

沖縄、島尻層泥岩の力学特性

赤井 浩一・足立 紀尚・新城 俊也

MECHANICAL PROPERTIES OF SHIMAJIRI MUDSTONES FROM OKINAWA ISLAND, RYUKYUS

By Koichi AKAI, Toshihisa ADACHI and Toshiya SHINJO

Synopsis

In this paper mechanical properties of Shimajiri mudstones from Okinawa Island, Ryukyus are investigated under triaxial stress state up to the lateral pressure as high as 30 km/cm^2 .

Both unconsolidated-undrained and consolidated-undrained triaxial compression tests on samples are carried out. Comparing the test results with the behavior of undisturbed London clay obtained by Bishop *et al* (1965), the influence of the direction of bedding plane on the behavior of pore pressure and shear resistance of the mudstone in terms of total and effective stresses is described.

1. はじめに

従来半固結状態の軟岩からなる地山においては主として切取り、トンネルなどの土木工事に不都合なことが多く、また地すべり、斜面崩壊が起りやすく、その対策のために研究が行なわれている。しかし、軟岩からなる基礎地盤は土に比べて堅硬であるので土木工学上研究の対象としてあまり取扱われていなかった。最近、土木構造物の大型化、重量化に伴い、また地域開発のもとに、軟岩を基礎地盤としての重量構造物の建設や軟岩地山における大規模な切取りが行なわれつつある。これら軟岩を基礎地盤として重量構造物を建設することの可否や設計指針および大規模な切取りによる応力解放後の斜面の安定性の検討などのために、軟岩に属する半固結状態にある堆積岩の力学特性を明らかにする必要がある。

本研究は特に最近地域開発の名のもとに土地造成、切取り構造物の建設が行なわれている沖縄本島の中南部の基礎地盤を構成している島尻層泥岩を試料に選び、側圧が 30 kg/cm^2 までの三軸応力下での応力-変形、強度特性ならびに間げき水圧の影響について実験的考察を行なっている。なお供試体の方向性を考慮せず実験を行なったが、Bishop ら¹⁾の London clay についての実験結果に準拠し、供試体の方向性を推定している。

2. 沖縄、島尻層群の地質構造と層序²⁾

沖縄諸島の地質については半沢の調査研究 (1935)、戦後には、米軍の軍事地質に関する調査報告 (1954, 1959, 1960), S.F. MacNeil (1960), 小西の研究報告 (1963, 1964, 1965) および沖縄天然ガス調査団による調査報告 (1967) がある。小西によれば沖縄本島は本部、国頭および島尻の三累帯に区分されている。島尻層群の地質時代に関しては未だ明確になっていないが、上部中新世の最下部から鮮新世にまたがる地層であると言われ、今までに行なわれた本層群の調査、研究者による層序区分対称表は **Table 1** のとおりである。

天然ガス調査団の地質調査 (福田, 影山, 1967) によれば、本島南部における本層厚は約 2500 m にも達し、上位から新里層、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り、層厚約 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。

本研究に使用した試料は島尻層群と那原層泥岩である。

Table 1 Stratigraphic nomenclature for Shimajiri formation in the southern part of Okinawa Island by workers.

Period	Epoch	Hanzawa (1935)	MacNeil (1960)			Fukuda and Kageyama (1967)	
Quaternary	Pliocene	Ryukyu limestone	Ryukyu group "Kunigami gravel" in part	Yomitan limestone	Chinen sand member	Ryukyu limestone	
				Naha limestone			
Tertiary	Miocene	Shimajiri group	Shimajiri formation	Shinzato tuff	Shimajiri group	Shinzato formation	
				Yonabaru clay member		clay and silty sand	Yonabaru formation
				massive sand			Naha formation Oroku sandstone

3. 試料と実験装置

試料は沖縄本島那覇市の近郊西原村の宅地造成現場において、土工機械で掘り起こした塊を採取した。試料の土かぶり厚さは周囲の地形から判断して10 mから15 mの間であると推定される。採取した塊は約15 cm立方のブロックに成形し、パラフィンで被覆を行ない、実験室に保存した。三軸圧縮試験用供試体はブロックからコアカッターで直径50 mm、高さ100 mmの円筒形に成型したものであるが、その際、試料の方向性が明確でないため、供試体の方向性は考慮しなかった。

試料の物理諸量は Table 2 に示す通りであるが、それらは実験に使用した全供試体の平均で示してある。

Table 2 Properties of Shimajiri mudstones.

specific gravity	G_s	2.78
water content	w	22%
wet density	r_t	2.10 t/m ³
dry density	r_d	1.70 t/m ³
void ratio	e	0.60
degree of saturation	S_r	> 96%
unconfined compressive strength	q_u	23 kg/cm ²

間げき比0.60でかなりポーラスである。また飽和度は96%以上で，かなりの供試体が100%であり，完全飽和状態と見なせる。

三軸圧縮試験機は側圧 10kg/cm^2 以下の低側圧に対しては通常の土質用三軸圧縮試験機を用い， 10kg/cm^2 以上 30kg/cm^2 までの中側圧に対しては最大許容軸圧4ton，最大許容側圧 30kg/cm^2 の中圧三軸圧縮試験機を用いた。軸圧は両者ともプルベングリングで測定しており，せん断速度は前者が $2.6 \times 10^{-2}\%/min$ ，後者が $2.0 \times 10^{-2}\%/min$ の変位制御である。間げき水圧の測定は受圧面の直径が5mmの小型半導体型圧力変換器を用いている。

4. 実験方法

実験は非圧密非排水せん断試験(U-test)と圧密非排水せん断試験(CU-test)を行なっている。間げき水圧の測定は両方において行なっているが，以下の方法を取っている。供試体をセットする前に三軸セル内に

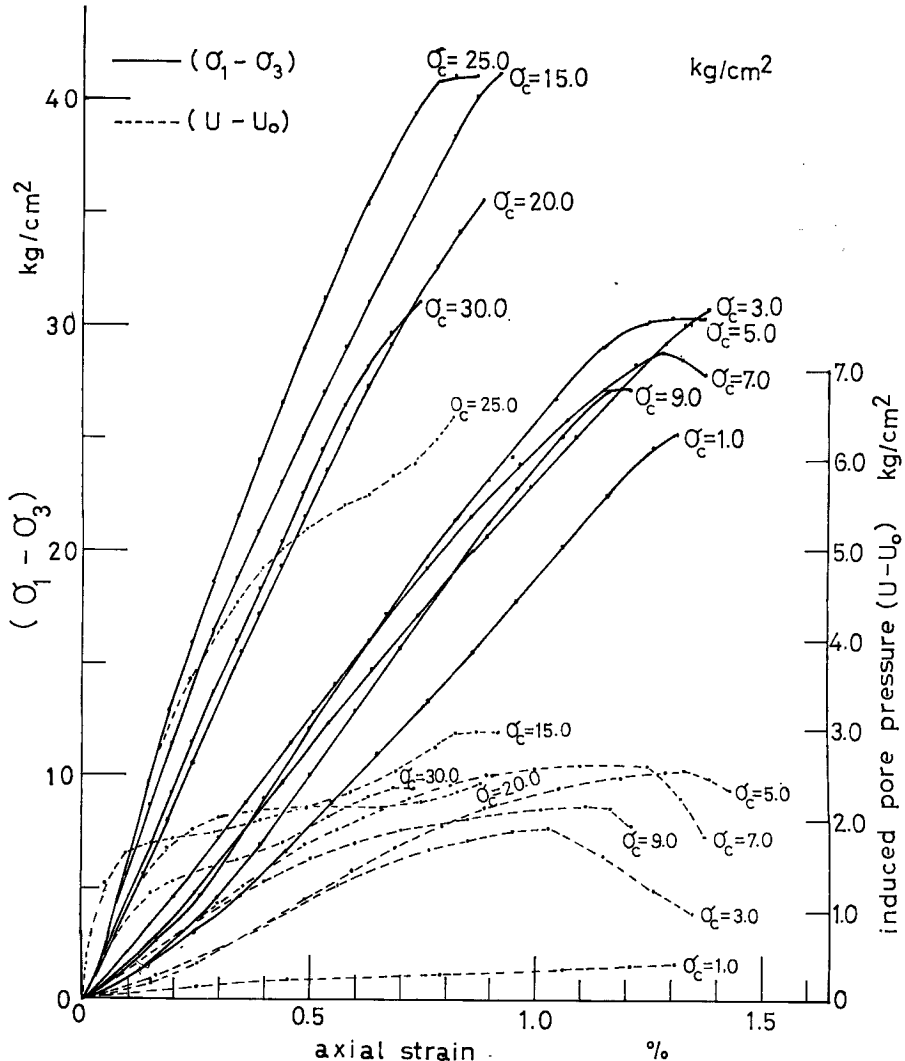


Fig. 1 Typical results of undrained triaxial compression tests (σ_c denotes all-round pressure).

1/3程水を入れ、サクシオンを作用させ、約 1 時間、間げき水圧測定系と排水系の脱気を行なう。供試体セット後、 0.2 kg/cm^2 の側圧を作用させ 10 分間排水を行ない、セットの際に混入した余分の水と空気を排除した。その後、非排水状態で 1.0 kg/cm^2 から 30 kg/cm^2 までの所定の側圧を作用させ、発生間げき水圧がほぼ定常になるのを待つ。しかし、実際には 1 時間以内で次の実験段階に移った。非圧密非排水せん断試験はこの後直ちにせん断を行なうが、圧密非排水せん断試験では initial back pressure を作用させ、約 24 時間所定の圧密圧で圧密を行ない、非排水せん断試験を行なう。initial back pressure u_0 は $0, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0 \text{ kg/cm}^2$ 作用させ、その影響を調べている。なお、同一条件の実験に使用した供試体の数は側圧 10 kg/cm^2 以下に対しては 3 個、側圧 10 kg/cm^2 以上および $u_0 = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ と 4.0 kg/cm^2 に対しては 1~2 個である。また圧密を促進させるためにペーパードレーンを行なっている。

5. 結果および考察

1) 非圧密非排水せん断試験について

非圧密非排水せん断試験において側圧を 1.0 kg/cm^2 から 30.0 kg/cm^2 まで数段階について作用させた場合の主応力差と軸ひずみ、およびせん断による発生間げき水圧と軸ひずみの関係の代表例を示したのが Fig. 1 である。応力-ひずみ関係はほぼ直線的に変化し、その後塑性的変化を示しながら最大応力に達する。最

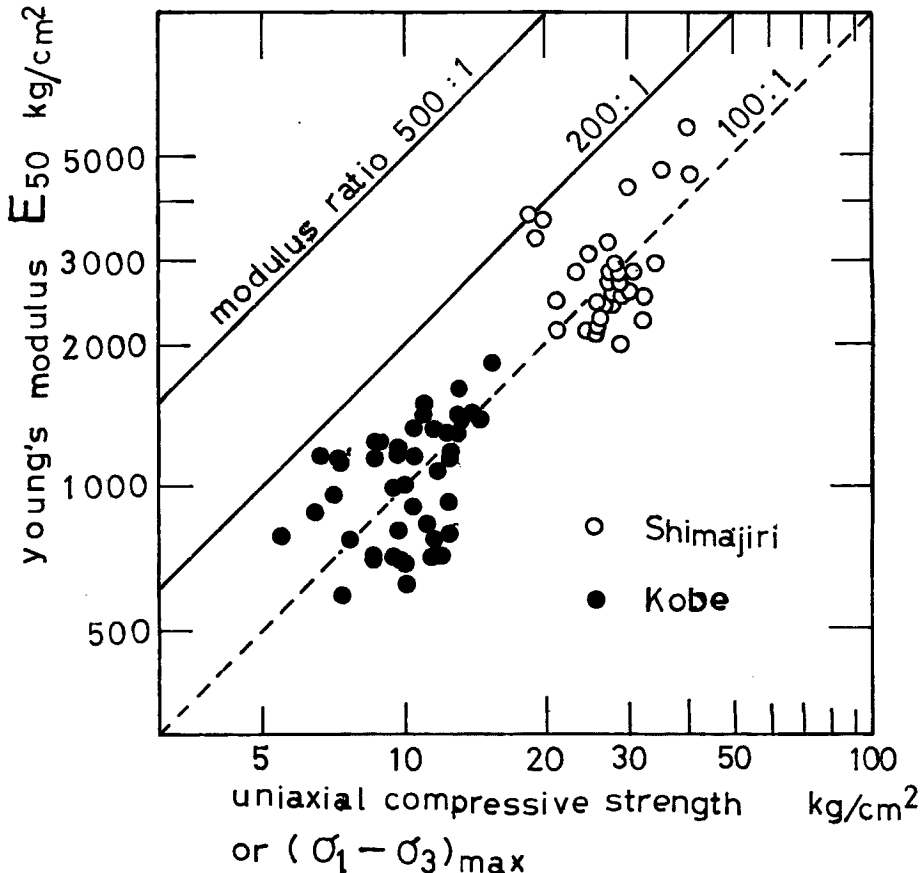


Fig. 2 Engineering classification for Shimajiri mudstones; E_{50} = tangent modulus at 50% ultimate strength.

大応力に達した後は瞬間的に破壊するか，急速に応力が減少し，場合によっては破壊音を発する。破壊時の軸ひずみは0.73～1.67%であった。せん断による発生間げき水圧は最大応力と同時か，それよりわずかに先行して最大に達する傾向にあり，その後は急速に減少する。さらに側圧の増加による強度増加は見られない。このことは試料が飽和しており，側圧の作用による有効応力の増加が期待できないことを示している。Deer and Miller³⁾は一軸圧縮強度と応力-ひずみ曲線において強度の1/2点における接線勾配として求めた変形係数 E_{50} をもって岩石の工学的分類を行なっている。強度は側圧によって変化しないので，非圧密非排水試験結果からこの分類を拡大解釈して，一軸圧縮強度および三軸状態における強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ と変形係数 E_{50} の関係を示したのが Fig. 2 である。この図では神戸層凝灰質細粒砂岩の結果と比較⁴⁾してあるが，島尻層泥岩は強度が 30 kg/cm^2 ，変形係数 E_{50} が $3 \times 10^8 \text{ kg/cm}^2$ を中心として散らばっており，神戸層凝灰質細粒砂岩より，強度，変形係数とも大きな値を示している。また，両方の結果とも変形係数 E_{50} と強度の比すなわち modulus ratio が 100:1 の線上に分布しており，沖積層および洪積層の粘土についての竹中による $E=210 c_u$ に近い値を示している。

非圧密非排水せん断試験において等方圧を作用させると間げき水圧はほぼ作用等方圧の値まで発生するが，等方圧作用のもとで間げき水圧は時間の経過と共に減少する。大部分の減少は30分程度でおえ，その後は徐々に減少する。実験の都合で約1時間後に直ちにせん断を行なっているが，平衡に達するには数日を要すると思われる。いま作用等方圧 σ_c とそれによって発生したせん断直前の間げき水圧 u_0 の関係を示したのが Fig. 3 である。これから近似的に $u_0 = \sigma_c - 3.0 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ なる関係が得られ，Skempton の間げき圧係数

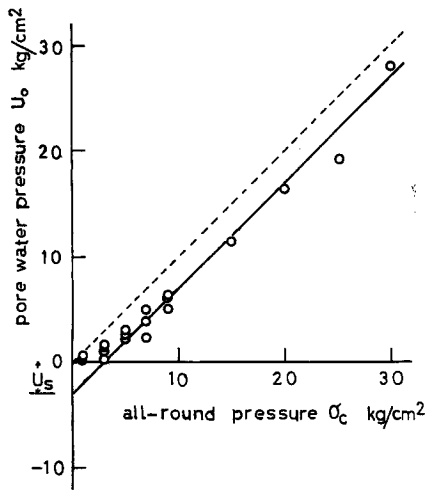


Fig. 3 Increase in pore-water pressure with increase in all-round pressure applied under undrained triaxial tests.

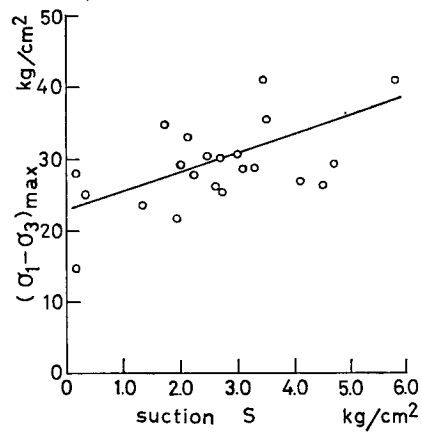


Fig. 4 Relationship between strength and suction in undrained triaxial tests.

B は 1 であり，供試体は飽和状態で平均 3.0 kg/cm^2 のサクシオンを有すると推定できる。いま各供試体のサクシオン（ここでは作用等方圧 σ_c から発生間げき水圧 u_0 を引いた値）と $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ の関係を示したのが Fig. 4 である。これによると非圧密非排水せん断試験における強度は側圧に影響を受けず，サクシオンの増加に伴い強度も増加する傾向にある。このことは飽和供試体のサクシオンが有効拘束圧として作用しており，サクシオンの増加に伴い有効応力も増加し，強度が増加するものと考えられる。この試験においてサクシオンを有効応力として考慮した場合の破壊時の有効応力状態を Fig. 12 に示してある。なお，Fig. 4 において強度がかなりばらついているのは後述の供試体の方向性による影響と思われるが，この試験の場

合間げき水圧の特性から供試体の方向性を推定するのが困難であった。

この泥岩試料は土かぶり厚さ 10~15 m を取り除いた地点で採取したことおよび等方圧作用下において平衡に達した場合のサクシオンは 3.0 kg/cm^2 より大きいことを考え合わせると、泥岩試料の有するサクシオンは単に採取に伴う上載圧の除去によって生ずるものだけでなく、原地盤内で有する量も含んでいると考えられるので、サクシオンの測定法も含めて今後検討する必要がある。

2) 圧密非排水せん断試験について

圧密は24時間行なっているが、圧密開始後2~4時間で圧密は終了し、その後、低圧密圧 σ_c' では吸水現象を示した。排水量は圧密圧 27.0 kg/cm^2 で 4 cc 程度である。

圧密非排水せん断試験における応力、間げき水圧~ひずみ関係の代表例を示したのが Fig. 5 であり、この場合 initial back pressure u_b を 3.0 kg/cm^2 作用させている。応力~ひずみ関係は非圧密非排水せん断の場合と同じ傾向を示しているが、圧密圧 σ_c' の増加に伴い強度も増加する。この傾向は他の initial back pressure を作用させた場合も同様であった。破壊時の軸ひずみは 0.54~2.09% であった。せん断による発生間げき水圧 ($u-u_0$) は常に正を示し、間げき水圧のピークは最大主応力差と同時に起こる。しかし、同一圧密圧において強度および間げき水圧の値にかなりの差のある場合があった。

非圧密非排水せん断試験において泥岩供試体はサクシオンを有し、その大きさが強度に影響を及ぼすことを示した。ここでは initial back pressure を作用させることにより供試体のサクシオンを消滅させ、正確な間げき水圧の測定を行なうことを目的とするとともに、その大きさが主応力差に及ぼす影響を調べた。作用させた back pressure と最大主応力差の関係を各圧密圧に対して示したのが Fig. 6 である。図中の実線は各圧密圧に対する最大主応力差の変化する傾向を、また破線は非圧密非排水せん断試験において得られた側圧 9.0 kg/cm^2 までの最大主応力差の平均値 27.0 kg/cm^2 を示している。この図によると back pressure が 0 から 2.0 kg/cm^2 までは、それが増加するに従って最大主応力差は減少するが、 3.0 kg/cm^2 以上になると一定値を示し、back pressure は最大主応力差に影響を与えない。back pressure の値が小さいほど最大主応力差が大きくなるのは initial back pressure 作用下での圧密時間24時間程度はサクシオンを消滅させるに十分でなく、サクシオンが有効拘束圧として作用していることによるものと考えられる。従って有効応力を正しく算定するために、圧密時間24時間程度では 3.0 kg/cm^2 以上の back pressure を作用させる必要がある。さらにこの図には圧密非排水強度と非圧密非排水強度の比較を行なっている。圧密圧 $\sigma_c' = 5.0 \text{ kg/cm}^2$ 以下の強度は非圧密非排水強度より小さくなっており、圧密圧が小さい程その強度は低下している。また圧密中における含水比の変化を示したのが Fig. 7 である。ここに含水比の変化は圧密前と圧密後(非排水せん断後に測定)の増減で示してある。測定値にかなりのばらつきがあるが、傾向としては圧密圧 5.0 kg/cm^2 以下では吸水過程、それ以上の圧密圧では圧密過程を示している。以上のことから強度低下は吸水により有効拘束圧としてのサクシオンが消滅し、含水比の増加に伴い膨潤が生じたことによるものと考えられる。このことは自然地山において切り取りあるいは掘削が行なわれた場合、応力が解放され、それに伴いサクシオンが増加し、水と接触することにより膨潤が促進され、地山の強度低下をもたらすことを意味している。また供試体は飽和しているので Fig. 7 において含水比の変化が生じない圧密圧 5.0 kg/cm^2 は供試体の体積変化を許さない拘束圧を意味しており、この値がサクシオンに等しい値と考えられる。このことは前に指摘したように信頼できるサクシオンの値は 3.0 kg/cm^2 より大であることからもうなづける。

なお、これ以降はサクシオンが十分消滅したと見なせる back pressure 3.0 kg/cm^2 以上を作用させた実験結果を主に取り扱う。

先に同一圧密圧において最大主応力差と間げき水圧の発生に差異が見られる場合があることを指摘した。すなわち、最大主応力差の大きさに差があり、それが大きいものほど発生間げき水圧は小さい場合がある。この状況を有効応力による応力径路で示したのが Fig. 8 であり、これによると同一圧密圧において全く異なった応力径路をたどって破壊に至ることがある。

Bishop^ら¹⁾ は乱さない London clay について圧密非排水せん断を行ない Fig. 9 に示すように有効応力

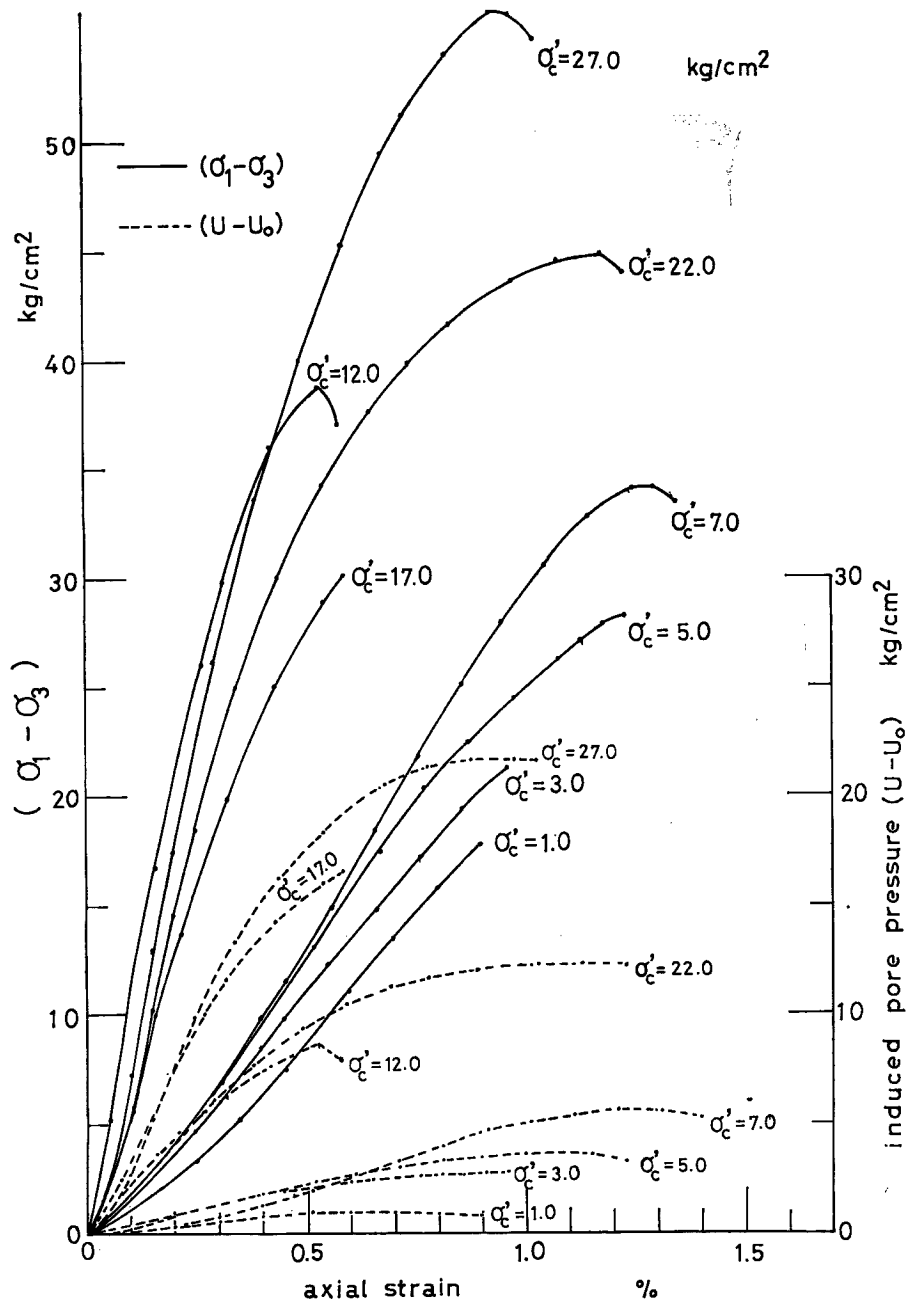


Fig. 5 Typical results of consolidated-undrained triaxial compression tests under initial back pressure $u_b = 3.0 \text{ kg/cm}^2$ (σ'_c denotes effective consolidation pressure).

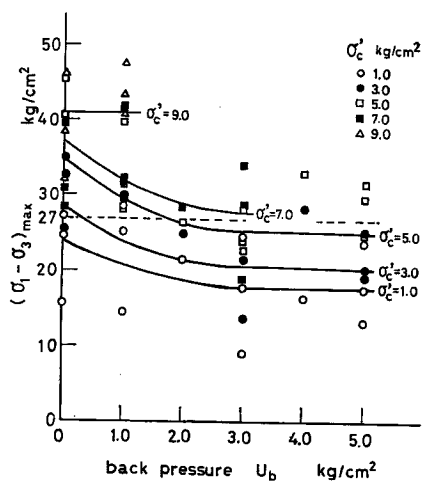


Fig. 6 Influence of initial back pressure on maximum deviator stress in CU-test; Average value of strength under undrained test is 27.0 kg/cm².

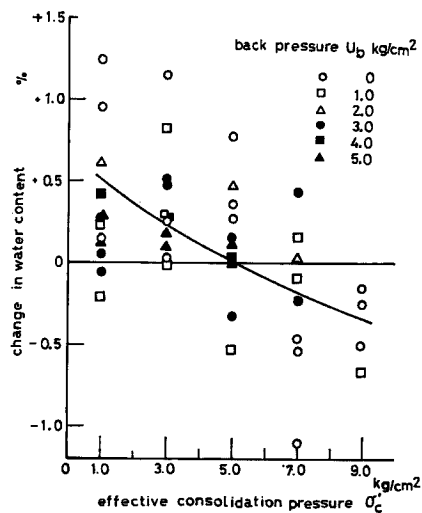


Fig. 7 Relationship between change in water content and applied effective stress during the consolidation or swelling stage of the triaxial tests.

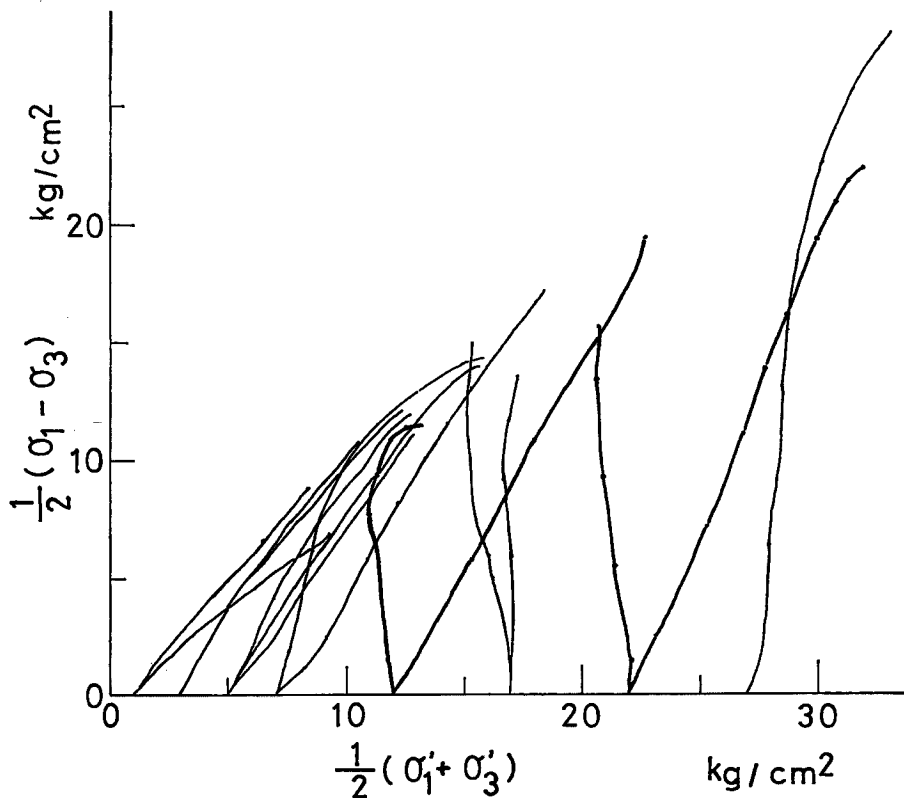


Fig. 8 Stress path for consolidated-undrained test under initial back pressure $u_b = 3.0$ kg/cm².

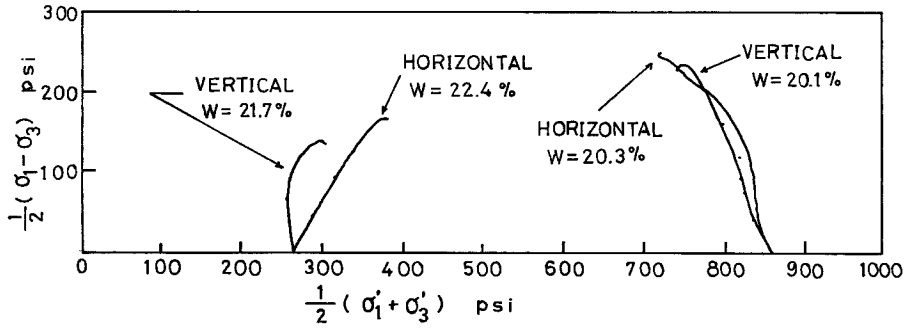


Fig. 9 Stress paths for consolidated-undrained test on London clay sample with its axis vertical and horizontal (after Bishop *et al.*).

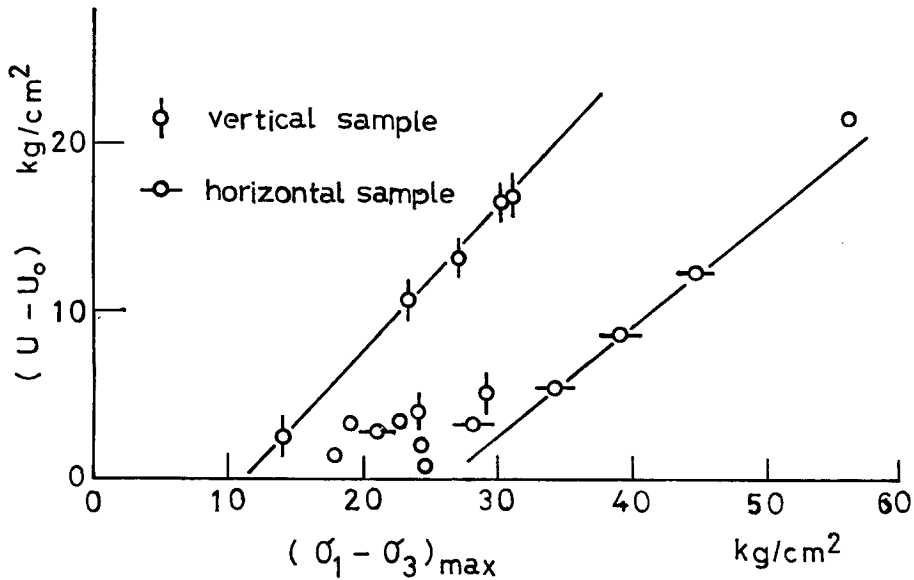


Fig. 10 Relationship between $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ and $(u - u_0)$ for consolidated-undrained tests under initial back pressure $u_0 = 3.0 \text{ kg/cm}^2$.

による応力経路の結果を得ている。すなわち過圧密領域（先行圧密圧は少なくとも 600 lb/sq.in. ）において鉛直方向供試体と水平方向供試体を同一圧密圧で圧密した後，非排水せん断を行なうと図に示すように異なった応力経路をたどる。先行圧密圧以上で圧密を行なうと，鉛直および水平方向供試体の応力経路にあまり差違がない。この London clay の推定静止土圧係数 K_0 は 2.1 で，過圧密領域において間げき水圧は水平方向供試体より鉛直方向供試体の方が大きく発生し，強度は鉛直方向供試体より水平方向供試体の方が大きく現われる。また，間げき圧係数 A_f 値は圧密圧 $\sigma_e' = 145 \text{ lb/sq.in.}$ で鉛直方向供試体 0.42 ，水平方向供試体 0.19 とかなり異なるが，先行圧密圧以上では鉛直方向供試体 0.74 ，水平方向供試体 0.77 とあまり異ならない。

実験に際し島尻層泥岩供試体の方向性を考慮しなかったが，London clay の応力経路に準拠すると島尻層泥岩の応力経路のちがいはも方向性によるものと考えられる。また，応力経路の傾向からこの泥岩は実験を行なった圧密圧 27.0 kg/cm^2 以下では過圧密領域にあり，先行圧密圧は 30 kg/cm^2 以上の値であると推定さ

れる。

London clay と島尻層泥岩の実験結果が類似しているの(本実験の応力レベルは London clay について行なった実験の応力レベルに含まれている), London clay に準拠して同一圧密圧における応力経路が明らかに異なる場合を鉛直方向供試体と水平方向供試体に分類できると仮定する。なお, 応力経路にあまり差違がない場合は鉛直および水平以外の方向性をもつものと仮定している。

いま最大主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ とせん断による発生間げき水圧の関係を示したのが Fig. 10 である。方向性が明示されていないものは応力経路に差違がなかったものであるが, 方向性を仮定したものが2つのグループに分かれている。これから間げき圧係数 A_f 値は鉛直方向供試体0.83, 水平方向供試体0.54でかなり異なっており, London clay と同様鉛直方向供試体の方が大きく, 過圧密領域において間げき水圧は方向性の影響を受けることがわかる。

同様に最大せん断応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}/2$ と平均主応力 $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ の関係を全応力と有効応力で示したのが Fig. 11 である。全応力表示によると推定鉛直方向供試体と推定水平方向供試体には明らかに差があり, せ

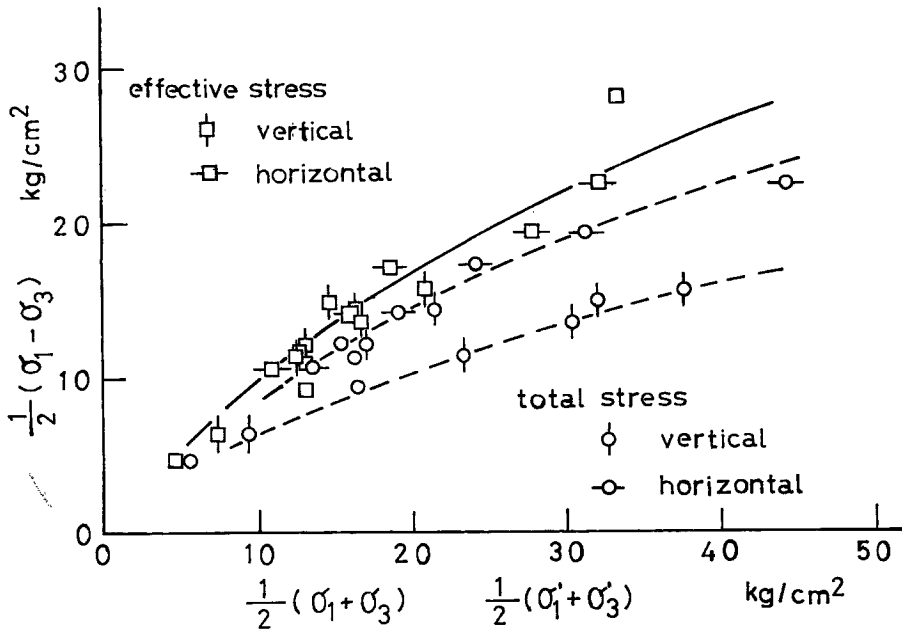


Fig. 11 Relationship between $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ and $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$, $(\sigma_1' + \sigma_3')/2$ for consolidated-undrained tests under initial back pressure $u_0 = 3.0 \text{ kg/cm}^2$.

ん断強度は前者より後者が大きく, 全応力表示による粘着力 c , 内部摩擦角 φ は方向性の影響を受けることがわかる。しかし, 有効応力表示によると両者の間には差がみられず, 有効応力による粘着力 c' , 内部摩擦角 φ' は方向性による影響をあまり受けない。

Bishop ら¹¹⁾ は次式を用いて London clay の静止土圧係数 K_0 を推定している。

$$K_0 = \frac{p_k/p - A_s}{1 - A_s}$$

ここに p_k : 除荷による有効応力 (サクション)

p : 有効土かぶり圧

A_s : 拘束圧を除去した場合の間げき圧係数

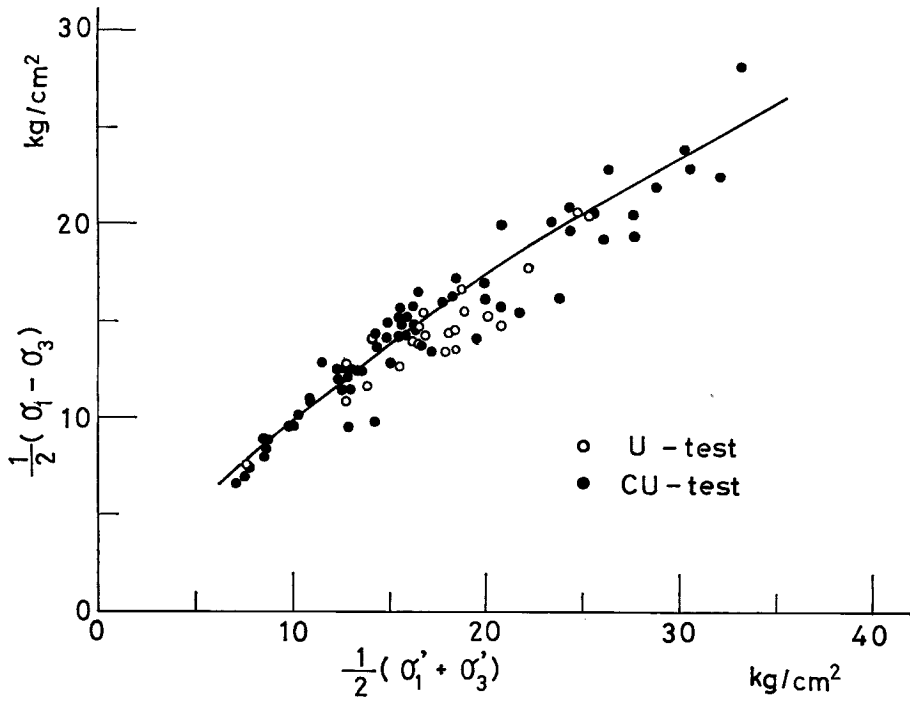


Fig. 12 Relationship between $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ and $(\sigma_1' + \sigma_3')/2$ for both undrained tests and consolidated-undrained tests.

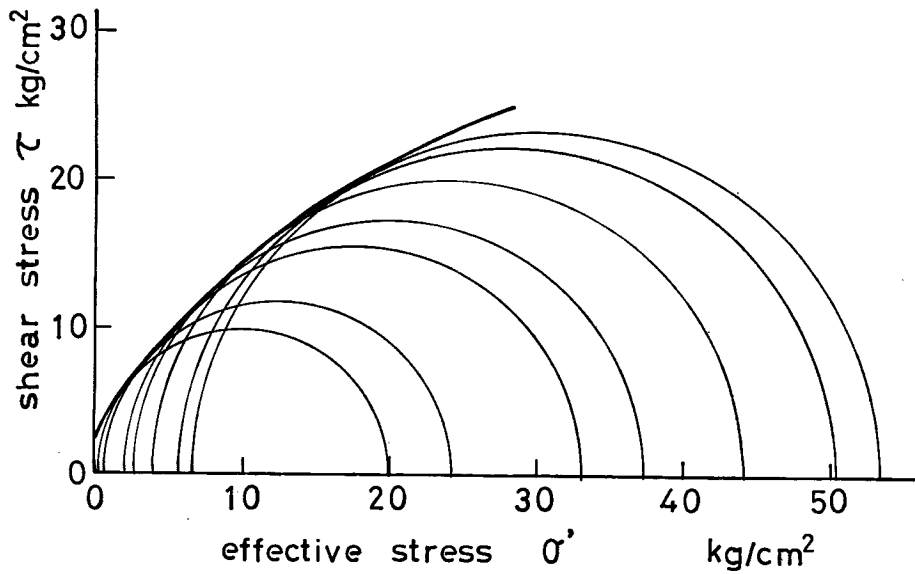


Fig. 13 Mohr's failure envelope.

泥岩の p_k を 5.0 kg/cm^2 、土かぶり厚さを 15m 、また London clay におけると同様 A_s を 0.3 とすると、泥岩の推定 K_0 値は 1.8 となり、 1 より大きい。このことは原地盤内で鉛直方向より水平方向に、より大きな圧密を受けていることを示しており、これによって方向性が間げき水圧と強度に影響を及ぼすものと考えられる。

有効応力による強度定数 c' 、 φ' は方向性の影響を受けないと見なし、本実験で行なったせん断試験結果を有効応力で整理し、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}/2$ と $(\sigma_1' + \sigma_3')/2$ の関係を示したのが Fig. 12 である。この図には非圧密非排水せん断試験の結果も初期有効応力を考慮してプロットしてある。これらの関係は曲線で表わされ、Mohr の破壊規準が適用される。さらにこれらの関係を理想化し、有効応力にもとづく Mohr の応力円を示したのが Fig. 13 である。破壊包絡線は曲線で示され、低応力では有効応力による内部摩擦角 $\varphi' = 57^\circ$ 、粘着力 $c' = 2.60 \text{ kg/cm}^2$ であるが、応力レベルによって強度定数はかなり変化し、 20 kg/cm^2 位の中応力レベルでは $\varphi' = 33^\circ$ 、 $c' = 9.0 \text{ kg/cm}^2$ と変化している。

6. む す び

本文では沖縄、島尻層泥岩を試料に選び、側圧 30 kg/cm^2 までの三軸応力下での力学特性を調べ、乱さない London clay の特性と対比させて考察を行ない、その特性を明らかにした。本研究においてつぎのことが言える。

- 1) 試料は飽和であり、非圧密非排水強度は側圧に左右されず、有効拘束圧としてのサクシヨンの増加に伴い強度が増加する。
- 2) その強度は平均 30 kg/cm^2 、変形係数 E_{50} は $3 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ で、変形係数 E_{50} と強度の比は $100:1$ である。
- 3) 圧密による強度増加が期待できる。
- 4) 試料は飽和状態でサクシヨンをもっているため、 5.0 kg/cm^2 以下の圧密圧では吸水現象を生じ、膨潤により強度が低下する。
- 5) 試料のサクシオンを解消するには initial back pressure を 3.0 kg/cm^2 以上、24 時間作用させる必要がある。
- 6) 先行圧密圧は 30 kg/cm^2 より大きい。
- 7) 間げき水圧の挙動は試料の方向性に影響を受ける。
- 8) 全応力による強度定数 c 、 φ は方向性の影響を受けるが、有効応力による c' 、 φ' は方向性に影響されず、Mohr の破壊規準が適用される。

以上、本研究の結果について述べたが、試料採取の段階で方向性を明確にしなかったため、London clay の実験結果に準拠して方向性を推定した。今後、方向性の明確な試料を用いて検証を行なうとともに、島尻層泥岩のクリープ特性ならびに風化による力学特性を明らかにしていきたいと思っている。

最後に、試料採取に琉球大学農学部助手中村一幸氏、また実験に京都大学工学部学生小沢大造氏の助力をえたので、ここに心から謝意を表わす次第である。

参 考 文 献

- 1) Bishop, A. W., Webb, D. L. and Lewin, P. I.: Undisturbed Samples of London Clay from the Ashford Common Shaft; Strength-effective stress relationships, Geotechnique, Vol. 15, 1965, pp. 1-31.
- 2) たとえば、上原方成: 路盤の安定処理工法に関する基礎的研究 (III) 島尻層泥岩土 その1, 琉球大学理工学部紀要工学編, 第4号, 1971, pp. 63-88.
- 3) たとえば, Deere, D. U.: Rock Mechanics in Engineering Practice, ed. by Stagg and Zienkiewicz, John Wiley and Sons, 1968, pp. 4-12.
- 4) 赤井浩一・足立紀尚・東木雅和: 神戸層群の凝灰質細粒砂岩の力学特性 (第一報), 土木学会第27回年次学術講演会講演集第III部, 昭47, pp. 233-236.