

# 琉球大学学術リポジトリ

## 島尻層泥岩のセン断特性(農業工学科)

メタデータ	言語: 出版者: 琉球大学農学部 公開日: 2008-02-14 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 新城, 俊也, Shinjo, Toshiya メールアドレス: 所属:
URL	<a href="http://hdl.handle.net/20.500.12000/4303">http://hdl.handle.net/20.500.12000/4303</a>

# 島尻層泥岩のせん断特性\*

新城 俊也\*\*

---

Toshiya SHINJO : The shear strength properties of Shimajiri  
Mudstone

---

## I はしがき

半固結状態にある軟岩の工学的性質は土と岩の中間的性質を示すが、軟岩でも岩に近い性質から土の性質までその固結度に応じて幅広い力学的挙動を示す。基礎地盤としての軟岩は土に比べ支持層として堅固で土木工学上あまり関心が払われなかった。しかし、最近土木構造物の大型化、重量化に伴い軟岩を基礎地盤としての重量構造物の建設や大規模な切土工事などが行われるようになった。そこで、軟岩を基礎地盤としての重量構造物を建設することの可否および大規模な切土による応力解放後の斜面安定性などの検討のため軟岩の力学特性を明らかにする必要がある。

島尻層泥岩は沖縄の中南部地域の基礎地盤を構成している。島尻層泥岩は大気にさらされると激しく風化を受け軟弱化する。豪雨時に風化層における表層すべりや斜面崩壊が多発する。しかし、地山での未風化層は堅固で構造物の良好な支持地盤とみなし、また杭の支持層をそこに求めている。最近、この層において重量構造物の建設、トンネルの掘削、40～50 mにもおよぶ大規模な切土が行われつつある。

土は、圧密作用を受けた後、続成作用を受け土粒子間の結合力を増し、石化する。泥岩の力学的挙動はこの結合力の度合、すなわち固結度に支配されるが、軟岩としての島尻層泥岩は弱固結状態にあるので、続成作用による結合力を有する過圧密粘土として取扱い、本研究ではそのせん断特性について土質力学的考察を行う。

本研究はヒビワレや弱面を有しない島尻層泥岩について拘束圧60 kN/m<sup>2</sup>までの圧密非排水せん断および25 kN/m<sup>2</sup>までの圧密排水せん断を行い、強度～有効応力関係、間ゲキ水圧特性、残留強度および強度～変形関係について調べ、また繰返し試料の鋭敏比にもとづいて続成作用による結合力がせん断特性におよぼす影響についても検討を行ったものである。

## II 地質と物理的性質

### 1 地質

小西<sup>1)</sup>によると沖縄本島の地質構造は本部・国頭および島尻の三累帯に区分され、天願構造線以南が島尻層群分布地域である。島尻層群は第三紀の中新統から鮮新統にかけて浅海ないし半深海相の純海成タ

---

\* 第10回土質工学会研究発表会講演集 (1975. 6 p 799～802)

土木学会西部支部研究発表会講演集 (1976. 2 p 255～256)

\*\* 琉球大学農学部農学工学科

琉球大学農学部学術報告 23 : 237～254 (1976)

イ積物で厚い層を形成している。最近の調査<sup>9)</sup>によると沖縄本島南部における島尻層群の層厚は約2500 mにも達し、上位より新里層、与那原層、那覇層の3層に区分され、地表で見られる島尻層群の主体をなすものは与那原層である。この層の層厚は約900 mで、その分布も広く、主として緑あるいは青色を帯びた泥岩からなり、砂岩および凝灰岩をはさんでいる。中南部地域に露出している与那原層は半固結<sup>10)</sup>～弱固結な泥岩からなっている。

実験に使用した試料は西原村から採取したもので、与那原層に属するものである。

## 2 物理的性質

島尻層泥岩土の物理的性質についてすでに報告<sup>20)</sup>があるが、本研究に使用した試料の物理的性質はTable 1に示した。飽和度は96%以上で試料は飽和しているとみなせる。粒度試験は分散剤としてトリポリリン酸ナトリウム(水1ℓ当り1g)を使用している。

Table 1. Physical properties

water content %	unit weight g/cm <sup>3</sup>	void ratio	saturation %	specific gravity			
24.6	2.03	0.71	96~100	2.79			
liquid limit %	plastic limit %	plasticity index %	grain size %				
			sand	silt	< 5 μ	< 2 μ	
67	26	41	3	36	61	45	

Photo. 1 は走査型電子顕微鏡による試料の水平断面を示したものである。これによると微細な板状をなす粘土粒子が凝集してシルト径大のベッドを形成し、泥岩はそのベッドの集合により構成されているようである。Underwood<sup>22)</sup>は工学的性質にもとづいてケツ岩を岩質材料ケツ岩と土質材料ケツ岩に大別して分類を試みている。島尻層泥岩は乾湿作用を受けると著しくスレーキングを起し、粘土化するの<sup>15)</sup>で、土質材料ケツ岩の粘土質ケツ岩に相当するものと思われる。また、島尻層泥岩は炭酸カルシウムを含むことから統成過程においてコウ結作用が生じているものと考えられるので、Photo.1に示したシルト径のベッドおよびベッド相互間は圧密作用以外にコウ結作用によって結合されているものと推察される。

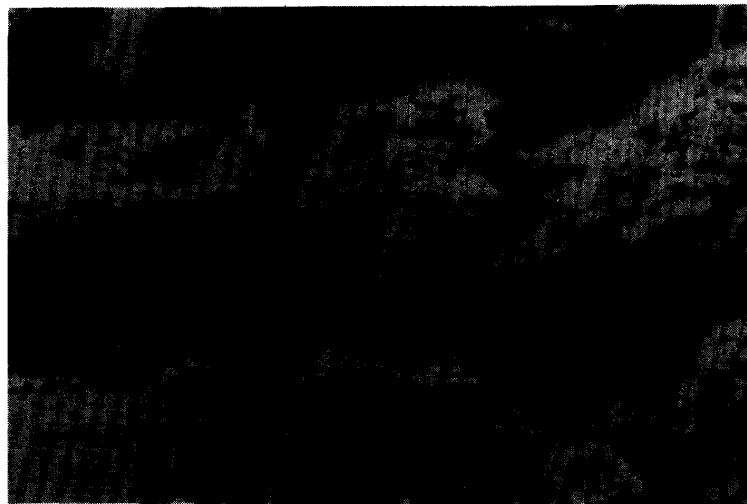


Photo. 1 Horizontal section through dried Shimajiri Mudstone

### III 実験方法

#### 1 試料の採取

那覇市の近郊、西原村の土地造成現場で土カブリ20m程除去した地点で試料を採取した。未風化地山層での手掘りによるブロックサンプルの採取が困難であったので、土工機械に装着させたりッパーで地山をゆるめた。その際数10cmから1m程度の塊状を形成するが、方向性を確認して一辺40~50cmの立方体に成形した。ビニールを被せて実験室に搬入し、直ちにパラフィンで覆い、さらにビニールで包んで含水比が変化しないよう保存した。

#### 2 供試体の成形

供試体はブロックサンプルを適当な大きさに切断し、コアドリルとコアカッターを用いて直径50mm、高さ100mmの円柱形に成形した。その際、ヒビ割や弱面(褐色の筋を形成している)を有する供試体は除去した。供試体は軸が水平に対し直角な供試体を準備している。

#### 3 実験装置と方法

試験は軸対称の圧密非排水せん断(CU-Test)および圧密排水せん断(D-Test)を行っている。以後、試験法は記号で示す。

CU-TestおよびD-Testに使用した側圧30%<sup>16)</sup>までの三軸室および軸荷重、間ゲキ水圧、軸変位測定装置と供試体のセット法については別に報告してあるので、ここでは側圧30~70%<sup>16)</sup>のCU-Testの装置について説明する。三軸室は鋼鉄製の円筒でできており、one touch joint方式により円筒の脱着が簡単に行える。側圧の応力制御は油圧<sup>2)</sup>により行い、軸荷重の測定はプルービングリングを使用、また間ゲキ水圧は半導体小型圧力変換器により打点記録計で電気的に測定を行っている。

供試体セット後、両試験とも非排水状態で所定の側圧を作用させ、発生間ゲキ水圧が定常になるのを待つ。発生間ゲキ水圧 $U_0$ と側圧 $\sigma_3$ の関係を示したのがFig. 1である。図より $U_0 = \sigma_3 - 2.32$  (%)<sup>18)</sup>の関係があり、Skemptonの間ゲキ係数 $B$ は1で、供試体は飽和状態で平均2.32%<sup>18)</sup>のサクションを有すると考えられる。その後、両試験ともバックプレッシャー $U_b = 3.0$  %<sup>1)</sup>のもとで圧密を行う。 $\sigma'_c = 25$  %<sup>1)</sup>までの圧密は24hr以内で終了したが、排水はペーパードレンを通して三軸室のペダスタルの側面から行っているため、 $\sigma'_c = 30$  %以上になると圧密の進行により有効側圧が増加するので、ペーパードレンを通しての排水が困難になり圧密に長時間を要する。このような場合、バックプレッシャーより大きな間ゲキ水圧を残留させたまま圧密を打ち切った。

圧密終了後、CU-Testは非排水で間ゲキ水圧の測定を行いながらせん断速度0.02%/minでせん断する。一方、D-Testは0.001%/minのせん断速度でバックプレッシャー3.0%作用させたまま、排水せん断を行う。体積変化は最小目盛0.1ccの二重管式ビュレットで測定している。

D-Testは残留強度の決定をも目的としているので、供試体の上部キャップとピストンの間にシリコンオイルを塗付した板をはさんで破壊後の側方移動に対する摩擦の除去を試みたが、その効果について検討していない。また、メンブレンはCU-Test同様 $\sigma_3 = 10$  %以下で0.2mm厚2枚、10%以上で2mm厚1枚使用している。メンブレンは破壊後の供試体の変位を拘束するので、水平に対し55°の傾斜角からなる切断面を有する直径50mm、高さ125mmの亚克力製供試体を用いて、破壊後の強度におよぼすメンブレンの影響を調べた。切断面にグリースを塗り、三軸室にセットした後、側圧を作用させ軸変位1.25mm/minで三軸圧縮を行った。軸荷重と軸変位の関係を各側圧に対して示したのがFig. 2である。図によると荷重と変位の関係は変位4mm前後まで乱れているが、それ以上の変位に対し直線的に変化している。また、この直線の傾きは各メンブレンに対し側圧の大きさに関係なくほぼ一定である。そこで破壊後の

軸荷重へのメンブレンの影響はこの直線のこう配でもって補正した。また、破壊後の断面補正はChandler<sup>6)</sup>の方法によって行っている。

なお、結果のバラツキを予想して  $\sigma'_c = 25\%$  以下のCU-Testの各圧密圧に対し3個以上の供試体について行ったが、それ以外の条件に対して装置の都合上1個の供試体だけについてセン断を行った。

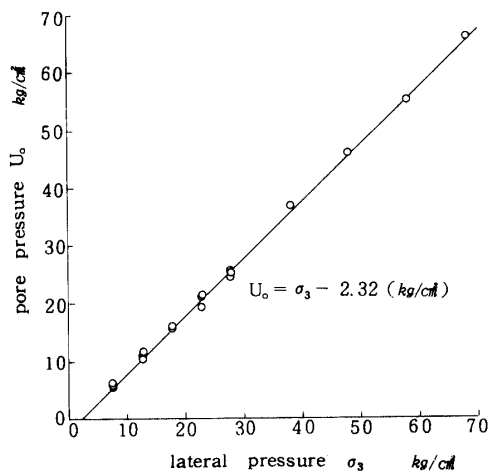


Fig. 1 Isotropic applied pressure and induced pore pressure relation

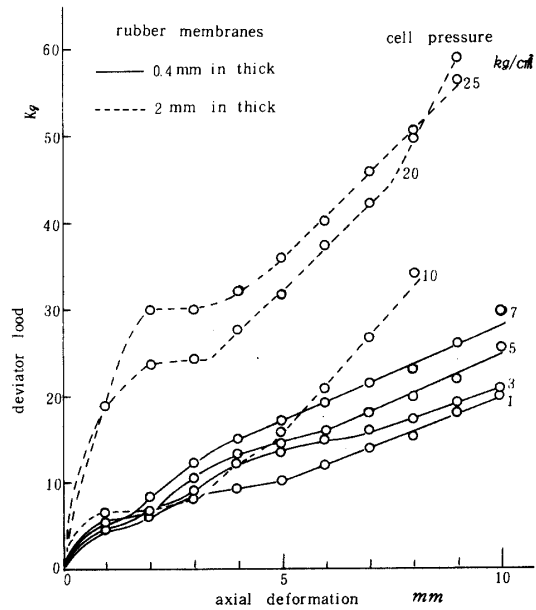


Fig. 2 Determination of effect of rubber mambrane

#### IV 実験結果と考察

##### 1 応力～ひずみ、間ゲキ水圧、体積変化関係

Fig. 3 はCU-Testによる応力、間ゲキ水圧～ヒズミ関係の代表例を示したものである。図中、軸差応力を実線で、間ゲキ水圧を点線で示し、数値は圧密圧を表わしている。この応力～ヒズミの関係から圧密圧の増加により強度が増加すること、また応力～ヒズミ関係の傾きは徐々に急になるが、弾性的挙動からソ塑的挙動に変わっていくことがわかる。破壊ヒズミは0.9～1.3%で、破壊面は最大主応力面に対し50～60°で、明確な単一のすべり面を形成した。間ゲキ水圧はヒズミの増加とともに増加を続け、破壊の直前あるいは破壊と同時にピークに達するようになる。このことは予想に反し、繰返した過圧密粘土の間ゲキ水圧挙動と異なっている。ピークに達した間ゲキ水圧は体積増加により急激に減少するが、 $\sigma'_c = 42.5\%$ 以上において逆に破壊と同時に間ゲキ水圧が上昇する。

Fig. 4 はD-Testによる応力、体積変化～ヒズミ関係を示したものである。図中、数値は拘束圧を表わしている。この応力～ヒズミ関係はCU-Testと同様な傾向を示しているが、破壊ヒズミはCU-Testより大きく、拘束圧の増加に伴い破壊ヒズミは  $\sigma'_c = 1.0\%$ のときの1.35%から  $\sigma'_c = 25\%$ における1.75%まで徐々に増加している。破壊の形状はCU-Testと同じであった。体積変化は破壊直前あるいは破壊時まで減少を続け、その後急激に体積が増加している。しかし、 $\sigma'_c = 20\%$ 以上において破壊

後もしばらく排水を続けている。特に  $\sigma_c' = 25 \text{ kg/cm}^2$  においてその傾向は顕著である。

間ゲキ水圧は体積変化に依存するので、CU-Testの間ゲキ水圧はD-Testの体積変化に反映され、その挙動は一致している。 $\sigma_c' = 32 \text{ kg/cm}^2$  までのCU-Testにおける破壊時付近での間ゲキ水圧の減少および  $\sigma_c' = 15 \text{ kg/cm}^2$  までのD-Testの破壊時付近での体積増加は破壊時付近においてセン断によるダイレイタンスーが生じることを意味している。しかもすべり面は明確な単一のすべり面を形成するので、ダイレイタンスーはこのすべり面付近に限定されているものと推察される。次にIV・2のFig. 5は有効応力径路を示したものであるが、これによると  $\sigma_c' > 32 \text{ kg/cm}^2$  でのCU-Testと  $\sigma_c' = 20, 25 \text{ kg/cm}^2$  でのD-Testの破壊時の有効応力状態はほぼ接近している。このことは破壊後の間ゲキ水圧挙動あるいは体積変化挙動が破壊時の有効応力レベルに支配されることを示している。

以上のようにHenkel<sup>11)</sup>による練返し過圧密粘土の間ゲキ水圧あるいは体積変化挙動とこの泥岩のそれらの挙動との差、すなわちダイレイタンスーのちがいはPhoto. 1に示した泥岩を構成している粒子の結合状況から次のように推察される。破壊直前まで粒子は結合力により拘束されているが、破壊と同時にセン断応力によりシルト径団粒相互間の結合力が破壊される。低拘束圧の場合団粒は単体として挙動するが、高拘束圧になるとさらに団粒そのものの結合力も破壊され、密な状態に移行し、すべり面に沿って粘土粒子の再配列が生じるものと考えられる。ともあれ、破壊後の間ゲキ水圧の増加はFig. 4の破壊後も体積減少が続くことと一致するので高拘束圧におけるこの挙動はこの種の泥岩に関して実験的に事実のようである。

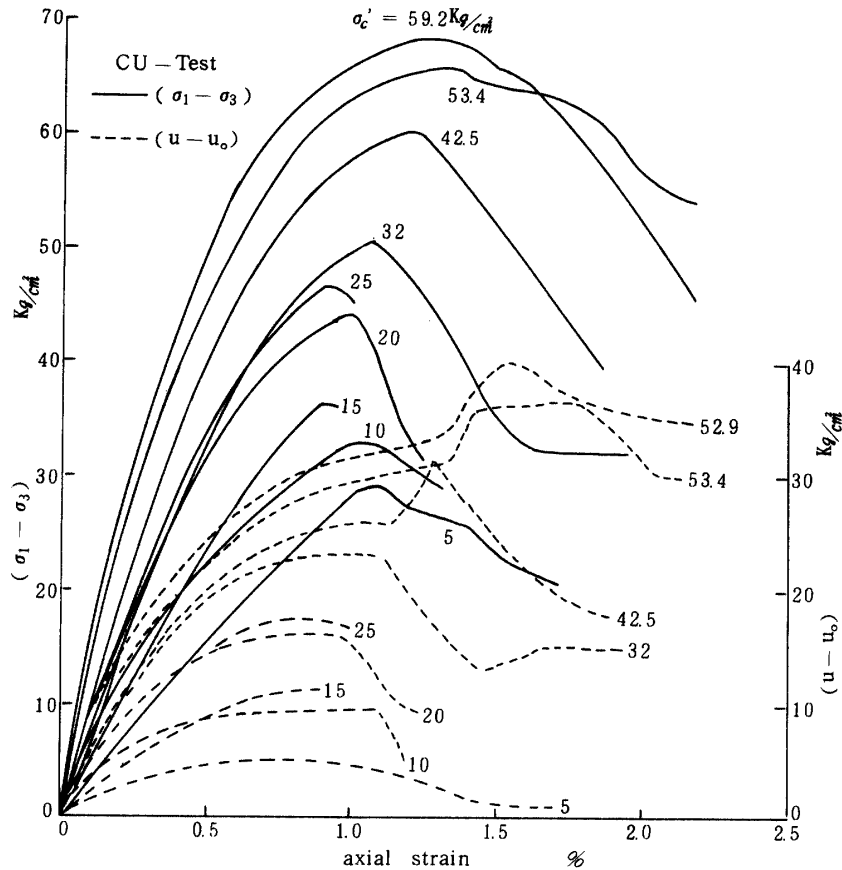


Fig. 3 Typical results of consolidated-undrained triaxial compression tests ( $\sigma_c'$  denotes effective consolidation pressure)

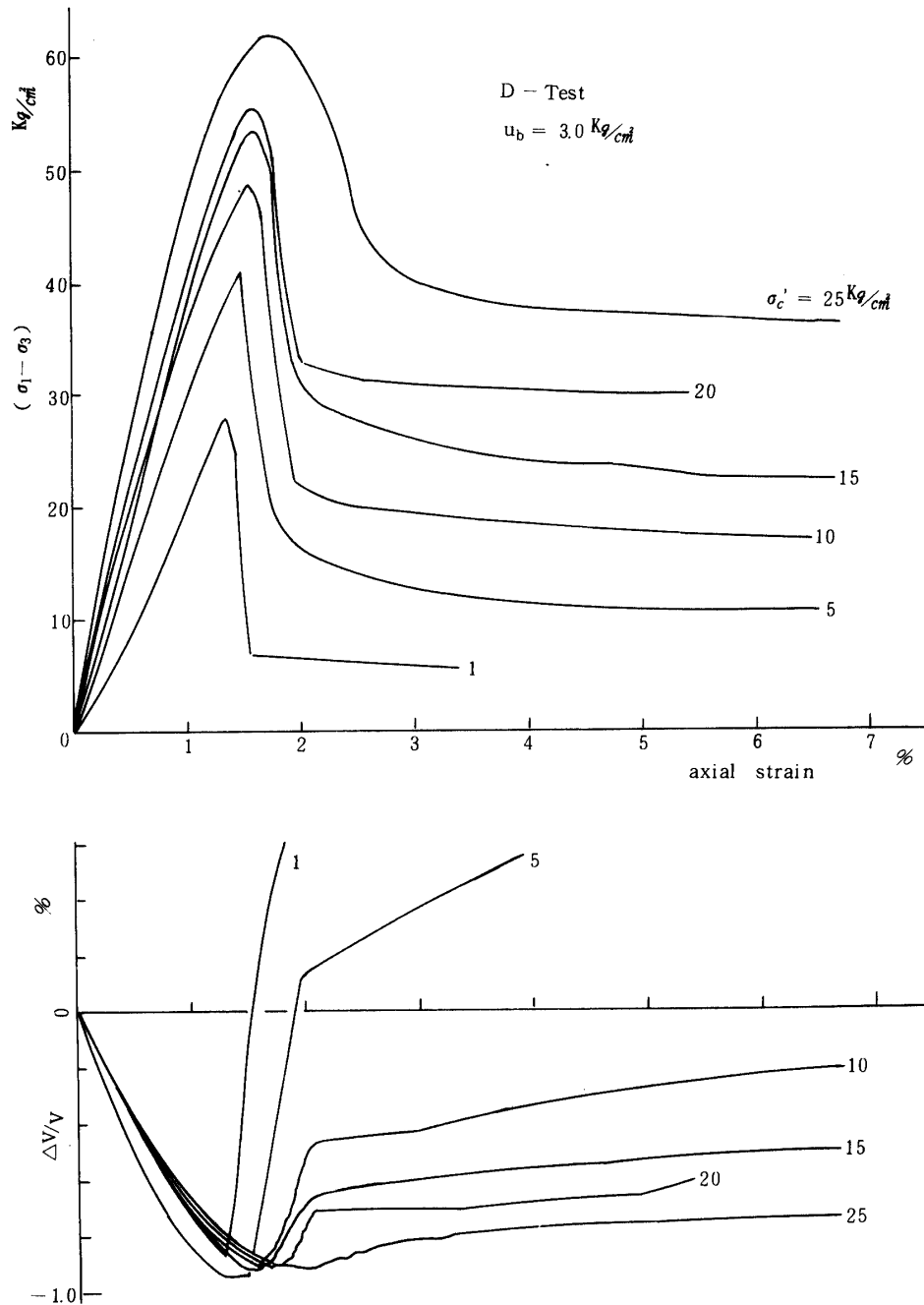


Fig. 4 Typical results of drained triaxial compression tests  
 ( $\sigma'_c$  denotes effective consolidation pressure)

2 強度～有効応力関係

Fig. 5はCU-Testの有効応力径路を示したものである。図中、D-Testによる有効応力径路の一部も点線で表わしてある。 $\sigma'_c = 32$  以下で応力径路は過圧密状態にある土と類似の径路をたどって最大強度に達し、その後残留強度の応力状態へ向う (CU-Testで残留強度を決定するだけの変位を与えていない)。しかし、 $\sigma'_c > 32$  以上の応力径路は最大強度に達した後、間ゲキ水圧の増加に反映され、破壊包絡線に接し、その後残留強度の応力状態へ向う。なお、この有効応力径路の状況から推定すると、この泥岩が正規圧密状態になるためにはさらに大きな圧密圧を必要とする。

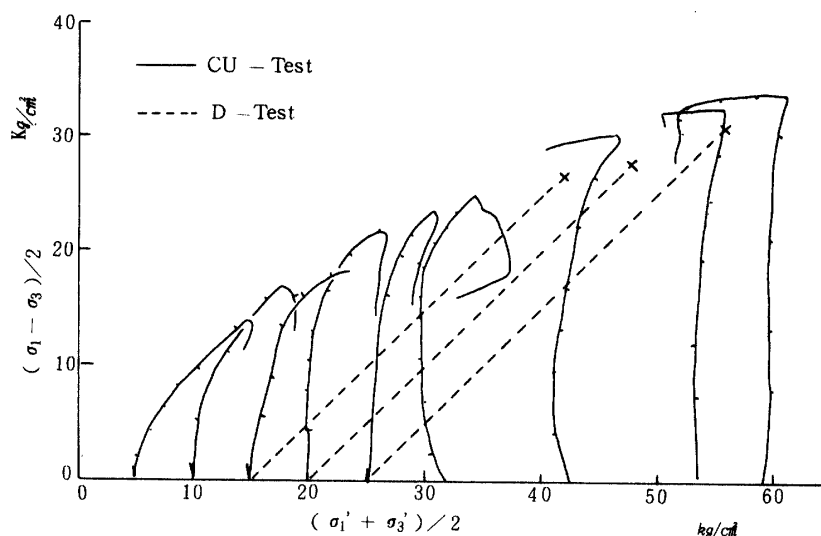


Fig. 5 Stress paths for representative consolidated-undrained and drained tests

Fig. 6はCU-TestとD-Testの結果を比較するため破壊時の有効応力を $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)$ 関係で示したものである。図中、D-TestのBishop～Taylorのエネルギー補正を行った結果も表わしてある。破壊時の応力レベルが増大すると、CU-TestとD-Testの有効応力関係に差が生じ、CU-Testに比較してD-Testは低い応力状態に位置するようになる。D-Testはセン断中排水を伴い圧密も進行するので同一圧密圧においてD-TestはCU-Testに比べて有効応力の増加に伴い強度は増加する。しかし、セン断過程で団粒相互間の結合力は徐々に崩壊し、CU-Testにおける同一の破壊応力レベルを有するものに比べてD-Testの強度は低下するものと考えられる。これは高圧下での砂の排水セン断による粒子<sup>13)</sup>破碎と同様な挙動を示しており、このことが破壊包絡線の曲線に反映している。また、D-Testの結果にBishop-Taylorのエネルギー補正を行うと、その結果はCU-Testの結果とはほぼ一致する。このエネルギー補正によるCU-Testとの一致はKeuper marlについても認められ、かつKeuper marlはPhoto. 1と同様な団粒構造を形成している<sup>17)</sup>。

CU-Testの有効応力による破壊包絡線がFig. 7に示されている。包絡線は上方に凸な曲線で示され、低圧から高圧にわたってその曲線の勾配は著しく変化している。有効応力による強度定数は低有効垂直応力における $\phi' = 55^\circ$ ,  $C' = 4$  以下から、 $\sigma'_n = 50$  以下で接線から求めた $\phi' = 16^\circ$ ,  $C' = 19$  以下に応力レベルに応じて変化する。破壊規準としてMohrの規準が適用される。



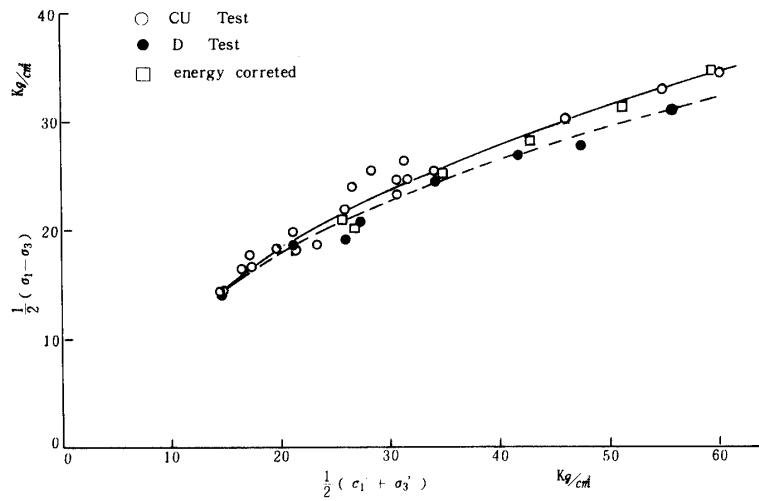


Fig. 6 Relationships between  $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2$  and  $(\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2$  for consolidated-undrained and drained triaxial compression tests

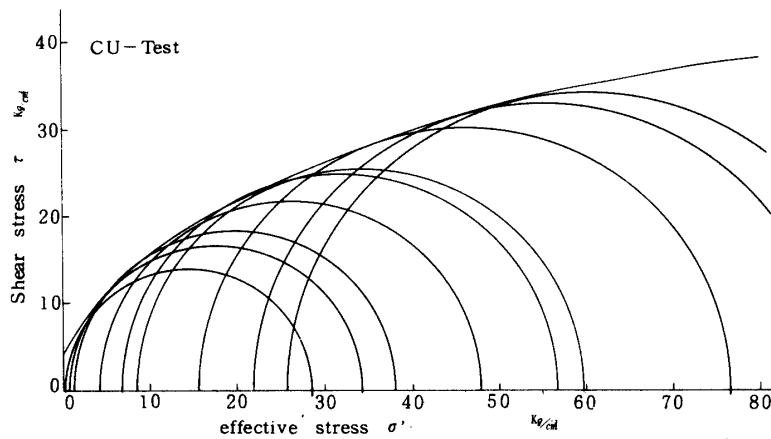


Fig. 7 Mohr envelopes for consolidated-undrained triaxial compression tests

### 3 間ゲキ水圧特性

Skemptonの間ゲキ圧係数 $A_f^{19)}$ は過圧密比に関係づけられているが、この泥岩の先行圧密荷重はさだかでないので、 $A_f$ と圧密圧の関係を示したのがFig. 8である。圧密圧の増加により $A_f$ は $\sigma'_c = 5$  における0.15から59.2 における0.49まで増加する。この傾向は過圧密粘土のそれと一致するが、この未風化泥岩において $A_f < 0$ の現象は期待できない。

Fig. 9は圧密圧を変化させた一連のCU-Testによる破壊時の間ゲキ水圧と破壊強度との関係を示したものである。図には同時に間ゲキ水圧と破壊時における応力比 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f / \sigma'_{mf}$ との関係も示してある。ここに $\sigma'_{mf} = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$ である。 $(u - u_0)$ と $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ との間に直線関係があり、そのこう配は0.70である。この図において $A_f$ は原点を通る直線のこう配で定義されている。いま正規圧密領域において $A_f$ は一定になると仮定すれば、正規圧密領域における $(u - u_0)$ と $(\sigma_1 - \sigma_3)$ の関係は原点を通る直線上に存在することになるので、図中の直線は原点を通る直線と交り、 $A_f$ は0.70より小さいことになる。また $(u - u_0)$ と $(\sigma_1 - \sigma_3)_f / \sigma'_{mf}$ との間にも直線関係が存在し、 $(u - u_0)$ の増加により

$(\sigma_1 - \sigma_3)_f / \sigma'_{mf}$ は減少する。このことはこの領域においてMohrの破壊規準が適用できることを意味している。いま、正規圧密領域においてMohr-Coulombの破壊規準

$$\left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)_f = \frac{\sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \sigma'_3$$

が成立すると仮定すれば、応力比は

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{\sigma'_{mf}} = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'}$$

となり、 $\varphi'$ に関して一定になる。また、 $\varphi'$ はIV・4での残留摩擦角 $\varphi'_r = 23 \sim 25^\circ$ に等しいと仮定すると、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f / \sigma'_{mf} = 0.90 \sim 0.98$ となり、これに対応する間ゲキ水圧は図からおよそ42%で、この付近で過圧密領域から正規圧密領域に移行すると考えられる。この間ゲキ水圧に対応する $(u - u_0)_f \sim (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 上の点と原点とのこう配が正規圧密領域での $A_f$ になり、この泥岩のとりうる $A_f$ の最大値は図から0.53として推算される。

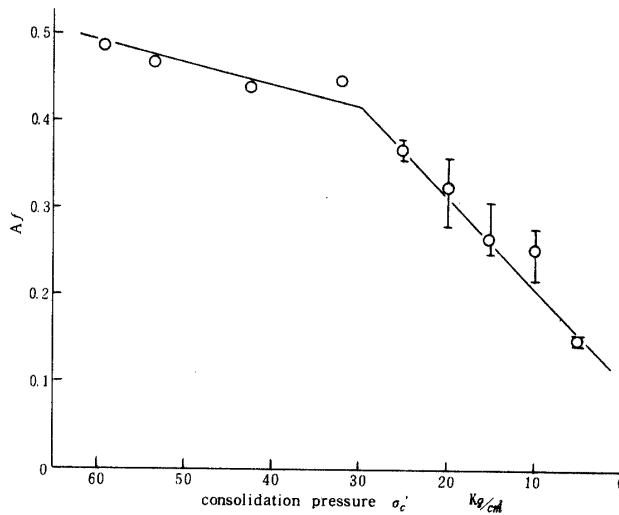


Fig. 8 Pore pressure parameter  $A_f$  and consolidation pressure relation

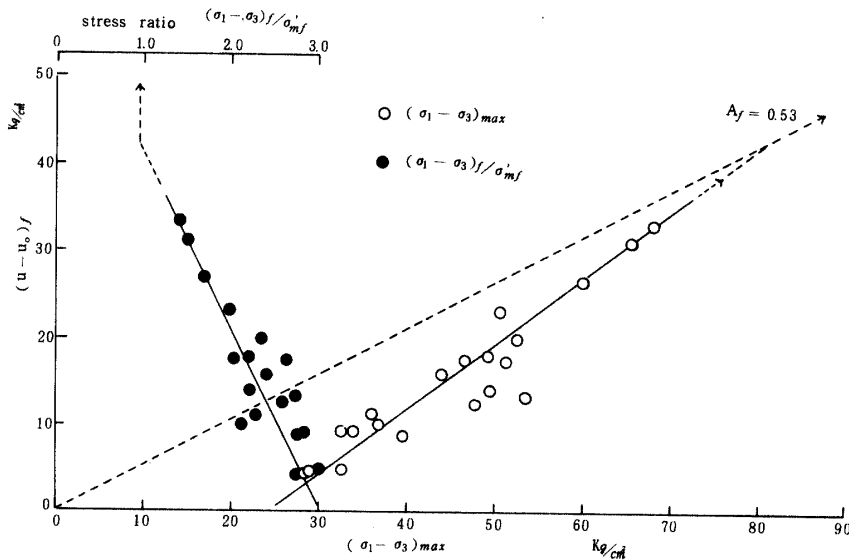


Fig. 9 Strength, stress ratio and induced pore pressure relations,  $\sigma'_{mf} = \frac{1}{3} (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$

#### 4 残留強度

D-Testにより破壊後さらに供試体に変位を与え、軸荷重がほぼ一定になったときの実測すべり面上のせん断応力 $\tau$ と垂直応力 $\sigma'$ の関係を示したのがFig.10で、図には破壊時の $\tau \sim \sigma'$ の関係も示してある。ピーク強度の包絡線は曲線で示されるが、残留強度時の包絡線は直線で示される。これから得られる残留強度定数は $C_r = 1.2$ %,  $\phi_r = 23^\circ$ である。

十分に変位を与えて得られる残留強度は練返した粘土の正規圧密状態に関する強度にはほぼ等しいといわれている<sup>19)</sup>。一般に三軸圧縮試験で残留強度を定めるだけの変位を供試体に生じさせることはできない。また、低側圧において団粒の結合力は十分破壊されず、破壊面で粒子の再配列が行われないのでせん断応力を大きく測定する傾向にある。しかし、高側圧においてFig.4で示したように結合力の破壊とともにせん断面に沿って粒子の再配列が生じていると考えられる。そこで高垂直応力における関係を近似すると残留強度定数は $C_r = 0$ ,  $\phi_r = 25^\circ$ で表わすことができる。

図においてピーク強度の包絡線と残留強度のそれは高応力レベルで接することが推定できる。このことはより高圧のもとで有効応力の増加により結合力が崩壊し、練返した粘土を圧密した状態へ移行することを示唆するものであろう。

Fig. 11はBishopによるbrittleness index  $I_B = (\tau_f - \tau_r) / \tau_r$ を各側圧に対して示したものである。ここに $\tau_f$ : せん断強度,  $\tau_r$ : 残留強度である。その値は側圧1%における0.8から25%における0.4へと側圧の増加に伴い減少している。このことは応力~ヒズミ関係が側圧の増加により brittle な性質から ductile な性質へと移行することを意味し、さらに結合力がこの泥岩の brittle な性質へ寄与しているなら、高拘束圧のせん断過程で結合力が崩壊されることを示している。

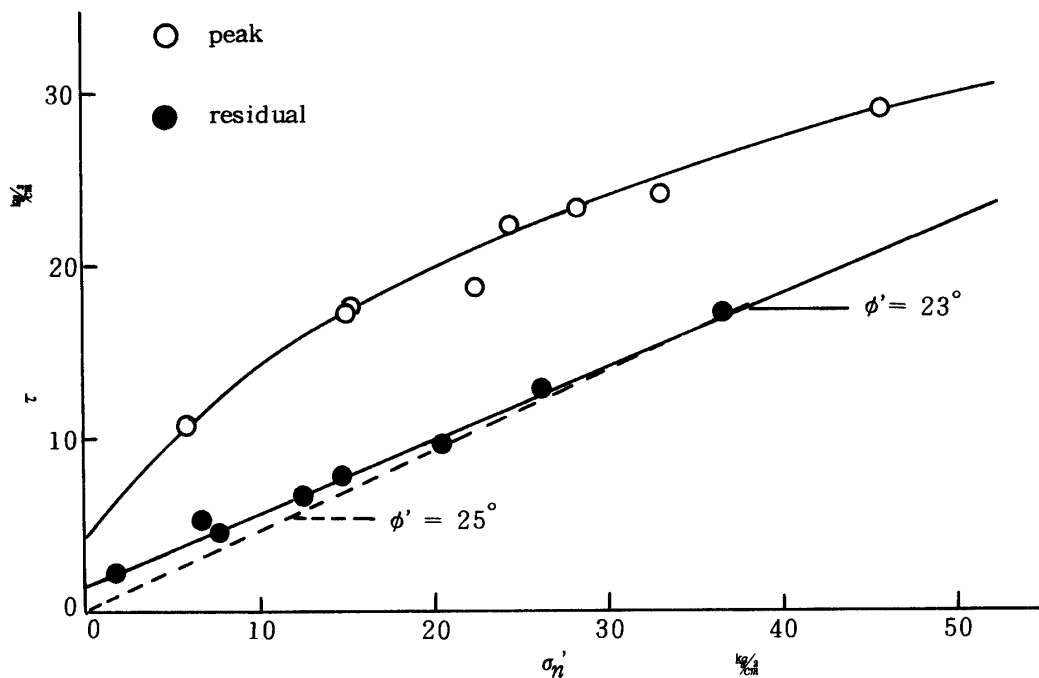


Fig. 10 Values of the residual strength as determined in the conventional triaxial test

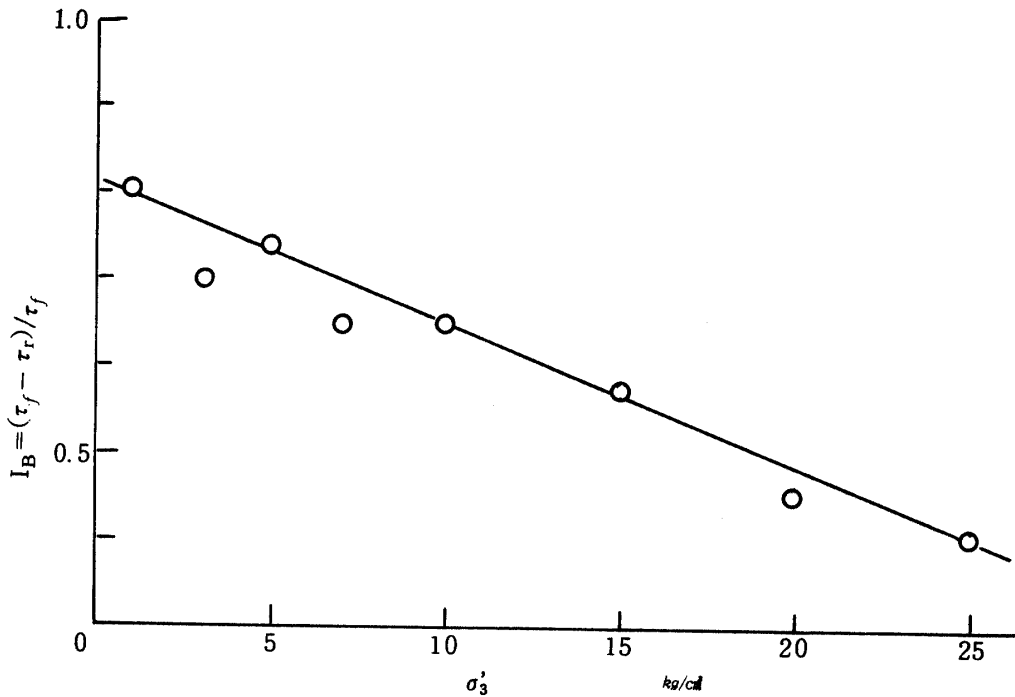


Fig. 11 Brittle index and lateral pressure relation

### 5 鋭敏比

未風化島尻層泥岩のせん断特性は練返した粘土のそれと比較してタイ積中の続成作用による結合力の影響を受けているようである。続成過程において土粒子の結合力を増加させるコウ結作用は土の鋭敏比を支配する要因の1つである。そこで島尻層泥岩の鋭敏比を求めることによりせん断特性におよぼす結合力の影響を調べた。

試料は新たに別の地点からブロックサンプルを採取した。不攪乱供試体はブロックサンプルからコアードリルで成形したが、試料の練返しは手で行うのが困難であった。そこで突固め用モールド内に必要量の試料を入れ、4.5 kgランマーを約300回落下させることによって練返しを行った。練返し供試体作成装置は内径50mmの2つ割モールドで、上下面よりプランジャーで締固めを行い、供試体高さが125mmになるよう調整されている。このモールドに所定の密度になるように練返し試料を入れ、圧縮試験機で上下面よりプランジャーを介して締固め、圧縮力を加えたまま24 hr以上放置した。不攪乱泥岩と練返し供試体の物理諸量を Table 2 に示した。練返し供試体は含水比がわずかに低下しているが、ほぼ不攪乱の状態にもどすことができた。一軸圧縮試験と非圧密非排水三軸圧縮試験 (UU-Test) を行っている。せん断速度は不攪乱泥岩に対し 0.02 % / min, 練返し供試体に対して 0.2 % / min で、三軸試験では間ゲキ水圧の測定も行っている。

Fig.12に一軸と側圧3割のときの応力～ヒズミ、また側圧3割のときの不攪乱および練返しに対する間ゲキ水圧～ヒズミ関係を示した。この図から練返しにより破壊ヒズミの増加と強度低下が著しく、強度は明確なピークを示さないことがわかる。また練返し供試体の間ゲキ水圧は強度が最大になる以前にピークを示し、その後ヒズミの増加に伴い徐々に減少する。この挙動は練返し過圧密粘土と同じ傾向を示し、せん断によりダイレイタンスを伴うことがわかる。Fig.13は強度と側圧の関係を示したものである。バラツキがあるが、UU-Testにおいて側圧による強度増加はないとみなし<sup>1)</sup>、求められる鋭敏比

はおおよそ4である。破壊は不攪乱供試体において単一のすべり面を形成したが、それに対し練返し供試体ではタル状を形成した。すなわち練返しによりゼイ性挙動は消失してソ性的挙動を示すようになる。

以上の結果から島尻層泥岩の強度、応力～ヒズミ、間ゲキ水圧特性は続成作用による結合力の影響を受け、さらにその結合力は不攪乱泥岩のゼイ性挙動に寄与していることがわかる。

Table 2 Physical properties

sample	water content %	unit weight $g/cm^3$	void ratio	saturation %
undisturbed	27.3～28.5	2.00～2.02	0.76～0.78	99～100
remoulded	26.3～27.9	2.01～2.03	0.72～0.74	97.5～99.5

specific gravity = 2.74, liquid limit = 78.5%, plastic limit = 27.6%

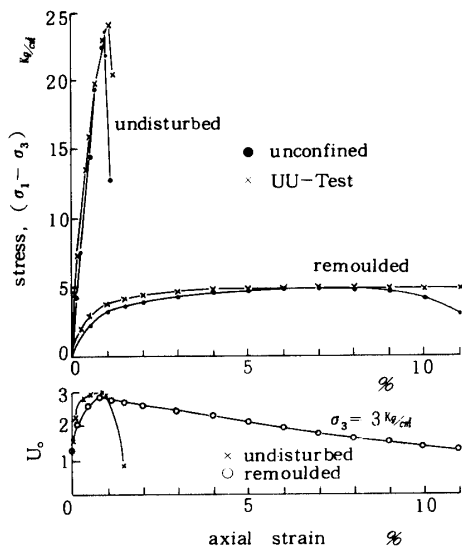


Fig. 12 Typical results of unconfined and unconsolidated-undrained compression test on both undisturbed and remoulded samples

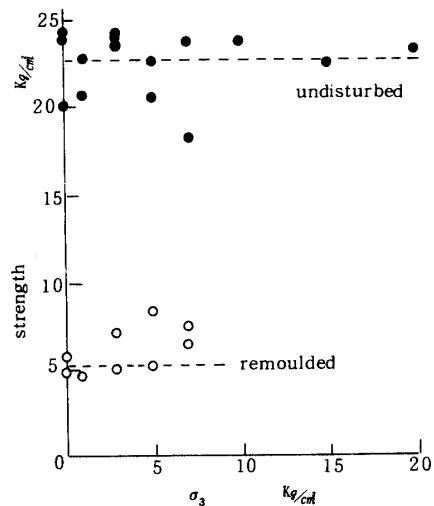


Fig. 13 Strength and lateral pressure relation

## 6 地質学的履歴と強度増加

Fig. 14(a), (b), (c)の図中、a, b, dは粘土の強度、間ゲキ水圧におよぼす過去の応力履歴の影響を示している<sup>3)</sup>。さらにBjerrum<sup>5)</sup>は数万年から数10万年以前の白亜紀あるいは第三紀の海成粘土の力学特性への地質学的履歴(地質学的尺度の時間、続成作用など)の影響を考慮して次のように説明している。

Fig. 14 (a)において、タイ積した粘土は上載荷重の増加により圧密され、最大圧密圧に達すると二次圧密が行われ、含水比を減じ、図中の点eで平衡状態になる。その後、上載荷重があまり変動しないなら、点eの状態では粘土は続成作用を受け結合力を増す。この続成作用による結合力の効果として、強度が増加することおよび荷重変動による体積変化が小さいことを挙げている。さらに荷重が増加すると粘土はわずかの体積変化を生じながら点gに達し、処女圧密曲線acに沿って体積を減少させる。また、侵食

によって粘土タイ積層の上載荷重が除去されると、点eから点fの過圧密状態に移行するが、結合力の影響により膨潤は著しくない。この結合力の影響によりこのような結合力を有する粘土の先行圧密荷重は圧密試験から決定できないとし、さらに、この結合力が粘土のゼイ性挙動に寄与するとしている。

以上の結合力の効果を考慮して、強度と間ゲキ水圧特性におよぼす結合力の影響を模式的に示したのがFig.14(b), (c)である。Fig.14(b)は強度への結合力の影響を示したもので、結合力は強度を増大させるので、粘土の強度は点eまで増加する。その強度は荷重変動により曲線f e g c上を変化する。すなわち上載荷重の除去により強度は点fまで減少するが、荷重増加に対してわずかに強度を増しながら点gに達し、正規圧密による強度増加に移行する。一方、間ゲキ水圧はせん断による体積変化に反映される。粘土の体積変化は結合力によって拘束されているので、広い応力範囲にわたって体積変化はわずかである。そこで $A_f$ はFig.14(c)の点eまで減少し、荷重変動に対し点eにおける $A_f$ の値からさほど変化しなくなる。

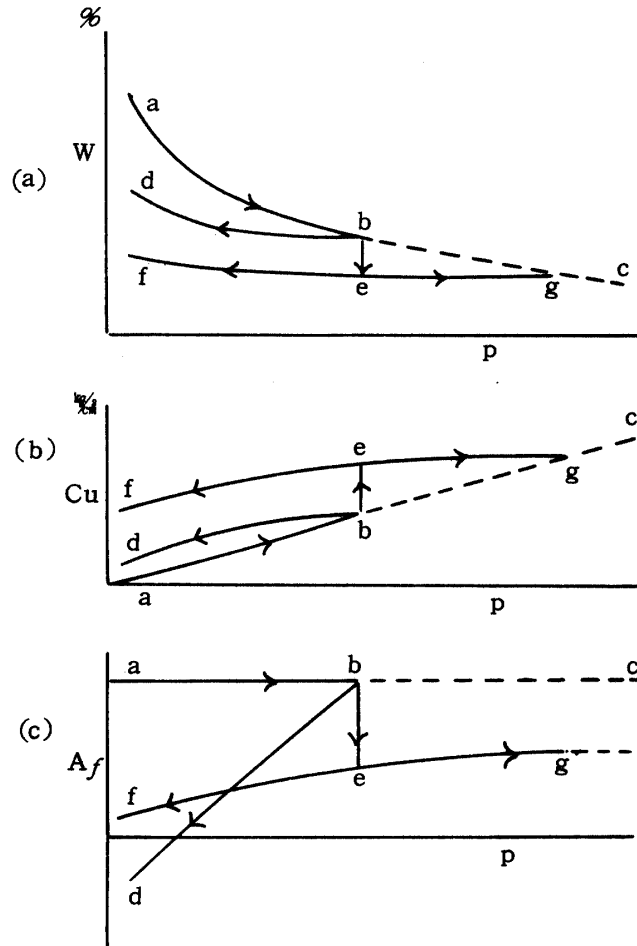


Fig. 14 Effect of geological history on strength and pore pressure

島尻層泥岩を再圧密してCU-Testを行った場合の強度と圧密圧との関係をFig.15(a)に、また $A_f$ と圧密圧との関係をFig.15(b)に示した。Skemptonは正規圧密状態にある自然タイ積粘土について圧密非排水強度と有効土カブリ圧の比を次式で提案している。

$$Cu/p = 0.11 + 0.0037 (PI)$$

ここに  $Cu = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ ,  $PI = \text{ソ性指数}$ . Bishopら<sup>4)</sup> は過圧密粘土である London clay の未風化試料について, 正規圧密領域での CU-Test の結果と Skempton の提案式が一致することを報告している。島尻層泥岩の  $PI$  は 41% であるので  $Cu/p = 0.26$  が得られる。この関係も Fig. 15(a) に示してあるが, 図中, 圧密圧による強度増加を外挿により延長すると  $Cu/p = 0.26$  と交わる点の土カブリ圧  $p$  は 160% に相当する。いま, 泥岩の単位体積重量を  $2.10 \text{ t/m}^3$  とすると, この値は過去に 760 m にもおよぶ土カブリが存在していたことを意味する。しかし, これに相当する土カブリの除去に関する地質学的記録は現在見当たらないので, 島尻層泥岩は続成作用による結合力の影響を受けていると推察するのが妥当であろう。

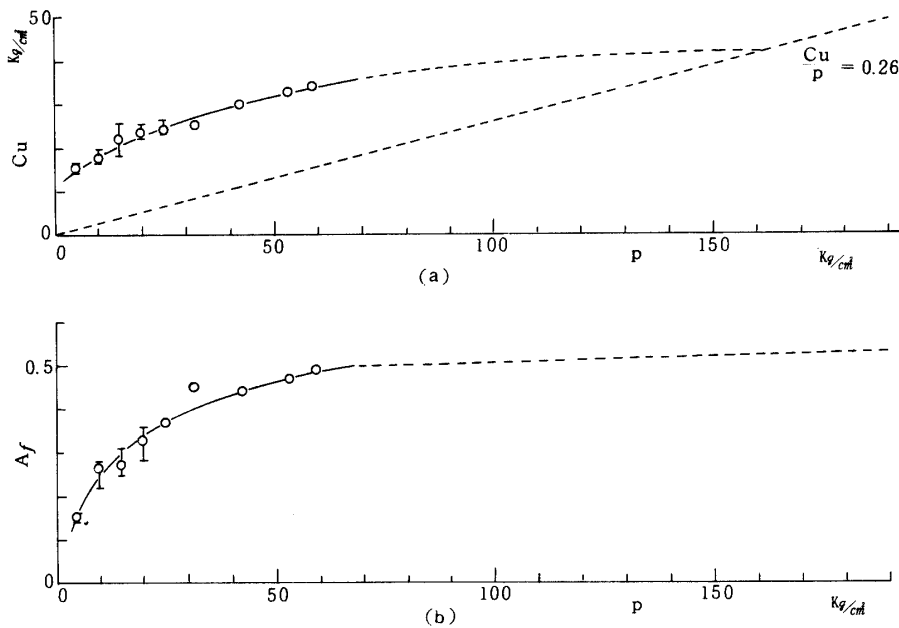


Fig. 15 The relationships between undrained strength, pore pressure and consolidation pressure

Fig.15(a)の土カブリ圧160%における  $Cu$  の値は Fig. 9 で推定した正規圧密状態に移行するときの強度とほぼ一致している。このことは同時に推算した  $A_f = 0.53$  の妥当性を示すもので,  $A_f$  は圧密圧60%以上に対して Fig.15(b) に点線で表わす傾向を示すであろう。また,  $A_f$  が負の値をとる場合は非常に小さな側圧のときか, あるいは結合力が減少したときであろう。

以上のことから, 結合力の力学特性への効果をもって, 島尻層泥岩の強度および間ゲキ水圧特性が結合力の影響を受けていることが説明できる。しかし, Fig.14(b)の曲線  $f, e, g, c$  は練返し過圧密粘土と相似であり, またタイ積している粘土の状態を実験室で再現することが不可能であるので, 点  $e$  に相当する荷重を決定することができない。過圧密粘土といわれるものは数万年から数10万年以前にタイ積した粘土層であるので, 応力履歴のみならず結合力の効果をも含んでいる。そこで, このような過圧密粘土をも含め, 半固結～弱固結にある泥岩に対し, 過圧密領域から正規圧密領域へ移行する先行圧密荷重に相当する荷重は過去の応力履歴と続成過程の結合力の両方の効果が消失する荷重に相当するものとみなせる。

7 強度と変形係数の関係

Miller<sup>3)</sup>は強度と変形係数 $E_{50}$ を用いて岩石の工学的分類を行っている。ここに変形係数 $E_{50}$ は応力～ヒズミ曲線の $1/2$ 強度における接線こう配で求めている。また竹中<sup>2)</sup>はチュウ積層ならびに洪積層粘土に対し $E = 105 q_u$ を提唱している。ここに $q_u$ は一軸圧縮強度である。先に行った島尻層泥岩の非圧密非排水せん断<sup>1)</sup>において、側圧による強度増加はみとめられず、 $E_{50}$ と $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ の比は100 : 1であった。

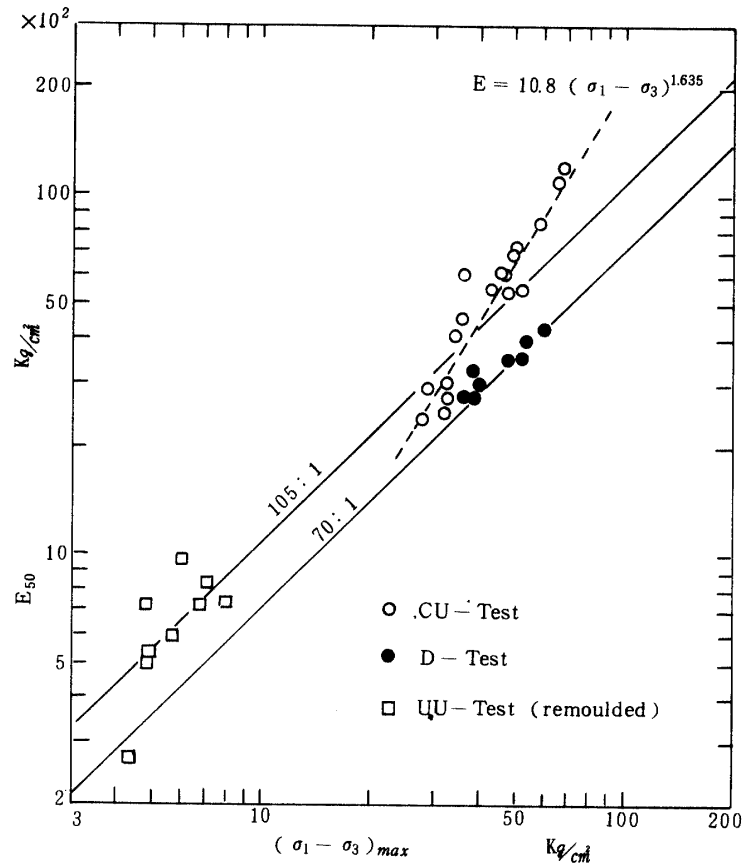


Fig. 16 Strength and deformation coefficient relation

今回行ったCU-Test, D-Testおよび練返し供試体についてのUU-Testから $E_{50}$ と $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ の関係を示したのがFig.16である。これによるとUU-Testの結果は $E_{50}$ と $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ の比105 : 1の線上に分布し、 $E = 210 C_u$ と一致する。CU-Testによる結果は平均的に比120 : 1であるが、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ は $\sigma'_c$ によって増加するので、 $E_{50}$ も $\sigma'_c$ によって増加する。しかも $E_{50}$ と $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ の比は一定でないので、これらの関係に放物関数を仮定し、最小二乗法を適用すると次式を得る。

$$E_{50} = 10.8 (\sigma_1 - \sigma_3)_{max}^{1.635}$$

次にD-Testの結果は比が70 : 1の線上にある。これはCU-Testにおいて、 $\sigma'_c$ の増加による $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ と $E_{50}$ の増加割合は一定でないが、D-Testの実験範囲では $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ と $E_{50}$ の増加割合がほぼ一定であることを示している。



## V 結 論

未風化島尻層泥岩について圧密圧60%までの圧密非排水セン断および25%までの圧密排水セン断を行い、セン断特性を明らかにするとともに、そのセン断特性におよぼすBjerrum<sup>5)</sup>による地質学的履歴の効果を考察して次のような結論を得た。

1. 島尻層泥岩は微細な板状の粘土粒子が凝集してシルト径大のベッドを形成し、そのベッドの集合によって構成されている。
2. 供試体の間ゲキ係数Bは1で、飽和状態で平均2.3%のサクシオンを有する。
3. セン断によるダイレイタンスは破壊時付近に生じ、明確な単一のすべり面付近に限定される。しかし、高圧レベルでは破壊と同時に間ゲキ水圧が増加する。
4. 破壊包絡線はかなりわん曲を示し、破壊規準としてMohrの規準が適用できる。
5. Skemptonの間ゲキ係数 $A_f$ は圧密圧の増加により60%における0.49まで増加する。また、間ゲキ水圧、強度および破壊時の応力比から、この泥岩のとりうる $A_f$ の最大値は0.53として推算される。
6. 残留強度の定数は $\phi_r = 23^\circ \sim 25^\circ$ である。
7. 鋭敏比はおよそ4で、練返しにより結合力は破壊される。このことは逆に未風化泥岩のセン断特性に結合力が影響していることを示唆している。
8. 続成作用による結合力が力学特性におよぼす効果からこの泥岩の強度特性および間ゲキ水圧特性の説明ができる。また、先行圧密荷重に相当する荷重は応力履歴と結合力の影響が消失する荷重と見なすべきである。
9. 変形係数と強度の比は練返し供試体に対し105:1、D-Testに対し70:1であるが、CU-Testにおいて

$$E_{50} = 10.8 (\sigma_1 - \sigma_3)_{max}^{1.635} \quad (\%)$$

の関係が成立する。

終りに、この研究を行う上で、御助言と実験の便宜を取り計らって頂いた京都大学赤井浩一教授に心から感謝の意を表します。また、顕微鏡写真は京都大学嘉門雅史講師の御好意によった。併せて謝意を表する次第である。

## 参 考 文 献

1. 赤井浩一, 足立紀尚, 新城俊也 1973 沖繩, 島尻層泥岩の力学特性, 京都大学防災研究所年報 16(B): 753 ~ 764.
2. ———, ———, 田伏宣夫 1975 空気圧制御方式による三軸試験装置とその適用(その1), 土と基礎, 23(3): 39 ~ 45
3. Bishop, A. W. and Bjerrum, L. 1960 The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems, Reserch conference on shear strength of cohesive soils, A. S. C. E., p 437 ~ 501
4. ———, Webb, D. L. and Lewin, P. I. 1965 Undisturbed Samples of London clay from the Ashford Common Shaft; Strength-effective stress relationships, Geotechnique, 15: 1 ~ 31
5. Bjerrum, L. 1967 Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales, Proc. ASCE, 93(SM5): 1 ~ 49
6. Chandler, R. J. 1966 The measurment of residual strength triaxial com-

- pression, *Geotechnique*, **16**: 181 ~ 186
7. Chandler, R. J. 1969 The effect of weathering on the shear strength properties of Keuper Marl, *Geotechnique*, **19**: 321 ~ 334
  8. たとえば Deere, D. U. 1968 Rock mechanics in engineering practice, ed. by Stagg and Zienkiwicz, p 4 ~ 12, John Wiley and Sons
  9. 福田理, 外14名 1967 第3次沖繩天然ガス鉦床調査の記録, *地質ニュース*, **157**: 14 ~ 32
  10. 古川博恭 1973 沖繩の地質, 農業土木の機械化, **7** (3): 17 ~ 19
  11. Henkel, D. J. 1959 The relationships between the strength, pore-water pressure, and volume-change characteristics of saturated clays, *Geotechnique*, **9**: 119 ~ 135
  12. 小西健二 1965 琉球列島(南西諸島)の構造区分, *地質学雑誌*, **71**: 437 ~ 457
  13. Lee, K. L. and Seed, H. B. 1967 Drained strength characteristics of sands, *Proc. ASCE*, **93** (SM 6): 117 ~ 141
  14. Mitchell, J. K. and Houston, W. H. 1969 Causes of clay sensitivity, *Proc. ASCE*, **95** (SM 3): 845 ~ 871
  15. 新城俊也 1971 沖繩における泥灰岩の工学的特性 (I), *琉球大学農学部学術報告*, **18**: 127 ~ 136
  16. ———— 1976 島尻層泥岩の強度異方性, *琉球大学農学部学術報告*, **23**: 255 ~ 267
  17. Sides, G. R. 1971 Soil microstructure and sample disturbance observations in the stereoscan electron microscope, *Proc. Roscoe Memorial Symposium*, p 89 ~ 98. G. T. Foulis and Co. LTD.
  18. Skempton, A. W. 1954 The pore-pressure coefficients A and B, *Geotechnique*, **4**: 143 ~ 147
  19. ———— 1964 Long-term stability of clay slopes, *Geotechnique*, **14**: 75 ~ 102
  20. 砂川徹男, 上原方成 1974 沖繩地方の細粒土の物理的性質について (I), *琉球大学理工学部紀要工学篇*, **7**: 119 ~ 126
  21. たとえば 竹中準之助 1968 土質調査試験結果の解釈と適用例, p 155 ~ 190, 土質工学会
  22. Underwood, L. B. 1967 Classification and Identification of shales, *Proc. ASCE*, **93** (SM 6): 97 ~ 116

### Summary

In this paper are presented the shear strength properties of Shimajiri Mudstone from Okinawa Island, Ryukyus, which is referred to as over-consolidated clay with the diagenetic bonds. Both consolidated-undrained and drained test were carried out for undisturbed samples.

Undisturbed samples have the structure with the silt sized aggregates flocculated platy clay particles. A sensitivity of about 4 was observed to remoulded samples, which had identical water content and wet density to undisturbed samples. Therefore these samples appear to be indurated to some degree with cementation. During shear it will be seen that the dilatancy volume change occurs before the peak stress and also is

confined to thin rupture zones. On the other hand, under high stresses the increase of pore pressure reflects the decrease of volume beyond peak stress. This indicates a tendency at high stresses for the silt sized aggregates to break down along thin rupture zones.

The failure envelope is founded to have a very marked curvature, but those of residual strength is defined as straight line.

At consolidation pressure of 5 kg/cm<sup>2</sup> and 60 kg/cm<sup>2</sup> the values of pore pressure parameter,  $A_f$ , are 0.15 and 0.49 respectively. Also  $A_f$  for normally consolidated condition would be expected to be 0.53, which are deduced from the relationship between strength, stress ratio and pore pressure at failure. On the other hand the overburden pressure corresponding to 160 kg/cm<sup>2</sup>, commonly referred to as preconsolidation pressure, is founded from the connections of the increase of shear strength due to re-consolidation with the ratio of  $C_u/p$  obtained by Skempton. It could be presumed, however, that this pressure has been affected not only by load history, but also by the diagenetic bonds as geological history.