平均すべり面強度定数の算定方法について

Methods for Estimating the Parameters of Average Shear Strength along the Slip Surface

宜保清一* 武居有恒** 小波蔵政良***
Seiichi GIBO Aritsune TAKEI Seiryō KOHAGURA

Abstract

The strength parameters obtained from shear tests are only treated as reference data in the stability analysis of the landslide. In order to increase accuracy of the analysis, these parameters are directly or indirectly necessary for the estimation of design strength parameters.

In the present report, paying special attention to the slickenside and fully softened clay seams in the slip surface and joint surface, the authors pointed out the significance of the relation between the shear stress mobilized along the slip surface and three strengths, namely the residual, peak and fully softened strengths. They also proposed methods to determine the parameters of average shear strength, where the residual strength and other strengths, Mohr-Coulomb equation, and the residual factor R were all introduced into the $c'-\phi'$ relationship that was obtained by the back analysis. Last of all, rationality of the above-mentioned methods was also confirmed by applying the methods into examples of actual landslides.

1. まえがき

安定解析の精度を高める上で、すべり面の位置と土質常数、中でも剪断強度定数を明確に把握することは最も重要であり、地すべり・崩壊の調査・解析および対策に従事する者にとって苦慮するものの一つである。実際、地すべり解析において安定計算にピーク強さを適用したのでは活動中であるにもかかわらず安全率が1よりも過大になり、矛盾する。したがって、平均すべり面強度定数の算定(粘着力 c' 、剪断抵抗角 ϕ')を求めるのに、通常 $F_s=1$ として $c'-\phi'$ 図を描き、経験的に一方を仮定して他方を決めている。しかし、それは裏付けを欠いているため、真の強度定数とは言い難く、対策工法そのものが不明確になっていることは従来から指摘されているとおりである。

このようなすべり面強度定数の不鮮明さは、主としてすべり面やすべり領域の把握が困難であることおよび厳密な意味での剪断試験法(試料の取扱いも含めて)や結果の解釈において曖昧さや未解明部分が多いことに因るものである。

筆者等は、これまでに沖縄、島尻層泥岩地帯の地すべり・崩壊事例および剪断特性に関する実験的研究からこ

の種の問題に対していくつかの知見を得ている。また新潟および長野県等有数の地すべり多発地帯の事例にも直接触れ、調査および研究成果について検討した。すべり面強度の問題は、底が深くて不透明なものが複雑にからみ合っているため、不明な点が多いが、これまでの実験および調査研究から残留強さとすべり面強度の関係および設計定数の算定方法に関して2,3の成果が得られたので報告する。

2. すべり面形成と地質構造特性

(1) 弱面やすべり面の状態

安定解析に適用できる実験定数とするためには適正な剪断試験方法を採用すべきであることはいうまでもないが、そのためにはすべり面あるいはすべり面領域の状態、地すべり・崩壊と土・岩質および地質・構造との関係を知ることが肝要である。これらに関して、代表的な地すべり地域においてこれまでに確認されている特徴的なことを挙げると、以下のようなものである。

島尻層泥岩は、半固結の泥質堆積岩で、過圧密土特有の強度特性と物理・化学的特性を有する。層内には大小の多くの断層が存在するばかりでなく、褶曲構造も認められ、複雑な地殻変動を受けている。岩盤性の地すべり性崩壊例では標準貫入試験等のサウンディングでは把握しえないテクニクな不連続面が潜在すべり面となっていてすべり発生の素因となっている。断層面には

*琉球大学 農学部

**京都大学 農学部

*** (株) 沖縄技術コンサルティング

Slickensideが形成されていて、条線の存在するものもあり、その方向は断層面の傾斜方向とほぼ一致している。またキャップロックを背後に有し、層面の走向が斜面の傾斜方向と一致している場合は浸透水による風化によってかなりの深度まで軟化して強度を低下しているが、やはり層面等がすべり面となっている。深度が2~3m程度の浅層すべり事例では表層土と風化泥岩の境界に高含水の完全軟化粘土薄層が挟在している¹⁾。

中頸城および東頸城地域が新潟県最大の地すべり地となっている原因は、椎谷および寺泊層泥岩が優勢に発達していること、および褶曲構造がきわめて過密に発達していることである。斜面深部の泥岩および凝灰岩は破碎されていて脆弱化し、Slickensideや粘土薄層が確認されている²⁾。

長野県北部はフォッサマグナ地域で、火成岩を介在する地区と断層破碎を受けている地区には複雑なすべり機構を持つ地すべりが多い³⁾。すべり面付近では泥岩の脆弱化および泥岩中に挟在している凝灰岩や凝灰質火砕岩層の変質風化・モンモリロナイト化によって、強度が低下している。

亀の瀬地すべりのすべり層準である亀の瀬礫層は層厚1~2mで、含花コウ岩礫の凝灰質砂岩を主体とし、他に凝灰質粘土を含んでいる。全体的に粘土化が進行し、Slickensideが数多く発達している。現存する構造は、地すべり運動によるものと思われ、全て、主すべり面と一致していることから、剪断方向はほぼ構造に支配されるとみなしている。どの観察深度においても亀の瀬礫層の中・下部付近に一枚の平滑な連続性のよい分離面が存在していて主すべり面となっている⁴⁾。

これらに共通していることは、従来から指摘されてい

る泥岩や凝灰岩特有の強度低下に加えて、地質・構造的な不連続面や既存のすべり面におけるSlickensideの存在に注目し、それを地すべり発生や二次すべりの素因としていることである。

(2) すべり面形成後のすべり面強さ

すべり移動後の斜面は見かけ上安定化地形になったとみなされるが、層中にすべり面が形成されているばかりでなく、ところによってはSlickensideが形成されていて強度を低下させているために、道路復旧等のための末端部切取工が二次すべりをまねいたり、地下水位上昇によって斜面が不安定になりやすくなっている。

すべりに抵抗するすべり面強さは、すべり発生時に最大値を示し、その後、移動の増大と共に漸減し、最終的には残留強さに近い値まで低下する。すべりが休止している場合はすべり領域に存在する高含水の軟弱粘土にチキソトロピーによる強度回復があるため、完全軟化強さの部分的寄与が期待できる。したがって、現在の状態を活動中とみるか、静止しているとみるか、あるいは断続的なものとみるかによって、強度定数および安全率がわずかながら異なることになる。

3. 残留強さ

(1) 剪断面の状態と残留強さの変化

図-1に泥岩の作成分離面についての代表的な剪断応力・垂直変位～変位関係を示す。実験は、沖縄、豊見城地内地すべり性崩壊の採取泥岩について供試体の上・下分離面を粗または滑面仕上げとして水浸および非水浸のリング剪断試験を行ったものである。これらの関係は分離面の粗および滑の影響を全体的に把握するために簡潔に描かれているが、実際には変位に伴って応力がかなり

図-1 島尻層泥岩分離面の剪断挙動におよぼす粗・滑面および介在の影響 (リング剪断試験結果)¹⁾

複雑に変動している。剪断応力に対しては水浸か非水浸かの剪断条件の違いが、垂直変位に対しては剪断時に生成される破碎土粒子の多少が直接反映される。

そして、残留剪断抵抗角は剪断面の発達如何によって大きく変化していて、 $\phi_{dr}=10^\circ$ と 20° 程度の二つのグループに大別できる。前者は、剪断面に Slickenside が形成され、介在物質である破碎土粒子と水が強度低下の重要因子となって下限の残留値を与える。それに対して、後者は、剪断面に水の存在が認められない場合、軟化泥岩の水浸試験のように高含水の粘土薄層が形成されることによって正規的な剪断特性を示す場合である。

したがって、Slickenside を呈する既存のすべり面や構造的な不連続面が内在する泥岩斜面では、少量の粘土粒子と水が相互に滑剂的な役割を担って強度を著しく低下させる現象が重要となる。そして、実際のすべり面においては応力集中に伴って押し出される水⁵⁾の存在が確認されているので、粘土質島尻層泥岩のすべり面では $\phi_{dr}=10^\circ$ 程度の残留剪断抵抗角が動員されているものと解釈できる¹⁾。

(2) 代表的な地すべり・崩壊土・岩の残留剪断抵抗角

表-1 に代表的な地すべり試料の残留剪断抵抗角 (ϕ_r) と塑性指数 (PI)、粘土分 (CF) および活性度 (A_c) を示す。島尻層泥岩は具志頭と崎山試料を除きすべり面付近の採取土・岩塊である。その主要粘土鉱物であるスメクタイトは28~35%の範囲に納まっていて、物理的性質も具志頭を除き類似している。凝灰質砂岩は強風化岩で、砂およびシルト粒子が多い割に高塑性であり、スメクタイトの影響が顕著にあらわれている⁶⁾。各試料の残留剪断抵抗角 ϕ_r は $c_r=0$ として求めているので、 $c_r \neq 0$ の場合は $1 \sim 2^\circ$ 高めの値となっている。例えば、検証のために使用されたベントナイトの定数は厳密には $c_r=0.04\text{kgf/cm}^2$ 、 $\phi_r=5.4^\circ$ であるが、 $c_r=0$ において $\phi_r=6.8^\circ$ としている。この値は、ベントナイトがスメクタイトとほとんど同一視されていることから、如何なる自然土・岩が示す残留剪断抵抗角よりも一段と小さいものである。表には、他に Bishop 等の行った London clay についての実験結果^{7),8)} も併記し、比較に供した。

表-1. 地すべり土の残留剪断抵抗角と塑性指数、粘土分および活性度

Samples	LL(%)	PL(%)	PI	CF(%) ($<2\mu\text{m}$)	A_c	$\phi_r(^{\circ})$			Remarks
						(a)	(b)	(c)	
Shimajiri Mudstone									
① Maaji(1)	72	24	48	51	0.94	10.7		22.7①''	
② Maaji(2)	60	23	37	43	0.86	15.1		21.4②''	
③ Gushichan	50	25	25	20	1.25	28.8		30.4③''	
④ Tomigusuku	63	29	34	50	0.68	13.7	19④'		
⑤ Onaga	69	30	39	30	1.30	12.2			
⑥ Sakiyama	58	23	35	29	1.20	19.7			
⑦ Takara	58	26	32	46	0.69	12.7	17⑦'	24.7⑦''	
Tuffaceous Sandstone									
⑧ Kamenose(1)	91	37	54	22	2.57	9.9		11.9⑧''	
⑨ Kamenose(2)	96	39	57	25	2.28	11.4			
⑩ Kamenose(3)				20				15.7	(d)
⑪ Kamenose(4)				22				14.4	
⑫ Kamenose(5)				16				13.0	
⑬ Bentonite	239	33	206	70	2.96	6.8			
Kaolin	76	32	44	98	0.45				
Blue London Clay									
⑭ Wraybury(1)	72	29	43	57	0.75	9.4		(Bishop, 1971)	
⑮ Wraybury(2)	72	22	50	60	0.83	9.3		(Gatta, 1970)	
⑯ Wraybury(3)	70	29	41	58	0.71		13.5	(Agarwal, 1967)	
Brown London Clay									
⑰ Walthamstow	66	24	42	53	0.79	10.0		(Garga, 1970)	
Weald Clay									
⑱ Arlington	65	32	33	52	0.63	12.0		(Garga, 1970)	
London Clay									
⑲ Essex	82	29	53	55	0.96		16	(Skempton, 1964)	
⑳ Selset	26	13	13	17	0.76		30	(Skempton, 1964)	
㉑ Jari	70	27	43	47	0.91		18	(Skempton, 1964)	

Note; (a) Drained ring shear tests on the undisturbed pre-cut plane (b) Reversal direct shear box tests on the undisturbed pre-cut plane (c) Drained ring shear tests on the slurry (d) Reversal direct shear box tests on the slurry

4. すべり面強度定数

リング剪断試験によって求めた粘土質島尻層泥岩の残留剪断抵抗角は、Slickenside の発達程度、破碎粘土粒子や介在水の影響によって $\phi_{dr}=10\sim 20^\circ$ の範囲で変化する。一方、いくつかの地すべり・崩壊事例についての解析結果で $c'-\phi'$ は図において $\phi'=15^\circ$ とした場合に $\bar{c}'=0\sim 3\text{tf/m}^2$ となり、ピーク強さ ($c_f'=5\sim 30\text{tf/m}^2$, $\phi_f'=40\sim 45^\circ$) と比較して著しく小さい。そして残留係数は $R=0.85\sim 0.95$ となり、すべり面強さが残留強さ近くまで低下していることがわかる^{9,10)}。

中頸城および東頸城の黒色泥岩の地すべり斜面でも安定解析結果が活動中の現実斜面と適合しないことが多いため、真のすべり強さとそれに対応する安全率を実際の地すべり斜面から求めることを試みている。すなわち、杭打工事によって移動が停止した状態を $F_s=1$ とし、逆算法によって得られる $c'-\phi'$ 図において $\phi'=5\sim 7^\circ$ (ベントナイトの ϕ_{dr} 値に担当) のような値を仮定して $\bar{c}'=0\sim 35\text{tf/m}^2$ を求めている¹¹⁾。

旧来、亀の瀬地すべりでは、安定計算に使用してきた強度定数が逆算法によって求めたものであり、裏付けのない不確実なものであったため、スラリー試料を用いた繰返し直接剪断試験結果の残留強度定数をわずかに修正した値をすべり面強度定数 ($\bar{c}'=0$ と $\phi'=9.9^\circ$, $\bar{c}'=0$ と $\phi'=13.2^\circ$) とし、比較的良好な整合性を得たとしている¹²⁾。しかし、繰返し直接剪断試験よりもリング剪断試験の方がより小さな残留値を与えること、スラリー試料よりも Slickenside の発達した分離面の方がより小さな残留値を与えること、および粘土化領域の存在等を勘案した場合、亀の瀬地すべりでも残留強さを主としながらも完全軟化強さの部分的関与や $\bar{c}'=0$ の概念を取り入れるべきであろう。

実際、すべり面には Slickenside ばかりでなく、構造的な破碎や滑動によって生成された完全軟化粘土の存在も確認されていることから、残留強さや完全軟化強さに基づく定数決定法が採用されるべきであり、単に活動中ということで $\bar{c}'=0$ としたり、層厚から直接 $\bar{c}'$ を仮定するといった土質力学的裏付けのない手法は妥当でないように思われる。

したがって、地すべり・崩壊の安定解析に適用できるすべり面強度定数とするためには、すべり面領域が完全軟化の状態か、Slickenside からなる線の状態か、あるいは両者の複合状態かを明確に把握し、適切な試料と適正な剪断試験から得られる実験結果に地質・構造特性を加味して強度定数を決定すれば、一層信頼性の高い評価が可能になる。

5. 逆算法と実験定数を基本にした設計定数算定

地すべりには、すべり面がすでに形成されていることが一般の斜面安定問題と異なる点であり、設計定数を定めることはすべり面強度定数を求めることと同義である。定数の決定に際しては、通常、逆算法を用いて $\bar{c}'$ と ϕ' の一方を仮定して他方を求めている、実験結果は解析のための単なる参考資料となっている。しかし、より正確な安定解析とするためにはサンプリング技術の向上や剪断試験法の改善および地すべり解析の経験等の成果をとり入れる必要があり、現在この種の研究が進められている。ここでは、逆算法と実験定数を併用した手法について解説する。

これは、すべり形態やすべり面の状態に注目し、実際の $c'-\phi'$ 関係式と実験定数の組合せを基本に Mohr-Coulomb の式や残留係数を導入して平均すべり面強度定数の決定を行うものだが、すべりの形態によってその算定方法が多少異なり、次のように分類される。

A-タイプ：Slickenside の形成されている線的な不連続面を主すべり面とし、一部が岩実体部を切る、移動量の小さい一次すべり

この場合、分離面で働く残留強さ τ_{dr} (定数: c_{dr} , ϕ_{dr}) と岩実体部のピーク強さ $\tau_{df}(c_{df}, \phi_{df})$ が滑動に対して同時に抵抗しているため、すべり面強さ $\bar{\tau}(\bar{c}', \phi')$ は両者の間に位置することになる。すなわち、Skempton の残留係数

$$R = (\tau_{df} - \bar{\tau}) / (\tau_{df} - \tau_{dr}) \dots\dots\dots (1)$$

に Mohr-Coulomb の式

$$\tau_{dr} = c_{dr} + \sigma_n' \tan \phi_{dr} \dots\dots\dots (2)$$

$$\tau_{df} = c_{df} + \sigma_n' \tan \phi_{df} \dots\dots\dots (3)$$

を代入し、平均すべり面強さ

$$\bar{\tau} = \bar{c}' + \bar{\sigma}_n' \tan \phi' \dots\dots\dots (4)$$

と対応させれば、定数 $\bar{c}'$, ϕ' の式が得られる。

$$\bar{c}' = R \cdot c_{dr} + (1-R) \cdot c_{df} \dots\dots\dots (5)$$

$$\tan \phi' = R \cdot \tan \phi_{dr} + (1-R) \cdot \tan \phi_{df} \dots\dots\dots (6)$$

さらに、逆算法によって求められる $c'-\phi'$ 関係式 $c' = a \cdot \tan \phi' + b$ において $a = \bar{\sigma}_n'$, $b = \bar{c}'$ であることを考えれば、採取試料の残留およびピーク強度定数と Mohr-Coulomb の式から $\bar{\sigma}_n'$ に対応する τ_{dr} および τ_{df} が得られるので R が決まり、定数 $\bar{c}'$, ϕ' が算定できる。

B-タイプ：移動量の大きい地すべりの二次すべり

このような地すべりでは、すべり面が全域にわたって形成されていて、通常、Slickenside の他に攪乱した完全軟化粘土薄層も存在する。したがって、静止の間に強度が回復されるので、残留強さと完全軟化強さ $\tau_{df}(c_{df}, \phi_{df})$ が関与することになる。

この場合、残留係数が多少変形し、(7)式が成り立つ。

$$R_s = (\tau_{idf} - \bar{c}) / (\tau_{idf} - \tau_{dr}) \dots\dots\dots (7)$$

$$\tau_{idf} = c_{idf} + \sigma_n' \tan \phi_{idf} \dots\dots\dots (8)$$

(7) 式に (2), (8) 式を代入すれば、次式が得られる。

$$\bar{c}' = R_s \cdot c_{dr} + (1 - R_s) c_{idf} \dots\dots\dots (9)$$

$$\tan \phi' = R_s \cdot \tan \phi_{dr} + (1 - R_s) \tan \phi_{idf} \dots\dots\dots (10)$$

以下、A-タイプの場合と同様な手順にしたがえば、定数 $\bar{c}', \phi'$ が算定できる。

C-タイプ：すべり面全体が高含水の地すべり粘土からなる一次および二次すべり

この場合、完全軟化強さ τ_{idf} と $c'-\phi'$ 図を用いて定数を算定する。すなわち、 $\phi' = \phi_{idf}$ とおいて $c'-\phi'$ 関係式から $\bar{c}'$ を求める。

D-タイプ：移動量が大きくて活動中の地すべり

この場合、分離面および完全軟化粘土のいずれも大変位剪断状態にあるので、当然残留強さが動員されている。したがって、 $\phi' = \phi_{dr}$ とすれば $c'-\phi'$ 関係式から $\bar{c}'$ が求められる。

なお、これらの方法には次のような特徴がある。

- (イ) 設計定数に土質力学的裏付けを与えるために、実験定数を定数算定に組み入れた。
- (ロ) 逆算法で得られる $c'-\phi'$ 関係を定数算定に組み入れた。
- (ハ) 如何なるタイプの地すべりにおいても、基本的に粘着力が存在するものとした。
- (ニ) すべり状況やすべり面の状態を定数算定に反映させた。

結局、AおよびB-タイプの場合、 $\bar{c}'$ および ϕ' は残留強さとピークまたは完全軟化強さ、および $c'-\phi'$ 関係の組合せによって計算できる。CおよびD-タイプの場合は、それぞれ完全軟化強さや残留強さがすべり面に動員されていることから、すべり面強さを摩擦成分主動のものとしつつ、すべり面領域の複雑な様相や粘土の強度回復現象および滑動にブレーキをかける諸々の不確定要素が受け持つ抵抗の和を粘着力とした。すなわち、すべり面強さのうち摩擦成分に対しては剪断特性を重視して、 $\phi' = \phi_{idf}$ または $\phi' = \phi_{dr}$ とし、 $c'-\phi'$ 関係から $\bar{c}'$ を決定した。

6. 適用例

(1) 真地団地内地下すべり性崩壊¹⁰⁾ (那覇市)

採取泥岩試料の剪断試験結果から、ピークおよび残留強度定数は次のようになる。

$$\text{ピーク} : c_{df} = 27.80 \text{ tf/m}^2, \phi_{df} = 43.2^\circ$$

$$\text{完全軟化} : c_{idf} = 0.50 \text{ tf/m}^2, \phi_{idf} = 26.7^\circ$$

$$\text{残留} : c_{dr} = 0, \phi_{dr} = 10.7^\circ$$

主要すべり断面について簡便法によって安定計算を行えば、(11)式が得られる。

$$F_s = \frac{24.78c' + (184.43 - 75.45)\tan\phi'}{112.46} \dots\dots\dots (11)$$

i) (11)式において $F_s = 1$ とすれば、(12)式になり、 $c'-\phi'$ 図が描ける (図-2)。

$$c' = -4.398 \tan \phi' + 4.538 \dots\dots\dots (12)$$

ii) ピーク、完全軟化および残留強度定数を適用した場合の安全率の値：各定数を(11)式に代入して求めた安全率を表-2に示す。ピーク強さをを用いた場合過大安全率が得られる反面、完全軟化および残留強さをを用いた場合は、 $F_s < 1$ となり、実際と矛盾する。

iii) 平均すべり面強度定数 $\bar{c}', \phi'$ ：当地すべりでは、表土および盤土の一部に顕著な移動がみられるが、主すべりは、基岩にみられる小断層や強・弱風化岩にみられる流れ盤状の節理および層理面を弱面とし、一部すべり面形成まで至らない岩実体部を切る小変位の初生すべりであるので、上記のA-タイプを適用して、 $R = 0.881$, $\bar{c}' = 3.307 \text{ tf/m}^2$, $\phi' = 15.6^\circ$ を得る。

(2) 識名園内地すべり性崩壊 (那覇市)

主要すべり断面を図-3に示す。採取泥岩試料のピークおよび残留強度定数は実験から次のようになる。

$$\text{ピーク} : c_{df} = 4.10 \text{ tf/m}^2, \phi_{df} = 38.1^\circ$$

$$\text{完全軟化} : c_{idf} = 0.50 \text{ tf/m}^2, \phi_{idf} = 26.7^\circ$$

$$\text{残留} : c_{dr} = 0, \phi_{dr} = 10^\circ$$

安定計算結果は、(13)式のようになる。

$$F_s = \frac{23.85c' + (102.20 - 48.83)\tan\phi'}{31.44} \dots\dots\dots (13)$$

i) $F_s = 1$ としたとき c' の式は(14)式のようになり、 $c'-\phi'$ 図が描かれる (図-2)。

$$c' = -2.238 \tan \phi' + 1.318 \dots\dots\dots (14)$$

ii) ピーク、完全軟化および残留強度定数を適用した場合の安全率の値：各定数を(13)式に代入して求めた安全率は表-2に示すとおりである。

iii) 当地すべりでは、移動が顕著であること、ii)における結果のように完全軟化強さが平均すべり面強さに近いこと、および強・弱風化層間の境界が明瞭であるばかりでなく透水係数の差異によって形成さ

図-2 計算された $c'-\phi'$ 関係

図-3 島尻層泥岩斜面における典型的な小規模のすべり状況断面図（那覇市識名園内地すべり性崩壊）

表-2 従来法と提案した方法による平均すべり面強度定数 $\bar{c}'$ および $\bar{\phi}'$ の算定例

Landslide	Maaji L.	Shikina Park L.
Safety Factor (F_s)		
in the case of $\bar{c}' = c_f', \bar{\phi}' = \phi_f' :$	7.033	4.441
$\bar{c}' = c_{sdf}, \bar{\phi}' = \phi_{sdf} :$	0.598	1.233
$\bar{c}' = c_{dr}, \bar{\phi}' = \phi_{dr} :$	0.183	0.299
New methods		
A-type		
$R :$	0.881	0.831
$\bar{c}'(\text{tf/m}^2) :$	3.307	0.693
$\bar{\phi}'(^{\circ}) :$	15.6	15.5
B-type		
$R_s :$	—	0.251
$\bar{c}'(\text{tf/m}^2) :$	—	0.375
$\bar{\phi}'(^{\circ}) :$	—	22.8
C-type		
$\bar{\phi}' = \phi_{sdf} :$	26.7	26.7
$\bar{c}'(\text{tf/m}^2) :$	2.326	0.192
Routine methods		
$\bar{c}'$ upon maximum depth from ground to slip surface		
$\bar{c}'(\text{tf/m}^2) :$	0.80	0.50
$\bar{\phi}'(^{\circ}) :$	40.4	20.1
$\bar{c}'=0$ in advance		
$\bar{c}'(\text{tf/m}^2) :$	0	0
$\bar{\phi}'(^{\circ}) :$	45.9	30.5

れる水みちがみられること等から、分離面が発揮する残留強さと風化土や強風化岩挟在粘土が発揮する完全軟化強さの組合せを想定し、B-タイプを適用した結果、 $R_s=0.251$ 、 $\bar{c}'=0.375\text{tf/m}^2$ 、 $\bar{\phi}'=22.8^{\circ}$ を得た。

なお、参考までに、A-タイプを適用した場合の $\bar{c}'$ 、 $\bar{\phi}'$ も表-2に付記する。

(3) これらの事例に従来法を適用した結果を表-2に示す。真地では $\bar{\phi}'$ が極端に大きくなっていて、実際にそぐわないことがわかる。

7. あとがき

地すべりの安定解析の精度を高めるためには、実験結

果を単なる参考資料にとどめず、定数算定に組み入れる必要がある。本論文では、地すべり・崩壊のすべり面領域に存在する Slickenside や完全軟化粘土に注目し、すべり面強さと残留強さ等の関係の重要性を指摘した。そして、すべりの形態、逆算法および剪断試験で得られる強度定数の組合せを基本に Mohr-Coulomb の破壊規準や残留係数を導入してより合理的なすべり面強度定数の算定を可能にした。

最後に本論文をまとめるにあたり、ご協力いただいた岐阜大学の仲野良紀教授、琉球大学の城間理夫教授、京都大学の小橋澄治助教授と佐々恭二助教授、近畿地建大和工事事務所の方々、国土防災技術(株)の長野支店と新潟支店の方々および利根コンサルタント(株)の尾崎雅篤氏に心から感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 宜保清一：島尻層泥岩の残留強度測定と結果の解釈—地すべり・崩壊土への残留強度特性(I)—，農業土木学会論文集，104，pp.61～68(1983)
- 2) 新潟県農林水産部治山課編：地すべり調査総括書Ⅲ(1980)
- 3) 望月巧一：断層沿いの地すべり——長野県北部，中山，小谷，持京断層上の例——，地すべり，13(4)，pp.11～18(1977)
- 4) 友松靖夫，門脇 淳，南澤正幸，真砂祥之助：亀の瀬地すべり(その1)——亀の瀬地すべりの地質的背景——，地すべり，18(2)，pp.1～10(1981)
- 5) Nakano, R.: Geotechnical properties of mudstone of neogene tertiary in Japan, International Symposium on Soil Mechanics, Vol. 1, pp. 75～92(1979)
- 6) 江頭和彦，宜保清一：沖縄，島尻層群地帯の地すべりに及ぼす粘土の寄与，地すべり，19(4)，pp.1～7(1983)
- 7) Bishop, A. W., Green, G. E. and et al: A new ring shear apparatus and its application to the measurements of residual strength, Geotechnique, 21, pp.273～328(1971)
- 8) Skempton, A. W.: Long term stability of clay slopes, Geotechnique, 14(2), pp.77～102(1964)
- 9) 宜保清一：翁長地内地すべりの安定解析と排土工について，琉球大学農学部学術報告，27，pp.247～255(1980)
- 10) 宜保清一，小波藤政良，吉沢光三：那覇市真地団内地すべり性崩壊の発生要因と平均せん断強度定数，地すべり，18(2)，pp.11～18(1981)
- 11) 福本安正，富永功一，佐藤 哲，古川昭夫：破砕帯地すべりにおける移動土塊と杭の挙動および杭打効果について，地すべり，19(3)，pp.1～9(1983)
- 12) 近畿地建大和工事事務所：亀の瀬地すべり対策事業の計画と調査(1981)

(原稿受理日 昭和58年10月26日)

平均地すべり面強度定数の算定法について

「地すべり」Vol. 20, No. 4, (通巻第76号) 1984年(昭和59年) 3月

宜保 清一, 武居 有恒, 小波蔵政良

地すべりの安定解析では、剪断試験結果は単なる参考資料として取り扱われているが、解析の精度を高めるためには設計定数の算定に直接または間接的に実験定数を組み入れる必要がある。

本論文では、すべり面や節理面に形成されている Slickenside や完全軟化粘土薄層に注目し、すべり面強さと残留強さ、ピーク強さおよび完全軟化強さとの関係の重要性を指摘した。そして残留強さ等の定数、Mohr-Coulomb の式および残留係数 R を逆算法によって得られる $c'-\phi'$ 関係に導入して平均すべり面強度定数を決定する方法を提案し、その合理性についても実際に地すべり事例に適用して確認した。

すべり面のせん断強度定数と粘土鉱物との関係

「地すべり」Vol. 20, No. 4 (通巻第76号) 1984年(昭和59年) 3月

玉田 文吾

地すべり粘土の内部摩擦角 ϕ' は、土質試験時の試料の厚さ、ダイレイタンスーなどによって変化するが、地すべり粘土に含まれる粘土鉱物(モンモリロナイト)の含有率 B_n によっても変化する、 $B_n \leq 40\%$ では

$$\phi' = \phi_0 \exp(-A_1 \cdot B_n)$$

の関係がある。同時に、せん断特性も B_n の増加に伴って排水形式から非排水形式へと変化する。 ϕ' は、このほかに粘土鉱物以外の土粒子の鉱物組成および形状によっても多少変化するが、 B_n が ϕ' に最も大きな影響を与える。

今般の結果は、地すべり粘土の鉱物分析による ϕ' の間接的な測定および地すべり面探査に応用できる可能性がある。

阿武隈山地南部における山地崩壊に与える森林の影響

「地すべり」Vol. 20, No. 4 (通巻第76号) 1984年(昭和59年) 3月

柴原 俊昭

阿武隈山地南部の斜面崩壊は、その90%が北側斜面に発生している。本報告では主に森林に視点をあて、樹木の成育状況を南北両斜面で比較し、崩壊発生との関係を調べた。その結果、崩壊は林令12年以下のところに多発し、同林令地でも北側斜面の樹木の成育の悪さが認められた。特に北側斜面での根系発達の悪さは土壌緊縛力を弱め、崩壊防止機能を低下させているものと考えられる。また、土壌層においても北側斜面の発達が悪く、母材層との境が明瞭であることから、土壌層と母材層の間がすべり面となって崩壊につながるものと考えられる。

地温測定による地下水排除工の効果判定の可能性について

—大石地すべり地を例として—

「地すべり」Vol. 20, No. 4 (通巻第76号) 1984年(昭和59年) 3月

竹内 篤雄, 二宮 寿男, 中村 和弘, 上野 郁夫

1980年2月に変成岩地帯の地すべり地においてはじめて1m深地温調査が実施され、それに基づいて地下水排水工事が行われた。今回再度同一地区で地温調査が行われ、地温分布の再現性と施工された排水工事の効果がどのように地温分布に現われているかが検討された。その結果次のことが示された。

- 1) 変成岩地帯の地すべり地においても1m深地温分布の再現性は十分に認められる。
- 2) 水脈内に掘られた調査用試錐孔の地下水位および横孔排水試錐からの排水量の観測結果により排水工事の効果の良好性が認められた。
- 3) 排水効果の1m深地温への影響は、排水工事施工前後の $\theta_{z-1}-\psi$ 図および地温分布図を対比することにより明らかにされ、地温測定調査による排水効果判定の可能性が示された。
- 4) 地温分布図の対比によると、排水工事の効果は工事区間とその下流方向に大きく現われること、排水工事の施工密度の違いが地温分布状況に明らかに示されることがわかった。