沖縄、島尻層群地帯の地すべりにおける 破碎泥岩と軟化泥岩の強度特性 —浦添地すべりと山川地すべりの対比—

Strength Characteristics of the Fractured-Mudstone and the Softened-Mudstone
from Landslides in the Shimajiri-Group Area, Okinawa
—Comparison of the Urasoe and the Yamakawa landslides—

周 亜 明* 宜 保 清 一** 江 頭 和 彦***
Yaming ZHOU Seiichi GIBO Kazuhiko EGASHIRA
翁 長 謙 良** 丸 山 健 吉****
Kenryo ONAGA Kenkichi MARUYAMA

Abstract

The fractured-mudstone slide and the softened-mudstone slide occurred in the Neogene Shimajiri-group area of Okinawa were compared with each other in their shear strength. The Urasoe landslide was referred to the fractured-mudstone slide and the Yamakawa landslide to the softened-mudstone slide. Mudstone samples taken from the slip surface of both the Urasoe and the Yamakawa landslides gave the low peak strength. The low peak strength was attributed to the presence of cracks for the Urasoe landslide, while it was ascribed to softening of the mudstone for the Yamakawa landslide. Residual strength of the mudstone samples was quite different between the Urasoe and the Yamakawa landslides, and the value of ϕ_r was found to be 11° for the former and 25.5° for the latter, when c_r was assumed as zero.

Both the Urasoe and the Yamakawa landslide contained smectite, mica, chlorite, and kaolinite as layer-silicate minerals in the clay fraction, but the quantity of smectite was noticeably higher for the Urasoe landslide than for the Yamakawa landslide. Such mineralogical difference was considered to be a cause of the difference in the residual strength between the two landslides. Namely, well reorientation of platy clay minerals occurred, leading to the drop of the ϕ_r , in the Urasoe landslide having the considerable smectite content. However, reorientation of clay minerals hardly occurred in the Yamakawa landslide even after the large displacement, leaving the ϕ_r as high as the ϕ_{sf} . The difference in the magnitude of the residual strength between the Urasoe and the Yamakawa landslides could be related to the difference in the sliding behavior between them.

キーワード: 泥岩, ピーク強度, 残留強度, スメクタイト, リングせん断

1. はじめに

沖縄本島中南部から南西琉球弧の宮古島にかけて分布する新第三紀島尻層群の青灰色泥岩は海成の過圧密粘土であり, 地すべり・崩壊多発の要因となっている。この地帯の地すべりは泥岩すべりと崩壊土すべりに分類され, 泥岩すべりはさらに破碎泥岩すべりと軟化泥岩すべりに

細分できる。浦添市の職業訓練校で発生した地すべりはすべり面の平均深度が8mの泥岩すべりで, すべり面は鏡肌を呈した弱面と脆弱な破碎岩からなる。南風原町の山川地すべりは平均深度が4mの浅層すべりで, すべり面は亀裂面と軟化岩からなる。両地すべりは, 過去に地すべりの記録がなく, 共に泥岩すべりであるが, すべりの規模・勾配・変状等で著しく異なる。これは主にすべりの挙動・形態におよぼす破碎岩と軟化岩の強度の違いに起因するものと思われる。本論文では, 島尻層群地帯で発生した浦添の破碎泥岩地すべりと山川の軟化泥岩地すべりを事例として, せん断強度を対比して論じた。

* 鹿児島大学大学院連合農学研究科
** 琉球大学農学部
*** 九州大学農学部
**** 岡三興業(株)

2. 地すべりの挙動・形態

(1) 破碎泥岩地すべり

浦添地すべりは，那覇市の北東5 km 地点で1991年10月の台風19号に伴った豪雨によって誘発された(Fig. 1)。当地域は丘陵が幾重にも織りなす地帯で，地質は島尻層群の与那原層³⁾の泥岩からなる。地すべりは，敷地内北側斜面，建設機械実習棟の基礎地盤および同標高で連なるグラウンドの一部を頭部とし，その変状は敷地外下方の市道にまで及んだ(Phot. 1)。Fig. 2には平面図を，Fig. 3には地質断面図をそれぞれ示した。主すべりブロックの規模は斜長が80 m，幅が70 m，斜面勾配が15°，すべり面の平均深度が8 mであった。被害は，実習棟の基礎地盤と運動場の一部の滑落，造成法面の荒廃，

Fig. 1 沖繩，島尻層群泥岩地帯²⁾における浦添地すべりと山川地すべりの位置図
Location of both the Urasoe and the Yamakawa landslides in the mudstone area²⁾ of the Shimajiri-group, Okinawa

斜面末端のコンクリート擁壁の移動(2 m~3 m)等であった。敷地外では市道と擁壁の間の住宅2棟が隆起により損壊した。敷地は11年前に丘陵頂部の切土と斜面部

Fig. 2 浦添地すべりの平面図
Plan view of the Urasoe landslide

Fig. 3 浦添地すべりの地質断面図
Geological cross section of the Urasoe landslide

Photo. 1 浦添地すべり
Upper part of the Urasoe landslide

への擁壁付き盛土によって造成された。コアパック法によるボーリングコアからすべり面は鏡肌面と破碎部からなり、崩壊土すべりでよくみられる完全軟化粘土は確認されなかった。基盤岩および移動土体の中にも流れ盤性の小断層や節理が存在し、浦添断層の影響が著しい。斜面の不安定化については、盛土荷重によるせん断応力の増大によって弱面周辺の応力集中部に進行性破壊が生じ、11年の間に、残留強度にまで低下した弱面領域が拡大発達し、斜面全体が危険な状態になっていた。この地すべりについては過去に地すべりの記録がなく定かではないが、すべりの特徴としては佐々木ら¹⁾によって指摘された初生型泥岩地すべりとよく一致する。すなわち、①地質構造的弱面が潜在すべり面となっている。②弱面の強度は残留強度かあるいはその付近まで低下している。③すべり面の一部にはピーク強度を発揮する破碎泥岩が介在し、構造的な弱面と共にブロック全体の滑動に抗している。④すべり発生の引金は人為的な地形改変によるせん断応力増加と豪雨に伴う間隙水圧の上昇である。浦添地すべりでは載荷が原因で進行性破壊がすべり面の上部から下方向に進展したが、河川の洗掘や切土で起こる地すべりでは進行性破壊は斜面尻から上方向に拡大する⁴⁾。

(2) 軟化泥岩地すべり

山川地すべりは与那原層の軟化泥岩のすべりである。Fig. 4には平面図を、Fig. 5には地質断面図をそれぞれ示した。地すべりの上方にファームボンドがあり、下方には畑地が広がっている (Photo. 2)。1989年頃からすべり斜面の頭部が変状し始め、浦添地すべりと同様、1991年10月の台風19号に伴った豪雨によって35 cm～80 cm滑落した。主すべりブロックは斜長が50 m、幅が60 m、斜面勾配が23°、すべり面の平均深度が4 mであった。頭部では、変状がファームボンドの基礎地盤にまで及び、防護フェンスが倒壊し、余水吐き管が破断した。

中腹部には落差10 cm～20 cmの引張り亀裂が多く存在し、下方の押し出し部には圧縮亀裂と小崩壊があり、滲出水もみられた。ボーリングコアは深度4 m付近まで全体的に淡青灰色～青灰色を呈し軟化していた。傾斜20°～25°の褐色の亀裂が複数あり、それらの周辺部で一層軟化が進んでいた。50 m背後の集水台地からの浸透水と亀裂の介在が泥岩の風化を速めたものと推察された。BV-1とBV-2のすべり面領域にみられた数mm厚の褐色

Fig. 4 山川地すべりの平面図
Plan view of the Yamakawa landslide

Fig. 5 山川地すべりの地質断面図
Geological cross section of the Yamakawa landslide

Photo. 2 山川地すべり
Lower slope of the Yamakawa landslide

粘土薄層は亀裂面から転化したものと思われるが、開離できるほどの線的なすべり面形成に至ってなかった。これは、含有粘土鉱物粒子の非配向と残留強度が高めであることを示唆し、斜面勾配が通常の泥岩地すべりの $15^{\circ} \sim 20^{\circ}$ に比べて大であることと関連する。なお、佐々木⁴⁾は、島尻層分布域の地すべりを、泥岩すべりと崩積土すべりに分類しているが、ここで述べる軟化泥岩すべりは、以下の点で崩積土すべりとは異なる。崩積土すべりは琉球石灰岩がキャブロックとなっている泥岩地帯で多く発生し、すべり面領域には、中含水・高塑性の褐色を呈した粘性土が存在し、若干の腐食物や石灰岩の小れきを混入している。これは、泥岩斜面の風化残積粘土と上載した崩落土との境界付近が長年の間に浸透水によって弱化しすべり面に転化したものである。一方、軟化泥岩すべりでは、すべり面領域に石灰岩等の混入物はみられず、条痕のある亀裂や高含水・高塑性の粘性土が存在する。泥岩の軟化について島尻層群全般から若干説明を加えると以下ようになる。島尻層群は下位より豊見城層、与那原層および新里層に細分される³⁾。地表でみられる島尻層群の主体をなす那原層の泥岩は自然含水比が $20 \sim 25\%$ で、30 m までの N 値は 50 以上を示す⁵⁾。それに対し、山川地すべりにおいては泥岩の自然含水比と N 値が、それぞれすべり面付近で $27\% \sim 35\%$ 、 $5 \sim 20$ 、基盤層で $24\% \sim 27\%$ 、 $20 \sim 35$ を示した。このような泥岩の軟化は、地質弱面を介した浸透水による風化と侵食による土かぶり圧の減少に伴う吸水膨張の結果であり、主に地形的、地質的環境に支配される。著者のひとりが取り扱ったこの種の地すべりの多発斜面では、いずれも背後に小高い集水域が存在した。すなわち、東風平町の高良地すべりは背後に琉球石灰岩台地があり、与那原町の与那原テック地すべりは集水泥岩台地を控えていた⁶⁾。背後地の地下水が下方の斜面の地質弱面中を浸透し、その結果、泥岩は有圧水による風化を受けて軟化する。軟化の進んだ地すべり斜面と、泥岩固有の固結状態にある隣接地の非地すべり斜面の切土面(深度 2 m)において行った含水比および山中式土壌硬度の測定結果によると、自然含水比と硬度は前者でそれぞれ $29\% \sim 33\%$ 、 $11 \text{ mm} \sim 12 \text{ mm}$ 、後者で $20\% \sim 25\%$ 、 $31 \text{ mm} \sim 33 \text{ mm}$ となっており、軟化による強度低下が明らかに認められた⁶⁾。

3. 試験方法

(1) 残留および完全軟化強度とピーク強度の測定

すべり面付近から採取した破碎あるいは軟化泥岩試料の残留強度と完全軟化強度の測定には、定体積・定圧力兼用リングせん断試験装置を使用した⁷⁾。残留強度は、粘土粒子の完全配向面(通常、鏡肌を呈する)において発揮される最小の排水強度であるので、その測定には大変

位と排水条件を満たす必要があり長時間を要する。そのため、時間を短縮するために、定圧せん断試験では、ピーク(完全軟化)および残留の強度測定時に緩速せん断とし(0.01 mm/min)、その間のせん断応力低下時においてせん断を速める(0.6 mm/min)方法がとられる。さらに、同一供試体について順次垂直応力を下げせん断する多段載荷方式の採用によって、時間の短縮が図られる。多段載荷方式は、残留強度が同一試料であれば過圧密・正規圧密状態を問わず一致するという考えに基づくものである⁸⁾。すなわち、残留強度は、所定の垂直応力に対してせん断に伴う吸・排水が終了し粒子配向面が形成された状態における強度であり、垂直応力の段階的な上げ(正規圧密の状態)・下げ(過圧密の状態)によって影響されないと考えられる。定体積せん断試験は、せん断中のダイレイタンシー変化を垂直応力の増減に変換して体積を一定に保って行う試験であり、急速せん断(1 mm/min)によって排水強度相当の残留強度が得られる。

本報では、完全軟化強度と残留強度の測定を一連の試験の中に組み入れて実験している。具体的な手順は、第一に、所定の垂直応力でスラリーから圧密した供試体を、その垂直応力が作用した状態でせん断して、正規圧密試料のピーク強度である完全軟化強度を求める。第二に、正規圧密試料のピーク強度が測定された後も試験を続行して大変位せん断を行い、粒子配向面(残留面)を形成する。第三に、多段載荷方式によって垂直応力を段階的に下げ、定体積せん断を繰り返して残留強度を求めている。破碎泥岩および軟化泥岩の不攪乱試料のピーク強度の測定は通常の三軸 CU 試験によった。

(2) 物理的および鉱物学的分析⁹⁾

粒度試験はふたつの方法で行った。一つは JIS A 1204 法であり、もう一つは超音波処理反復法と略称される方法である。超音波処理反復法では、試料を過酸化水素水で処理して有機物を除き、水洗後、水酸化ナトリウムを添加して pH 10 に調整し、超音波処理による分散・沈定・サイフォンによる採取を繰り返して、粘土($< 2 \mu\text{m}$)を分離した。続いてシルト($2 \sim 20 \mu\text{m}$)と砂($20 \sim 420 \mu\text{m}$)を分離し、定量した。鉱物組成は X 線回折法により同定した。粘土については、Mg 飽和、グリセロール処理試料(定方位試料)のピーク強度を基にして各鉱物の相対含量を計算した。

4. 破碎泥岩の強度特性

(1) 残留および完全軟化強度

Fig. 6 に浦添地すべりのすべり面付近から採取した試料の定体積せん断試験結果を示す。応力経路は、垂直応力の大小によって特徴的なせん断挙動を示しつつ、最終的な粒子配向面において一つの残留強度線に収められた。

Fig. 6 浦添地すべりのすべり面付近泥岩試料の定体積リングせん断試験による残留強度測定結果
(◇印: 定圧リングせん断試験)
Constant volume ring shear tests for the residual strength on mudstone samples from the slip surface of the Urasoe landslide
(◇: constant pressure ring shear tests)

Fig. 7 浦添地すべりのすべり面付近泥岩試料の定体積リングせん断試験による完全軟化強度測定結果
Constant volume ring shear tests for the fully softened strength on mudstone samples from the slip surface of the Urasoe landslide

完全軟化強度の場合は典型的な正規的応力経路が示された (Fig. 7)。Fig. 6 には定圧せん断試験による残留強度の測定結果もプロットしている。定圧せん断試験では、30 cm 程度の大変位せん断後に残留せん断面は鏡肌面となり、実際のすべり面の状況と符合した。定圧せん断と定体積せん断の結果に差異はみられなかった。残留および完全軟化強度は、これまでの経験から粘着力を零として、残留強度定数 $c_r = 0 \cdot \phi_r = 11^\circ$ および完全軟化強度定数 $c_{sf} = 0 \cdot \phi_{sf} = 27^\circ$ を得た。

(2) ピーク強度

浦添地すべりの破碎泥岩から作成した供試体には、開口亀裂を含むものから亀裂無しのものまでである。脆弱で成形不能なものは除いた。Fig. 8 (a, b) に主応力差・間隙水圧・軸ひずみの関係を示す。すべり面下の不動層から採取された小亀裂～微小亀裂～亀裂無しの試料は破壊ひずみが $\epsilon_f = 2\% \sim 3\%$ で高いピークを示した。すべり面付近から採取された開口亀裂を含む破碎泥岩試料には、 $\epsilon_f = 5\% \sim 8\%$ で緩やかなピークを示すものから明瞭なピークを示さないもの ($\epsilon_f > 8\%$) まであった。開口亀裂の存在によって破壊ひずみが3倍以上に、ピーク値が数分の1程度にまで低下していることが分かる。Fig. 9 はモールの応力円で整理したもので^{10,11)}、土かぶり圧相当

Fig. 8 (a) 浦添地すべりで採取された微小亀裂内在の泥岩試料についての三軸圧縮試験結果
Triaxial compression tests on mudstone samples having hair-cracks from the Urasoe landslide

Fig. 8 (b) 浦添地すべりで採取された開口亀裂を含む泥岩試料についての三軸圧縮試験結果
Triaxial compression tests on mudstone samples having open-cracks from the Urasoe landslide

Fig. 9 浦添地すべり破碎泥岩試料のピーク強度のモールの応力円
Mohr's stress circles for the peak strength of fractured mudstone samples from the Urasoe landslide

垂直応力レベル (50 kPa~200 kPa) に対してピーク強度定数は、小亀裂~微小亀裂~亀裂無しの試料で $c_f' = 59$ kPa~150 kPa・ $\phi_f' = 37^\circ \sim 50^\circ$ 、開口亀裂を含む試料で $c_f' = 15$ kPa~59 kPa・ $\phi_f' = 28^\circ \sim 37^\circ$ となった。

5. 軟化泥岩の強度特性

(1) 残留および完全軟化強度

山川地すべりのすべり面付近から採取した軟化泥岩試料の定体積せん断試験結果を Fig. 10 に示す。山川試料の応力経路は浦添試料の応力経路とかなり異なったが、最終的には一つの残留強度線に収れんし、 $c_r = 0 \cdot \phi_r = 25.5^\circ$ を与えた。同図に示した定圧せん断試験結果 ($c_r = 0 \cdot \phi_r = 25^\circ$) では定体積せん断試験結果よりわずかに小さな強度定数となった。 ϕ_r 値がかなり大きくて、しかも残留せん断面が鏡肌を呈しなかったことは、鉱物粒子の配向がみられなかった可能性を示唆する¹²⁾。完全軟化強度については典型的な正規の応力経路が示され、定数 $c_{sf} = 0 \cdot \phi_{sf} = 29^\circ$ が得られた (Fig. 11)。

(2) ピーク強度

Fig. 12 に山川地すべり泥岩試料の主応力差・間隙水圧~軸ひずみの関係を示す。応力変化は緩やかであり、ピークもかなり低い。浦添地すべりの亀裂の無い試料に比べて、山川地すべりの軟化泥岩は破壊ひずみが3倍程度、破壊応力が数分の1程度となり、強度低下がかなり進行している。モールの応力円を Fig. 13 に示す。土かぶり圧相当垂直応力レベル (30 kPa~100 kPa) に対しピーク強度定数は $c_f' = 3$ kPa~5 kPa・ $\phi_f' = 32^\circ \sim 43^\circ$ となった。なお、泥岩の軟化が進み完全軟化の状態になると、そのピーク強度はスラリー由来正規圧密土の完全軟化強度と一致する。

6. せん断強度および粘土鉱物の比較

(1) せん断強度

Table 1 に浦添試料と山川試料の強度特性を整理した。開口亀裂を含有する破碎泥岩と軟化泥岩のいずれも強度低下が著しい。破碎泥岩では、 $\epsilon_f = 2\% \sim 3\%$ で高強度のものが亀裂の存在によって $\epsilon_f > 5\%$ で低強度になり、ピーク強度定数が $c_f' = 15$ kPa~59 kPa・ $\phi_f' = 28^\circ \sim 37^\circ$ にまで低下した。風化劣化した軟化泥岩は、ひずみ軟化によって $\epsilon_f = 5\% \sim 10\%$ となり、 $c_f' = 3$ kPa~5 kPa・ $\phi_f' = 32^\circ \sim 43^\circ$ の強度定数を示した。開口亀裂を含む破碎泥岩と軟化泥岩は、互いに類似の破壊ひずみ並びに破壊強度(ピーク強度)を与えるが、前者では ϕ_f' の低下が著しく、一方軟化泥岩では c_f' の低下が特徴的である。残留強度については、浦添試料の $\phi_r = 11^\circ$ が従来島尻層群泥岩で得られている $\phi_r = 10^\circ \sim 14^\circ$ の範囲に納まっているに対して⁹⁾、山川試料の $\phi_r = 25.5^\circ$ はその2倍程度の大き

Fig. 10 山川地すべりのすべり面付近軟化泥岩試料の定体積リングせん断試験による残留強度測定結果 (◇印: 定圧リングせん断試験)
Constant volume ring shear tests for the residual strength on mudstone samples from the slip surface of the Yamakawa landslide (◇: constant pressure ring shear tests)

Fig. 11 山川地すべりのすべり面付近軟化泥岩試料の定体積リングせん断試験による完全軟化強度測定結果
Constant volume ring shear tests for the fully softened strength on mudstone samples from the slip surface of the Yamakawa landslide

Fig. 12 山川地すべり軟化泥岩試料の三軸圧縮試験結果
Triaxial compression tests on softened-mudstone samples from the Yamakawa landslide

Fig. 13 山川地すべり軟化泥岩試料のピーク強度のモールの応力円
Mohr's stress circles for the peak strength of softened-mudstone samples from the Yamakawa landslide

Table 1 浦添地すべりと山川地すべり泥岩試料のせん断強度定数
Shear strength parameters of mudstone samples from both the Urasoe and the Yamakawa landslides

試料	破壊ひずみ $\varepsilon_r(\%)$	ピーク強度 ^a		残留強度 ^b		完全軟化強度 ^b	
		$c_r(\text{kPa})$	$\phi_r(^{\circ})$	$c_r(\text{kPa})$	$\phi_r(^{\circ})$	$c_r(\text{kPa})$	$\phi_r(^{\circ})$
浦添 微小～小亀裂 を含む泥岩	2～3	59～150	37～50	—	—	—	—
開口亀裂を含む 泥岩	>5	15～59	28～37	0	11	0	27
山川 軟化泥岩	5～10	3～5	32～43	0	25.5	0	29

^a土かぶり圧相当垂直応力レベルに対する定数 ^bすべり面付近試料の定数

Table 2 すべり面付近泥岩試料の物理的性質
Physical properties of mudstone samples from the slip surface of both the Urasoe and the Yamakawa landslides

試料	w_n (%)	w_L (%)	I_p	<2 μm 粘土含量(%)	
				A法 ^a	B法 ^b
浦添	30～31	71～73	50～51	25～30	41
山川	27～35	44～54	21～29	35～37	37

^aJIS A1204法 ^b超音波処理反復法

Table 3 すべり面付近泥岩試料の粘土画分の鉱物組成(%)
Mineralogical composition (%) in the clay fraction of mudstone samples from the slip surface of both the Urasoe and the Yamakawa landslides

試料	スメクタイト	雲母	緑泥石+カオリナイト
浦添	24	56	20
山川	7	62	31

さである。このような残留強度特性の違いが地すべりに反映され、それぞれのすべり挙動・形態が決定づけられたと考えられる。完全軟化強度については、双方において従来に比べ高い値が得られた。

(2) 鉱物粒子の影響

試料の物理的性質は Table 2 に示す通りである。両地すべりのすべり面付近試料の自然含水比は 27%～36% の範囲にあり、与那原層の泥岩が示す通常の自然含水比 20～25%⁵⁾ に比べてかなり高い。これは浦添試料の含水比増が亀裂内水分に依存したものであり、山川試料のそれは風化軟化の結果である。液性限界と塑性指数については、浦添試料が高塑性であるに対して、山川試料の方はかなり低くて低塑性である。JIS A 1204 法と超音波処理反復法による粘土含量の比較は、山川試料で泥岩の軟化が強く進んでいることを示す。塑性指数と残留強度定数 ϕ_r との間には良い関係があり、力学試験によらない ϕ_r の推定への活用が期待されている⁴⁾。Fig. 14 はすべり面から採取された泥岩試料の結果を整理したものである⁹⁾。浦添試料が大方の試料の範囲内に納まっているに

Fig. 14 泥岩試料の残留強度と塑性指数の関係
Residual strength parameters as a function of plasticity index for mudstone samples from the slip surface of landslides

対して山川試料は範囲外に出て、すべり特性あるいは機構が異なることを予測させる。Table 3 には、すべり面付近泥岩試料から分離した粘土中に同定された層状ケイ酸塩鉱物の組成を示す。浦添試料は粘土中 24% のスメクタイト含量を示し、既報の泥岩試料と類似のスメクタイト含量と残留強度定数を与えた¹²⁾。一方、山川試料では、スメクタイト含量は 7% であり、浦添試料の 3 分の 1 以下であった。山川試料と浦添試料の間のスメクタイト含量の差がわずかであっても、大変位せん断による粘土鉱物粒子の配向に影響し、浦添試料ではスメクタイトが潤滑剤となって薄板状粘土鉱物粒子の配向と ϕ_r の低下をもたらしたのに対し、山川試料ではそれがみられなかったと推察される。山川試料の示した $\phi_r=25.5^{\circ}$ および $\phi_{sf}=29^{\circ}$ は、Muller-Vonmoos ら¹³⁾ が測定した Ca-イライトの $\phi_r=24^{\circ}$ および $\phi_{sf}=28.5^{\circ}$ と、大きさ並びに強度低下の傾向において酷似している。

7. まとめ

浦添の破碎泥岩地すべりは地質構造的弱面が進行性破壊により拡大発達して不安定化した。山川の軟化泥岩地すべりでは、軟化によるピーク強度の低下がすべり土体全体の安全率を低下させた。残留強度は、浦添試料で $\phi_r=11^{\circ}$ となったのに対して山川試料では $\phi_r=25.5^{\circ}$ であった。ピーク強度は、浦添試料が亀裂の影響を受けて、山川試料では軟化によって著しく低下した。浦添試料が配向性のスメクタイト粒子を含有するに対し、山川試料ではスメクタイト量が少なく粒子配向がほとんどみられない。結局、破碎泥岩すべりと軟化泥岩すべりのすべり挙動の違いは、前者において進行性破壊による残留強度への低下が、後者においては軟化によるピーク強度の低下がすべり発生の主因である。

なお、本研究に当たり、試料を提供して下さいました(株)協

和建設コンサルタントの仲村起三郎氏と(株)南城技術開発の城間敏夫氏，実験に協力して下さった(株)清光研究所の吉沢光三氏，(株)沖技の平良 聡氏，卒研究生の中山義章・辛島光彦・牟田勝彦の各氏および琉球大学農学部附属農場の呉屋 昭氏に謝意を表します。研究の一部について文部省科学研究費（総合研究(A)課題番号（03302055）難波直彦）の補助を受けたことを付記する。

参 考 文 献

- 1) 佐々木慶三・吉沢光三・宜保清一・江頭和彦: 沖縄，島尻層群地帯の地すべり－地質学的背景－，地すべり，Vol. 27, No. 2, pp. 31～37, 1990
- 2) 木崎甲子郎: 琉球弧の地質誌，沖縄タイムス社，p. 99, 1985
- 3) 福田 理ほか 24 名: 第 5 次沖縄天然ガス資源調査・研究概報，地質調査所月報，Vol. 21, No. 11, pp. 627～672, 1970
- 4) 農林水産省構造改善局: 土地改良事業計画設計基準－農地地すべり防止対策－，pp. 36～38, pp. 154～161, pp. 177～178, 1989
- 5) 砂川徹男・上原方成: 島尻層群における与那原層の工学的性質，土と基礎，Vol. 31, No. 4, pp. 27～31, 1983
- 6) 宜保清一: 粘土の残留強度決定に関する研究，琉大農学報，Vol. 26, pp. 183～272, 1979
- 7) 宜保清一: 残留強度測定のためのリングせん断試験装置とその測定精度，地すべり，Vol. 31, No. 3, 1994
- 8) Skempton, A. W.: Long term stability of clay slopes, Geotechnique, Vol. 14, No. 2, pp. 77～101, 1964
- 9) 宜保清一・江頭和彦・林 義隆: 地すべり土の残留強度の大変位せん断による測定法と物理的・鉱物学的性質による類推法，農土論集，Vol. 159, pp. 57～63, 1992
- 10) 宜保清一・佐々木慶三・吉沢光三・伊田 茂: 沖縄，北丘ハイツ地内泥岩すべりにおける地質構造規制とすべり面強度パラメータの算定，地すべり，Vol. 23, No. 3, pp. 15～20, 1986
- 11) 宜保清一・江頭和彦・佐々木慶三・吉沢光三: 地すべり土塊のせん断強度と斜面安定度評価－新潟県安塚町牧野地すべりを例として－，土と基礎，Vol. 38, No. 12, pp. 35～40, 1990
- 12) 宜保清一・江頭和彦: 沖縄，島尻層泥岩試料の残留強度と粘土粒子配向の関係，農土論集，Vol. 161, pp. 19～24, 1992
- 13) Müller-Vonmoos, M. and Løken, T.: The shearing behaviour of clays, Applied Clay Science, Vol. 4, pp. 125～141, 1989