

斜面崩壊に関する実験的研究 (I)

奥 西 一 夫

AN EXPERIMENTAL STUDY ON SLOPE FAILURE (I)

by Kazuo OKUNISHI

synopsis

Model experiments on slope failure conditions were carried out giving priority to the hydrological conditions and the measurement of earth pressure which was not made satisfactorily in the preliminary experiments. Weathered andesite from a landslide area was used as soil sample. The theoretical distribution of earth pressure in the soil flume, which was derived on a simple assumption, was in good agreement with the measured value in ordinary conditions with the moderate ground water flow and small inclination of the soil flume. However when the inclination of the soil flume was large and water table was high, or when heavy rain was applied, the measured distribution of the earth pressure deviated from the theoretical distribution. A small movement of soil mass was observed when the lower end of the soil flume was open and the inclination of the flume was increased.

1. は し が き

前報¹⁾で述べた斜面崩壊に関する予備的な実験においては、地下水流に関する測定はほぼ満足できるものであったが、土圧計は間隙水圧には感じたが有効土圧には感じず、その原因もはっきりしなかった。そのため、今回の実験では同じ実験装置を用い、特に土圧の測定に重点を置いた。実験期間は昭和40年3月～4月で、試料土としては亀の瀬地すべり地の風化安山岩土壤^{2), 3)}を用いた。

2. 実 験 方 法

実験装置は前回の実験と同じもの（前報のFig. 1, 2参照）を用いた。Fig. 1 に試料土の粒度分布を示す。試料土は団粒構造を呈しているが、風化の途中の段階にあるために粒子を厳密に同定することが困難であったので、団粒を単位としてふるい分けた。

測定素子の配置状況を Fig. 2 に示す。前回の実験にくらべ土圧計を2個増設し、土塊の表面移動量を測定するための差動変圧器3個を新設し、石膏ブロック土湿計をガラスブロック型（図には示されていない）と取り換えた。座標の取り方と主要な物理量のきめ方を Fig. 3 に示す。特に説明しない記号は前報¹⁾と同じ意味とする。

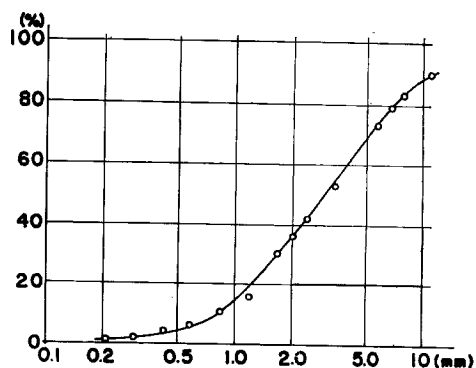


Fig. 1. Grain size distribution curve of the sample soil.

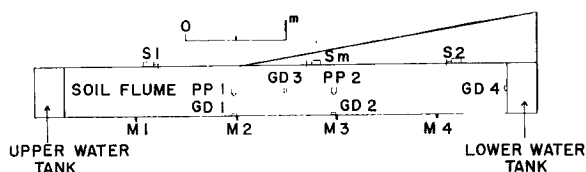


Fig. 2. Arrangement of the measuring heads. S: differential transformers for the surface movement of the soil mass, PP: pore-pressure meters (strain gage type), GD: earth pressure meters (strain gage type), M: plugs leading to manometers.

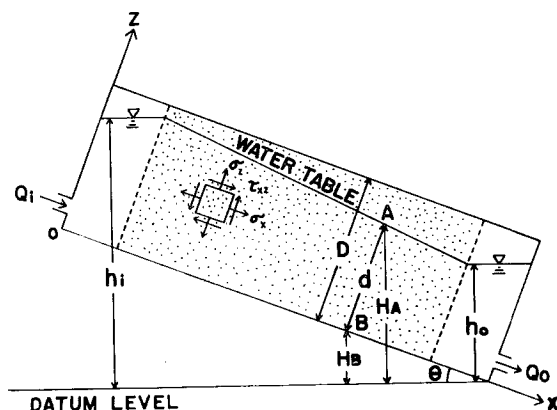


Fig. 3. Co-ordinate system and symbols.

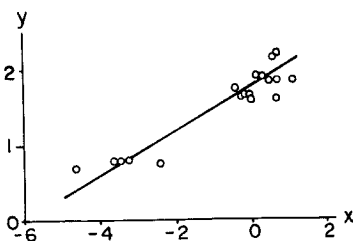


Fig. 4. An example of correlation between x and y in eq. (3).

3. 測定器の動作について

土圧計と間隙水圧計は動歪計に接続して多点式自動平衡型記録計で記録した。変位量は差動変圧器の受信器の出力を同じ記録計で記録した。ただし、受信器が1点式であるため、3個の差動変圧器のうち1つを選んで記録した。その他のマンメーター、土湿計、およびテンショメーターは読み取りによる。自記記録の教例を Fig. 9~13 に、自記記録の更正係数の値を Table 1 に示す。

水関係の測定器のうち、マンメーターと間隙水圧計は前回の実験と同様、ほぼ満足できる結果を与えた。実験期間中は地下水位が高かったり、降雨を与えたりすることが多く、試料土が常に湿潤状態にあったため、ガラスブロック土湿計とテンショメーターはいつも飽和状態を示していた。

Table 1. Calibration coefficients of the automatic recorder.

GD 1	5.64(g/cm ² /div.)
GD 2	5.77(")
GD 3	-1.38(")
GD 4	-1.45(")
PP 1	1.10(")
PP 2	2.30(")
S1, S2, Sm	-0.068(mm/div.)

土圧計は前回の実験では間隙水圧にしか感じなかったが、今回はいろいろな外的条件の変化に敏感に反応した。ただフルスケールが3 kg/cm²及び1 kg/cm²のものを、感度を上げて1 g/cm²まで読み取っているため、零点のドリフトが相対的に大きくなり、土圧の絶対量は測定することができなかった。そのため下記の解析では絶対値は問題にせず、変化分だけを考察した。GD 2は変化が複雑で、外的条件の変化にはすぐに感じるが、しばらくするととへ戻ってしまうことが多かった。これは水漏れのため

めと思われたので解析から除外した。

差動変圧器は最初に乾いた試料土に初めて地下水を加えた時には大きな変位を示したが、その後は第7節で述べる変位の他はほとんど変化があらわれなかった。

4. 地下水流に関する実験結果

地下水流に関する方程式は前報の(4)'式により、地下水のポテンシャルを h とすると、

$$\beta \int_{x_1}^L \frac{\partial h}{\partial t} dx + \left(kd \frac{\partial h}{\partial x} \right)_{x_1} + Q_0 = \int_{x_1}^L P dx \dots \dots \dots (1)$$

今回の実験では有効空隙率 β の値を直接測定しなかったので、 β および透水係数 k の値を地下水流の実験の結果から計算した。すなわち、

$$x = \frac{\int_{x_1}^L \frac{\partial h}{\partial t} dx}{\left(kd \frac{\partial h}{\partial x} \right)_{x_1}}, \quad y = - \frac{Q_0}{\left(kd \frac{\partial h}{\partial x} \right)_{x_1}} \dots \dots \dots (2)$$

とおくと地下水面における降水供給 P がない時には(1)式は、

$$y = \beta x + k \dots \dots \dots (3)$$

x と y は測定値から計算できるので、最小自乗法で β と k を決定することができる。 x と y の相関図の一例を Fig. 4 に示す。これは $x_1=300\text{cm}$ とした時のグラフであるが、他の場合にはもっとばらつきが大きく、求められた k と β の値も Table 2 に示すように変化が大きい。場所的な変化よりも測定誤差のほうが大きいと思われる。一般に β の値にはヒステリシスがあり、水位の上昇時と下降時では違った値を取るが、その違いよりも誤差のほうが大きい。そのため β は一定と仮定し、 x と y の相関が最もよい $x_1=300\text{cm}$ の時の値を採用した。また k の値としては平均を取って 1.675cm/sec を採用した。

Table 2. The values of k and β calculated from eq. (3).

section	$x_1=200\sim470$	$x_1=200\sim470$	$x_1=300\sim470$	$x_1=400\sim470$ (cm)
condition	$\frac{\partial h}{\partial t} > 0$	$\frac{\partial h}{\partial t} < 0$	$\frac{\partial h}{\partial t} > 0$	—
k (cm/min)	1.32	0.82	1.745	1.605
β	0.158	0.142	0.299	0.790

5. 土圧の測定

測定される土圧は有効土圧と間隙水圧 p の和であるが、土圧計は有効土圧と間隙水圧に対して感度がちがうので、間隙水圧に補正係数 α をかけて αp としなければならない。

簡単のために地下水流は x 軸に平行であると仮定すると、

$$\frac{\partial h}{\partial z} = 0 \dots \dots \dots (4)$$

$$\text{また } h = p + H \dots \dots \dots (5)$$

ただし H は考えている点の高さである。(4)式により Fig. 3 の線分 AB 上では h は一定であるが、 A 点では $p=0$ であるから、

$$h = h_A = H_A$$

故に(5)式より線分 AB 上においては、 p は

$$p = h - H = H_A - H$$

で与えられる。

有効土圧(粒子間応力)はFig. 3のように定義する。(ただし土圧計の読みは圧縮が正になっている。)側壁の存在が土圧分布に影響を与えないと仮定すると2次元問題になり、基本方程式はよく知られているように、

$$S_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0 \quad \dots\dots\dots(6)$$

$$S_z + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots(7)$$

ただし S_x , S_z は土粒子にはたらく体積力 $\vec{S}$ の成分である。地下水面よりも上 ($z \geq d$) では毛管力の効果などを無視すれば、

$$S_x = \gamma_0 \sin \theta \quad \dots\dots\dots(8)$$

$$S_z = -\gamma_0 \cos \theta \quad \dots\dots\dots(9)$$

と考えてよいであろう。ただし、

$$\gamma_0 = (1 - \beta)\gamma_1 + (\beta_0 - \beta)\gamma$$

で γ_0 は土の見かけ比重, γ_1 は粒子の比重, γ は水の比重, β_0 は空隙率である。地下水面よりも下 ($z < d$) では Kochina⁵⁾ の表現にしたがって、

$$\vec{S} = -\text{grad} \{ \gamma h - (1 - \beta_0)(\gamma_1 - \gamma)H \} \quad \dots\dots\dots(10)$$

$$S_x = -\gamma \frac{\partial h}{\partial x} + (1 - \beta_0)(\gamma_1 - \gamma) \sin \theta \quad \dots\dots\dots(8)'$$

$$S_z = -(1 - \beta_0)(\gamma_1 - \gamma) \cos \theta \quad \dots\dots\dots(9)'$$

境界条件は、

$$x=0 \quad \text{で} \quad \tau_{xz}=0, \quad \sigma_x=0$$

$$z=0 \quad \text{で} \quad \tau_{xz}=0, \quad \sigma_z=0$$

(5), (6)式は未知数を3つ含んでいるのでこのままでは解けない。ここで試料土塊の x 方向のつり合いを考えると、すべり力 S_x は、下流端の整流タンクによる抵抗力(垂直応力)と土槽の底面に設けられたすべり止めによるせん断抵抗力によって支えられている。そこで2つの極端なケース、すなわち(A) S_x がもっぱら垂直応力で支えられている場合、(B) S_x がもっぱらせん断力でささえられている場合、を考えて見る。

まず(A)の場合を考えると、 $\partial \tau_{xz} / \partial z = 0$ 、したがって境界条件から $\tau_{xz} = 0$ となる。そうすると(6)(7)式は容易に積分される。 σ_x についてはGD3と比較するために断面における平均値 $\bar{\sigma}_x$ を計算すると、

$$\bar{\sigma}_x \equiv \frac{1}{D} \int_0^D \sigma_x dz = \frac{1}{D} \{ \gamma d(h_i - h) - (1 - \beta)\gamma x d \sin \theta + \gamma_0 x D \sin \theta \} \quad \dots\dots\dots(11)$$

$$\sigma_z = -\{ \gamma_0 D - (1 - \beta)\gamma d - (1 - \beta_0)(\gamma_1 - \gamma)z \} \cos \theta \quad \dots\dots\dots(12)$$

(11)式を用いて土圧計GD3の指示値 $(-\bar{\sigma}_x + \alpha p)$ を θ の種々の値に対して計算し、実測値と対応させるとFig. 5のようになる。変化の方向はほぼ同じであるが、その量は桁違いで、 θ が変化しても σ_x は実際にはほとんど変化しないことがわかる。

そこで今度は(B)の場合、すなわち $\partial \sigma_x / \partial x = 0$ (境界条件から $\sigma_x = 0$ となる)とする。そうすると(4), (6), (8)および(8)'式と境界条件から、

$z \geq d$ では

$$\tau_{xz} = \gamma_0 (D - z) \sin \theta \quad \dots\dots\dots(13)$$

$z > d$ では

$$\tau_{xz} = (d - z) \{ (1 - \beta_0)(\gamma_1 - \gamma) \sin \theta - \gamma \frac{\partial h}{\partial x} \} + (D - d) \gamma_0 \sin \theta \quad \dots\dots\dots(13)'$$

(7), (9), および (9)'式と境界条件から,

$$\sigma_z = - \int_D^z \left(S_z + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} \right) dz$$

によって σ_z が求められる。すなわち,

$z \geq d$ では

$$\sigma_z = -\gamma_0(D-z) \cos \theta \dots\dots\dots(14)$$

$z < d$ では

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \int_z^d \left(S_z + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} \right) dz + \int_d^D \left(S_z + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} \right) dz \\ &= -\left\{ \gamma_0 D - (1-\beta)\gamma d - (1-\beta_0)(\gamma_1 - \gamma)z \right\} \cos \theta - \frac{\gamma(d-z)^2}{2} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \dots\dots\dots(14)' \end{aligned}$$

また $z = 0$ の時は (14)'式より,

$$\sigma_z = -\left\{ \gamma_0 D - (1-\beta)\gamma d \right\} \cos \theta - \frac{\gamma d^2}{2} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \dots\dots\dots(14)''$$

(14)''式を用いてGD1の傾斜の効果を計算し、実測値と比較すると Fig. 6 のようになり、絶対値はともかく、変化分は大体においてよく合っていることがわかる。(14)''式のかわりに(A)の仮定にしたがった(12)式を用いて計算すると、実測値との一致が少し悪くなる。

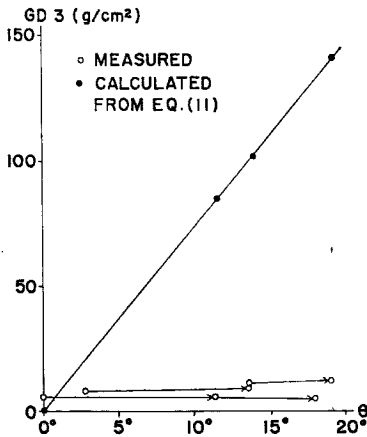


Fig. 5. Calculated and measured values of GD3 versus different values of θ . Calculation was made from σ_z in eq. (11) which is derived from eq. (6) on the assumption that τ_{xz} is zero.

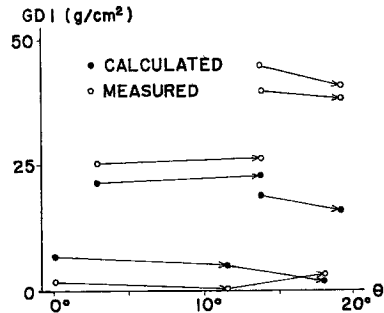


Fig. 6. Calculated and measured values of GD1 versus different values of θ . Calculation was made from σ_z in eq. (14) which was derived from eq. (6) and (7) on the assumption that σ_x is zero.

以上のことから土槽中の試料土の x 方向のつり合いに関しては、 σ_x の分布の効果よりも τ_{xz} の分布の効果の方が大きいことがわかる。

Fig. 7 は地下水位を変化させた時のGD1の実測値、(14)''式による計算値、および地下水ポテンシャル h の値を比較したものである。横軸に h を取ってこれを書き直すと Fig. 8 のようになる。この例では計算値は実測値よりも変化率が小さい。Fig. 8 において、計算値のグラフは厳密には曲線になるが、実際には直線に近いので直線とみなし、 h の変化に対するGD1の実測値と計算値のグラフのこう配を求めると Table 3 のようになる。両方とも θ の値と共に単調に増加しているが、増加のしかたは同じではない。Table 3 の

Table 3. The values of the gradient of h-GD1 curves (measured and calculated) versus different values of θ .

θ	0°00'	2°51'	6°36'	19°00'
$\frac{\partial(\text{GD1})}{\partial h}$ (measured)	0.98	1.15	1.62	2.15
$\frac{\partial(\text{GD1})}{\partial h}$ (calculated)	1.18	1.24	1.28	1.42
$\frac{\partial(-\sigma_x)}{\partial h}$ (measured)	-0.98	-0.51	-0.34	0.19
$\frac{\partial(-\sigma_x)}{\partial h}$ (calculated)	-0.78	-0.72	-0.68	-0.54

第3行および第4行に、実測値および計算値から求めた $(-\sigma_x)$ の h に対する変化率を示す。前回の実験のように土圧計が有効土圧の一部にしか感じないとすると、第3行の絶対値は常に第4行の絶対値よりも小さくなくてはならないが、実際には必ずしもそうっていない。したがって土圧測定法の欠陥がこの差異の主な原因であるとは考えられない。理論解に欠陥があったとすると理論解を導びく時に用いた、 y 方向(横断方向)の応力が効かないという仮定、又は σ_x がゼロという仮定が不適当であったということになる。

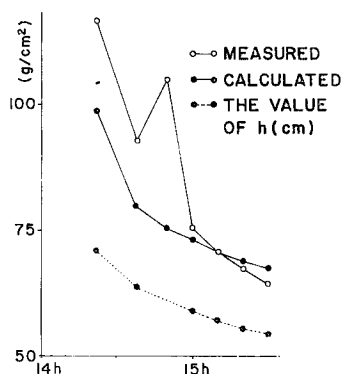
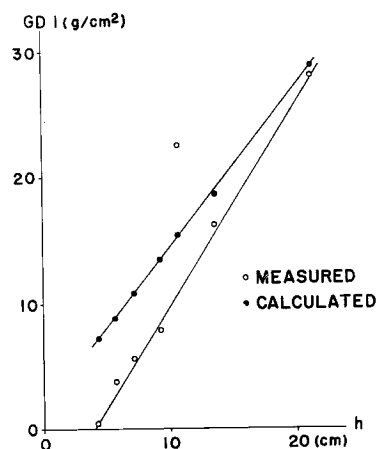
Fig. 7. The time change of ground water head and that of GD1 induced by the former (measured and calculated), when $\theta=6^\circ 36'$.

Fig. 8. Correlation between GD1(measured and calculated) and ground water head at Fig. 7.

6. 降雨の効果

GD 3, および 4 については有効土圧がゼロであると仮定したが、実際には降雨時や θ が大きい時などにかなりの変化を示した。Fig. 9 に $\theta=2^\circ 51'$, Fig. 10 に $\theta=13^\circ 35'$ で平均 0.133cm/min の降雨を与えた時

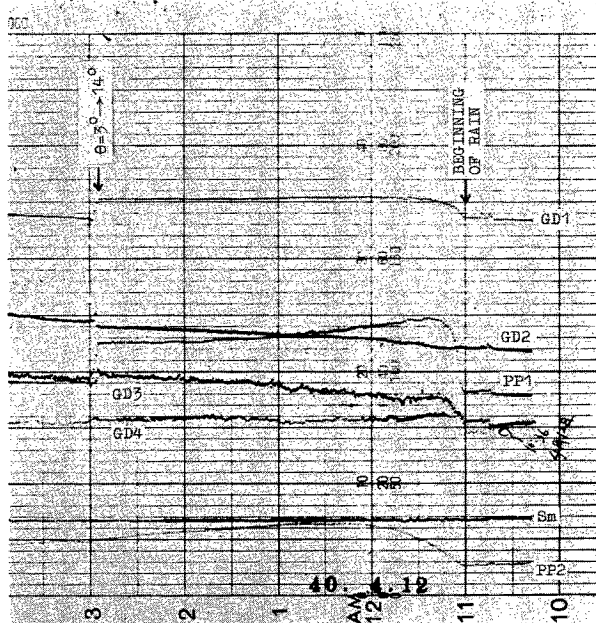


Fig. 9. The effect of rainfall on the stress distribution. The variation of GD3 and 4 shows that σ_x decreased during the rain. Average rainfall intensity was 0.133cm/min. θ was initially $2^\circ 51'$.

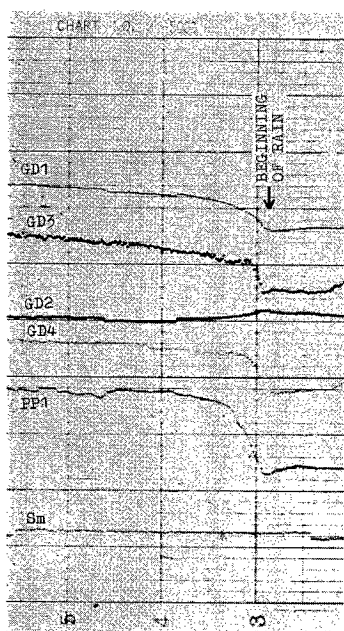


Fig. 10. The effect of rainfall. Decrease of σ_x is larger than in Fig. 9. Average rainfall intensity was 0.133cm/min. $\theta = 13^\circ 35'$.

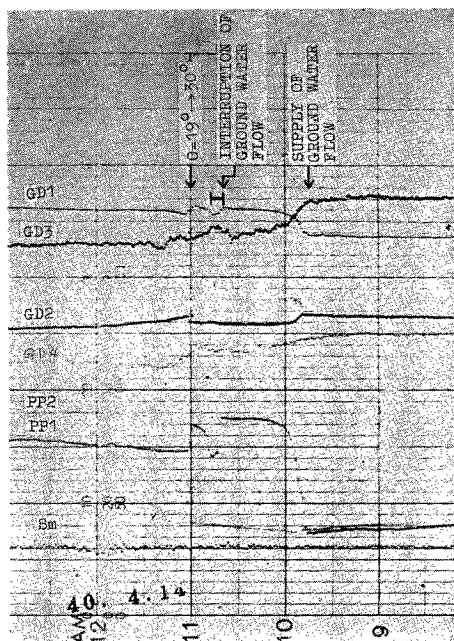


Fig. 11. The effect of the inclination of the soil flume. The increase of GD4 is significant.

の自記記録を示す。GD 3, GD 4 および差動変圧器(S)は他の記録と異なり, 下方が正となっているので, GD 1, 2は降雨によって増加しているが, GD 3, 4はかえって減少していることがわかる。この時, 間隙水圧は増加しているから σ_x の絶対値はそれ以上に減少したことになる。このような現象は(11)式によって説明することはできない。

7. 崩壊の試み

傾斜の増大, 降雨と大量の地下水流などによる崩壊の試みは結局失敗におわり, 下流端付近でわずかな土塊の移動量が測定されたのにとどまった。それらの例を Fig. 11~14 に示す。

Fig. 11 は地下水流と傾斜の効果を調べる実験の一例で, 地下水流を流したまま傾斜を $19^{\circ}00'$ から $29^{\circ}55'$ にするとGD 4が著しく増加し, $|\sigma_x|$ が大きくなったことを示した。しかし, 土塊の移動は認められない。

Fig. 12は下流端の整流タンクの排水口を閉じ, 地下水流を地表にあふれさせた時の記録である。この時はGD 3および4が著しく増加した。19^h ごろに $x=350\text{cm}$ 付近で地表面から湧水が見られたが, そのころGD 3および4の増加が止まっており, 地下水の地表への溢出による応力分布の変化を示しているものと思われる。この場合も土塊の移動は認められなかった。

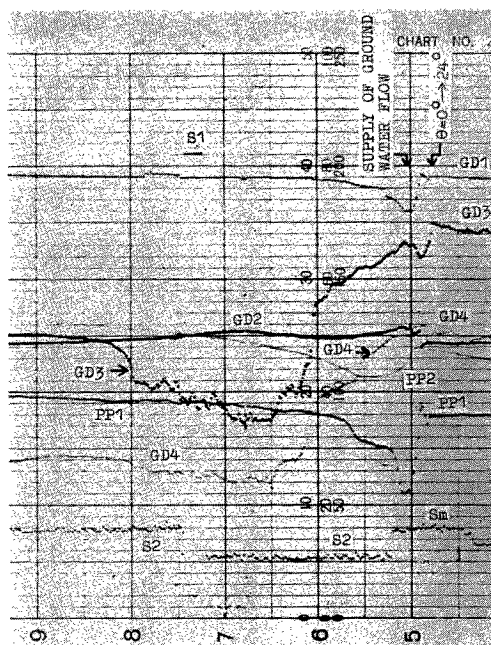


Fig. 12. The effect of ground water flow when the drain tube of the lower water tank had been closed. The increase of GD3 and GD4 is significant.

Fig. 13 は下流端の整流タンクを取りはずし, Fig. 11 および12において見られた x 方向の大きな垂直応力を解放し, 土塊がすべりやすいようにした時の自記記録である。この時GD 4は $x=470\text{cm}$ から $x=380\text{cm}$ に移した。傾斜を $23^{\circ}05'$ にした頃から, 試料土塊の下流端部が少しずつポロポロとくずれた。傾斜を段階的に増加していくと, それに対応してわずかながら土塊の移動量が増加するのが見られる。1回の移動量は平均 0.02mm で, 積算量は約 0.2mm である。傾斜が 27° になった時にGD 3が増加し, 傾斜の増加をやめると再びもとのレベルに戻っている。これは局所的な応力集中が起ったためと思われる。その後傾斜を 0° に戻

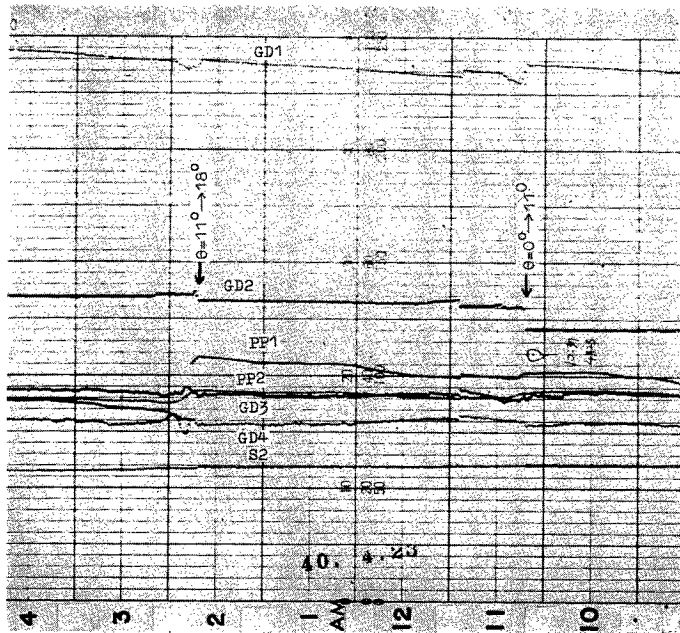


Fig. 13. The effect of the step up of the inclination of the soil flume, when the lower water tank had been removed. A small movement of the soil mass is seen in S2.

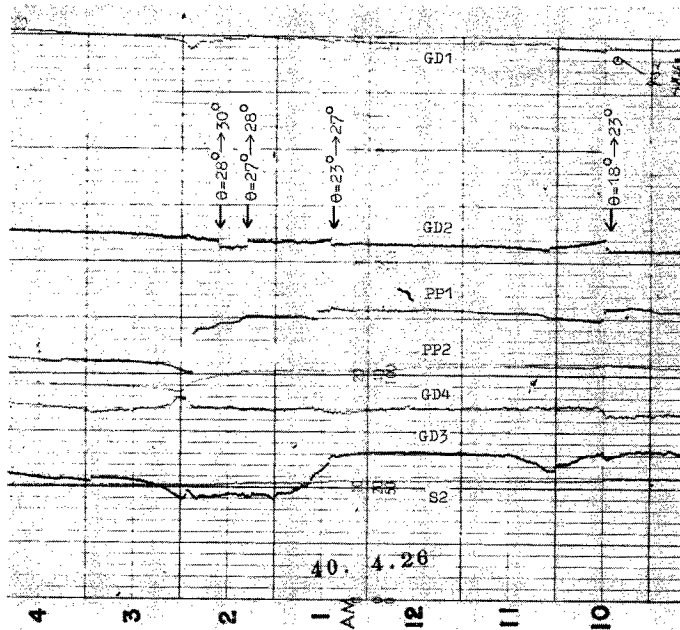


Fig. 13. (continued) A local increase of σ_x is seen in GD3 when θ became 27° .

しても移動量は全然変化しなかった。このことから、観測された移動量は非弾性的な変形によるものであることがわかる。

8. 結果の検討

以上の結果から見て土圧の測定自体は一応満足できるものであろう。前回の実験¹⁾では砂質の試料を使ったため、有効土圧が測定できなかったが、ある程度粒径が小さくなれば有効土圧の変化を測定できるものと思われる。

土圧測定に関連して残された問題点は、土圧分布が期待通り、すなわち問題を2次元問題として扱い得るようになっているかという点である。Fig. 6 においては理論値と実測値が一致しており、2次元問題として取扱い得ることを示しているが、その他の場合 (Fig. 8 ~ 13 参照) には土圧の測定値は理論解によって説明することができない。これはあるいは2次元的な取扱いに限界があるためかも知れない。この問題については今後さらに多くの種類の試料土を用い、また種々の条件で実験することによって明らかにして行きたい。

もう一つの問題点は、2次元問題として解析していくことが可能だとしても、(6), (7) 式が条件不足で、何らかの関係式又は仮定を一つ (3次元問題では3つ) 使わないと解けないことにある。本報では従来 of 斜面の安定計算の際にしばしば使われている σ_x の分布が無視できるという簡単な仮定⁵⁾を用いたが、その結果は一部の実験結果にしかあてはまらなかった。特に斜面が不安定に近づいた時には実測値との差異が大きかった。このような場合には簡単な思考実験にもとづく極端な仮定は不適當で、どうしても(6), (7) 式の $\partial\sigma_x/\partial x$, $\partial\sigma_z/\partial z$, $\partial\tau_{xz}/\partial x$, $\partial\tau_{xz}/\partial z$ のうちの一つを実測する必要があるだろう。この場合、後の二つは実測が困難である。今、土槽の断面 (50cm×50cm) は土圧計の受圧面積の10倍程度であるから、 x 方向においた土圧計は(11)式において暗黙のうちに仮定したように、断面における σ_x の平均値を示すと考えてよい。したがって土圧を x 方向に数多く測定すれば $\partial\sigma_x/\partial x$ が既知量となる。

崩壊の試み (これ自体は成功しなかったが) において測定された土圧の変化は、崩壊時に斜面の応力状態が急変し、それがこのような小規模な実験装置によっても一応測定できることを示唆している。今回の実験結果から見て、試料土の選定、降雨、地下水流などの条件の設定の改善などにより、この実験装置によって崩壊現象の発生条件を調べることは決して不可能ではないと思われる。

9. 謝 辞

本研究の遂行にあたっては地すべり部門ならびに地形土壌部門の皆様のあたたかい御支援をいただいた。また近畿地建大和工事事務所より試料土を提供していただいた。

参 考 文 献

- 1) 奥西一夫, 斜面崩壊に関する実験的研究 (序報), 京大防災研年報, 第8号, 1965, pp. 543—553
- 2) 近畿地方建設局 (編), 亀の瀬地すべり報告書, 1963
- 3) ———, 亀の瀬地すべり報告書, (その2), 1965
- 4) Polubarinova-Kochina, P. Ya., Theory of ground water movement (English edition), 1962, pp. 47—49
- 5) たとえば, 高野秀夫, 地すべりと防止工法, 1960, pp. 289

訂 正

第8号 (昭和39年度) pp. 552 Fig. 9 説明文中に誤りがあったので訂正します。
誤 (unit : dyne/cm²) → 正 (unit : g/cm²)