<報 文>

口之津地区における表層地すべりの発生機構

Studies on the Occurrence Mechanism of Surface
Landslide in Kuchinotu Landslide area

玉 田 文 吾*

Bungo Tamada

The relation between the creep upper yield stress τ_u of cohesive soil near the landslide face and the effective overburden pressure p_e on the landslide face can be expressed as follows:

$$\tau_u = c_c + p_e \tan \phi_c$$

where c_c , ϕ_c are coefficient.

A factor of the development of surface landslide in the region of Kuchinotu is the heavy rains amounting to over 250mm. That is, the decrease of effective overburden pressure due to the generation of pore water pressure of artesian condition from the ground water flows in permeable sandstone layers or conglomerate layers is the cause for the decrease of upper yield stress, and landslide is caused by the creep breakage of cohesive soil.

After landslide occurred, when the static water pressure due to ground water in the slideface has over constant value by the heavy rains, the slide of layer begins again.

1. まえがき

長崎県南高来郡口之津町一帯にかけて発生する口之津地すべりの概要については報告したことがあり¹⁾。主として地すべりの素因について言及した。この地区は地すべり面の下位に透水性のよい砂(砂岩)、砂礫(礫岩)の厚い互層が基盤を構成しており、豪雨によって新規の地すべりが発生したり、再滑動が繰返されたりしている。

この地区の地すべりは一般に規模が小さく、滑動面積 0.5ha 以下のものは全体の54%, すべり面長 50m 以下のものは70%を占めている。またすべり面が浅いことも特徴で、深度 3m 以内は49%, 3~5m にすべり面をもつ地区は全体の30%に達し、すべり面傾斜は大部分が5°~15° となっているので、これらの地すべりのうち地すべり面深度の浅いものを“表層地すべり”と呼称している。

口之津地すべりの誘因については、これまで降雨による間げき水圧の増加、または豪雨による地表面の侵食にもとづく受働土圧の減少として考えてきたが²⁾、表層地すべりの場合には被圧的な間げき水圧も考慮に入れなければ発生機構を説明することが難しい。そこで基盤中の透水層と被圧間げき水圧との関係を地質構造との関係から追跡した結果、特別な地区に被圧地下水発生層が形成されていることが見いだされた。加えて潜在地すべり面付近

のクリープ的破壊機構が判明したので、豪雨による新規地すべりの発生機構があきらかになった。これらについて検討したのが本報文である。

2. 被圧地下水発生層

2.1 砂岩、礫岩の特性

口之津町周辺において地すべりが発生している地区の地層は、第四紀更新世および新第三紀中新世~鮮新世に属する口之津層群上部大屋層または下部大屋層である。地すべり地区の基盤層(地すべり層序の第Ⅲ層)は発達した砂岩、礫岩、砂質礫岩などの互層からなるが、部分的に泥岩、火山砕屑岩をはさんでいて、その一部は高位の場所において玄武岩類のキャップロックに被覆されている。地すべり面は基盤上部(地すべり層序の第Ⅰ層および第Ⅱ層)にあり、基盤は滑動しないがつぎのような地質学的、物理的兩特性をもっている。

(1) 図-1は口之津町大抜地区における地層断面図である。ここは滑動面積 0.4ha の小規模な地すべりであるが、基盤は堆積相の変化が大きく、層厚の変化に富むレ

図-1 表層地すべり地区における地層断面図

ンズ状単層も見られ、各層の粒度構成には方向性がある場所ごとに物理的性質が異なっている。この地区では鍵層（灰石と言われている軽石質凝灰岩）においても欠層が見受けられる。

(2) 第Ⅰ層、第Ⅱ層直下の砂岩と礫岩とは固結度が低く砂または砂礫の状態を呈している。砂の大部分は中粒砂または粗砂で構成され、堆積縞（層理）または分級作用による葉理面を留め、場所によっては若干のシルト分を含有する。砂礫は古期岩類の硬質円礫を含有する層で分級作用がよく、下位から上位に向って粗粒から細粒になる層相を呈するが、円礫の欠除、礫、砂、シルトの搅拌沈着帯など堆積相の変化が大きい。

(3) 口之津地区の基盤上部は以上述べたような性質のため、概して透水係数が大きく、以前から地すべりと密接な関係があることが注目され、各地内において多くの透水試験が実施されてきた。この結果、室内試験において $10^{-2} \sim 10^{-3} \text{cm/sec}$ 、現場試験において $10^{-2} \sim 10^{-4} \text{cm/sec}$ の透水係数が報告されている³⁾。しかし堆積相の変化が大きい同一単層内においても透水係数に相当の差がある。

2.2 被圧地下水発生層

たとえば口之津町上大抜地内においては、砂、砂礫層を流れる地下水の大部分は、図-2に示すように高位部にある玄武岩のキャップロックから流入する。したがって特定地層条件のもとで水位差にほぼ等しい被圧地下水になり、これが地すべり面に下部から直接作用する間げき水圧を発生する。このような間げき水圧発生に加えて口之津地区ではつぎのような水圧発生機構もある。

表-1は観測用試験孔の水位測定結果であるが、降雨による水位変化の激しい場所とそうでない場所とがある。これは透水係数が大きくて地下水が流通しやすい部分と、そうでない部分とがあることを示している。水平、垂直方向の透水係数の変化が、漸移的ではあるが大きい砂または礫層の中を、一定量の地下水が流れると仮定する。ここで透水係数の大きい部分が透水係数の小さい部分によって周面が取り巻かれているときの状態を図-3の模式図で表わすと、砂の透水係数は間げき比に比例するので、同じ厚さ中の水平流に対して位置水頭を別

図-2 観測井の位置と玄武岩のキャップロック

表-1 大抜地区観測井における水位測定

測定月日	E-2	E-3	27-C	10a-0
4.10	4.55	39.55	4.50	3.70
4.20	4.50	50以下	6.15	2.05
4.30	19.45	50以下	8.15	2.40
5.10	19.40	3.15	9.95	2.75
5.20	8.45	9.60	3.15	2.10
5.30	6.55	11.05	1.05	2.55
6.10	6.05	4.60	1.00	1.85
6.20	2.60	12.30	1.10	1.60
6.30	9.30	8.20	2.45	2.45
7.10	3.05	14.35	1.25	1.85
7.20	2.75	14.35	2.15	2.10
7.30	0.60	1.00	5.45	2.65
8.10	2.80	14.00	5.40	2.40
8.20	2.45	3.80	5.45	2.85
8.30	14.40	11.25	6.75	2.70
9.10	16.05	14.30	6.80	3.10

図-3 砂岩、礫岩中の模式的地下水流

にすると、有効断面積 A 、透水係数 K 、流速 V の間に式(1)の関係が近似的に成立する

$$\left. \begin{aligned} K_1 > K_2, \quad A_1 > A_2, \quad V_1 < V_2 \\ p_2 = p_1 + \frac{1}{2} \rho (V_1^2 - V_2^2) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

したがって透水係数の大きい部分では水頭が高くなることが推定でき、図-3において地すべり面 S.F. の位置には $u_i = \gamma_w \cdot h_i$ 相当の水圧が作用し、これが被圧地下水による間げき水圧になる場合がある。砂岩または礫岩層において部分的に被圧地下水を発生するような機構をもつ層を“被圧地下水発生層”という。このような層の存在はつぎの事項から立証できる。

(1) 新規の地すべりが発生した直後、地すべり地内において地下水の自噴と、これにともなう砂の噴出現象が見られ、これらの現象はつぎの条件のもとで発生する。

$$u_i > \frac{G_s - 1}{1 + e} \gamma_w \cdot d + p_e \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 G_s 、 e は砂の粒子比重と間げき比、 p_e は潜在すべり面上の有効土かぶり応力とする。すなわち被圧水圧 u_i が作用し、 p_e の小さい場所に見られるが、このような現象が発生するときの条件は、過去の統計によると連続降雨量 250mm 以上のもので引続き 160mm 以上の日降雨量があったときとされている⁴⁾。

(2) 図-4および表-2は下大抜地区で実施した地下水追跡の結果である。調査孔に食塩を投入後、観測孔にお

表-2 大抜地区における地下水追跡結果

採水地点	距離 (m)	示微時間 (h)	速 度 (m/h)	ピーク時間 (h)	速 度 (m/h)
SG-4	231	1	231	129	1.79
井戸-1	25	81	0.309	193	0.13
29b-1	208	2	104	121	1.72
SG-1	162	9	18	97	1.67
27-C	119	79	1.506	105	1.13
横孔-2	218	23	9.478	—	—
SG-3	156	45	3.467	97	1.61
28C-2	141	59	2.390	105	1.34
井戸-3	256	7	36.57	153	1.67
井戸-2	104	9	11.56	121	0.86
35a-0	208	1	208	105	1.98
28C-0	96	1	96	105	0.92
28b-0	46	57	0.807	105	0.44
SG-2	209	1	209	105	1.99

図-4 大抜地区における地下水追跡結果

いて食塩が検出されるまでの時間を測定したものであるが、これによると西側の一部において流速の大きい部分があり、南および南西においては流速の小さい地区がある。流速が小さい区内にある観測孔 No. 27-C は表-1 に示したように降雨による水位変動が著しい。

(3) 地すべり面および water film 面観察のため地区内にテストピットを掘削すると、すべり面上部には地下水がなく、地すべり面下部から地下水が浸透または噴出する現象が見られる。

図-5 被圧地下水発生層の模式図

被圧地下水発生層はつぎの自然条件のもとで形成されやすい。すなわち図-5の模式図に示したように、上位が第Ⅱ層の半透水層、下位は固結度の高い難透水性の砂岩または礫岩にはさまれた、ほぼ一定厚さの平面的な拡がりをもつ透水層中を、さきに述べた気象状態のとき、ある時間だけ地下水の流通が継続する機構および地層構造でなければならない。このような層の平均厚さは 2 m 内外、傾斜は 5° 以下の場合が多いようである。

3. 表層地すべりの発生機構

3.1 口之津地区における地すべりの素因と誘因

この地区の地表面付近は、第Ⅰ層（玄武岩の転石を含む崩積土）、第Ⅱ層（基盤岩類の強風化層）、第Ⅲ層（基盤岩類）の層序になっており、第Ⅱ層の中には粘着力 $c_w = 0.05 \text{ kg/cm}^2$ 、内部摩擦角 $\phi_w = 3^\circ$ 程度の超弱面である water film 面が多数含まれている⁵⁾。これらは図-6 に示すように、ある傾斜をもつ第Ⅱ層内にランダムに並んでいるが、連続した面ではなく、これらの間には未破壊部

図-6 潜在すべり面に作用する被圧の間げき水圧

分がある。しかし多数の water film 面を含む部分は、他の部分に比較すると弱部になっているため、これを“潜在すべり面”と呼称しており⁶⁾、これが地すべりの素因になっている。

つぎに誘因とは、潜在すべり面が連続した破壊面に転化する原因、すなわち未破壊部分（不連続部分）が破壊する原因である。未破壊部分の粘着力と内部摩擦角は口之津地区において $c_2 = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi_2 = 23^\circ$ 程度（平均値）であるが、未破壊部分がクリープ的破壊をおこすとき、被圧地下水発生層の存在が誘因になるとすれば、これが未破壊部分のクリープ的破壊を促進していることになる。したがって直下の第Ⅲ層が被圧地下水発生層である場合、既述の条件のもとで、ある期間内に被圧水圧 u_i が発生すると、図-6 の d の部分が薄くて亀裂が多い場合、あるいは若干の砂が混入して透水性がよい場合には水圧が伝達され易く、潜在すべり面上部には難透水層もあるので、図-6 に示したように間げき水圧となって潜在すべり面に直接作用する。要約すれば潜在すべり面に被圧の間げき水圧が作用することが誘因の一つになる。

3.2 間げき水圧発生による新規地すべりの発生機構

図-7 は water film 面間の未破壊部分に二次元応力が

図-7 潜在すべり面中の未破壊部に作用する二次元応力

作用した場合について考えたものである。図において $\sigma_v (=p_e)$ を垂直応力, σ_x を水平応力とし, これに $\tau_{xy} = \tau_{yx}$ なるせん断応力が加わるものとする。このような各応力が同時に働く場合, 図の ABCD 内部の最大主せん断応力 τ_1 はつぎの式で表わされる。

$$\tau_1 = \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_v)^2 + 4\tau_{xy}^2} \dots\dots\dots (3)$$

したがって τ_1 が未破壊部分のせん断強度 τ に達すると破壊が発生することになるが, 未破壊部分のせん断定数 $c_2 = 0.2 \text{ kg/cm}^2$, $\phi_2 = 20^\circ 10'$ (たとえば表-4の数値) を用いて計算したのでは理論上破壊しないことになる。しかるに破壊しないはずの未破壊部分が容易に破壊する事実を考えると, すでに述べたようにクリープ破壊を含む特殊な破壊形式によるものと考えざるを得ない。

このために未破壊部分がクリープ的応力を受けた場合の上限降伏応力 τ_u についての実験を行なった。一般に未破壊部分の強風化層は過圧密粘性土であり, 地すべり面の深度が浅いため土かぶり応力も小さい。また被圧の間けき水圧は長時間にわたって一定値が作用するわけではないが, これによって有効応力が減少する形態になる。したがって上記の諸条件にもとづく試験は厳密な意味でのクリープ試験ではない。実験方法の詳細については既に発表⁷⁾ しているので省略するが, 図-8に示したように試料を p_{yi} で圧密し, 垂直応力を p_{oi} に減少させて過圧密形式にした後一定の水平応力 τ_i (クリープ的応力) を加え, その後垂直有効応力を段階的に減少させる方式 (水平変位速度が零になる毎に) によって τ_i と p_{ei} の関係を求めたもので, 図-8の矢印は, 垂直応力の変化状態を示したものである。この結果は垂直有効応力 $p_e \leq 1.0 \text{ kg/cm}^2$, および含水比がほぼ一定の試料について, τ_u と p_e との間に,

$$\tau_u = c_e + p_e \cdot \tan \phi_e \dots\dots\dots (4)$$

なる関係がえられた。定数 c_e , ϕ_e を粘着力, 内部摩擦角と同じ意味に解釈すると, 式(4)はクーロン式と同じ形式になる。未破壊部分の破壊は式(3)で示した最大主応力 τ_1 が上限降伏応力 τ_u をこえたある条件のもとで発生する。

図-8 c_e , ϕ_e の測定方法と応力経歴

つぎに未破壊部分に働く垂直方向の有効応力は,

$$\sigma_v = p_e = (\gamma h \cos^2 \theta_w - \gamma_w h_w \cos \theta_w) \dots\dots\dots (5)$$

ここで, γ ; 主として第I層単位体積重量, h ; 潜在すべり面までの平均深さ, θ_w ; 潜在すべり面の平均傾斜, h_w ; 潜在すべり面上の地下水深 (被圧地下水の水頭を水深として表示する), γ_w ; 水の単位体積重量, とする (図-7参照)。一方, 水平方向の応力 σ_x については

$$\sigma_x = (\gamma h - \gamma_w h_w) K_n \cdot \cos \theta_w \dots\dots\dots (6)$$

が作用すると考える。ここで K_n は静止土圧係数とする。また有効応力の減少に伴い潜在すべり面に発生する単位長あたりのせん断応力は次式で表わされる⁸⁾。

$$\begin{aligned} \tau_{xy} = \{ & \Sigma W \sin \theta_w + P_A + K_d \cdot L \cdot \gamma_w \cdot h_w \cdot \tan \phi_e \\ & - c_w (1 - K_d) L - c_e \cdot K_d \cdot L \\ & - K_d \Sigma W \cos \theta_w \cdot \tan \phi_e - P_b \} / K_d \cdot L \dots\dots\dots (7) \end{aligned}$$

式(3)と式(4)から未破壊部分の破壊条件として

$$\begin{aligned} 2(c_e + p_e \cdot \tan \phi_e) & < \sqrt{(\sigma_x - p_e)^2 + 4\tau_{xy}^2} \\ (c_e + p_e \cdot \tan \phi_e)^2 & < \left(\frac{\sigma_x - p_e}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2 \dots\dots\dots (8) \end{aligned}$$

が得られる。上式に式(5)~(7)の数式を代入すると, 式(8)は未破壊部分がクリープ的破壊をおこすために必要なせん断応力と h_w との関係を表わす式になり, これは h_w の関数になるから, 解いて得られた h_w 以上の地下水深 (被圧水頭) になったときに新規の地すべりが発生することになる。

3.3 口之津地区における新規地すべりの発生

以上の考察結果にもとづき口之津町上大抜地内の新規地すべり発生機構について検討する。この地内は地すべり面の平均深度 $h = 3.79 \text{ m}$, 地すべり面長 $L = 85.3 \text{ m}$, 口之津地区では中規模の表層地すべりで, 図-9と表-3に地内の断面図と必要数値とを示した。この地内は平常時 $h_w = 0$ であるから (表-1参照), このときの安全率は

図-9 上大抜地区地すべり断面図

表-3 上大抜地区地すべり部分の諸数値

L (m)	$\Sigma W \sin \theta$ (t)	$W \cos \theta$ (t)	θ_w (deg)	h (m)
85.3	133.35	586.48	12	3.79

表-4 上大抜地区、地すべり面付近の
地層の物理的、力学的両性質

第 I 層	粘着力	c_1	3.9t/m ²
"	内部摩擦角	ϕ_1	18°30'
"	単位重量	γ_1	1.856t/m ³
第 II 層	粘着力	c_2	2.1t/m ²
"	内部摩擦角	ϕ_2	20°10'
W. F 面	粘着力	c_w	0.53t/m ²
"	内部摩擦角	ϕ_w	1°20'
"	不連続率	K_d	0.23
地すべり粘土の内部摩擦角		ϕ_d	12°30'
第 III 層	クリープ性粘着力	c_c	0.55t/m ²
"	内部摩擦角	ϕ_c	26°36'

(注) W.F 面: water film 面

つぎの式で表わされる⁹⁾。

$$F_s = \{c_w(1-K_d)L + c_2K_d \cdot L + K_d \tan \phi_2 \cdot \Sigma W \cos \theta_w + P_p\} / (\Sigma W \sin \theta_w + P_A) \dots \dots \dots (9)$$

$$P_p = \frac{\gamma_1 h_1^2}{2} \tan^2 \left(45 \pm \frac{\phi_1}{2} \right) \pm 2c_1 h_1 \tan \left(45 \pm \frac{\phi_1}{2} \right)$$

 $\dots \dots \dots (10)$ (符号同順)

式 (9) における各数値の測定法はすでに報告したが、表-4 の結果が得られている。式 (10) によって主働土圧 $P_A < 0$ 、受働土圧 $P_p = 27.0\text{t/m}$ になるので安全率は $F_s = (34.81 + 41.20 + 66.42 + 27.00) / 133.35 = 1.27$ になり平常時 ($h_w = 0$) は安定している。

ここで、潜在すべり面に作用する最大主せん断応力 τ_1 が、この面のクリープの上限降伏応力 τ_u に達するに必要な間げき水圧を、地すべり面上の平均地下水深 h_w に換算して求めてみる。式 (7) に表-3、表-4 の数値を代入して、

$$\begin{aligned} \tau_{xy} &= \{133.35 + 0.23 \times 85.3 \times \tan 26^\circ 36' \times h_w \\ &\quad - 0.53(1 - 0.23) \times 85.3 - 0.55 \times 0.23 \times 85.3 \\ &\quad - 0.23 \times 586.48 \times \tan 26^\circ 36' - 27.00\} / 0.23 \times 85.3 \\ &= 0.5h_w - 0.342 \end{aligned}$$

式 (5) に表-3、表-4 の数値を代入すると

$$\begin{aligned} p_c &= 1.856 \times 3.79 \times \cos^2 12^\circ - 1 \times h_w \cos 12^\circ \\ &= 6.730 - 0.978h_w \\ \sigma_x &= (1.856 \times 3.79 - 1 \times h_w) \times 0.7 \times \cos 12^\circ \\ &= 4.816 - 0.685h_w \end{aligned}$$

ここで静止土圧係数は、過圧密比 2 程度の粘性土の場合

合として 0.7 の数値を用いる¹¹⁾。

$$\sigma_x - p_c = 0.293h_w - 1.914$$

図-8 に示したようにクリープ的せん断試験の結果から上限降伏応力 τ_u は

$$\begin{aligned} \tau_u &= 0.55 + p_c \cdot \tan 26^\circ 36' \\ &= 0.55 + (6.730 - 0.978h_w) \times 0.5 \\ &= 3.915 - 0.489h_w \end{aligned}$$

以上の数式を式 (8) の破壊条件式に代入すると

$$\begin{aligned} (3.915 - 0.489h_w)^2 &< 0.25(0.293h_w - 1.914)^2 \\ &+ (0.5h_w - 0.342)^2 \\ h_w^2 + 100.3h_w - 446.68 &> 0 \end{aligned}$$

の h_w についての二次式が得られる。これから $h_w > 4.27\text{m}$ が求まるが、 $h_w > h = 3.79\text{m}$ の状態は被圧の間げき水圧が作用することを意味し、新規地すべり発生時の自噴現象を裏付ける。このときつぎの比率を考え、 $h_w = 4.27\text{m}$ を式 (11) に代入すると。

$$\begin{aligned} F_s &= \{c_w(1-K_d)L + c_c \cdot K_d \cdot L \\ &\quad + K_d \cdot \tan \phi_c \Sigma W \cos \theta_w + P_p \\ &\quad - K_d \cdot L \cdot \gamma_w \cdot h_w \cdot \tan \phi_c\} / \Sigma W \sin \theta_w \\ &\dots \dots \dots (11) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_s &= (34.81 + 10.79 + 67.45 + 27.00 - 41.89) \\ &\quad / 133.35 = 0.736 \end{aligned}$$

の状態において潜在すべり面がクリープ的破壊をおこす条件に達する。式 (11) は安全率ではなく、このときの状態を慣行に従って比率形式で表わしたものがあるが、新規地すべりの発生機構を示すものとしていろいろな意味をもっている。

一方、 $h_w = 4.27\text{m}$ の水頭に相当する被圧間げき水圧が潜在すべり面に作用したときの有効応力は、式 (5) から

$$\begin{aligned} p_c &= 1.856 \times 3.79 \times \cos^2 12^\circ - 1.0 \times 4.27 \times \cos 12^\circ \\ &= 2.55\text{t/m}^2 \end{aligned}$$

このときの上限降伏応力、最大主応力を計算すると

$$\begin{aligned} \tau_u &= 0.55 + 2.55 \times \tan 26^\circ 36' = 1.83\text{t/m}^2 \\ \tau_{xy} &= (0.5h_w - 0.342) = 0.5 \times 4.27 - 0.342 \\ &= 1.79\text{t/m}^2 \end{aligned}$$

$$(\sigma_x - p_c)^2 = (0.293 \times 4.27 - 1.914)^2$$

$$\begin{aligned} \tau_1 &= 0.5 \sqrt{(0.293 \times 4.27 - 1.914)^2 + 4 \times 1.79^2} \\ &= 1.82\text{t/m}^2 \end{aligned}$$

したがって $h_w > 4.27\text{m}$ 、 $\tau_1 > \tau_u$ の状態が、ある時間続いたとき、未破壊部分がクリープ的な破壊をおこして water film 面を含む連続した破壊面になり、新規の地すべりが発生する。このとき破壊面の角度 θ は、

$$\tan 2\theta = (p_c - \sigma_x) / 2\tau_{xy} \dots \dots \dots (12)$$

$$\tan 2\theta = (2.55 - 1.89) / 2 \times 1.79 = 0.1844$$

によって、 $2\theta = 10^\circ 27'$ 、 $\theta_1 = 5^\circ 13'$ 、 $\theta_2 = 95^\circ 13'$ の二方向があるが、テストピットによる観察の結果、水平面と 18° 前後の角度をなす破壊面が見いだされ、計算結果とほぼ一致することが実証できた (図-10 参照)。

図-10 未破壊部に発生するクリープ性破壊面

この例では被圧地下発生層内の間げき水圧の水頭が潜在すべり面の平均深度 h の 1.13 倍に達し、潜在すべり面の有効応力と上限降伏応力とを著しく低下させ、この面のクリープ的破壊を誘発して地すべりを発生させているが、被圧の間げき水圧は長時間持続する性質のものではない。表-1 の地下水位変動状況を見ると、2.2.(I) のところで述べた降雨量があったときには、1 日程度の間げき水圧が持続するようである。クリープ的破壊に要する時間は、 τ_1/τ_w の比に関係し、これが大きい程短時間で破壊する。

3.4 ロ之津地区における再発地すべりの発生

新規の表層地すべりが発生した後、連続したすべり面（破壊面）に沿って薄い擦過粘土（地すべり粘土）が生成するが、この力学的性質は圧密状態によって変化することを指摘した¹²⁾。新規滑動が間げき水圧の消失によって停止すると、擦過粘土は $c_d \doteq 0$ 、 $\phi_d > 0$ の正規圧密状態になるので、 $h_w = 0$ のとき安全率はつぎのようになる¹³⁾。

$$F_s = \tan \phi_d \cdot \Sigma W \cos \theta_w / \Sigma W \sin \theta_w \dots \dots \dots (13)$$

上大抜地内の場合、滑動停止後（圧密終了後）の内部摩擦角は表-4 によって $\phi_d = 12^\circ 30'$ であるから

$$F_s = 0.2217 \times 786.44 / 133.35 = 1.31$$

この数値は間げき水圧が作用しないときの潜在すべり面の安全率にほぼ等しく、安定を保っている。新規滑動がおこっても被圧地下水発生層を含む地質構造は、特別な状態がおこらない限り特に変化しないので、ある降雨量ごとに間げき水圧を発生し、式(14)の分子の値が減少する形式で安定が崩れて再滑動を開始する。

$$F_s = \frac{\tan \phi_d \Sigma (W \cos \theta_w - u_i)}{\Sigma W \sin \theta_w} \dots \dots \dots (14)$$

$$\begin{aligned} \text{ここで} \quad \Sigma W \sin \theta_w &= \tan \phi_d \Sigma W \cos \theta_w \\ &\quad - \tan \phi_d \cdot \gamma_w \cdot h_w \cdot L \end{aligned}$$

と置いてすべり面の均衡が崩れるときの平均水深 h_w （または被圧間げき水圧 u_i ）を求めると

$$133.35 = 0.2217 (786.44 - 1 \times 85.3 \times h_w)$$

によって $h_w \geq 2.17\text{m}$ において再滑動が発生し、新規滑

動の場合に比較すると 1/2 程度の間げき水圧が地すべり面に作用すればよく、これが降雨によって繰返される再発地すべりの発生機構である。

4. あとがき

ある条件のもとで被圧の間げき水圧が発生する特殊な地質構造、有効応力が減少する過程における過圧密粘性土のクリープ的上限降伏応力の低下現象、これらをもとにロ之津地区における新規の表層地すべりの発生機構を解析し、新規地すべり発生時の自噴現象、連続した地すべり面の複合波状構造を理論的に検討した。さらに 150 mm 前後の降雨量によって断続的に発生する再滑動機構との関連性についても考察を加えた。

この結果、新規、再滑動両地すべりとも、潜在すべり面または地すべり面に対して、一定値以上の間げき水圧が作用した場合に地すべりが発生するが、上大抜地内では前者の場合には、後者の場合に比較して 2 倍程度の間げき水圧を必要とすることが判明し、これらの数値を推定することが可能になった。だが新規地すべりの場合、発生地内を予知して間げき水圧計を設置、観測することは不可能に近く、被圧の間げき水圧を間接的方法によって推定せざるを得なかったこと、再滑動地すべりの場合動の間げき水圧が作用し¹⁴⁾、安全率 1.0 において滑動するとは限らないこともあって、理論値よりも若干大きい値が測定されているなど、観測値を主体とした根拠に欠けることが不備点として残されている。

参 考 文 献

- 1) 玉田文吾：ロ之津地すべりのすべり面形成過程について（I）～（III）、地すべり、Vol. 7, No. 4, Vol. 8, No. 1, Vol. 8, No. 2,
- 2), 5), 6), 8) 玉田文吾：第三紀層地すべりの発生機構について土と基礎、Vol. 21, No. 8,
- 3), 4) 長崎県林業コンサルタント：ロ之津地区地すべり調査報告書、昭和46～48,
- 7) 玉田文吾、保永雄二：粘性土のせん断応力によるクリープ破壊機構について、西日本工業大学紀要、Vol. 6 (1976),
- 9), 10) 玉田文吾、地すべり面の力学的性質と土質試験法について（I）～（II）、地すべり、Vol. 11, No. 1, Vol. 11, No. 2,
- 11) 山内豊聡、安原一哉：粘性土の静止土圧係数に関する一考察土質工学会論文報告集、Vol. 14, No. 2, (1974)
- 12), 13) 玉田文吾、前田重人：新切地区におけるせん断特性の変化について、地すべり、Vol. 11, No. 4,
- 14) 玉田文吾、前田重人：長崎県平山地すべり地区の降雨による滑動機構、地すべり、Vol. 12, No. 2

（原稿受理日 昭和52年 8 月23日）

口之津地区における表層地すべりの発生機構

「地すべり」Vol. 14, No. 3 (通巻 第51号) 1977年 (昭和52年) 12月

玉田 文吾

長崎県口之津地区にはすべり面の浅い新規および再滑動型の表層地すべりが発生する。これを、降雨によって被圧間げき水圧を発生する特殊な地質構造と潜在地すべり面粘性土の有効応力減少にともなう生じるクリープ的破壊機構との関係において解明し、上大抜地内の新規地すべりについては、地すべり面深度に等しい地下水深の約1.1倍に相当する被圧の間げき水圧によって、再滑動地すべりについてはこれの1/2程度の間げき水圧によって誘発されることを指摘した。

鉛直方向側面破壊の検討 Ⅱ ——その実例——

「地すべり」Vol. 14, No. 3 (通巻 第51号) 1977年 (昭和52年) 12月

佐々 恭二, 武居 有恒

地すべり、斜面崩壊など斜面不安定化の機構としてはこれまで地すべり底面においてせん断力がせん断抵抗力より大きくなり、斜面方向に動き出すと言うものが考えられて来た。ところが室内実験、現地調査の結果、上記の機構とは異なり、土層がまず鉛直沈下を起し、それによって土塊が流動化したり、あるいは側面のせん断抵抗力減少によってすべり出す場合があり得ることに気づいた。鉛直方向側面破壊の検討-Ⅱはこの問題を現地調査の面から実例をあげて検証したものである。

第三紀層神戸層群における農地地すべりに関する研究

第3報 神戸市善入沢田池集水域における地形と土地利用区分の特性について

「地すべり」Vol. 14, No. 3 (通巻 第51号) 1977年 (昭和52年) 12月

石田 陽博, 川原 敏宏, 幸行

自然現象の中、特に地表に対する自然災害は人間生活に与える影響が大きい。地形はその上に載る人間生活の地表的表現である土地利用とも密接な関係を持っている。

第3報は第2報と同様の目的・方法で神戸市善入地区沢田池集水域の地形と土地利用区分の特性を研究した。ここでも西畑・西篠等と類似の地形的特性を見出したが、地表斜面の上方で谷・尾根の判別が困難なことから稜線付近における数個の重箱池の存在が特徴的であった。