

# 強度定数のばらつきを考慮した地すべり地の安定性の検討

八木則男<sup>1</sup>・矢田部龍一<sup>2</sup>・石井朋紀<sup>3</sup>・榎 明潔<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 愛媛大学教授 工学部 (〒790 松山市文京町3)

<sup>2</sup>正会員 工博 愛媛大学助教授 工学部

<sup>3</sup>正会員 工博 松山市役所

<sup>4</sup>正会員 工博 鳥取大学教授 工学部

本論文では、第三紀層と破砕帯地すべりの計7箇所を対象としてすべり面の粘性土の強度定数のばらつきを調べ、また、安定性の検討を行った。その結果、すべり面の粘性土の強度定数のばらつきはかなり大きいこと、また、その程度は第三紀層と破砕帯あるいは初生型と再滑動型といった違いに影響されないこと、しかし、強度定数を求めて安定性の検討を行うことは地すべりの機構解明には有効であることなどがわかった。

**Key Words** : landslide, stability analysis, strength parameters, clay, residual strength

## 1. ま え が き

古来よりわが国では複雑な地質、急峻な地形、厳しい気象条件のため多くの地すべりが発生している。加えて近年の山岳地における建設工事や都市化の進展に伴う宅地造成等により多くの地すべりが発生し、また、発生の危険性が増している。従って、地すべりの機構を解明し、地すべり発生に対する事前予測法を確立することは重要な問題である。

ところで、通常、沖積地盤において土構造物の設計を行う場合、せん断試験により求めた強度もしくは強度定数が用いられている。これに対して地すべりの対策に際しては逆算による強度定数が用いられることが多い。機構解明のためにはせん断試験により強度定数を求めるのが当然であるが、日本の地すべりの対策と機構検討に際して、そのような方法が用いられない理由は幾つか考えられる。最も大きな理由は行政サイドで逆算法が定着しているからである。しかし、現在安定しているのり面の切土等に伴う地すべりの発生の事前評価を逆算法により行うことには無理がある。また、機構解明のためには得策でないことは明らかである。行政サイドで多く用いられている、粘着力を  $c=0.1 Z(t/m^2)$ 、(ここで、 $Z$ はすべり面深さで単位は  $m$ ) と決めて、せん断抵抗角  $\phi$  を逆算する方法<sup>1)</sup>は特に力学的根拠に乏しい。これは地すべりに対する力学的取り扱いを遅らせている最大の要因と考えられる。

本報告では、せん断試験に基づく強度定数を用いた地

すべり地の安定解析の可能性について検討する。せん断試験により得られた強度定数を実用的な設計に用いるためには未だ多くの問題点がある。大きな問題点としては2つ考えられる。第一は一般的にはすべり層が薄層であり不かく乱サンプリングが難しく、従って、不かく乱状態での強度定数が得にくいことである。この問題に関しては、練り返し再圧密試験を用いてもほぼ妥当なせん断抵抗角が得られることが既に示されている<sup>2)</sup>。第二は強度定数のばらつきの問題である。沖積粘性土地盤でも強度定数をはじめとして各種の物性のばらつきは大きい。沖積地盤は比較的均一な堆積環境下で形成されていると考えられるが、地すべり地の多くは地質構造が沖積地盤のそれと比べて複雑であり、すべり層の土の強度定数のばらつきは更に大きいと思われる。従って、すべり層の土の強度定数のばらつきの傾向を調べておくことは工学的に有意義であると思われる。

そこで、本報告では7カ所の地すべり地を対象として地すべり地内の複数のボーリング孔より採取したすべり層の粘性土の強度定数をせん断試験により求め、ばらつきを調べた。また、試験結果を用いて安定解析を行い、試験結果を用いた地すべり地の安定解析の可能性について検討した結果を述べる。

## 2. 対象とした地すべり地

日本の地すべりの大半は第三紀の泥岩地帯と構造線沿いの破砕された変成岩地帯で発生している。地すべりの

すべり層は地すべり運動や断層運動などの物理的風化作用と地下水の影響による化学的風化作用などにより粘土化が進んでいる。第三紀層の泥岩地帯で発生する地すべりと変成岩地帯の主に破碎が進んだ土塊で発生する地すべりとでは、母岩、地すべりの発生素因、風化環境等の相違によりすべり層の土の強度定数のばらつきも異なることが予想される。

また、運動履歴が大きく異なる初生型の地すべりと再滑動型の地すべりとではすべり層の土の均一度は異なることが予想される。過去に大きなせん断変形を受けている再滑動型の地すべりほどすべり層の土の均一度は高いと考えられる。

そこで、本研究では破碎帯地すべり4箇所(古い地すべりが降雨等により数十年前より再滑動し始めた自然発生の地すべり地3箇所, 古い地すべり地形を呈している崩積土塊が切土により再滑動し始めた人為発生の地すべり地1箇所), 第三紀層地すべり3箇所(降雨により発生した自然発生の地すべり地2箇所, 古い地すべり土塊が切土により再滑動した地すべり地1箇所)の計7箇所の地すべり地を対象として各種物性や強度定数のばらつきを検討した。

なお、第三紀層の地すべりである戸沢地すべり地に関しては、すべり層以外の粘性土の強度定数も調べた。それは第三紀層地すべりのように地すべり地全体が比較的均質な地質の地すべりで、すべり層とすべり層以外での物性や強度がどの程度異なるかを調べておくことは工学的に意味があると考えられるからである。すなわち両者の力学特性が同等であると確認された場合、例えば、すべり層が非常に薄層で存在しており、すべり層の粘性土の採取が困難な場合であっても、同一地すべり土塊内の試料で代用できる可能性がある。

以下に対象とした地すべり地の概要を示す。

① 広田地すべり

本地すべりは愛媛県上浮穴郡広田村に位置し、幅は約200 m, 斜面長は約300 m, 斜面勾配は約23°, 最大すべり層深度は約26 mである。過去の活動の結果、頭部には明瞭な陥没地形が発達し、また、頂部から側部にかけて滑落崖が形成されている。地質的には三波川帯に位置し、すべり層は三波川緑色片岩および黒色片岩の風化した粘性土である。Fig.1に平面図を、Fig.2に縦断面図を示す。

② 美川地すべり

本地すべりは愛媛県上浮穴郡美川村の、国道33号線沿いに位置し、幅は約55 m, 斜面長は約35 m, 斜面勾配は約37°, 最大すべり層深度は約6 mである。本地すべりは道路拡幅の際の切土に伴い発生した地すべりである。地質的には御荷鉢帯に属しており、すべり層は緑色片岩および緑色岩の風化した粘性土である。Fig.3に平

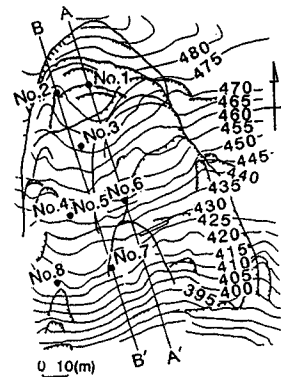


Fig.1 Plan of Hirota landslide

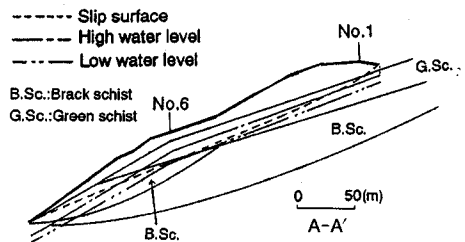


Fig.2 Vertical cross section of Hirota landslide

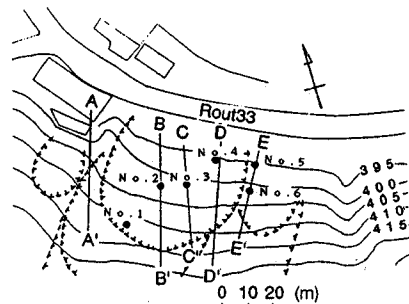


Fig.3 Plan of Mikawa landslide

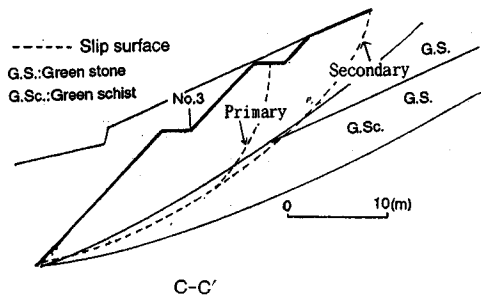


Fig.4 Vertical cross section of Mikawa landslide

面図を、Fig.4に縦断面図を示す。

③ 沢渡地すべり

本地すべりは愛媛県上浮穴郡美川村沢渡に位置し、一級河川仁淀川水系面河川の左岸に面している。幅は約

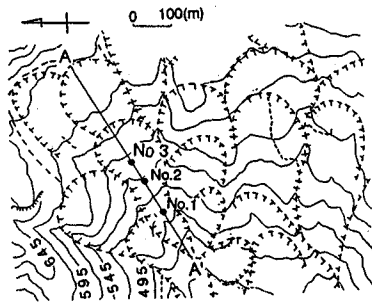


Fig.5 Plan of Sawatari landslide

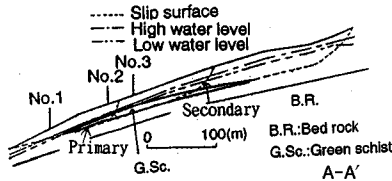


Fig.6 Vertical cross section of Sawatari landslide

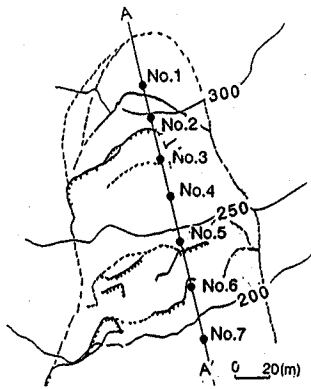


Fig.7 Plan of Futami landslide

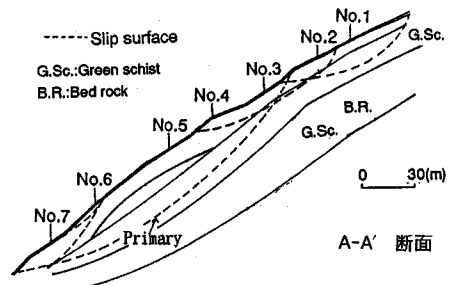


Fig.8 Vertical cross section of Futami landslide

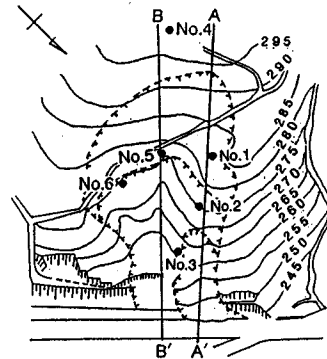


Fig.9 Plan of Kawauchi landslide

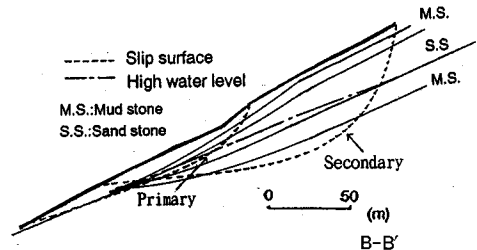


Fig.10 Vertical cross section of Kawauchi landslide

900 m, 斜面長は約 1000 m, 斜面勾配は約 15°, 最大すべり層深度は約 22 m である。本地すべりは大規模で、典型的な岩盤地すべり地形を呈し、現在もわずかに変動が続いている。地質的には御荷鉾帯に属し、御荷鉾緑色岩を基岩地質とする地すべり地である。すべり層の粘性土は主に緑色岩の風化した粘性土である。Fig.5 に平面図を、Fig.6 に縦断面図を示す。

#### ④ 双海地すべり

本地すべりは愛媛県伊予郡双海町に位置する。幅は約 120 m, 斜面長は約 240 m, 斜面勾配は約 31°, 最大すべり層深度は約 28 m で、昭和 55 年に変状が認められ、昭和 63 年から平成 4 年まで活発な動きをした。現在は対策工により活動は沈静化している。地質的には三波川帯の北縁に位置し、すべり層は黒色片岩および緑色片岩の風化した粘性土である。Fig.7 に平面図を、Fig.8 に縦断面図を示す。

#### ⑤ 川内地すべり

本地すべりは愛媛県温泉郡川内町の石槌山系の北斜面に位置する。幅は約 30 m, 斜面長は約 90 m, 斜面勾配は約 26°, 最大すべり層深度 21 m で、道路拡幅の際の切土により発生した地すべりである。最大数十 cm の日移動量を記録したこともあるが、現在は対策工の施工により停止している。地質的には第三紀久万層群で、泥岩と砂岩の互層からなっている。すべり層は主に泥岩の風化した粘性土中にみられる。Fig.9 に平面図を、Fig.10 に縦断面図を示す。

#### ⑥ 大倉地すべり

本地すべりは長野県東築摩郡大倉に位置する。幅は約 30 m, 斜面長は約 620 m, 最大すべり層深度は約 20 m で、斜面勾配は約 30° 程度と第三紀層地すべりとしては急斜面である。今回試料を採取したブロックは昭和 61 年 7

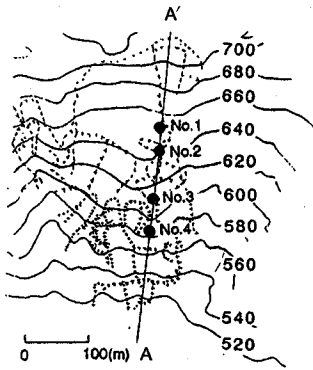


Fig.11 Plan of Okura landslide

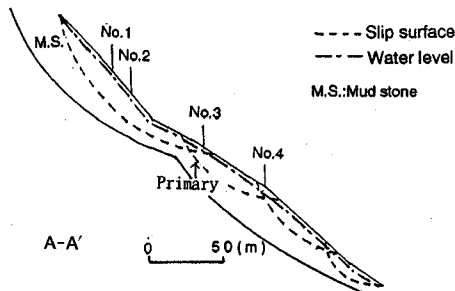


Fig.12 Vertical cross section of Okura landslide

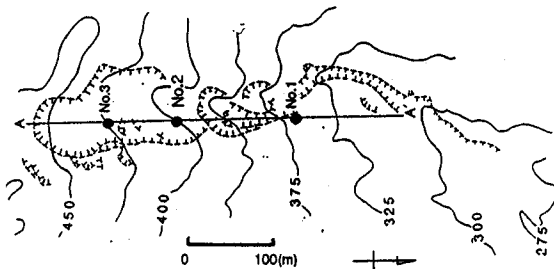


Fig.13 Plan of Tozawa landslide

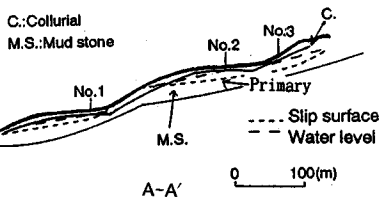


Fig.14 Vertical cross section of Tozawa landslide

月の台風による集中豪雨に伴い発生した地すべり直下のブロックであり、今後の滑動が危惧されている。地質的には第三紀層に属し、基岩は頁岩、泥岩、砂岩である。周辺には多くの地すべりが発生している。Fig.11に平面図を、Fig.12に縦断面図を示す。

⑦戸沢地すべり

本地すべりは新潟県上越市の直江津地区市街地より約

Table 1 Soil properties and grain size distribution

Landslide	Sample No.	W <sub>L</sub> (%)	W <sub>p</sub> (%)	I <sub>p</sub>	G <sub>s</sub>	<2μ	2~20μ	20μ<
Fractal zone	Hirota 7	24.2~52.0	12.6~31.1	8.92~24.9	2.62~2.74	6.4~23.9	25.5~37.9	5.3~62.3
	Mikawa 7	31.7~67.8	17.3~28.0	9.87~39.4	2.85~2.91	6.5~15.4	24.9~75.8	17.1~61.9
	Sawatarf 7	42.7~66.6	19.5~37.7	19.8~33.4	2.50~2.83	7.1~12.9	12.9~72.8	18.1~52.8
	Futami 8	32.4~57.4	11.5~27.4	13.2~33.2	2.67~2.83	6.1~12.8	28.1~54.2	38.0~63.4
Tertiary zone	Ohkura 4	32.7~49.8	14.8~19.3	15.8~31.2	2.68~2.74	11.3~22.6	22.1~32.0	48.0~68.6
	Kawauchi 7	44.4~60.8	21.8~30.0	22.3~39.0	2.63~2.73	3.0~39.0	34.0~77.5	12.2~45.0
	Tozawa 6	55.8~84.4	15.5~22.9	35.0~71.9	2.51~2.79	14.1~44.3	17.9~63.4	19.7~38.2
	other 17	53.7~89.2	15.1~40.2	25.3~78.2	2.33~2.79	1.50~47.6	17.8~56.2	13.7~62.7

20 km 離れた東頸城郡安塚町戸沢に位置する。幅は約 800 m, 斜面長は約 1200 m, 斜面勾配は約 20°, 最大すべり層深度は約 17 m である。本地すべりは大正時代より活動が繰り返され、平成 4 年 4 月には大規模な崩壊が発生している。地質は新第三紀中新世の寺泊層に相当する泥岩である。すべり層の粘性土は泥岩の風化土である。Fig.13 に平面図を、Fig.14 に縦断面図を示す。

3. 試料および試験方法

(1) 試料

試料は主にボーリングコアから採取した。採取は孔内傾斜計による観測により移動が確認されたすべり層の最も粘土化が進んだ部分からで、リングせん断試験と三軸試験用に最低必要な約 20 cm 程度の長さの試料を採取している。切土による地すべり地では、露出したすべり層から採取した試料も一部用いた。ところで、地すべり地によってはすべりは厚さ数 cm といった薄層で起こっているものもある。この場合、試験に用いる試料は薄層のすべり部分から採取しなければならない。しかし、薄いすべり層を特定することは非常に難しく、すべり面より深部まで掘削される場合の集水井の工事中に確認される程度である。今回対象とした地すべり地のすべり層の特定は孔内傾斜計による 50 cm 間隔の測定により行われていることと、ボーリングコアからの試料採取をボーリング後時間を経てから行っていることから薄層のすべりが起きていたかどうかの確認はできていない。すべりが薄層で起こっていればすべり部分以外の粘性土も試験用の試料として用いている可能性がある。

各地すべり地の試料の物理的性質を Table 1 に示す。なお、これらの試料は全て 420 μm の篩を通したものをを用いている。

塑性指数 I<sub>p</sub> は第三紀層地すべりで 16~72 程度、四国の破碎帯地すべりで 9~40 程度である。第三紀層地すべり地粘性土の塑性指数の方が破碎帯地すべり地のそれと比べて一般的に大きい。それはスメクタイトなどの高塑性の粘土鉱物を含むものが多いためである<sup>3)</sup>。大倉と川内の粘性土は低塑性であり、高塑性の粘土鉱物が含まれていないと思われる。なお、戸沢地すべり地粘性土では

すべり層および潜在すべり層の粘性土の物性はすべり層以外のそれと比べて高塑性である。

粒度組成をみると第三紀層地すべりと破碎帯地すべりでそれほど顕著な違いはみられない。但し、これは420  $\mu\text{m}$  通過分の試料の結果であって、420  $\mu\text{m}$  以上の砂と礫の含有率が明らかに異なることは既に述べている<sup>4)</sup>。即ち、第三紀層地すべりの粘性土では10%以下であるのに対して破碎帯地すべりの粘性土では16~37%であった。第三紀層では母岩が泥質の堆積岩であるので細粒化しやすいのに対して、破碎帯地すべりでは硬い三波川変成岩や御荷鉾緑色岩を母岩としているので、破碎されてもかなりの礫分や砂分を有している。多量の礫分を含む破碎帯地すべり地の粘性土の強度特性を調べるには大型のせん断試験機の使用が望ましい。しかし、ボーリングコアから採取できるすべり層部分の試料には限りがあるので、大型のせん断試験は実用的には困難であると思われる。したがって、別に砂礫の含有量が強度特性に与える影響を検討しておく必要がある<sup>5),6)</sup>。

## (2) 試験方法

せん断試験はピーク強度に関する有効応力基準による強度定数(粘着力 $c'$ 、せん断抵抗角 $\phi'$ )を求めるための圧密非排水三軸圧縮試験(以後三軸試験)と排水条件下での残留強度に関する強度定数(粘着力 $c_r$ 、せん断抵抗角 $\phi_r$ )を求めるためのリングせん断試験を行った。

有効応力基準による強度定数を求めたのは以下の理由による。地すべりの移動速度は豪雨時および融雪時に大きくなる。これは地下水位の上昇に伴う間隙水圧の増加による応力レベル( $\tau/\tau_f$ )の増加を主要因とする。ここで、 $\tau$ はすべり面で発揮されているせん断強度、 $\tau_f$ はすべり面の土の破壊強度である。また、移動に伴いすべり面の土にはせん断による間隙水圧が発生する。有効応力解析を行うためには地下水位の増減に伴う間隙水圧の変化とせん断に伴う間隙水圧を考慮する必要がある。ところで、一般的に地すべりの移動速度は小さく、すべり面も比較的薄い。したがって、排水条件に近く、せん断時に発生する間隙水圧は小さい。また、再滑動型の地すべりであればすべり面は残留状態に近く、非排水状態でもせん断時に間隙水圧は殆ど発生しない。そこで、いわゆる排水条件解析(地下水位の増減による間隙水圧の変化は考慮するが、せん断時に発生する間隙水圧は考慮しない)で実用的には十分と考えられるので有効応力基準による強度定数を求めた。

三軸試験は、試料に純水を加えて液性限界の2倍程度の高含水比で練り返し、真空脱気を行った後、0.8  $\text{kgf/cm}^2$  (78.4 kPa) で予圧密した。供試体の大きさは直径3.5 cm、高さ8.0 cmで、圧密圧力2.0、3.0、4.0  $\text{kgf/cm}^2$  ( $\times 98$  kPa) で等方圧密を行った。せん断時には飽和度を高めるためバックプレッシャー2.0  $\text{kgf/cm}^2$

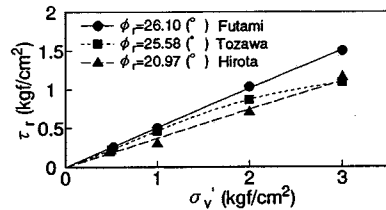


Fig.15 Residual strength line

(196 kPa) を作用させた。間隙水圧係数のB値は0.95以上であることを確認している。圧密時間は破碎帯地すべり地粘性土で1日、第三紀層地すべり地粘性土で2~3日である。

変位速度は大倉、戸沢地すべり地粘性土では0.044 mm/min、その他の試料では0.0625 mm/minとした。三軸試験を行った試料は練り返し試料のみであるが、有効応力基準によるせん断抵抗角 $\phi'$ は不かく乱試料と練り返し試料とで殆ど差がないことが確認されている<sup>2)</sup>。但し、礫や砂分の含有率が高くなるとせん断抵抗角も大きくなる傾向が認められる<sup>5),6)</sup>。

リングせん断試験において用いたリングは、内径10 cm、外径16 cmで、供試体の厚さ1.0 cmであり、高さ0.5 cmのところではせん断される<sup>5)</sup>。試料高さが薄いとせん断面の凹凸の影響で大きめの残留強度が測定される場合があるが、本試験で確認されたすべり面は何れもほぼ水平であったので試料高さの影響は非常に小さいと考えられる。なお、リングせん断試験では供試体の高さとして2 cmが多く用いられている。本試験で1 cmとしたのはすべり面の粘性土の量が少量であることと、圧密時間を短縮するためである。上載荷重は0.5、1.0、2.0、3.0  $\text{kgf/cm}^2$  ( $\times 98$  kPa) とした。各荷重段階における供試体は同一のものを用いるいわゆる多段階荷重試験とした。せん断速度はリングの回転軸の中心から6.5 cm(供試体のセンターの位置)の位置で0.035 mm/minである。せん断は1回転~1回転半行い、強度が一定となり、かつ、体積変化がゼロとなった時の値を残留強度とした。

## 4. 試験結果と考察

Fig.15に残留強度線の一例として広田、双海、戸沢の各地すべり地の結果を示す。リングせん断試験における強度定数は上載荷重の影響を受ける場合があることが指摘されている<sup>7),8)</sup>。本実験では図に一例を示したように戸沢地すべり地以外は原点を通る直線となった。戸沢地すべり地の試料では残留強度線が曲線となるので強度定数に関して $c_r=0$  (kPa) とした時の $\phi_r$ と、 $c_r \neq 0$  とした時の $\phi_r$ を考えた。 $c_r=0$ とした整理法では試料採取

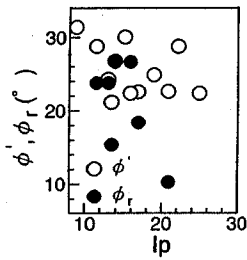


Fig.16 Hirota

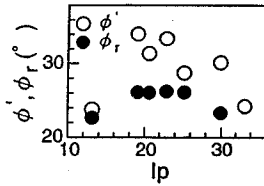


Fig.19 Futami

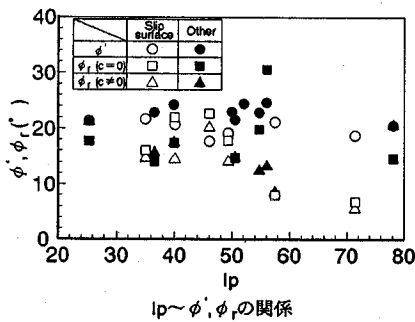


Fig.22 Tozawa

Fig.16~22 Relationship between  $\phi'$ ,  $\phi_r$  and  $I_p$

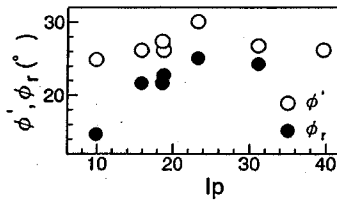


Fig.17 Mikawa

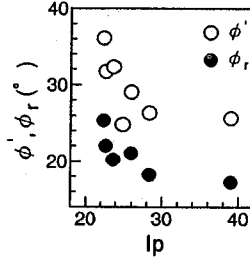


Fig.20 Kawauchi

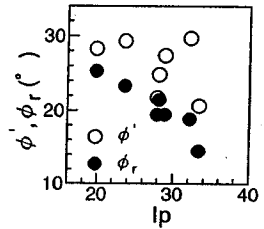


Fig.18 Sawatari

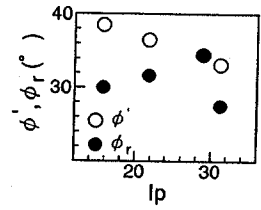


Fig.21 Okura

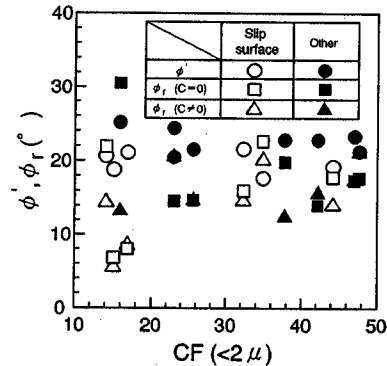


Fig.23 Relationship between  $\phi'$ ,  $\phi_r$  and CF (Tozawa landslide)

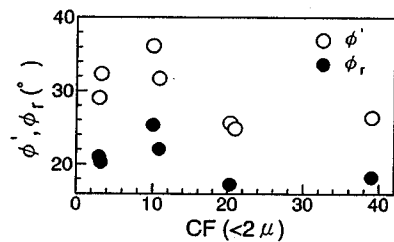


Fig.24 Relationship between  $\phi'$ ,  $\phi_r$  and CF (Kawauchi landslide)

地点の土被り圧に相当する上載圧で強度定数を求めたため土被りが小さな場合には非常に大きな  $\phi_r$  を示す。

残留強度に関する包絡線がカーブするのはすべり面における粘土粒子の配向の程度と関係があると指摘されている<sup>9)</sup>。即ち、低拘束圧下ではすべり面に沿って粒子の配向が充分でなく、その分せん断強度も大きい、拘束圧が高くなれば粒子の配向が進み、小さな残留強度を示すようになる<sup>10)</sup>。高拘束圧下で粘土粒子の配向が進み、分離面が発達した供試体を再度除荷して低拘束圧で試験すれば粒子の配向が不十分な場合のせん断強度より小さくなる<sup>11)</sup>。その場合の包絡線は拘束圧に関係なく原点を通る直線で近似できると予想される。拘束圧(もっと広く拘束条件)により粒子配向の程度が異なる粘性土がすべり層を形成している場合、強度定数の取り扱いには注意を要する。現場のすべり層の拘束条件と実験室内における試験時の拘束条件が異なるので上載荷重に対応した強度定数を使えばよいという訳にはいかない。前述したように上載荷重が同じでも粒子の配向の程度によりせん

断強度は異なる可能性があるからである。今後、すべり面(層)を挟んだ試料を不かく乱サンプリングして試験を行い、データを積み重ねればより詳細な検討が可能であると思われる。

地すべり地粘性土の  $\phi'$ ,  $\phi_r$  と塑性指数  $I_p$  の関係ならびに  $\phi'$ ,  $\phi_r$  と粘土分含有量  $CF$  ( $<2\mu\text{m}$ ) の関係を調べた。Fig.16~22 に  $\phi'$ ,  $\phi_r$  と  $I_p$  の関係を示す。また、 $\phi'$ ,

Table 2 Variance of  $I_p$ ,  $\phi'$ ,  $\phi_r$  and correlation coefficient between  $\phi'$ ,  $\phi_r$  and  $I_p$ , CF

	Landslide	Variance				Correlation coefficient			
		$I_p$	$\phi'$	$\phi_r$	CF( $<2\mu\text{m}$ )	$I_p-\phi'$	$I_p-\phi_r$	CF- $\phi'$	CF- $\phi_r$
Fracture zone	Hirota	21.52	11.27	33.25	22.27	-0.41	-0.41	0.16	0.62
	Mikawa	85.92	2.28	11.42	15.45	0.21	0.55	0.13	0.32
	Sawatari	19.03	11.59	10.56	3.63	-0.44	-0.93	-0.61	-0.53
	Futami	44.41	14.31	2.25	22.60	-0.10	0.02	0.47	-0.06
Tertiary zone	Ohkura	35.51	4.04	6.45	19.16	-1.00	-0.03	-0.47	-0.19
	Kawauchi	29.12	14.85	6.95	137.89	-0.62	-0.78	-0.61	-0.53
	Tozawa	142.86	2.20	37.69 (cr=0) 19.06 (cr≠0)	132.77	-0.34	-0.34 (cr=0) 0.11 (cr≠0)	-0.32	0.52 (cr=0) 0.76 (cr≠0)

$\phi_r$ とCFの関係の一例として、Fig.23, 24に川内と戸沢の結果を示す。三軸試験による粘着力 $c'$ は何れもゼロであったので示していない。また、前述したように戸沢地すべり地以外の粘性土では $c_r$ もゼロである。なお、 $\phi'$ ,  $\phi_r$ と $I_p$ ならびにCFの関係をプロットしたのは、 $\phi_r$ と $I_p$ , CFの間に相関関係があることが指摘されているからである<sup>12),13)</sup>。もし、 $\phi'$ と $\phi_r$ が土の基本的物性と比較的良い対応を示すとすれば全ての試料に対してはせん断試験を行う必要がなくなり、工学的に非常に有意義である。

Table 2に各地すべり地の $\phi'$ ,  $\phi_r$ ,  $I_p$ およびCFの分散 $\sigma^2$ を求めた結果と $\phi'$ ,  $\phi_r$ と $I_p$ およびCFの相関を最小二乗近似により求めた結果を示す。

分散をみると物性と強度定数ともかなりばらついているものが多いこと、そのばらつきの度合いは破碎帯地すべりと第三紀層地すべり、また、自然発生型の地すべりと人為発生型の地すべりとであまり顕著な違いは見られないことがわかる。

せん断抵抗角と基本物性との相関をみると相関があるものと殆ど認められないものがある。

第三紀層地すべり地の粘性土では $\phi_r$ と $I_p$ やCFの間に良い相関があるという報告が多くなされている<sup>14),15),16)</sup>。これはモンモリロナイトなどの高塑性の粘土鉱物を含むものが多く<sup>17)</sup>、これらが支配的な働きをしているからであると思われる。実際、今回調べた比較的高塑性の戸沢地すべり地の粘性土では $\phi_r$ と $I_p$ およびCFの間に相関が認められる。それに対して、川内や大倉地すべり地の粘性土は低塑性であり、モンモリロナイト等の高塑性の粘土鉱物を含んでいない<sup>1)</sup>。したがって、 $\phi_r$ と $I_p$ およびCFの間に相関が認められなかったものと思われる。破碎帯地すべり地の粘性土に関しては沢渡と川内地すべり地の $\phi_r$ と $I_p$ の関係にかなり強い相関が認められる。

$\phi'$ と $I_p$ およびCFの間には何れの試料においても相関は殆ど認められない。前述したように、 $\phi_r$ と $I_p$ およびCFの間には相関が認められる試料もあるが、本実験結果から考える限り $\phi'$ と $\phi_r$ はせん断試験により求めることが望ましい。

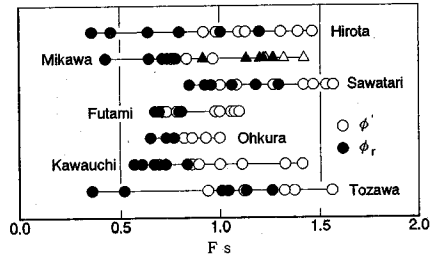


Fig.25 Results of stability analysis using strength parameter obtained by triaxial and ring shear tests

### 5. せん断試験により求めた強度定数を用いた安定性の検討

せん断試験により得られた強度定数を用いて各地すべり地の安定解析を行った。安定解析は著者らが提案している一般化された極限平衡法(GLEM)を用いた<sup>17)</sup>。

本解析法は以下の特徴を有している。①鉛直スライスだけでなく三角形や四角形のブロックを扱うことができる。②直線の線分の集合であるならば任意形状のすべり面を扱うことができる。③ブロック間力を仮定するのではなく、ブロック間の安全率を仮定することにより静定化している。④斜面安定問題だけでなく支持力問題や土圧問題も同じ定式化で扱える。

すべり面は孔内傾斜計による観測とボーリングコア観察やパイプひずみ計による観測により決定されたものである。地下水位は観測された最高水位のものを使用した。解析断面図は縦断面図に示したすべり面と同様である。地すべり地に複数のすべり面が想定されている場合、美川、沢渡、双海、川内の各地すべりでは1次すべりを、大倉、戸沢の各地すべりでは図に示したすべり面を用いた。1次すべりを対象としたのは地すべり地において最初に発生したすべり(若しくは予想されるすべり)であり、1次すべりが原因で2次、3次すべりが発生している(若しくは予想される)からである。また、単位体積重量 $\gamma$ は全ての地すべり地に対して1.8としたが、対象とした地すべりは崩積土すべりが多く、妥当な値であると思われる。

Fig.25に安定解析により求められた各地すべり地の

安全率を示す。白抜きが $\phi'$ に対応する安全率、黒丸が $\phi_r$ に対応する安全率である。強度定数がばらついているため得られた安全率もばらついている。

川内、美川地すべりは切土に伴い発生した地すべりである。Fig.25をみると川内地すべりではピーク強度に対応するせん断抵抗角によって求められた安全率は殆どが1.0より大きい側に、残留強度に対応するせん断抵抗角によって求められた安全率は1.0より小さい側にある。一方、美川地すべりではピーク強度に対応するせん断抵抗角によって求められた安全率も1.0より小さい。なお、切土前の断面での安全率はFig.25の三角形で示すように1.0を越える。上記のような川内地すべりと美川地すべりの安全率の違いは初生型地すべりであるか再滑動型の地すべりであるかの違いによると考えられる。すなわち地すべり地のすべり層の粘性土の強度は地すべり土塊の移動に伴う破碎作用、化学的風化作用、粘土粒子の配向によりせん断抵抗角は低下し、最終的には残留強度に対応するせん断抵抗角に落ち着く。つまりFig.25でみると安全率は地すべりの移動に伴い黒丸の方へ移行していく。このように切土による地すべりでも初生型と再滑動型とではすべり層の土の強度の発揮の仕方が異なる。従って、調査に際しては初生型か再滑動型か充分に見定める必要がある。

得られた安全率の傾向は第三紀層の地すべりであるか破碎帯の地すべりであるかによる相違は認められない。むしろ自然発生型の地すべりであっても人為発生型の地すべりであっても初生的なすべりか再滑動的なすべりかにより安全率は大きく異なる傾向がある。Fig.25からわかる様に広田、沢渡、川内、戸沢の各地すべりでは残留強度に近い強度ですべていると思われるのに対して美川と大倉地すべりはピーク強度に対応した強度定数を用いても安全率は1.0より小さく、初生的地すべりの傾向が強く表れている。特に美川地すべりは計画断面まで切り下げる前に変状が発生し始めているので安全率が1.0より小さいということは頷ける。しかし、大倉地すべりは全く変状が表れていない地すべりであるので、今回得られた結果には若干問題がある。しかし、直上のブロックが昭和61年の豪雨により崩壊したことを考え併せると今回の安定解析結果は初生地すべりの発生の危険性が非常に高い地区であるということを示していると思われる。

双海地すべりは大きくは昭和63年の豪雨により滑動し始めたもので、地形、地質からみると初生型の地すべりであると思われる。従って、安全率もピーク強度に対応した強度定数を用いると殆どが1.0より若干大きく、残留強度に対応した強度定数では0.7前後と小さい。これから双海地すべりのすべり面の土は残留強度までは強度低下が進んでいないと推定される。

以上、すべり面の土の強度定数を用いた安定解析結果を全体としてみるとばらつきはあるが、機構解明には十分利用できると思われる。

## 6. あとがき

本研究では、三波川帯と御荷鉾帯それと第三紀層の地すべり地の同一地すべり地内の複数のすべり層粘性土の強度定数をせん断試験により求め、それを用いて安定解析を行った。その結果、以下のことが明らかになった。

- 1) 同一地すべり地内のすべり層の粘性土でも物性、強度定数はかなりばらついている。第三紀層地すべりと破碎帯地すべりあるいは自然発生型の地すべりと人為的な地すべりとで顕著な違いはみられない。また、 $\phi'$ 、 $\phi_r$ と $I_p$ および $CF$ の間に良い相関は認められない。
- 2) 初生型の地すべりと再滑動型の地すべりとでは、すべり層の土の強度定数を用いた安定解析により得られる安全率に明らかな相違がある。即ち、初生型の地すべりではピーク強度に近い強度ですべりが生じており、再滑動型の地すべりでは残留強度に近い強度ですべりが起こっている。
- 3) せん断試験により求めた強度定数を用いた安定解析による安全率はかなりばらつく。しかし、今回の検討結果から地すべりの機構解明には十分用いることができると思われる。

本研究を行うにあたり地すべり観測資料ならびにボーリング試料は関係行政機関およびコンサルタント各社に提供して戴いた。また、実験は愛媛大学卒業生間嶋伊知郎氏（現大日本土木（株））、青山健氏（現復建調査設計（株））によるところが大きい。関係諸氏、諸機関に感謝いたします。

なお、本研究費の一部は（財）砂防・地すべり技術センターの研究開発助成金の援助を受けた。

## 参考文献

- 1) (社)日本河川協会編：建設省河川砂防技術基準（案）一計画編一、山海堂、p.196、1985。
- 2) 矢田部龍一、八木則男、榎明潔：乱さない地すべり粘性土のせん断特性、地すべり、Vol.26、No.4、pp.3-9、1990。
- 3) 中村浩之：黒色泥岩地域における地すべりの土質工学的特性、地すべり、Vol.9、No.2、pp.33-43、1972。
- 4) 矢田部龍一、八木則男、榎明潔、石井朋紀：第三紀層地すべりと破碎帯地すべりの地表面勾配の相違に関する土質工学的考察、第三紀層の斜面安定に関するシンポジウム発表論文集、土質工学会、pp.125-132、1994。
- 5) 矢田部龍一、八木則男、榎明潔：破碎帯地すべり地粘性土のリングせん断特性、土木学会論文集、第436号/III-16、pp.93-101、1991。
- 6) 八木則男、榎明潔、丸山悟：不連続粒度を有する土のせん断特性、第41回土木学会中国四国支部研究発表会講演



- 概要集, pp.268-269, 1989.
- 7) Skempton, A. W. and Petly, D. J. : The strength along structural discontinuities in stiff clays, *Proc. Geotechnical Conf.*, Oslo, Vol.2, pp.29-46, 1967.
  - 8) Cullen, R. N. : Residual strength determination in direct shear, *Proc. 1st. Australia-Newz. Conf. Geomechanics*, Vol.1, pp.1-10, 1971.
  - 9) Lupini, J. F., Skinner, A. E. and Varghan, P. R. : The drained residual strength of cohesive soils, *Geotechnique*, Vol.31, No.2, pp.181-213, 1981.
  - 10) Gibo, S., Egashira, K. and Ohtsubo, M. : Residual strength of smectite-dominated soils from the Kamenose landslide in Japan, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.24, No.3, pp.671-674, 1987.
  - 11) 八木則男, 矢田部龍一, 石井朋紀, 向谷光彦 : 粒子配向より見た地すべり地粘性土の残留強度特性, 第47回土木学会中国四国支部研究発表会講演概要集, pp.468-469, 1994.
  - 12) Bishop, A. W., Green, G. E., Garga, V. K., Anderson, A. and Brown, J. D. : A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength, *Geotechnique*, Vol.21, pp.273-328, 1971.
  - 13) Voight, B. : Correlation between atterberg plasticity limited and residual shear strength of natural soils, *Geotechnique*, Vol.23, pp.265-267, 1972.
  - 14) 岩永伸 : 新潟県の地すべりと地質との関係, *地質学論集*, No.28, pp.123-134, 1986.
  - 15) 建設省土木研究所地すべり研究室 : 地すべり粘土の力学的強度特性, *土木研究所資料* No.2570, 1988.
  - 16) 小川正二 : 地すべりを対象とした土のせん断特性について, *地すべり学会新潟支部第18回シンポジウム論文集*, pp.1-7, 1990.
  - 17) Enoki, M., Yagi, N. and Yatabe, R. : Generalized slice method for stability analysis, *Soils and Foundations*, Vol.30, No.2, pp.1-13, 1990.

(1994.8.22 受付)

## DISCUSSION ON STABILITY OF LANDSLIDES CONSIDERING ON SCATTER OF STRENGTH PARAMETER

Norio YAGI, Ryuichi YATABE, Tomonori ISHII and Meiketsu ENOKI

Testings on the soil properties and strength characteristics of landslide clay are necessary to make clear the mechanism of landslide. But it is assumed that the soil properties of clays at slip surface of landslides are not uniform. If the scattering of strength parameters is very large, the slope stability analysis using a few test result of clay is very difficult.

In this paper, the scattering of physical properties and strength parameters of landslide clays were investigated. Then the stability analysis on several landslides were carried out using the strength parameters which were obtained by shearing tests.