さで圧縮し、それにとりあう供試体の互いに平行な 2 側面間の距離の増加を読取望遠鏡で観測し、増加が起こればあらかじめ 3 軸容器内に設置されている中間主応力載荷装置によって、その両側面に加圧して増加をくい止め、常にせん断開始時の距離を保つように努めた。中間主応力載荷装置については文献 1) を参照されたい。いずれの条件のせん断も非排水条件で行ない、せん断中の間げき圧は電氣的に自動記録させた。

3. 試験結果およびその検討

試験中の観察 K_0 —圧密によって到達した圧密平衡状態の土圧係数は、正確には 0.45 であった。（精度の低い初期の試験から得た土圧係数は 0.5 となっている。）

平面変形条件を保つために、側方への変位を観測したが、その精度が 3/100mm 程度であったため、かなり変位が起ってしまったからでないと中間主応力載荷装置を働かせることができず、したがって厳密な意味での平面変形条件で試験を行なうことはできなかった。

Fig. 2 はせん断中の長軸方向のひずみ ϵ_1 と、最大主応力差 ($\sigma_1 - \sigma_3$)、中間主応力差 ($\sigma_2 - \sigma_3$) および発生間げき水圧 Δu の関係を示している。図からわかるように、 K_0 —圧密された供試体は小さいひずみ ϵ_1 で主応力差が最大値に達している。

破壊の定義について 粘土の力学的性質を有効応力から見る場合には、何をもちいて破壊を定義するかという問題が起こる。現在のところ主応力差が最大となる点で定義するのが普通であるが、この方法には不合理な点が含まれている。土が土中のある平面上で発揮し得るせん断抵抗力は有効垂直応力 σ' と大体比例的な関係を持っていることは周知の通りである。したがって、1 つの供試体のせん断試験を行なって、その破壊点をきめる場合も、 σ' の大きさと、それに対して発生した τ の両方を見くらべてなされなければならない。ところで非排水試験では間げき水圧がせん断の進行にともなって変化するから、その結果 σ' が変化する

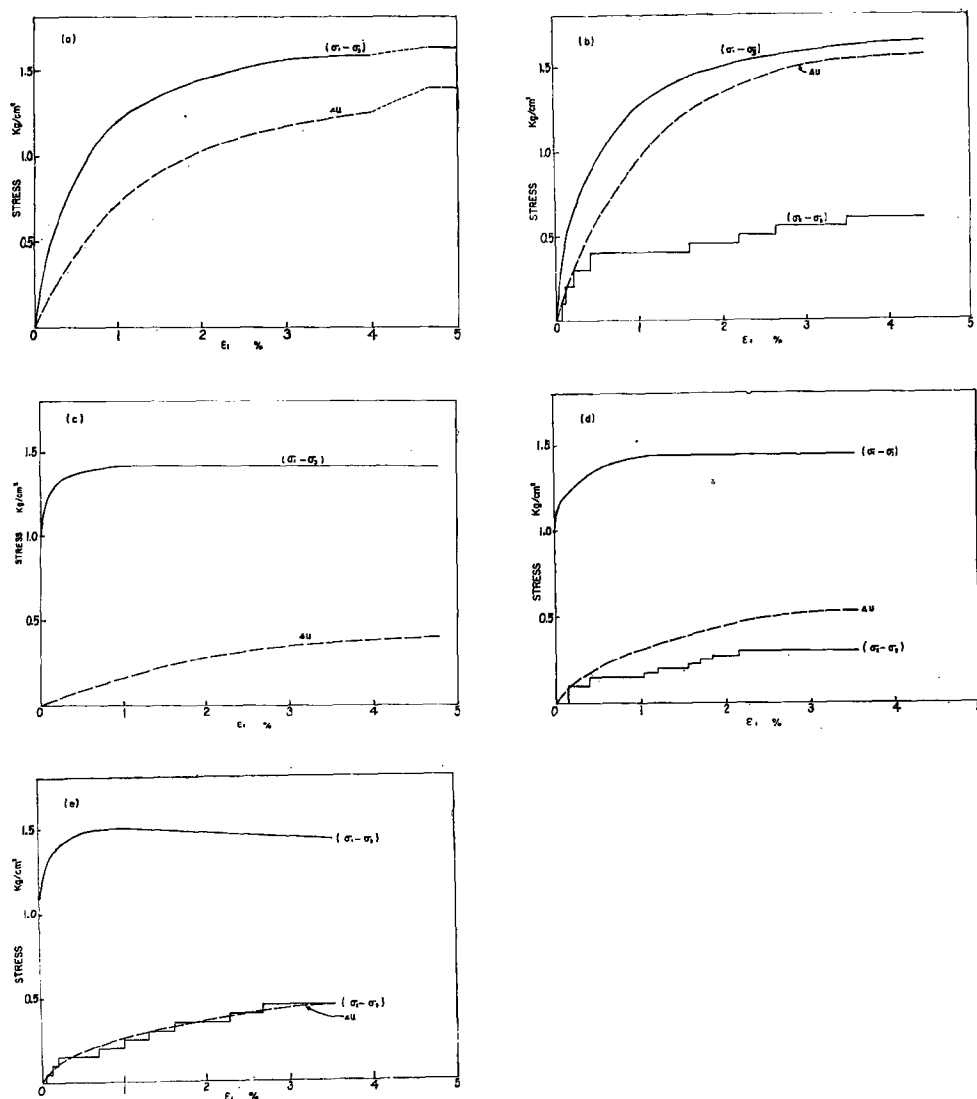


Fig. 2 Stress-strain Relationships. a) K_1 -consolidation, triaxial compression test. b) K_1 -consol., plane strain test. c) K_0 -consol. ($\sigma_3'/\sigma_1'=0.50$), Triaxial compression test. d) K_0 -consol. ($\sigma_3'/\sigma_1'=0.50$), plane strain test. e) K_0 -consol. ($\sigma_3'/\sigma_1'=0.45$), plane strain test.

る。したがってもし主応力差の最大点で破壊点を定義するならば、 τ のみを見て、 σ' を無視する結果となる。

そこでこの研究では次のようにして破壊点を定義した。せん断中の応力の動きを、主応力 σ_1' , σ_2' , σ_3' を軸とする直交座標空間内に描くと、1個のせん断試験について1本の応力径路が得られる。一連の試験からは一連の径路が得られるから、これらを包みこむ包絡面が求められるであろう。この包絡面を破壊包絡面と定義し、包絡面と各試験から得られた径路の接点を破壊点と定義する。正規圧密粘土の場合、この定義による破壊包絡面は、座標原点を頂点とし、空間の対角線 $\sigma_1'=\sigma_2'=\sigma_3'$ を長軸とするすい面で、その母線のは

ば直線となることが経験的にわかっている。したがって、実際問題として各個の試験結果から破壊点を見つけだすには、便宜上、直線 $\sigma_1' = \sigma_2' = \sigma_3'$ と応力径路上の点が原点においてなす角 θ を求め、 θ が最大となる点としてきめればよい。中心角 θ は幾何的な関係から

$$\tan \theta = \frac{\tau_{oct}}{\sigma_m'} = \frac{\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} / 3}{(\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3') / 3} \dots\dots\dots (1)$$

で与えられる。ここに τ_{oct} は供試体内で各主応力軸に対して等角をなす 8 面体面上のせん断応力であり、 σ_m' はこの面上の垂直応力である。この破壊の定義は拡張された「最大主応力比による方法」といえるであろう。

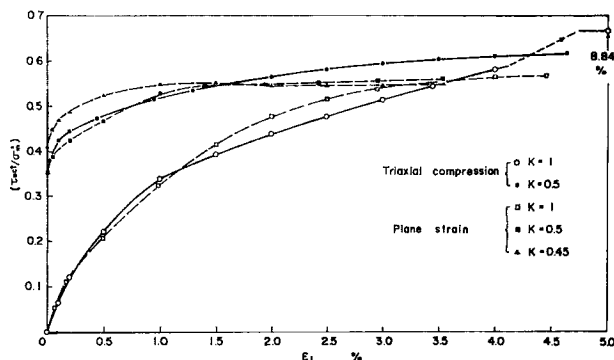


Fig. 3 Relationship between (τ_{oct}/σ_m') and ϵ_1 .

せん断強度 せん断中の $\tan \theta = (\tau_{oct}/\sigma_m')$ と長軸方向ひずみ ϵ_1 の関係は Fig. 3 に示すようである。各曲線から θ_{max} の点を求め、 $(\sigma_1 - \sigma_3) \theta_{max} / 2$ と $(\sigma_1' + \sigma_3') \theta_{max} / 2$ の関係に整理すると Fig. 4 が得られる。図中の実線は正規状態における試料土の 3 軸圧縮条件での想像される破壊包絡線をあらわしている。白丸印は、 K_1 —圧密の後 3 軸圧縮条件でせん断した試験結果をあらわし、黒丸印は K_0 —圧密後 3 軸圧縮条件で

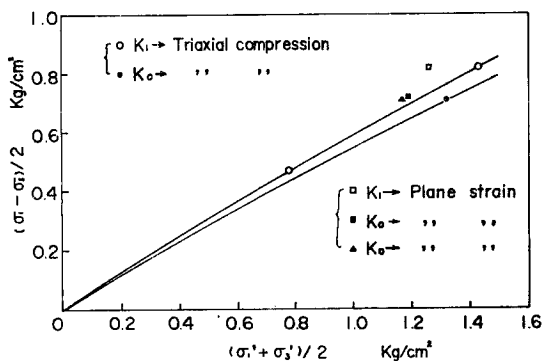


Fig. 4 Shear strength of the specimens.

せん断した結果をあらわしている。四角印および三角印は平面変形条件でのせん断強度をあらわしているが、これらは明らかに 3 軸圧縮条件でのせん断強度より大きい。また、 K_1 —圧密試料の方が K_0 —圧密試料より強度が大きいようであるが、実験数が少ないので決定的なことはいえない。

せん断ひずみとせん断応力の関係 Fig. 5 はせん断の進行にともなうせん断応力の変化の様子を示してい

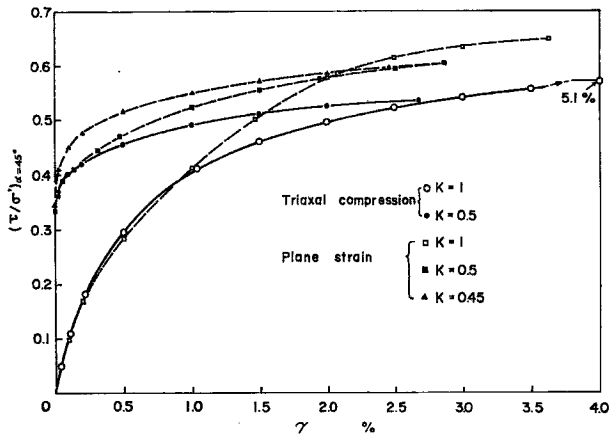


Fig. 5 Relationship between $(\tau/\sigma')_{\alpha=45^\circ}$ on the plane which inclines equally to σ_1' - and σ_3' -direction and parallel to σ_2' -direction and shear strain γ which is defined by eq. 2.

る。すなわち図のたて軸は中間主応力 σ_2' 方向に平行で、最小主応力 σ_3' に対して 45° 傾いている平面上の垂直応力とせん断応力の比 $(\tau/\sigma')_{\alpha=45^\circ}$ であり、横軸は供試体のせん断ひずみ γ がとられている。ただしせん断ひずみ γ は次のように定義されている。

$$\gamma = \frac{1}{3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2} \quad (2)$$

ここに ε_1 , ε_2 , ε_3 はそれぞれ最大、中間、最小主応力方向の圧縮ひずみであり、飽和土の非排水状態のせん断では、ひずみが小さいときは $\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = 0$ である。平面変形条件ならば $\varepsilon_2 = 0$ であるから結局 Eq. 2 は次のようになる。

$$\gamma_p = \sqrt{2/3} \cdot \varepsilon_1 \quad (3)$$

また3軸圧縮条件ならば $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$ であるから、Eq. 2 は次のようになる。

$$\gamma_T = \sqrt{1/2} \cdot \varepsilon_1 \quad (4)$$

軽部・栗原²⁾の研究によれば、繰り返正規圧密粘土の $(\tau/\sigma')_{\alpha=45^\circ}$ と γ の関係は、3軸圧縮状態 ($\sigma_1' > \sigma_2' = \sigma_3'$) と3軸引張り状態 ($\sigma_1' = \sigma_2' > \sigma_3'$) で同じである。しかし、Fig. 5 によれば、同じ γ で比較すれば平面変形条件での $(\tau/\sigma')_{\alpha=45^\circ}$ は、3軸圧縮条件のそれより大きいことがわかる。なお、せん断の速さを γ で比較すると、平面変形条件の試験では3軸試験の1.4倍の速さになっているので、せん断強度の差のうちにこの影響が含まれている可能性がある。

ダイレタンスー 飽和土の非排水せん断中に発生する間げき水圧は次式で与えられる。

$$\Delta u = \Delta \sigma_m + d/C \quad (5)$$

ここに Δu は発生する間げき水圧、 $\Delta \sigma_m$ は作用主応力（全応力）の増分、 d は排水条件のときのダイレタンスー（体積圧縮率であらわす）、 C は粘土骨格の体積圧縮率であって、同じ粘土ならば含水比によってきまる値であると考えられる。したがって非排水試験中のダイレタンスーは次のように求められる。

$$d = C(\Delta u - \Delta \sigma_m) \quad (6)$$

ダイレタンスーは、柴田の研究³⁾ および前掲の研究²⁾ によれば、8面体せん断応力の増分と平均主応力の比 $(\Delta \tau_{oct}/\sigma_m')$ と深い関係を持っている。今回の試験結果から両者の関係を求めてみると Fig. 6 のようである。ただし、たて軸は $(\Delta u - \Delta \sigma_m)$ にとってある。図からわかるように $(\Delta \tau_{oct}/\sigma_m')$ とダイレタンスーの

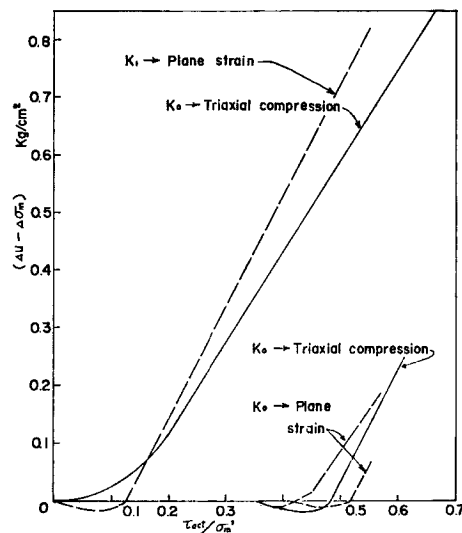


Fig. 6 Relationship between dilatancy ($\Delta u - \Delta \sigma_m$) and octahedral stress ratio (τ_{oct}/σ_m').

関係は、同じ圧密条件のものでも、せん断の方法によってちがっているが、試験の数が少ないのではっきりした結論は得られない。また K_1 —圧密の供試体も、 K_0 —圧密の供試体もともにせん断をはじめてから (τ_{oct}/σ_m') がある程度増加するまでは、ほとんどダイレタンスが発生しない領域を経過するように見える。しかし、 K_0 —圧密の試料はすでに圧密中にかなりせん断を受けていることを考えると、このような領域を経過することは不自然に思われる。間げき水圧の測定方法に問題があるのかもしれない。

平面変形条件下の応力経路 Fig. 7 は平面変形および3軸圧縮せん断中の供試体の有効応力経路を示している。すなわち、この図は σ_1' , σ_2' , σ_3' —空間内の応力経路を $\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3' = 1$ なる8面体平面上に、座標原点を中心として投影したものである。経路の終端は破壊時の応力点をあらわしているが、試験数が少ない

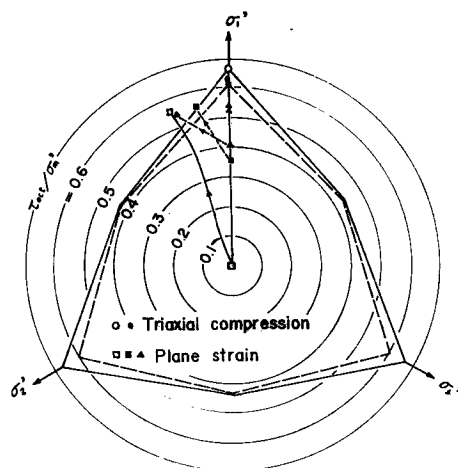


Fig. 7 Effective stress paths during shearing.

ので、この位置についての一般的な結論はさしひかえたい。また図中に実線で示した六角形は、モールの破壊線が、 2kg/cm^2 の K_1 —圧密後3軸圧縮せん断した試験の結果をあらわす点と原点を結ぶ直線であると仮定したときの破壊包絡面の直断面 ($\phi=34.7^\circ$) をあらわしており、破線は K_0 —圧密後3軸圧縮せん断した結果から求めた破壊包絡面の直断面 ($\phi=32.7^\circ$) を示している。

4. む す び

粘土の力学的性質を変形条件の面から調べているわけであるが、今後はさらに多くの試験を行ない³で述べた各項目についてははっきりした結論を得、粘土粒子の動きをある程度推論できるところまで持って行きたいと考えている。末筆ではあるが、御指導を受けている村山朗郎教授に感謝する。

参 考 文 献

- 1) 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, 京大防災研究所年報, 第7号, 1964, pp.1—9.
- 2) 軽部大蔵, 栗原則夫: 練り返し粘土のダイラタンシーとせん断強度について, 土木学会論文集, 第135号, 1966,
- 3) 柴田徹: 粘土のダイラタンシーについて, 京大防災研究所年報, 6号, 1963, pp.128—134.