

地下水位の地すべり移動速度に及ぼす影響について

正員 谷 口 敏 雄*

INFLUENCE OF GROUND WATER LEVEL ON VELOCITY OF LANDSLIDE

Toshio Taniguchi, C.E. Member

Synopsis:

The groundwater level in a landslide zone has a significant influence on the velocity of landslide. It is known that rise of groundwater level causes the increase of the velocity, whereas the level a drop effects reversely.

This paper describes the relationship between the groundwater level and the velocity which was obtained by anlysis of the fundamental equation of plastic slide taking the effect of plastic resistance of the clay that exists at the plane of slide into consideration.

It shows that the drainge works usually executed in landslide zones to lower the groundwater level should have quite satisfactory function to prevent landslides.

要 旨 本報告は、地すべり地においてみられる地下水位と地すべり移動速度の相関性をすべり面粘土の塑性抵抗まで含む塑性すべりの基本式により解析し、地すべり防止工法としてしばしば採用される地下水位低下工法の妥当性について述べたものである。

1. は し が き

地すべり地における地下水位と地すべり移動速度の間に相当はつきりした相関の認められる場合が多い。図-1 は新潟県神谷地すべり地において昭和 25 年に観測した地下水位と地すべり移動速度の関係である。この例でも地下水位が低くなると地すべり移動速度が減少し逆に地下水位が上昇すると地すべり移動が激しくなる現象がみられる。

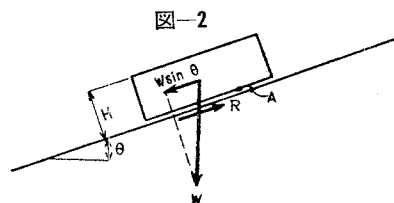
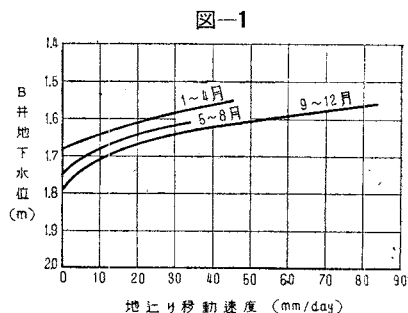
地下水位と地すべり移動速度の間にみられるこのような相関性は、地すべり現象の一部が地下水の作用により支配されていることをほぼ確実に裏付けるものであつて、この観察から地下水位を低下して地すべりを防止しようとする対策工法が生れたわけである。しかし、この工法においては、いままで地下水位と地すべり移動速度の相関性が解析されていないため、土質力学的に工法の妥当性と その効果を論証するまでには至つていなかった。筆者は石川県岡塚および新潟県神谷の地すべり地から採取したすべり面の土を使用して速度の異なるせん断試験を実施し、土の塑性抵抗に基づくせん断強さの変化量を求めた後、この結果を塑性すべりの基本式に入れ、地下水と地すべり移動速度の間に認められる相関性を解析し、地下水低下工法の移動防止効果を検討した。

この結果、地下水位が地すべり移動速度に及ぼす影響を明らかにすると共に、せん断試験の方法をさらに改善し、すべり面の位置を正確に測定し得るならば、地すべり移動を阻止するため必要な地下水位の低下量をほぼ確実に決定することができることを知つた。

2. 塑性すべりの基本式

いま、 θ なる傾斜角を有する斜面上を重量 W の土塊が一体となつてすべる場合について無限におそい塑性流動を考えてみる(図-2)。この場合土塊のすべり力は、すべり面粘土のせん断強さとほとんど均衡を保ち、すべり土塊がきわめて緩慢な運動をするのであるから土塊のすべりに抵抗する力 R を

$$R = W \cos \theta \tan \phi + CA \dots\dots\dots (1)$$



* 建設省河川局砂防課

ここに ϕ : すべり面粘土の内部摩擦角
 C : " 粘着力
 A : すべり土塊と斜面の接触面積

で表わすと運動方程式は次式のごとくなる。

$$\frac{W}{g} \frac{d^2x}{dt^2} = W \sin \theta - (W \cos \theta \tan \phi + CA) \dots\dots\dots (2)$$

(2) 式を時間 $t=0$ においてすべり移動速度が $v=v_0$ であつたとして積分すると、次式が得られる。

$$\frac{dx}{dt} = \left\{ \cos \theta (\tan \theta - \tan \phi) - \frac{CA}{W} \right\} gt + v_0 \dots\dots\dots (3)$$

ここに x : 土塊のすべり移動量 (斜面の下方に向い正とする)
 g : 重力の加速度

(3) 式をみると (2) 式の右辺が正であれば、すべり移動速度は増加し、逆に負であれば、運動中の土塊も停止するように速度を減ずることがわかる。

さて、土塊のすべりに抵抗する力はすべり面粘土のせん断強さによつて定まるが、さらにそのせん断強さはせん断速度によつて左右される。すなわちすべり面粘土内のある一点におけるせん断応力とヒズミの関係は

$$\tau = a + b \epsilon + c \frac{d\epsilon}{dt} \dots\dots\dots (4)$$

ここに τ : せん断応力
 ϵ : せん断ヒズミ
 t : 時間
 a, b, c : 常数 (せん断応力の増減によつて変化する)

で示すことができる。

せん断応力が適当に小さい時は $a=0$ となり (4) 式は近似的に次のようになる。

$$\tau = b \epsilon + c \frac{d\epsilon}{dt} \dots\dots\dots (5)$$

せん断応力が相当大きくなると $b=0$ となり、(4) 式は近似的に次の形となる。

$$\tau = a + c \frac{d\epsilon}{dt} \dots\dots\dots (6)$$

(5) 式は Voigt 型の粘弾性体、(6) 式は塑性体のせん断応力とヒズミの関係を表わす式である。

つきにある土についてせん断速度の異なる数種のせん断試験を行ない、その結果からモールの破壊包絡線を画くと一般に図-3のごとくなる。

すなわち、せん断面に作用する垂直圧力が等しい場合であつても同じ土のせん断応力は、せん断ヒズミ速度によつて変化する。ヒズミ速度が V である場合、モール破壊包絡線は次式によつて表わされる。

$$\tau = (\sigma_i + \bar{\sigma}) \tan \phi_r \dots\dots\dots (7)$$

ここに σ_i : 内部圧応力
 $\bar{\sigma}$: 垂直有効圧力
 ϕ_r : せん断ヒズミ速度 V に対する土の内部摩擦角

この関係はまた (6) 式によつても表わすことができるから $\frac{d\epsilon}{dt} = 0$ のときには次式が成立する。

$$\tau_0 = a = (\sigma_i + \bar{\sigma}) \tan \phi \dots\dots\dots (8)$$

ここに τ_0 : せん断ヒズミ速度 0. 垂直有効圧力 $\bar{\sigma}$ に対するせん断応力
 ϕ : せん断ヒズミ速度 0 に対する土の内部摩擦角

従つて

$$\tau = (\sigma_i + \bar{\sigma}) \tan \phi + c \frac{d\epsilon}{dt} \dots\dots\dots (9)$$

c は $(\sigma_i + \bar{\sigma})$ の増加とともに増大するか、その間に次の仮定を設ける。(f は常数)

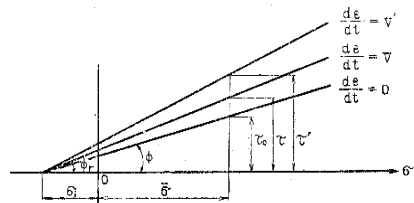
$$c = f(\sigma_i + \bar{\sigma}) \dots\dots\dots (10)$$

(9) 式に (10) 式を代入すると次式が得られる。

$$\tau = (\sigma_i + \bar{\sigma}) \left(\tan \phi + f \frac{d\epsilon}{dt} \right) \dots\dots\dots (11)$$

(11) 式は Taylor が導いた式 (1) と全く同じ式である。いま (11) 式のせん断ヒズミ速度の代りにせん断速

図-3



度を入れると一般式として

$$\tau = (\sigma_i + \bar{\sigma}) \left(\tan \phi + f \frac{dx}{dt} \right) \dots\dots\dots (12)$$

が得られる,

(12) 式は塑性すべりの基本式とも称すべきものであつてせん断速度によつて異なる土の塑性抵抗を包含している。

3. せん断試験方法の検討

(12) 式に示した塑性すべりの基本式に含まれる三つの常数 σ_i , $\tan \phi$ 及び f をすべり面粘土のせん断試験から求めることができるかどうかを検討するため以下に述べるような実験を行つた。この場合、せん断面は常に一定であり、しかも相当大きい変位を与え得るせん断方式をとらなければならないが、今回は、この目的に合致した試験機を製作する余裕がなかつたため便宜上、直接せん断試験機を使用した。

また、せん断速度は地すべり移動速度に近似した範囲で数段階に分けて実施するのが理想的であるが、本実験では 3.3 mm/min と 0.22 mm/min の 2 段階についてのみ行なつた。試験方法を次に述べる。

試料：関東ローム（初期含水量 95.2%）

試験機：可変荷重式直接せん断試験機（供試体直径 10 cm, 厚さ約 4 cm）

試験方法：定容積試験

まず空気乾燥（含水量 30~50%）した関東ロームを十分に砕き、0.4 mm フルイを通過したものに水を加えてよくこね返し、図-4 に示すごとく試験機に入れた後、ハンドルAを回転し試料に静かに荷重をかけて圧密する。

この時の圧密荷重はプルベリングリングAで、圧密沈下量はダイヤルゲージAで読みとる。試料の上下に多孔板をおく。

試料を圧密させるとき、垂直荷重が載荷ピストン周辺の摩擦抵抗によつて減少しないよう、ピストン周辺の上下端共巾 3mm 以外は削り取り、この部分にグリースをつめこんだ。さらに、垂直荷重の載荷は数回繰返して行ない、完全に圧密するまで載荷したまま放置した。

このようにして圧密沈下が終り、ダイヤルゲージAの読みが変わらなくなつたとき、ハンドルBを回転してプルベリングリングBを通じてせん断力を試料に加える。この時の試料のせん断移動量はダイヤルゲージBで測定する。平均せん断速度が 3.3 mm/min 及び 0.22 mm/minとなるように 3.3 mm/min の場合は手動で 0.22 mm/min の場合は定速装置によりハンドルBを回転した。

試料にせん断力を加えるとこれに伴つて主応力が増加し、試料は圧密されて容積を減少する。今回はせん断中に起るこの容積変化をなくするため、ダイヤルゲージAの読みがせん断中常にせん断開始時の読みに等しくなるよう、ハンドルAを逆回転し垂直荷重を減少した。

せん断変位が 2 mm に達したならば荷重を取除き、せん断面附近の試料から含水量を測定した。

初期載荷重が 2.36 kg/cm² である場合のせん断応力と垂直応力の変化をせん断変位に対しプロットして示すと

図-5 の如くなる。

この図によつてわかるごとく、せん断応力はせん断変位の増加するに従つて大きくなりせん断応力の最大点が見出せないで、ここではせん断変位が 1 mm に達した時のせん断応力を取つてせん断強さとし、その時の垂直圧力を取つて有効垂直応力とした。

試料の間隙比はせん断直後に測定したせん断面附近の試料の含水量とせん断中の試料の容積とから求めた。

試料を予圧密する垂直荷重を種々に変えかつ、せん断速度を 0.22 mm/min と 3.3 mm/min の 2 種に定めて行つた試験の結果から得られた試料の間隙比、垂直圧力及びせん断強さの関係を図-6 図に示す。定容積せん断試験においては圧密荷重とせん断破壊時の垂

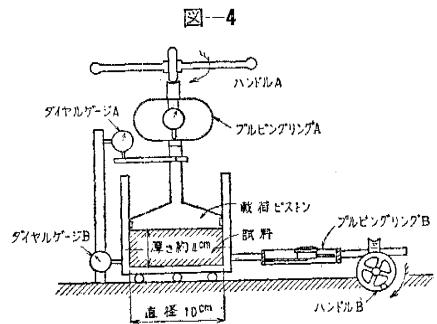


図-4

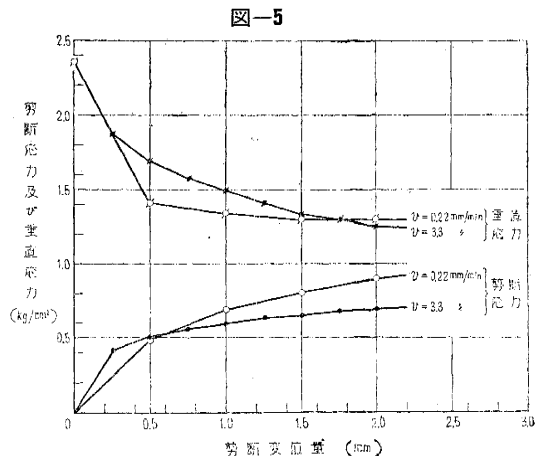


図-5

直圧力との差すなわち、せん断中試料の容積を一定に保つため減少した垂直圧力の量は同じ試料を非排水せん断試験したときせん断中に生ずる間隙水圧に等しい。

従つて図-6の圧密荷重に対して同じ間隙比を有する試料のせん断強さをプロットして圧密非排水せん断試験に対応するモールの包絡線を、そしてまたせん断破壊時の垂直圧力に対して同じ間隙比を有する試料のせん断強さをプロットして排水せん断試験に対応するモールの包絡線を求めることができる。

図-6図から求めたモールの包絡線(図-7)により明らかなどくとせん断速度が大きくなれば垂直圧力が同じであつてもせん断応力は大きくなつてゐる。

以上の結果から定容積直接せん断試験によつて、せん断速度により異なる土の塑性抵抗を見出すことができ、これから塑性すべりの基本式に含まれる常数を決定し得ることがわかつた。

4. すべり面粘土における塑性すべりの基本式

石川県岡塚と新潟県神谷における地すべり地のすべり面から採取した土を用いて前項に述べた定容積直接せん断試験を実施し、それぞれ常数 σ_j , $\tan \phi$ 及び f を求め塑性すべりの基本式を決定してみる。

試料の採取は露出したす

表-1

地とり地	間隙	神谷
粗砂	35	41
シルト分	39	37
(%) 粘土分	26	22
分類(土質標準)	粘土質砂	粘土質砂
乾燥密度(kg/cm^3)	1.01	1.17
液性限界(%)	1.57	1.67
含水比(%)	55.6	42.3
土粒子の比重	2.61	2.48
液性限界(%)	26	51
塑性指数(%)	29	25

べり面を選んで手掘で行ないビニールシートに包み箱詰にして実験室まで運搬した。

試料の到着直後実験室で試験した結果を表-1に示した。

前項に述べた試験に用いた試料は透水性が比較的好かつたので試料を圧密するため垂直荷重をかけた後約10分間放置しておけば圧密沈下は大体終つた。しかし、地すべり地から採取した土は水で飽和しているうえ試料の透水性が低いので関東ロームの場合の如く短時間に圧密沈下は終らない。従つて1個の試験に相当長時間を要するが可変荷重式直接せん断試験機では圧密荷重を長時間一定に保つことは困難である。以上の理由によつて乱さないすべり面の試料を次に述べる方法で試験した。

まず採取したままの乱さない試料の一軸圧密試験を行ない圧密曲線を求める。さらに別の乱さない試料をせん断速度を0.22 mm/min と 3.3 mm/min の2種にかえて定容積せん断試験の方法でせん断し、せん断変位量が1 mm 及び 2 mm に達したときのせん断応力を求めた。ただしこの場合の垂直荷重は一軸圧密試験から求めた先行荷重に等しくし荷重をかけると同時にせん断を開始した。

次に採取したままの乱さない試料を徐々に乾燥させて圧密し、乾燥の進むに応じてせん断試験用の試料を整形し定容積せん断試験の方法でせん断する。この場合には試料を整形する際土の含水量を求め、前に求めた圧密曲線を用いてその含水量に対応する圧密荷重を求めた後、この荷重に等しい垂直荷重を試料にかけ直ちにせん断を

図-6

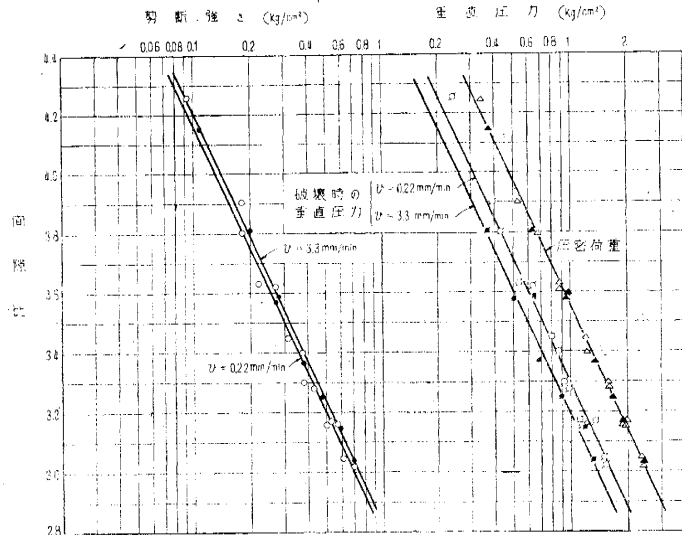
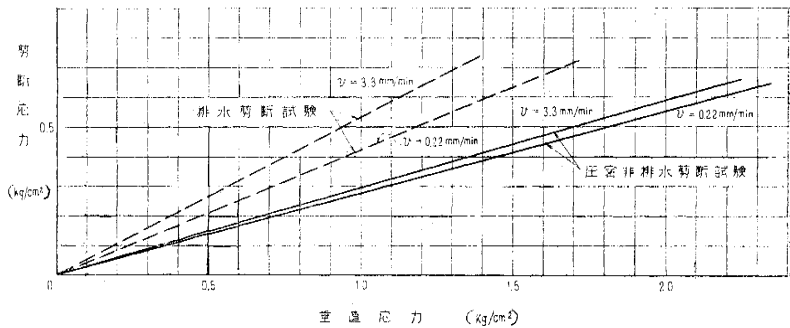


図-7



開始した。以上のようにして種々の含水量をもつ土についてせん断速度を 0.22 mm/min と 3.3 mm/min の 2 種にかえて試験しせん断変位量が 1 mm 及び 2 mm に達したときのせん断応力を求めた。せん断変位量が 1 mm に達したときのせん断強さと含水量の関係を図-6 と同様に整理して示したものが図-8 及び図-9 である。図-8 及び図-9 のそれぞれ左に示した曲線は一軸圧密試験から求めた乱さない試料の圧密曲線である。

図-8 及び図-9 から図-10 及び図-11 を求めた。この場合は関東ロームの場合と異なりせん断中の容積変化が極めて小さかつたので手動による調節では垂直圧力の減少量を正確に求めることができなかった。

従つて排水せん断試験に対応するモールの包絡線は関東ロームにおける図-7 の場合と異なり簡単に求めることができない。

このためここでは次のような方法で図式的に排水せん断試験に対するモールの包絡線を見出した。

まず非排水試験または排水試験の何れの場合でも試料が破壊したときの含水比が同じであれば有効応力に対するせん断応力は全く同じ値を与えかつ、定容積せん断試験では試料をせん断している間試料容積が変化しないためには有効最大主応力が増減しないことが必要であると仮定する。従つて有効応力に対し応力状態を表わすモールの円を描けば図-12 のごとく σ 軸上の c 点を通る。いま定容積せん断試験を行つてせん断応力が τ_{bc} になつたとき試料が破壊したとすれば、そのときのモールの円は σ 軸に τ_{bc} を取つて σ 軸に平行に引いた直線 AB に接しかつ、C 点を通る円 1 で表わされる。同様にしてモールの円 2 を別の含水比をもつ上の試験結果から求めたとすれば円 1 及び円 2 は何れも有効圧力に対するモールの円であるから両円に接する AA' 線は排水せん断試験の場合のモールの包絡線である。

図-12 図の方法を図-10 及び図-11 に適用して排水せん断試験に対

するモールの包絡線を描けばそれぞれ図中の破線のようになる。

つきにせん断速度をそれぞれ v, v' にかえて排水せん断試験を行ないせん断応力が有効垂直応力 $\bar{\sigma}_1$ に対しそれぞれ τ_1 及び $\tau_1', \bar{\sigma}_2$ に対しそれぞれ τ_2 及び τ_2' であつたとすれば塑性すべりの基本式に含まれる常数 $\sigma_i, \tan \phi$ 及び f はそれぞれ次式から求めることができる。

$$\sigma_i = \frac{\tau_1 \bar{\sigma}_2 - \tau_2 \bar{\sigma}_1}{\tau_2 - \tau_1} \quad \text{または} \quad \frac{\tau_1' \bar{\sigma}_2 - \tau_2' \bar{\sigma}_1}{\tau_2' - \tau_1'} \quad \dots \dots \dots (13)$$

$$\tan \phi = \frac{\tau_1 (\tau_2' v - \tau_2 v')}{\tau_2 (\sigma_i + \bar{\sigma}_1) (v - v')} \quad \text{または} \quad \frac{\tau_1' (\tau_2' v' - \tau_2 v)}{\tau_2' (\sigma_i + \bar{\sigma}_1) (v' - v)} \quad \dots \dots \dots (14)$$

$$f = \frac{\tau_1 (\tau_2 - \tau_2')}{\tau_2 (\sigma_i + \bar{\sigma}_1) (v - v')} \quad \text{または} \quad \frac{\tau_1' (\tau_2' - \tau_2)}{\tau_2' (\sigma_i + \bar{\sigma}_1) (v' - v)} \quad \dots \dots \dots (15)$$

岡塚及び神谷地すべり地のすべり面の土について上述の試験を行なつて求めた σ_i (kg/cm²), $\tan \phi$ 及び f (min/mm) の値を表-2 に示す。

図-8

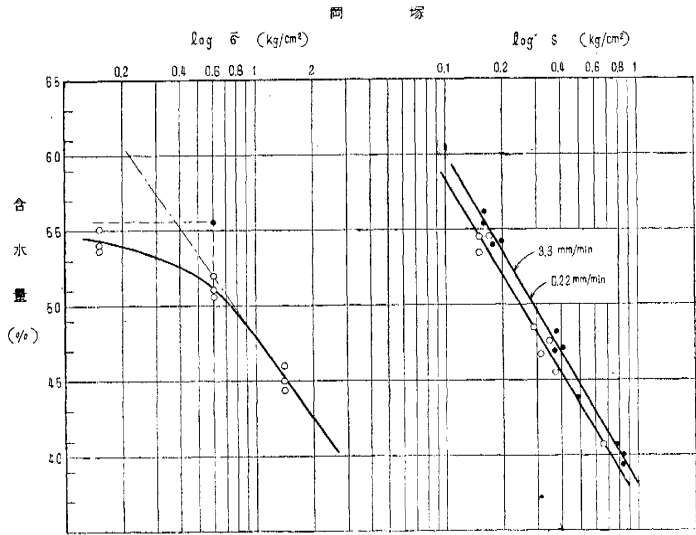


図-9

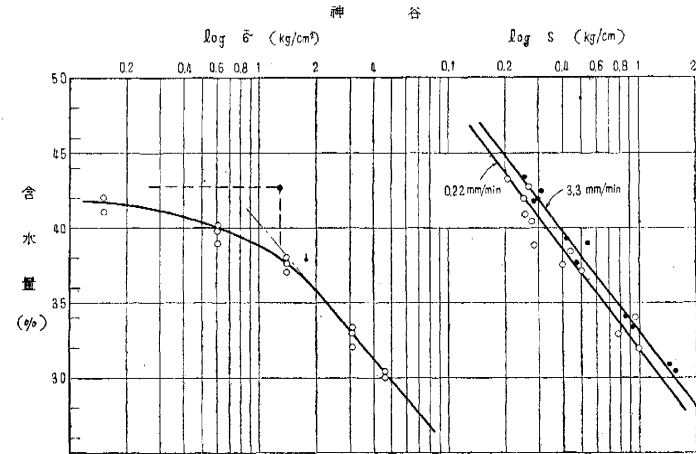


図-10
岡 塚

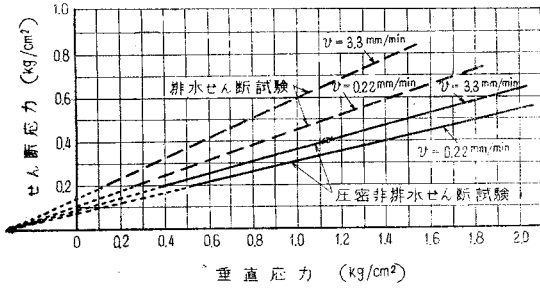


図-11
神 谷

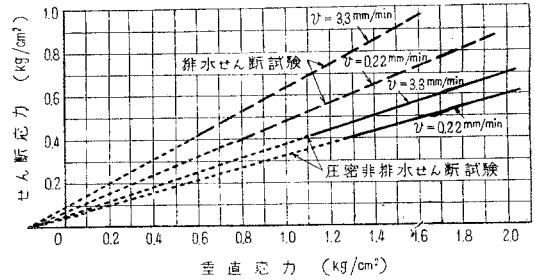


図-12

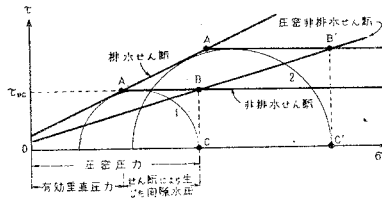


表-2

せん断速度 定数	岡 塚		神 谷	
	せん断変位量 1mm	平均	せん断変位量 2mm	平均
B _u (kg/cm ²)	v = 0.306	0.303	0.265	0.265
	v = 0.300		0.159	
tan φ	v = 0.334	0.332	0.358	0.358
	v = 0.330		0.409	
f (min/mm)	v = 0.0276	0.027	0.0383	0.038
	v = 0.0273		0.430	
			0.043	0.043
			0.094	0.094

5. 地下水位と地すべり移動速度の関係

せん断速度を変えて行なつた以上の試験から求めることのできた諸常数を使い地表面における地すべり移動速度と地下水位の関係を求め地下水位が移動速度に及ぼす影響を調べてみる。

いま図-13のごとく地表面に平行なほほ一つの平面とみなし得る基盤上のすべり面に沿つて移動している場合を考える。地表面より地下水面までの深さを h_0 、すべり面までの深さを H とし、地表面より地下水面までにある土の単位体積重量を γ_0 、地下水面よりすべり面までにある土の単位体積重量を γ_1 とする。

すべり面に平行な斜面に沿つて単位長さの幅を有するすべり土塊の重量 W は

$$W = \{h_0\gamma_0 + (H-h_0)\gamma_1\} \cos \theta \quad \text{である。}$$

ここに θ はすべり面の傾斜面である。従つて、すべり面上のA点に作用する全垂直応力 σ は(16)式で示され、すべり面に沿つてA点に働らくせん断応力 τ は(17)式で示される。

$$\sigma = W \cos \theta = \{h_0\gamma_0 + (H-h_0)\gamma_1\} \cos^2 \theta \quad \dots\dots\dots (16)$$

$$\tau = W \sin \theta = \{h_0\gamma_0 + (H-h_0)\gamma_1\} \cos \theta \sin \theta \quad \dots\dots\dots (17)$$

ところがすべり土塊中には地下水が存在するので土塊には $(H-h_0)\gamma_w \cos \theta$ に等しい浮力が作用するからすべり面に働らく間隙水圧 $u = (H-h_0)\gamma_w \cos^2 \theta$ を考慮に入れるとA点に作用する有効垂直応力 $\bar{\sigma}$ は(18)式の如くなる。

$$\bar{\sigma} = \sigma - u = \{h_0\gamma_0 + (H-h_0)\gamma_1 - (H-h_0)\gamma_w\} \cos^2 \theta = \{h_0\gamma_0 + (H-h_0)(\gamma_1 - \gamma_w)\} \cos^2 \theta \quad \dots\dots\dots (18)$$

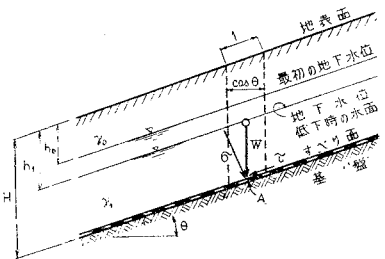
ここに γ_w は地下水の単位体積重量である。

以上の $\tau, \bar{\sigma}$ の値を(12)式に代入すれば(19)式のごとく塑性変形の時間的变化 $d\varepsilon/dt$ が得られる。

$$f \frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{\{h_0\gamma_0 + (H-h_0)\gamma_1\} \cos \theta \sin \theta}{\{h_0\gamma_0 + (H-h_0)(\gamma_1 - \gamma_w)\} \cos^2 \theta + \sigma_1} - \tan \phi \quad \dots\dots\dots (19)$$

すべり面が斜面に平行でかつほとんど厚さのない平面であるとみなし得るような地すべりで、移動速度が深さ

図-13



に対して一様である場合には地表面の移動速度 v を次式で表わすことができる。

$$v = \frac{1}{f} \left[\frac{\{h_0 r_0 + (H - h_0) r_1\} \cos \theta \sin \theta}{\{h_0 r_0 + (H - h_0) (r_1 - r_w)\} \cos^2 \theta + \sigma_i} - \tan \phi \right] \dots \dots \dots (20)$$

定容積せん断試験を行なつて求めた常数 σ_i, f 及び $\tan \phi$ の値を(20)式に代入すれば地下水位と地すべり移動速度の関係を求めることができる。新潟県神谷地すべりを例に取つてこの関係を求めてみよう。

神谷地すべり地の地下水位以下から採取した土の単位体積重量 r_1 は平均 1.77 t/m^3 、土粒子の重量 r_s は平均 2.64 t/m^3 、含水比 w は平均 38.0% であつた。土は完全に水で飽和されていたので間隙比 e は 1.0 である。

地下水位より上にある土については試験を行わなかつたが大體 $r = 1.74 \text{ t/m}^3$ であると推定できた。

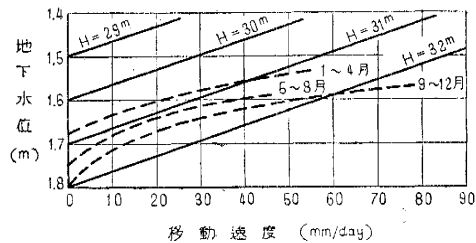
実測の結果、すべり面の傾斜角は平均 13° で地表より 30 m 内外の深さにあることがわかつた。

以上から $\theta = 13^\circ$ 、 $r_0 = 1.74 \text{ t/m}^3$ 、 $r_1 = 1.77 \text{ t/m}^3$ 、 $r_w = 1 \text{ t/m}^3$ を(20)式に代入しかつ、 $H = 29 \text{ m}$ 、 30 m 、 31 m 、

表-3

	H (m)	h_0 (m)			
		29	30	31	32
せん断変位量 1mm に対する常数	29	1.33	1.28	1.23	1.18
	30	1.38	1.33	1.28	1.23
	31	1.43	1.38	1.33	1.28
	32	1.48	1.43	1.38	1.33
せん断変位量 2mm に対する常数	29	0	-0.02	-0.04	-0.06
	30	0.02	0	-0.02	-0.04
	31	0.04	0.02	0	-0.02
	32	0.06	0.04	0.02	0

図-14



32 m と仮定すると共に地下水位を深さ 1.5 m 、 1.6 m 、 1.7 m 、 1.8 m と考えて移動速度を計算した結果表-3の値を得た。ただし常数 σ_i, f 及び $\tan \phi$ の値にはせん断変位量が 1 mm 及び 2 mm に達したとき得られた値を用い移動速度の単位は mm/min で表わした。

図-1 に 1 例を示した如く神谷地すべりの移動速度は地下水位によつて異なり $0 \sim 0.05 \text{ mm/min}$ の間にあることが観測されている。すべり面の土が 1 mm のせん断変位を起したときのせん断応力を用いて移動速度を計算した場合には観測値よりはるかに大きい値が得られたが、せん断変位量が 2 mm に達したときのせん断応力をせん断強さと仮定して移動速度を計算した場合には比較的現地の移動速度に近い値を得ることができた。

せん断変位量 2 mm に対する常数を用いて計算した移動速度と地下水位の関係を 図-14 に示し、地すべり地内の B# で観測した結果 (図-1) と比較してみた。図中の実線はすべり面の深さを 29 m 、 30 m 、 31 m 及び 32 m に仮定した場合の計算値で、破線は図-1 から移した実測値である。図からわかる通りすべり面の深さを $31 \sim 32 \text{ m}$ に仮定した場合には移動速度のある範囲で計算値が実測値に比較的よく一致している。従つて図-14 の関係から地すべりを防止するために必要な地下水位の低下量を求めることができる。

6. む す び

地すべり地のすべり面から採取した土を用いて異なる 2 種の速度でせん断試験を行い塑性すべりの基本式に含まれる常数を求めた後、この式を用いて地下水位と移動速度の関係を求めた。

この場合現地の地すべり移動速度よりはるかに大きいせん断速度 (0.22 mm/min 及び 3.3 mm/min) で採取した土をせん断し f を求め、この値を常数とみなして取扱つた。しかし一般に f は常数ではなく、せん断速度によつて異なる値を示すから現地の移動速度にきわめて近いせん断速度で試験を行なつて f の値を決定しなければ計算から得られる値は不正確なものになる。

また、土の直接せん断試験から $\sigma_i, \tan \phi$ 及び f の値を正確に求めることはなかなか困難であると共に、地すべり移動速度はすべり面の形、すべり土塊の重量、すべり面の深さその他によつて支配されることが多いので、上述の方法にはなお改良する余地が多い。しかし従来不明確であつた地下水位の地すべり速度に及ぼす影響を明らかにする一つの手がかりを与えることはできた。

参 考 文 献

D.W. Taylor : Fundamentals of Soil Mechanics.

福岡正己 : 地すべりとその対策。

(昭.31.8.4)