地すべり土の残留強度包絡線の湾曲化と強度定数決定手法

Determination of Parameters for Curved Residual Strength Envelopes of Landslide Soils

中村 真也* 宜保 清一**

Shinya NAKAMURA Seiichi GIBO

周 亜明*** 江頭 和彦****

Yaming ZHOU Kazuhiko EGASHIRA

Abstract

The residual strength is indispensable to the evaluation of stability of the reactivated landslide and the first-time slide occurring in the bedrock with geological discontinuities. The laboratory test indicates the curvilinear line of the residual strength envelope, and the fixed strength parameters can not be given. A new determination method was developed to dissolve this difficulty.

In the curvilinear envelope of the residual strength, the residual friction coefficient was found to decrease with the increasing effective normal stress at the lower half of the effective normal stress, while it was constant at the higher half of the effective normal stress. Based on this finding, the residual strength envelope was separated into two parts of the lower and higher halves of the effective normal stress, and strength parameters were determined at each part. As a result, c_r was not zero at the lower half of the effective normal stress but zero at the higher half, and ϕ_r was larger at the lower half than at the higher half. The proposed method is operational but useful and rational to determine the residual strength parameters from the curvilinear strength envelope depending on the magnitude of the effective normal stress.

キーワード：残留強度定数，残留摩擦係数，地すべり土，リングせん断

1. はじめに

地すべり発生の最大素因は土質であり，せん断強度が直接的に関与する。地すべり土のせん断強度は，ピーク強度を示した後，完全軟化強度を経て，最終的には残留強度にまで低下する。残留強度は，粘土粒子の配向面において発揮される最小の排水強度であり，再活動型地すべりおよび地質構造弱面を潜在すべり面とする初生型地すべりの安定度評価において必要不可欠である（宜保ら，1986，1990）。そのため，強度定数の妥当性が斜面安定度評価，対策工法の選定等に大きく影響し（鶴飼ら，1996），強度定数決定が極めて重要となるが，残留強度包絡線の湾曲化現象がみられるため（Skempton, 1964；Bishop et al., 1971；Noble, 1973；宜保，1978，1983；Bromhead, 1978；古谷，1983 a），強度定数が一義的に決まらない

（Skempton, 1964；Bromhead, 1978；Gibo, 1985；Hawkins et al., 1986；Maksimovic, 1989）。残留強度包絡線の湾曲化は，土の種類および垂直応力のレベルによって異なるので（Gibo et al., 1987），両者の関係を把握し，強度定数の決定手法を確立することが重要である。

本研究は，長崎県石倉地すべり（長崎県県北振興局林業部治山課，1992），大阪府亀の瀬地すべり（村田，1980；Gibo et al., 1987；Hayashi, 1992），台湾中部横貫公路地すべり（宜保ら，1997），中国四川省の薛城鎮地すべり（宜保ら，1996；周ら，1997）から採取した試料を用いて残留強度測定試験を行い，残留強度包絡線と垂直応力レベルの関係を明らかにし，残留強度定数の決定手法の確立を試みたものである。

2. 残留強度

土のせん断強度の基本的要素である粘着力は，せん断の初期からピークに至るまでに発揮されるもので，大変位せん断に至ってはほとんど関与しないとされ，最終的なせん断抵抗（残留強度）の要素は土粒子相互の干渉作

* 鹿児島大学大学院連合農学研究科

** 琉球大学農学部

*** 鹿児島大学大学院連合農学研究科

（現：利根コンサルタント株式会社）

**** 九州大学大学院生物資源環境科学研究科

用からなる摩擦成分のみであると言われている (Lambe, 1960; 中村, 1979)。残留強度は粘土粒子の最終的な配向面に沿って発揮されるせん断強度であり (Gibo et al., 1987), 粘土の物理性と鉱物組成および垂直応力の大きさによって決まる。非配向性粘土鉱物が卓越する試料, もしくはシルトや細砂を多く含有する試料では, 大変位後も粘土粒子の配向が不十分なため, 残留せん断面は線的せん断面となっていない (Gibo et al., 1987; 宜保ら, 1992 a, 1992 b, 1993)。これは, 残留せん断時においても摩擦成分以外の要素, すなわち粘着力成分の存在を示唆するものであり (Bishop et al., 1971; Noble, 1973; 宜保, 1983), 土質工学的観点からその存在を検証し, 明らかにする必要がある。

残留強度の測定には, リングせん断試験機および直接せん断試験機が使用されている (農林水産省構造改善局, 1989)。残留強度は, 含有粘土鉱物の種類とせん断面における粘土粒子の配向状態に支配され, 粘土粒子の完全配向には大変位せん断が必要とされるため, 変位が十分でない場合に高めに得られる (宜保, 1987; Gibo et al., 1987)。直接せん断試験では, 繰り返しせん断によって大変位を与えており, 配向面の形成が十分でないために, 残留強度が幾分高くなる傾向にある (古谷, 1983 a, 1983 b)。それに対し, リングせん断試験は, 試験中せん断面が不変で, 一定垂直応力下で連続的にしかも一定方向に大変位せん断が行えるので, 強度の低下および残留強度を得るのに有効である (Bishop et al., 1971; Lupini et al., 1981; Gibo et al., 1987)。加えて, リングせん断試験機自体の改良が進められ, 試験の精度が向上し, 残留強度がより正確に求められるようになっている (宜保, 1994)。

3. 残留強度包絡線と湾曲化

Fig. 1 は, Hawkins et al. (1986) が残留強度 τ_r および

Fig. 1 残留強度包絡線と定義
Residual strength envelopes and definitions
(Hawkins et al., 1986)

残留摩擦係数 τ_r/σ'_n と有効垂直応力 σ'_n の関係をまとめたものである。 $\tau_r/\sigma'_n \sim \sigma'_n$ 関係は, 高い垂直応力レベルでは $\tau_r/\sigma'_n = \text{const.}$ となり, 低い垂直応力レベルでは垂直応力が低くなるほど τ_r/σ'_n が大きくなって左上がりの曲線 ($\tau_r/\sigma'_n \neq \text{const.}$) となる。残留強度包絡線も低い垂直応力レベル下で湾曲化する。湾曲化により一義的に強度定数が決まらないため, Skempton (1964) は, 残留強度が一種の正規圧密強度であることから, 残留粘着力を $c_r = 0$ として残留せん断抵抗角 ϕ_r を与えた。Bishop et al. (1971) も高塑性土の残留強度は摩擦成分だけからなるとし, $c_r = 0$ として σ'_n の大きさによって複数の強度線を描き, それぞれの ϕ_r を求めた。一方, 宜保 (1987) は, $\tau_r/\sigma'_n \sim \sigma'_n$ 関係と残留せん断面の状態に注目し, c_r の存在を認め, ϕ_r を求めた。このように, 実験結果を如何に評価し強度包絡線を描くかによって定数が大きく異なる。

4. 安定度評価における強度定数の工学的意味

強度包絡線の引き方によって定数が異なるが, その差が地すべりの安定度評価にどのように影響するかを示す。

地すべりの安全率は, 通常, 次の二次元解析の簡便法を用いて算定している。

$$\text{安全率} = \frac{\text{滑動に抵抗する粘着力成分と摩擦成分による力}}{\text{滑動力}}$$

安全率に対して, すべり面の長い層すべりにおいては粘着力成分が支配的であり, 相対的にすべり面の深い地すべりでは摩擦成分が支配的となる。ここで, Fig. 2 の a 図に示すようなすべり面の長い層すべり的な地すべり

Fig. 2 モデル斜面の安定解析断面図
Cross-sectional diagram for stability analysis of a model slope

を想定し、移動量が大きく、停止直後のすべり面強度は全域で残留強度にまで低下したと仮定する。残留強度定数 c_r , ϕ_r について、残留強度包絡線が低い垂直応力レベル下で湾曲する Fig. 3 のような実験結果が得られたとして、 $c_r = 10 \text{ kPa} \cdot \phi_r = 25.0^\circ$ と、 $c_r = 0 \text{ kPa} \cdot \phi_r = 27.0^\circ$ の二つを考える。前者は最小自乗法を適用して求めた強度定数であり、後者は粘着力成分を零として求めた強度定数である。このような前提を基に安定解析を行い、まず、現況安全率を $F_s = 1.00$ として、前者の強度定数を適用し地下水位を決める。同一地下水位に対して後者の強度定数を適用した場合、 $F_s = 0.88$ と計算され、安全率の差違が 12% と大きい。一方、Fig. 2 の b 図のようにすべり面形状を半径 250m の円弧とし、すべり面の長さの割にすべり面深度の大きい地すべりを想定して同様な計算を行った場合、強度定数の違いによる安全率の差違は約 2% となり、屑すべり的な地すべりに比べて影響が大きい。

5. 残留強度定数の決定

5.1 基本的考え方

Fig. 4 は、Gibo et al. (1987) が残留摩擦係数およびせん断面におけるスメクタイトの配向指数と垂直応力の関係をまとめたものである。図中の SD-3 および T は鏡肌を呈する程に発達したすべり面土で、SD-1 は非すべり面土である。残留摩擦係数はスメクタイトの配向指数が小さいほど大きく、その傾向は垂直応力 $\sigma_n' = 100 \text{ kPa}$ 以下でより顕著である。また、先に示した Fig. 1 から明らかにように、 $\tau_r \sim \sigma_n'$ 関係の湾曲化は $\tau_r/\sigma_n' \sim \sigma_n'$ 関係

Fig. 3 二つの包絡線と残留強度定数
Two residual strength envelopes and strength parameters determined by different methods

に鮮明に現れている。そこで、 $\tau_r = c_r + \sigma_n' \cdot \tan \phi_r$ を変形して $\tau_r/\sigma_n' = c_r/\sigma_n' + \tan \phi_r$ とし、 σ_n' の大小による τ_r/σ_n' の変化をみる。 $\tau_r/\sigma_n' = \text{const.}$ である高い垂直応力レベルでは、 τ_r/σ_n' が $\tan \phi_r$ と等しく、 $c_r/\sigma_n' = 0$ となり、 $\sigma_n' \neq 0$ なので、 $c_r = 0$ となる。一方、低い垂直応力レベルでは $\tau_r/\sigma_n' \neq \text{const.}$ であり、 $c_r/\sigma_n' \neq 0$ 、すなわち $c_r \neq 0$ となる。

このように、垂直応力の大小によって残留せん断面の配向度が異なり、低い垂直応力レベル下では残留粘着力が存在すると考え、検討を進めた。

5.2 試験に供した試料とその物性

試験は、石倉地すべり（長崎県県北振興局林業部治山課，1992）、亀の瀬地すべり（村田，1980；Gibo et al., 1987；Hayashi, 1992）、台湾中部横貫公路地すべり（宜保ら，1997）および中国四川省薛城鎮地すべり（宜保ら，1996；周ら，1997）からの採取試料を用いて行った。試料は、石倉地すべりおよび亀の瀬地すべりでは、それぞれ集水井とボーリングによって採取したすべり面粘土薄層であり、台湾地すべりおよび薛城鎮地すべりでは、地すべり末端部の露出したすべり面からの採取土である。これらの地すべりは、いずれも移動量が大きく、滑動を繰り返している再活動型地すべりであり、すべり面では残留強度が発揮されているとみなされている。残留強度は、物理的性質や鉱物組成等によって異なるとされている。

Table 1 に各試料の物理的性質を示す。塑性指数 IP は、亀の瀬試料が 64.0、石倉試料が 33.6 であるのに対

Fig. 4 残留摩擦定数およびせん断面におけるスメクタイトの配向指数と有効垂直応力の関係
Residual friction coefficients and orientation indices of smectite on the shear surface as a function of effective normal stress (Gibo et al., 1987)

Table 1 試料 (<420 μm) の物理的性質
Physical properties of soil samples (<420 μm)

試料	w _L (%)	w _p (%)	I _p	粘土 (%) (< 2 μm)	シルト (%) (2~20 μm)	細砂 (%) (20~200 μm)	粗砂 (%) (200~420 μm)
台湾	26.5	15.7	10.8	17.2	18.4	38.0	26.4
薛城鎮	31.7	17.5	14.2	9.7	52.3	29.6	8.4
石倉	61.3	27.7	33.6	54.5	35.3	9.0	1.2
亀の瀬	114.0	50.0	64.0	73.2	17.8	5.0	4.0

して、台湾試料と薛城鎮試料はそれぞれ 10.8, 14.2 である。2 μ m 以下の粘土分含量は、亀の瀬試料、石倉試料ではそれぞれ 73.2%, 54.5% と高いが、台湾試料、薛城鎮試料ではそれぞれ 17.2%, 9.7% と小さく、シルトと細砂分が主である。

Table 2 に 420 μ m ふるい通過試料の鉱物組成を示す。鉱物学的特徴として、石倉試料はスメクタイトと石英が卓越し、雲母、カオリナイト等を含有する。亀の瀬試料はスメクタイトが 77% と多く、石英 (14%) の他、長石、雲母、カオリン鉱物を含有している。スメクタイトは、薄板状を呈する層状ケイ酸塩粘土鉱物で、高膨潤性と配向性を有し (江頭, 1993)、残留強度の低下に寄与するため、石倉および亀の瀬両試料において低い残留強度が予想される。一方、薛城鎮試料と台湾試料は石英、雲母、緑泥石、長石を主とし、スメクタイトを含有していないため、高い残留強度が予想される。

5.3 大変位せん断挙動と残留せん断面の状況

残留強度測定には、リングせん断試験機を使用し、

420 μ m フルイ通過スラリー試料について水浸下で一段階載荷による定圧せん断を行った (但し、石倉試料 $\sigma_v = 200$ kPa については、 $\sigma_v = 400$ kPa からの多段階載荷によった)。Fig. 5 は各試料の大変位せん断挙動で、せん断変位 D に対する摩擦係数 τ/σ_v' の変化を示したものである。せん断応力はピーク後に漸減しつつ大変位を経て残留強度に至った。台湾試料では、 $D = 345$ mm の大変位で残留せん断域に至ったが、高めの残留強度を示し、ピーク強度から残留強度への通減の様相も有効垂直応力の大きさによってかなり異なった。 $\sigma_v = 50$ kPa の下でのせん断挙動は大変位に至っても定常状態となっていない。それは、試料が主としてシルトと細砂からなり、低い垂直応力の場合には拘束圧が弱く、土粒子相互の干渉作用が活発となり、残留せん断面付近の土粒子が配向しないことに起因したものと考ええる。薛城鎮試料は、 $D = 70 \sim 100$ mm で残留せん断状態に至ったが、低い垂直応力レベルではせん断面に約 1 mm 厚の攪乱薄層が形成され、せん断面の分離は容易でなく、台湾試料と同様高めの残留強

Table 2 試料 (<420 μ m) の鉱物組成 (%)
Mineralogical composition (%) of soil samples (<420 μ m)

試料	Sm	Mi	Kt	Ch	Qr	Fd	Cal	Others
薛城鎮	0	30	0	25	33	11	0	1
石倉	30	10	9	3	43	5	0	0
亀の瀬	77	2	1	0	14	3	0	3

台湾 Qr > Mi, Ch, Fd

Sm:スメクタイト, Mi:雲母, Kt:カオリナイト, Ch:緑泥石, Qr:石英, Fd:長石, Cal:方解石, Others:その他

Fig. 5 各試料の大変位せん断試験結果

Behavior of soil samples subjected to large-displacement shear

度を示した。一方、石倉試料と亀の瀬試料では、かなり小さい τ_r/σ'_n の値となった。せん断に伴う漸減現象は $D=1,000$ mm 付近まで続き、各垂直応力においてせん断面は開離できたが、高い垂直応力下で鏡肌が形成されたのに対して、低い垂直応力下ではせん断面の発達が悪かった。このように、残留強度は、土粒子の配向性、非配向性を問わず低い垂直応力レベルでは、高い垂直応力レベルに比べせん断に伴う粒子配向が良好でなく、高めの値となった。残留強度への到達変位量については、台湾試料および薛城鎮試料は非配向性の石英の影響により、強度逓減が比較的小さく、早い時点で残留状態に至ったが、せん断面の粒子配向は十分でなく鏡肌も認められなかった。それに対して、配向性のスメクタイト粒子が多く含有される石倉試料および亀の瀬試料は、せん断変位に伴って粒子配向は進むが、強度逓減過程の初～中期では含有シルトおよび細砂粒子によるせん断挙動支配が優勢でせん断面の形成・発達が遅れ、完全配向(鏡肌形成)に至るまでに大変位を要した。

5.4 強度定数の決定手法

Fig. 6 試料の残留摩擦係数と有効垂直応力の関係
Relationship between residual friction coefficient and effective normal stress for soil samples

低い垂直応力レベル下において、せん断面における土粒子の配向の悪さに起因して残留強度、残留摩擦係数が高く得られ、強度包絡線が湾曲化することから、大小の垂直応力レベル別に残留強度定数を決定することが合理的であり、実際的であると考える。

そこで、Fig. 6に示すように、各試料について $\tau_r/\sigma'_n \sim \sigma'_n$ 関係を整理した。 τ_r/σ'_n 値は、シルトと細砂分を多く含む台湾試料と薛城鎮試料で大きく、粘土分を多く含む、残留せん断面の発達が良好な石倉試料と亀の瀬試料で小さい。しかし、 $\tau_r/\sigma'_n \sim \sigma'_n$ 関係は、すべての試料において、高い垂直応力レベルではほぼ一定となり、低い垂直応力レベルでは垂直応力が小さくなるほど増大し、左上がりの曲線となった。

Fig. 7aの台湾試料の $\tau_r \sim \sigma'_n$ 図は、Skempton (1964)にならって $c_r=0$ として作図し、 $\phi_r=26.9^\circ$ を得たものであるが、低い垂直応力レベルに対する強度は包絡線より上側に位置した。Fig. 7bは、垂直応力を大小二つのレベルに分けて強度包絡線を描き、低い垂直応力レベルに対しては $c_r \neq 0$ として作図したものである。大小の垂直応力レベルの設定は、 $\tau_r/\sigma'_n \sim \sigma'_n$ 関係が直線から曲線へと移行する変曲点に注目し、対応する垂直応力を境界点とした。台湾試料では、50～150 kPaの低垂直応力レベルと200 kPa以上の垂直応力レベルに分け、50～150 kPaで $c_{r1}=9.0$ kPa・ $\phi_{r1}=28.0^\circ$ 、200 kPa以上で $c_{r2}=0$ kPa・ $\phi_{r2}=25.5^\circ$ を得た。

Fig. 8に他の3試料の $\tau_r \sim \sigma'_n$ 関係を整理して示す。薛城鎮試料は、50～150 kPaで $c_{r1}=5.0$ kPa・ $\phi_{r1}=27.0^\circ$ 、200 kPa以上で $c_{r2}=0$ kPa・ $\phi_{r2}=25.0^\circ$ 、石倉試料は、50

Fig. 7 台湾試料の残留強度包絡線と定数
Residual shear strength envelopes and strength parameters for the Taiwan soil sample

Fig. 8 各試料の残留強度包絡線と定数
Residual strength envelopes and strength parameters for the Xuechengzhen, Ishikura and Kamenose soil samples

Table 3 試料の残留強度定数
Residual strength parameters of soil samples

試料	有効垂直応力 σ_n' (kPa)	残留強度 τ_r (kPa)	残留摩擦係数 τ_r / σ_n'	残留強度定数			
				$\phi_r^{a)}$ ($c_r=0$)	$\phi_r^{b)}$ ($c_r=0$)	c_r (kPa)	ϕ_r
台湾	54.27	35.68	0.6575	33.3°	26.9°	9.0	28.0°
	101.06	63.75	0.6309	32.2°		($\sigma_n' = 50 \sim 150$ kPa)	
	153.64	87.00	0.5662	29.5°		0	25.5°
	205.60	100.05	0.4866	25.9°		($\sigma_n' \geq 200$ kPa)	
	287.83	134.76	0.4682	25.1°			
薛城镇	51.65	29.00	0.5616	29.3°	26.0°	5.0	27.0°
	67.06	36.23	0.5403	28.4°		($\sigma_n' = 50 \sim 150$ kPa)	
	104.64	54.16	0.5176	27.4°		0	25.0°
	150.61	74.50	0.4947	26.3°		($\sigma_n' \geq 200$ kPa)	
	202.77	94.55	0.4663	25.0°			
石倉	329.02	151.54	0.4606	24.7°			
	54.45	11.65	0.2140	12.1°	8.5°	3.5	9.0°
	106.82	19.01	0.1780	10.1°		($\sigma_n' = 50 \sim 200$ kPa)	
	200.36	33.53	0.1673	9.5°		0	8.0°
	300.00	44.30	0.1477	8.4°		($\sigma_n' \geq 300$ kPa)	
亀の瀬	398.21	57.84	0.1452	8.3°			
	48.25	10.70	0.2218	12.5°	8.0°	3.5	8.5°
	103.28	18.12	0.1755	10.0°		($\sigma_n' = 50 \sim 200$ kPa)	
	226.26	30.50	0.1348	7.7°		0	7.5°
	315.06	38.10	0.1209	6.9°		($\sigma_n' \geq 300$ kPa)	
	375.50	46.00	0.1225	7.0°			

a) $\phi_r = \tan^{-1}(\tau_r / \sigma_n')$ (Bishop et al., 1971)

b) $c_r=0$ とした ϕ_r (Skempton, 1964)

～200 kPa で $c_1 = 3.5$ kPa・ $\phi_{r1} = 9.0^\circ$ ，200 kPa 以上で $c_2 = 0$ kPa・ $\phi_{r2} = 8.0^\circ$ ，亀の瀬試料は，50～200 kPa で $c_1 = 3.5$ kPa・ $\phi_{r1} = 8.5^\circ$ ，200 kPa 以上で $c_2 = 0$ kPa・ $\phi_{r2} = 7.5^\circ$ となった。シルト・砂粒子を多く含有し，石英が卓越する台湾試料および薛城镇試料では，低い垂直応力レベルにおいて，せん断中の土粒子相互の干渉作用が活発で粒子配向が起こらないため強度定数 ($c_r \cdot \phi_r$) が高い。スメクタイト粒子を多く含有する石倉試料および亀の瀬試料においても，低垂直応力レベルでは粒子配向が悪く鏡肌が形成されずに， $c_r \neq 0$ となった。

「4. 安定度評価における強度定数の工学的意味」で示したように， c_r の有無はもちろん， ϕ_r の僅かな差も大きな意味を持つので，強度定数を正確に把握することは重要である。また，今回用いた試料では，垂直応力の大小レベルの境界点は 100 kPa と 200 kPa の範囲で変動した。このことは，実際の地すべりにおいて，土かぶり圧の大小によってすべり面の発達状況が異なり，動員される残留強度定数が異なることを示唆するものである。

Table 3 は，上記の定数と共に，Bishop et al. (1971) にない， $\tan^{-1}(\tau_r / \sigma_n') = \phi_r$ として求めた値と， $c_r = 0$ とする手法 (Skempton, 1964) による値を整理したものである。大小垂直応力レベル別の決定手法による結果と他の 2 手法のそれとの間には明らかな差違がある。Bishop et al. (1971) の手法は σ_n' ごとに ϕ_r が異なるため，安定度評価が煩雑であり，実際のでない。Skempton

(1964)の手法は簡便ではあるが、包絡線の湾曲化や、低い垂直応力下での残留粘着力の存在が考慮されておらず、強度を過小評価してしまう可能性が大きい。本論文で提案した手法は、 $\tau_r/\sigma'_v \sim \sigma'_v$ 関係、 $\tau_r/\sigma'_v \sim \sigma'_v$ 関係、残留せん断面の発達状況などの垂直応力に依存する残留強度特性をうまく活用したもので、合理的かつ実際的であると言える。

6. まとめ

得られた結果を要約すると次のようになる。

- 1) 残留強度包絡線は低い垂直応力レベルにおいて湾曲化するため、その定数は決定方法によって異なり、安定解析に大きく影響する。
- 2) 残留摩擦係数は、高い垂直応力レベルではほぼ一定となり、低い垂直応力レベルでは垂直応力が小さくなるほど増大し、左上がりの曲線となった。
- 3) この残留摩擦係数変化を基に有効垂直応力を大小二つのレベルに分け、残留強度包絡線を描いて強度定数を決定することを考え、高い垂直応力レベルにおいて $c_r = 0$ 、低い垂直応力レベルでは $c_r \neq 0$ であること、および ϕ_r が高い垂直応力レベルより低い垂直応力レベルで幾分大きくなることを明らかにした。
- 4) この手法は、垂直応力に依存する残留強度特性を活用し強度定数を決定しようとした合理的なものである。

参考文献

- Bishop, A. W., Green, G. E., Garga, V. K., Andresen, A. and Brown, J. D. (1971): A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength, *Geotechnique*, 21 (4), pp. 273-328
- Bromhead, E. N. (1978): Large landslide in London clay at Hence bay, Kent, *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 11, pp. 291-304
- 江頭和彦(1993): 有明粘土の粘土鉱物、有明粘土に関する最近の話題、平成5年度農業土木学会九州支部シンポジウム, pp. 11-28
- 古谷保(1983 a): 残留強度の性質とその測定法について、地すべり, 20(1), pp. 21-27
- 古谷保(1983 b): 一面せん断試験を中心とした地すべり粘土の強度測定、農業土木試験場技報 C 第23号, pp. 31-54
- 宜保清一(1978): 島尻層軟化泥岩の残留強度について、琉球大学農学部学術報告, 25, pp. 265-281
- 宜保清一(1983): 島尻層泥岩の残留強度測定と結果の解釈-地すべり・崩壊土の残留強度特性(I)-, 農業土木学会論文集, 104, pp. 61-68
- Gibo, S. (1985): The ring shear behaviour and residual strength, *Proc. 4th Int. Conf. and Field Workshop on Landslides*, Tokyo, pp. 283-288
- 宜保清一(1987): 地すべり斜面の安定性評価に用いる強度定数の考え方、土と基礎, 35(1), pp. 27-32
- 宜保清一(1994): 残留強度測定のためのリングせん断試験装置とその精度、地すべり, 31(3), pp. 24-30
- 宜保清一、江頭和彦(1992 a): 沖縄、島尻層群泥岩試料の残留強度と粘土粒子配向の関係、農業土木学会論文集, 161, pp. 19-24
- 宜保清一、陳信雄、江頭和彦、林義隆、周亜明(1997): 台湾、中部横貫公路地すべり土の残留および回復強度特性、地すべり, 34(2), pp. 50-56
- Gibo, S., Egashira, K. and Ohtsubo, M. (1987): Residual strength of smectite-dominated soils from the Kamenose landslide in Japan, *Canadian Geotechnical Journal*, 24 (3), pp. 456-462
- 宜保清一、江頭和彦、林義隆(1992 b): 地すべり土の残留強度の大変位せん断試験による測定法と物理的・鉱物学的性質による類推法、農業土木学会論文集, 159, pp. 57-63
- 宜保清一、江頭和彦、仲村哲(1993): 崩壊土すべり土の土質と残留強さ、地すべり, 30(2), pp. 25-29
- 宜保清一、江頭和彦、佐々木慶三、吉沢光三(1990): 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, 38(2), pp. 35-40
- 宜保清一、佐々木慶三、吉沢光三、伊田茂(1986): 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, 23(3), pp. 15-20
- 宜保清一、佐々木慶三、周亜明、江頭和彦(1996): 中国、岷江および右支雅谷腦河流域の地すべり、地すべり, 32(4), pp. 41-48
- Hawkins, A. W., Privett, K. D. (1986): Residual strength: Does BS 5930 Help or Hinder?, *Geological Society, Engineering Geology Special Publication*, No. 2, pp. 279-282
- Hayashi, Y., Higaki, D. and Ishizuka, T. (1992): Structure of slip surface formed by rock block slide, *Landslides Glissements de terrain*, DAVID H.BELL, *Proc. 6th Int. Symp.*, pp. 127-132
- Lambe, T. W. (1960): "A mechanistic picture of shear strength in clay," *Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, p. 437
- Lupini, J. F., Skinner, A. E. and Vaughan, P. R. (1981): The drained residual strength of cohesive soils, *Geotechnique*, 31 (2), pp. 181-213
- Maksimovic, M. (1989): On the residual shearing strength of clays, *Geotechnique*, 39 (2), pp. 347-351
- 村田行雄(1980): 亀の瀬地すべり、地すべり, 16(4), pp. 25-39
- 長崎県県北振興局林業部治山課(1992): 平成2年発生石倉地すべり概要、地すべり, 29(3), pp. 41-49
- 中村浩之(1979): 地すべりとすべり面の残留強度、土木技術資料, 21(8), pp. 404-409
- Noble, H. L. (1973): Residual strength and landslides in clay and shale, *Proc. ASCE*, 99 (SM 9), pp. 705-719
- 農林水産省構造改善局(1989): 土地改良事業計画設計基準-農地地すべり防止対策-, (社団法人)農業土木学会, p. 34
- Skempton, A. W. (1964): Long-term stability of clay slopes, *Geotechnique*, 14 (2), pp. 77-101
- 鶴飼恵三、干玉貞、若井明彦、榎戸源則(1996): 斜面安定工の効果と強度定数 c' 、 ϕ' との関係、地すべり, 33(2), pp. 35-39
- 周亜明、宜保清一、江頭和彦、藤本昌宜(1997): 中国、岷江および支雅谷腦河流域の地すべり土の物理的・鉱物学的性質とせん断強度特性、農業土木学会論文集, 187, pp. 23-29

(原稿受付 平成10年11月26日)

AHPによる新しい斜面崩壊調査法の提案

「地すべり」Vol. 36, No. 1 (通巻第 137 号) pp. 4~11, 1998 年 (平成 10 年) 6 月
津田秀典

AHP により、斜面崩壊調査の一連のプロセスについて階層構造モデルを構築し、また、経験的な技術的判断のウエイト付けによる数値化を試みた。斜面崩壊の定性的な地形地質要因は野外観察により 5 段階評価した。斜面崩壊の予知と対策のため (レベルⅠ)、各崩壊要因の寄与度の算出 (レベルⅡ)、崩壊の発生予知 (レベルⅢ)、崩壊の規模予測 (レベルⅣ)、対策工の基本方針選定 (レベルⅤ) について、程度問題として判断プロセスの客観的な検討が可能である。

降雨浸透に伴う急勾配砂質土斜面のせん断変形の解析

「地すべり」Vol. 36, No. 1 (通巻第 137 号) pp. 12~19, 1998 年 (平成 10 年) 6 月
笹原克夫

本論文では、斜面の降雨浸透に伴うせん断変形・破壊を追跡するために、1 次元鉛直不飽和浸透流解析と、不飽和土の構成式を 2 次元一般応力・ひずみ状態に適用した無限遠斜面のせん断変形モデルを組み合わせた、降雨浸透に伴う斜面変形モデルを提案した。そして解析と崩壊実験の対比によりその妥当性を示した。

地すべり粘土の物性に関する一考察 一東北地方、グリーンタフ地域の地すべりについて―

「地すべり」Vol. 36, No. 1 (通巻第 137 号) pp. 20~27, 1998 年 (平成 10 年) 6 月

川原谷 浩, 阿部真郎, 荻田 茂

東北地方グリーンタフ地域の地すべり地より採取したすべり面粘土、すべり層粘土に関して、その土質工学的、鉱物学的観点から調査・考察を行った。その結果、モンモリロナイトが最も多くの地域で同定され、しかもその定量値は比較的低い、塑性図中でほとんどの試料が A 線の上側に並行し、泥質起源の試料が液性限界、塑性指数が大きい傾向を示すこと、およびすべり面粘土、すべり層粘土は統成作用、その後の陸域での風化作用によって形成された可能性が高いこと等が判明した。さらにモンモリロナイトに関して、地域、時階、構成岩石により特徴的傾向を示し、これはモンモリロナイト (スメクタイト) の組成に依存している可能性が高いことが判明した。

地すべり土の残留強度包絡線の湾曲化と強度定数決定法

「地すべり」Vol. 36, No. 1 (通巻第 137 号) pp. 28~34, 1998 年 (平成 10 年) 6 月
中村真也, 宜保清一, 周 亜明, 江頭和彦

残留強度は、再活動型地すべりおよび地質弱面を潜在すべり面とする初生型地すべりの安定度評価において必要不可欠である。しかし、実験で得られる残留強度包絡線に湾曲化現象が認められるため、強度定数が一義的に決まらない。本研究は、地すべり土の残留強度測定試験を行い、残留強度定数の決定手法の確立を試みたものである。

残留摩擦係数は、高い垂直応力レベルではほぼ一定となり、低い垂直応力レベルでは垂直応力が小さくなるほど増大し左上がりの曲線となった。この残留摩擦係数変化を基に有効垂直応力を大小二つのレベルに分け、残留強度包絡線を描いて強度定数を決定することを試み、高い垂直応力レベルにおいて $\alpha = 0$ 、低い垂直応力レベルで $\alpha \neq 0$ であること、および ϕ_m が高い垂直応力レベルより低い垂直応力レベルで幾分か大きくなることを明らかにした。この手法は、垂直応力の大小に応じて残留強度定数を決定しようとしたものであり、合理的かつ実際的な方法である。

集水量制御実験におけるすべり面付近の間隙水圧の挙動

「地すべり」Vol. 36, No. 1 (通巻第 137 号) pp. 35~42, 1998 年 (平成 10 年) 6 月
曹 崇銘, 太田猛彦, 竹内美次, 松浦純生, 落合博貴

本研究では、埼玉県児玉町平沢地すべり地にある山腹斜面に設置された集水井を利用して集水量制御実験を実施した。この集水井は通常の集水井機能と違って井筒の外周壁にモルタルを注入して周辺の地下水及び集水井内部の水の周辺への漏水を防ぐ工夫を行った、また集水ボーリング孔口にはバルブを取り付けておき、集水井の施工後に集水井の排水機能を一時的に停止させて集水井施工前に類似した地下水条件を再現して、その時の降雨量、圧力水頭 (間隙水圧)、集水量などを観測した。これらの結果を基に、集水井の集水ボーリング孔の排水効果を定量的に把握すると共に、地すべり地内の地下水文環境を明らかにした。

三浦半島中部の急傾斜地崩壊危険区域と地すべり防止区域

「地すべり」Vol. 36, No. 1 (通巻第 137 号) pp. 43~48, 1998 年 (平成 10 年) 6 月
中山 康

横須賀市・逗子市・葉山町は起伏に富む第三系の地域で、急傾斜地崩壊危険区域は神奈川県 1,156 箇所のうち 425 箇所および地すべり防止区域は全県 16 箇所のうち 12 箇所が集まっている。防止工事の実施に伴って指定区域内の安全性は向上した。そこで地形・地質・活断層・植生・防止工事について県および市・町に蓄積されているデータと現地踏査からその概要を紹介する。現地踏査からその概要を紹介する。