

降雨による斜面崩壊と内部応力状態について

著者	福園 輝旗
雑誌名	国立防災科学技術センター 研究報告
巻	20
ページ	101-122
発行年	1978-11
URL	http://doi.org/10.24732/nied.00000781

降雨による斜面崩壊と内部応力状態について

福 園 輝 旗*

国立防災科学技術センター

On the State of Internal Stress at Slope Failure Caused by Rainfall

By

Teruki Fukuzono

National Research Center for Disaster Prevention, Japan

Abstract

Uniform sand-slope models with the scale of 5 m in height, 4 m in width and about 1 m in depth were prepared for the purpose of an experimental study of the slope-failure process caused by rainfall. Artificial rainfall was supplied on these models continuously until slope failure on a full scale occurred. The whole process of slope failure of this experiment, from the equilibrium state to the final failure state, is discussed from a dynamic point of view.

The surfaces of the sand slopes are parallel to the impervious bottom boundary. The slopes are 30° and 40°. In the experiment, internal earth pressure was measured by earth pressure gauges for obtaining internal stress distribution. The process of the slope failure was analyzed on the assumption of an infinitely long slope. Results and comments are summarized as follows;

- 1) The slope sand layer was at first in the equilibrium state. The critical parts appeared in the layer after some amount of rainfall was supplied. The critical parts developed into a sliding surface with additional rainfall.
- 2) In the model slope of 40°, the slope sand layer close to the impervious bottom boundary reached the state of critical equilibrium shortly before the detection of ground water on the bottom. Then the lower part of the slope was gradually compressed, and slope failure on a full scale occurred.
- 3) In the model slope of 30°, the stress-strain relation of the slope sand layer was affected by ground water. The increase of stress was caused by ground water flow. Then the slope gradually moved downward, and slope failure on a full scale occurred.
- 4) The domain of high-compressive stress was already found in the lower parts of both slopes in the initial state. This domain was more extended in the model slope of 40° than in that of 30°. This suggests that the initial state of stress in a natural slope must be taken into consideration for slope failure monitoring.

* 第3研究部降雨実験室

1. はじめに

我国では毎年、台風・梅雨期になると各地で豪雨による山崩れ・崖崩れ等の斜面崩壊が発生し、それによる被害は甚大なものとなっている。しかも、近年都市周辺部の開発・林地の伐採・宅地造成等の土地利用形態の多様化に伴い、斜面崩壊の発生とそれによる被災の危険性は増加しつつある。貴重な財産や人命を守るためには、斜面崩壊の発生位置・規模・時間等の予測手法、その発生とそれによる被災の防止対策を急ぎ確立する必要がある。これらの有効な防災対策を確立するためには、自然現象としての斜面崩壊の発生原因および発生過程を系統立てて明らかにしなければならない。

降雨による斜面崩壊は地形・地質・地被・雨量等の要因が複雑に組み合わさって起こるため、地形学・地質学あるいは地下水理学等の多方面からの研究が必要であるが、究極的には安定状態にあった斜面が降雨による雨水の浸透により斜面内部の力学的な釣合いを失なうために発生するものであり、その発生原因・発生過程を明らかにするためには、安定状態の斜面がどのような力学的な釣合い状態にあるか、また、それがどのような過程を経て崩壊に至るかを力学的に検討する必要がある。

斜面を構成している土（水と土粒子の混合体）には重力によって常に鉛直下方に力が働いている。この力と釣合いを保つため斜面には内部応力が発生する。この分布は土の力学的性質と斜面の境界条件・拘束条件によって決定される。この土の自重によって生ずる応力が土自身の強度よりも小さいうちはその斜面は安定していると考えることが出来る。この安定な斜面に雨水が供給されると、水分量の増加による土の自重の増加、地下水流発生による浸透水圧勾配の発生、土自身の力学的性質の変化、境界条件・拘束条件の変化等によって内部応力が変化するとともに、土自身の力学的強度も変化するために斜面は安定を失ない、やがて崩壊が発生する。したがって、筆者の意図するところは、斜面がどのような応力状態のもとに力学的な安定を保っているか、また、その安定な状態から降雨が作用することによって、どのように応力状態が変化し、力学的な釣合いを失なってゆき、崩壊に至るかを考察することである。

斜面は三次元的に複雑な形状を有しており、同じ安定な状態にある斜面でもかなり違った力学的釣合い状態にあると考えられる。また、崩壊に至るまでの力学的釣合い状態の変化もかなり違った形で現われるものと考えられる。最終的にはすべてのタイプの崩壊について考察を加えなければならないわけであるが、当面、降雨による斜面崩壊の代表的なタイプである基岩（難透水層）上に浅く堆積している土砂が崩壊する表層崩壊について考察を加え、その結果を基にして次第に他のタイプに拡張してゆく予定である。

斜面崩壊現象をいかなる角度から把握しようとしても、それは現実に発生する斜面崩壊の観察・観測によって得られる資料を基にして行なわれるべきであり、力学的な取扱いも例外

ではない。しかし、現実には発生する斜面崩壊は突発的・非再現的であるために現場からは崩壊前後の限られた資料しか得られない。特に、その崩壊過程についての資料の入手は不可能に近い。また、現実の斜面は複雑な地盤構造・土質あるいは礫の混入・水みちの存在等の不均一さのために、かなり複雑な力学的釣合い状態にあると考えられ、直接的に現実の斜面の力学的考察に取り組むことは困難である。したがって、現実の斜面を単純化した模型による崩壊実験を行ない、その測定資料と現場における観測資料との照合を行ないながら現実の斜面崩壊に対する力学的考察を進めて行くのが有力な一手法と考える。ここで問題になるのは斜面をどのように単純化するかということである。まず、礫の混入・水みちの存在等の斜面土層の不均一さについては、これらをどのように力学量に変換するかは今後考察を加えるべき問題とし、当面、均一な斜面土層について考察を行なう。次に、現実の斜面崩壊は三次元的に発生するものであり、三次元的な考察なくしては現実の斜面崩壊の説明は成し得ないが、崩壊がかなりの幅で発生することと、発生までの斜面の変位量の主成分が斜面長方向と斜面深さ方向であることから、当面、二次元的な崩壊について考察する。

従来の斜面崩壊に関する力学的な取扱いは均一斜面の二次元的な崩壊に関するものが主で、しかも斜面長方向に状態が一様であるという無限長斜面の仮定を基にしてその応力状態を論じている(武居, 1961; 福尾, 1971)。しかし、一般に斜面は有限であり、また、安定な状態から崩壊に至るまでの間に応力状態は変化し、特に、斜面下部の付近は上部からの圧縮力と変形を規制する境界条件によって複雑な応力状態になっているものと考えられる。そして、崩壊面はこの領域を横切って形成される。したがって、無限長斜面の有限長化が筆者の当面の目的とするところである。

本報文は、均一な二次元斜面模型の崩壊実験による斜面の応力状態の変化を解析した結果を示し、無限長斜面の有限長化を図るための第一段階として、無限長斜面の仮定を基にした若干の考察を試みたものである。

2. 実 験

2.1 実験模型

均一斜面の形成が比較的容易であることと、その力学的性質が比較的単純であるという理由により、ここでは実験用供試土として砂質土を使用した。斜面表面の傾斜角は供試土の内部摩擦角(三軸圧縮試験によると乾燥密度 1.47 g/cm^3 , 含水比 11% において 35.7°) よりも大きい場合 (40°) と小さい場合 (30°) の二通りに設定した。そして、斜面底部の基盤(難透水層)の傾斜角は力学的に最も単純である斜面表面の傾斜角と同じで一様な勾配を持つ場合と、今後有限斜面の力学的考察において重要となる境界条件の影響を把握するために斜面中央部付近から異なる傾斜角(その差は 10° とした)を持つ場合の二通りに設定した。これらの組み合わせにより 4 種類の模型斜面について実験を行なった。以下、これらを① 40° 一様

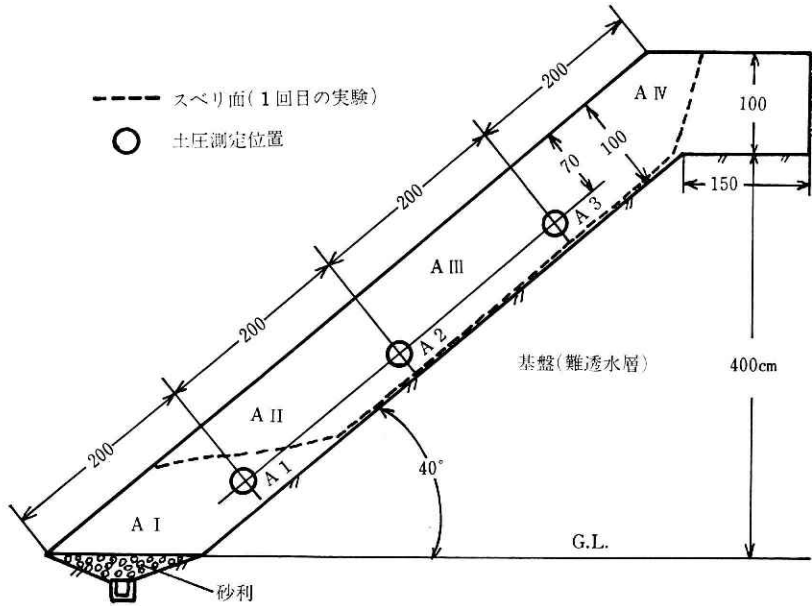


図 1 40°一様斜面縦断面図

Fig. 1 Profile of experimental model slope of 40°, of which surface is parallel to the impervious bottom boundary

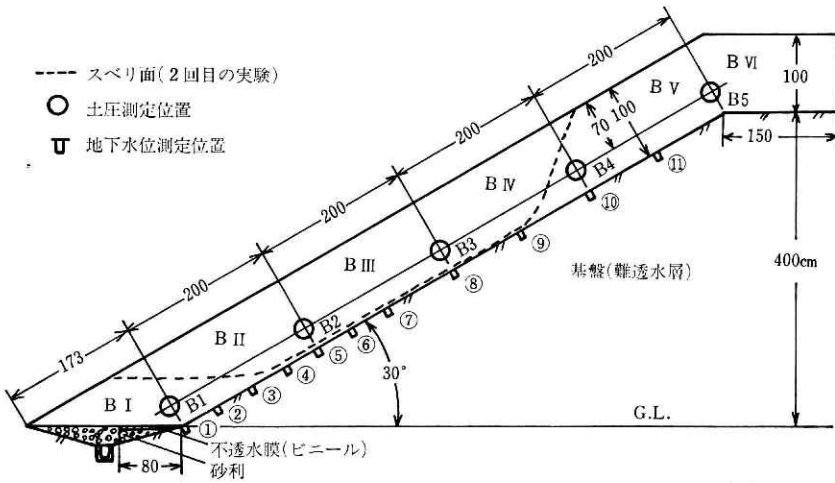


図 2 30°一様斜面縦断面図

Fig. 2 Profile of experimental model slope of 30°, of which surface is parallel to the impervious bottom boundary.

斜面, ② 30°一様斜面, ③ 40°変化斜面, ④ 30°変化斜面と呼ぶ. 図1～図4にこれらの模型斜面の縦断面形を示す. なお, まえがきの項で述べたように, 崩壊を二次元的に扱うために側方は写真1, 写真2に示すように鋼板で仕切られている. その幅は斜面長の約半分 (4m) とした.

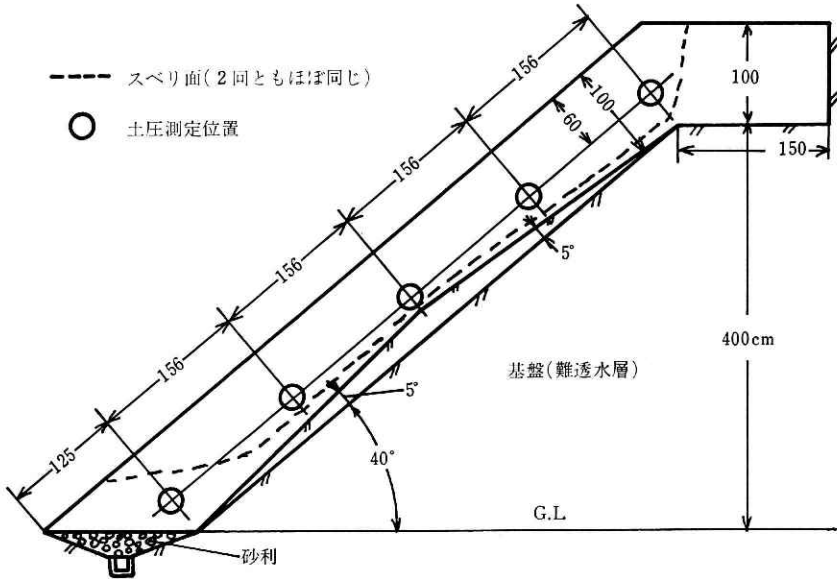


図 3 40°変化斜面縦断面図

Fig. 3 Profile of experimental model slope of 40°, of which surface is not parallel to the impervious bottom boundary.

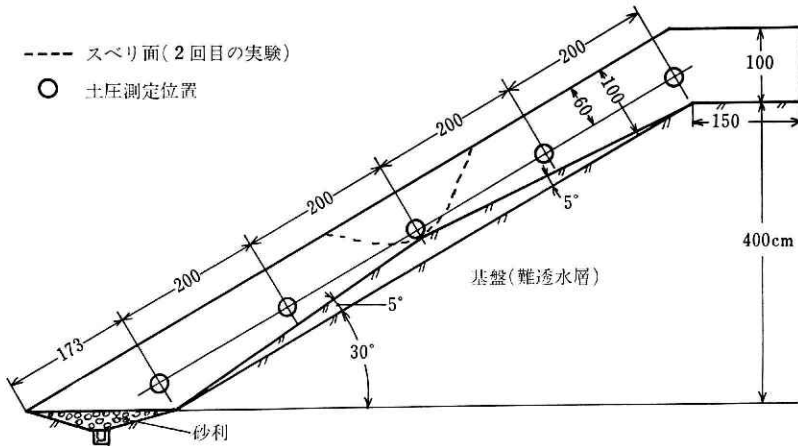


図 4 30°変化斜面縦断面図

Fig. 4 Profile of experimental model slope of 30°, of which surface is not parallel to the impervious bottom boundary.

実験に際しては、現場への適用性という点において相似律が常に問題となってくる。斜面崩壊に関する実験的な取り扱いもこれが大きな問題であり、この点を常に念頭におきながら実験研究を行なっていかなければならない。ここでは、この問題と諸種の物理量を測定するために設置した計測器機の影響を出来るだけ少なくするために、より実物大に近い大規模な実験模型（斜面高 5 m，土層厚 1 m）を製作し、崩壊実験を行なった。

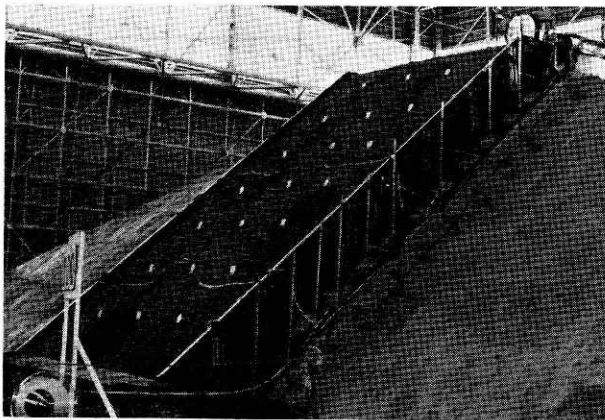


写真 1 実験斜面 (40°)

Photo 1 View of experimental model slope of 40°

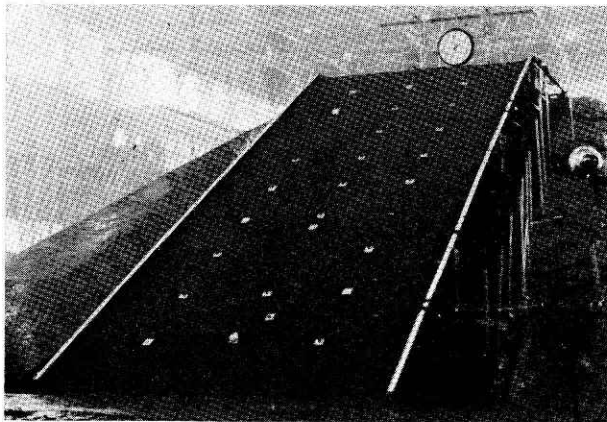


写真 2 実験斜面 (30°)

Photo 2 View of experimental model slope of 30°

2.2 実験概略

崩壊実験は各模型斜面についてそれぞれ2回ずつ行なった。各実験の初期条件・主要結果は表1に示す。雨量強度は実験斜面表面の限界浸透能がほぼ100mm/h前後であったことより、その半分の50mm/hを基準とした。そして、50mm/hで長時間雨水を供給しても崩壊に至らなかった場合は100mm/hに雨量強度を上げて雨水を供給した。また、1回目の実験でかなり早い時期に湧水が起こったり、崩壊が発生した場合には、2回目の実験は25mm/hの雨量強度で実験を行なった。

30°一様斜面の1回目の実験は側方からの水漏れもあり、崩壊に至らなかった。30°一様斜面の2回目の実験は上部土層が約2m残って崩壊した。30°変化斜面の1回目の実験は勾配変化点付近か

表 1 実験初期条件・主要結果

Table 1 Initial conditions and outline of examination.

実験 No.		Iの①	Iの②	IIの①	IIの②	IIIの①	IIIの②	IVの①	IVの②
実験模型		40°一様	40°一様	30°一様	30°一様	40°変化	40°変化	30°変化	30°変化
雨量強度	mm/h	50	50	50	50	50	25	50	25
乾燥密度	g/cm ³	1.42	1.46	1.41	1.43	1.48	1.50	1.47	1.48
初期含水比	%	10.0	10.3	9.8	9.3	12.1	12.1	11.7	11.4
地下水発生時間	分	180～	120～	163～	140～	170～	270～	120～	240～
移動開始時間	分	140～	100～	142～	159～	128～	331～	163～	301～
崩壊発生時間	分	352	236	崩壊せず	457	227	563	185湧水	433
崩壊の形状		全層滑落	全層滑落	—	一部残し 滑 落	全層滑落	全層滑落	ベ イ ピ ング	小門弧状
備 考		雨量強度 を300分 から100		雨量強度 を300分 から100	雨量強度 を450分 から100	219分に 1回目の 微小滑動から	雨量強度 を450分 から50		雨量強度 を300分 から50

らパイピングによる進行性崩壊が起こり、2回日の実験は勾配変化点近くからの湧水とともに小円弧状に崩壊した。40°一様斜面・40°変化斜面での4回の実験はともに全層にわたって崩壊した。

この報文では、まえがきの項に述べたように、無限長斜面の仮定を基にしての考察であるから、より斜面長方向に一様であると考えられる40°一様斜面の1回日の実験と30°一様斜面の2回日の実験結果を主体にして述べる。他の実験結果については、今後、斜面を有限長化して行く過程において次報以下随時報告して行く予定である。

2.3 斜面応力状態の計測

斜面の応力状態を決定するには、その歪量を実測し、土の応力—歪関係式から算出する方法も考えられるが、むしろ、これをどのように考えるかが力学的考察の主題の一つである。したがって、ここでは直接土中土圧を測定することにより斜面応力状態の把握を行なった。

土中土圧の測定は側面の境界条件の影響をなるべく少なくするために斜面の幅方向ほぼ中央にて行なった。また、斜面長方向には斜面全体の応力状態を把握するためにほぼ等間隔に配置した。斜面深さ方向にも同様に配置すべきであるが、土圧計の絶対数とその測定精度において土かぶり圧の小さい所では測定が困難であるために、ここでは概略の傾向を把握する目的で斜面深さの約2/3の深さに配置した。

二次元応力状態における任意の点の応力状態は3個の独立な成分により決定される。ここでは、3方向の垂直応力を土圧計で測定することによりその点の応力状態を決定した。一つの測点における土圧計の配置は図5に示す。使用した土圧計の諸元は表2に示す。

3. 実験結果および考察

3.1 初期応力状態

ここでいう初期応力状態とは雨水が供給される直前の安定な状態にある斜面の応力状態のことである。この応力状態から雨水の浸透によって斜面中の諸種の物理量が変化し、応力状態の変化をきたし、崩壊に至るから、雨水の供給を受ける前の斜面がいかなる応力状態にあるかを考察することは斜面の安定・不安定を論じる際に重要である。なお、この項ではある

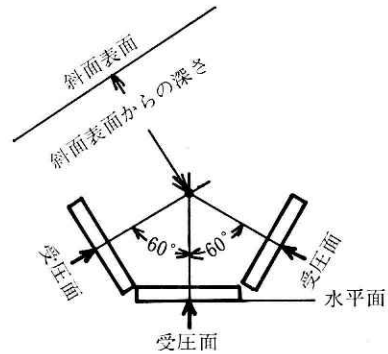


図5 土圧計の配置方法
Fig. 5. Arrangement of earth pressure gauges.

表2 土圧計の諸元
Table 2 Main dimensions and capacity of earth pressure gauges.

	外 径	厚 さ	受 圧 板 径	容 量	非 直 線 性
単 位	mm	mm	mm	kg/cm ²	% FS
40°一様実験	100	20	88	1	2
30°一様実験	65	8	65	1	2

程度理論的な考察を進めた上で実験結果との照合を行なう。

二次元応力状態にある斜面中の応力の釣合い式は、図6のように座標軸を選んだ、次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} &= f_x + w_x \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} &= f_y + w_y \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

ここに、

σ_x, σ_y : x, y 方向の垂直応力

τ_{xy} : " セン断応力

f_x, f_y : 体積力の x, y 方向成分

w_x, w_y : 間隙圧力勾配により生ずる力の x, y 方向成分

(1) 式を境界条件・土の応力—ひずみ関係式を導入して解けば、応力状態が決定されるが、一般に解析的に解くことは困難である。さらに、土の応力ひずみ関係式が線形で表わされないことも解析を困難にしている。ここでは、まえがきの項で述べたように、斜面長方向状態が一樣であるという無限長斜面の仮定を基にして考察を行なう。

この仮定をおくと $\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = 0, \frac{\partial \sigma_y}{\partial x} = 0, \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} = 0$ である。

今、地下水流が発生していないとすると、 $w_x = w_y = 0$ であり、図6のように座標軸を取ると、 $f_x = -\gamma \sin \alpha, f_y = -\gamma \cos \alpha$ (γ : 土の単位体積重量 g/cm^3) である。

結局、(1) 式は、

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = -\gamma \sin \alpha, \quad \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = -\gamma \cos \alpha \quad (2)$$

となる。

斜面表面では $\sigma_y = 0, \tau_{xy} = 0$ であるから初期条件として、 $y = H$ で $(\sigma_y)_{y=H} = 0, (\tau_{xy})_{y=H} = 0$ とし、上式を解くと

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= F(y) \\ \sigma_x &= \gamma \cos \alpha (H - y) \\ \tau_{xy} &= \gamma \sin \alpha (H - y) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

となる。 σ_x は前記仮定のみでは決定されない。

ところで、今、考えている斜面土層が破壊する際には次の二つの状態が考えられる。①斜面長方向の応力 (σ_x) が次第に減少していった破壊する場合 (これを主働状態と呼ぶ)、②斜面長方向の応力 (σ_x) が次第に増加していった破壊する場合 (受働状態と呼ぶ) の二つである。安定な斜面では二つの状態の中間的な応力状態にあると考えられる。

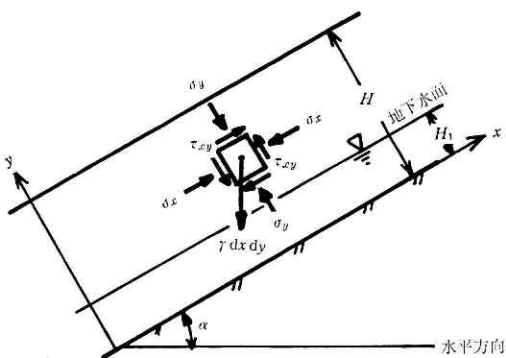


Fig. 6 Coordinate for the consideration of two dimensional slope sand layer.

安定条件は Mohr-Coulomb の破壊規準より次のように考えられる．図 7 に Mohr の応力円および Mohr-Coulomb の破壊規準を表わす直線を示す．図 7 において，Mohr の応力円が Mohr-Coulomb の破壊規準を表わす直線と接する場合が限界の釣合い状態であり，これより下方にある場合が安定な状態である．

したがって，図 7 より安定条件は

$$c + a \tan \phi \geq \sqrt{b^2 + \tau_{xy}^2} \cdot \sec \phi \quad (4)$$

である．ただし，

c : 見掛けの粘着力

ϕ : 内部摩擦角

a : $(\sigma_x + \sigma_y)/2$

b : $(\sigma_x - \sigma_y)/2$

ところで，図 7 において，点 (σ_y, τ_{xy}) を通り Mohr-Coulomb の規準を表わす直線に接する Mohr の応力円は 2 個存在する．直径の短い A 円が主働状態での限界の応力状態を表わし，直径の長い B 円が受働状態での限界の応力状態を表わしている．これらは (4) 式の左辺と右辺を等しいとおくことにより得られる．したがって，(4) 式を解くことによって σ_x の取り得る値の範囲が決定される．

$$\sigma_x \geq \sigma_y + 2 \tan \phi (c + \sigma_y \tan \phi) \left\{ 1 - \frac{1}{\sin \phi} \sqrt{1 - \left(\frac{\tau_{xy}}{c + \sigma_y \tan \phi} \right)^2} \right\} \quad (5.1)$$

$$\sigma_x \leq \sigma_y + 2 \tan \phi (c + \sigma_y \tan \phi) \left\{ 1 + \frac{1}{\sin \phi} \sqrt{1 - \left(\frac{\tau_{xy}}{c + \sigma_y \tan \phi} \right)^2} \right\} \quad (5.2)$$

である．ところで，上式は Mohr-Coulomb の破壊規準より求めた σ_x の取り得る範囲であるが，Mohr-Coulomb の破壊規準は圧縮応力状態にしか適用出来ない．前記，主働状態においては σ_x が減少することによりやがて引張応力が生ずることになるから，引張応力が生じた際の破壊規準を別に考える必要がある．ここでは，厳密解を求めようというのではないから，引張応力が生じたら土は破壊してしまうものとして話を進める*．この場合の極限状態の Mohr の応力円は図 7 において D 円で表わされる． $\sigma=0$ よりも右方に応力円が存在する場合がこの破壊規準に対する安定な状態である．式で表わすと，

$$a \geq \sqrt{b^2 + \tau_{xy}^2} \quad (6)$$

である．

* 本実験で使用した砂質土についてはこの仮定ではほぼ満足され则认为する．

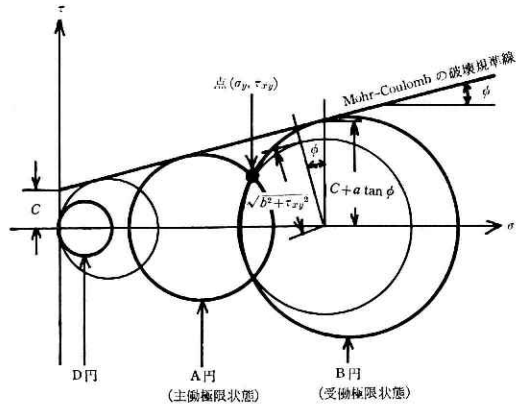


図 7 Mohr の応力円と Mohr-Coulomb の破壊規準
Fig. 7 Mohr's circle of stress and Mohr-Coulomb's law.

(2) 式と同様に σ_x の取り得る範囲を考えると.

$$\sigma_x \geq \frac{\tau_{xy}^2}{\sigma_y} \quad (7)$$

である.

主働状態では (5.1) と (7) 式の二つの安定条件が存在するが, 安定斜面はこの両方を満足していなければならない. 逆に考えると, 安定な状態から主働状態における破壊に至る場合には Mohr-Coulomb の規準によるスベリ破壊か, 引張破壊のどちらかが生ずるということである. どちらが生ずるかは斜面表面からの深さによって異なる. (3) 式を (5.1), (7) 式に代入して, 両式を比較検討すると, 次のようになる.

①. $H-y < \frac{2c \cos \alpha}{\gamma} \cdot \frac{\cos \phi}{1-\sin \phi}$ のとき, (7) 式が適用される. すなわち,

$$\sigma_x \geq \gamma \frac{\sin^2 \alpha}{\cos \alpha} (H-y) \quad (8)$$

②. $H-y > \frac{2c \cos \alpha}{\gamma} \cdot \frac{\cos \phi}{1-\sin \phi}$ のとき, (5.1) 式が適用される. すなわち,

$$\sigma_x \geq \gamma \cos \alpha \left[(H-y) + 2 \tan \phi \left\{ \frac{c}{\gamma \cos \alpha} + (H-y) \tan \phi \right\} \left\{ 1 - \frac{1}{\sin \phi} \sqrt{1 - \left(\frac{(H-y) \tan \alpha}{\frac{c}{\gamma \cos \alpha} + (H-y) \tan \phi} \right)^2} \right\} \right] \quad (9)$$

以上の議論は無限長斜面を仮定して, その場合の σ_x の取り得る範囲について考察したのであるが, 次に斜面の形成過程から σ_x の値を検討する.

現在ある自然状態の斜面は最初からその厚さの土層を持っていたわけではない. 基岩の風化, 火山からの噴出, 上部土層からの崩落等の作用によって薄い層から次第に厚い層が形成されたり, 侵食, 表層の小崩壊等により逆に薄くなったりしながら現在の土層厚で安定していると考えられる. ここでは, 斜面が薄い層から厚い層に次第に形成されていって現在の斜面があると考え. 簡単のために土は弾性体であると考え.

図8のように座標軸を取り, 今, 層厚が dY だけ増加したときの考えている点の応力の増加は, (3) 式より

$$d\sigma_y = \gamma \cos \alpha dY, \quad d\tau_{xy} = \gamma \sin \alpha dY \quad (10)$$

で表わされる.

二次元応力状態における応力-ひずみの関係は次式で表わされる.

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} \{ (1-\nu^2) \sigma_x - \nu(1+\nu) \sigma_y \} \quad (11.1)$$

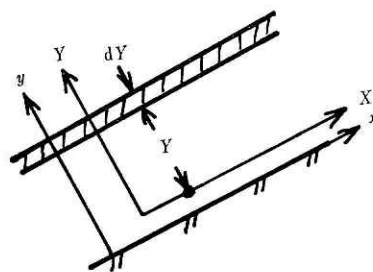


図8 斜面の形成
Fig. 8 Formation of slope soil layer.

表 3 計算に使用した諸量
Table 3 Values for computation.

	H	$Y=H-y$	α	γ	c	ϕ	ν
	土層の厚さ	測点の深さ	斜面傾斜角	土の重量	粘着力	内部摩擦角	ポアソン比
単位	cm	cm	度	g/cm ³	g/cm ²	度	無次元
40°一様斜面	100	70	40	1.58	24.4	35.7	0.3
30°一様斜面	100	70	30	1.56	24.4	35.7	0.3
備考					三軸圧縮	試験結果	仮定

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} \{-\nu(1+\nu)\sigma_x + (1-\nu^2)\sigma_y\} \quad (11.2)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} = \frac{1}{E} \{2(1+\nu)\tau_{xy}\} \quad (11.3)$$

ここに, $\varepsilon_x, \varepsilon_y$: x, y 方向の圧縮ひずみ

γ_{xy} : " セン断ひずみ

E, G : 縦, 横弾性係数

ν : ポアソン比

無限長斜面を考えているから x 方向の圧縮ひずみの変化量は 0 である. したがって (11.1) 式より変化量で表わすと,

$$d\sigma_x = \frac{\nu}{1-\nu} d\sigma_y \quad (12)$$

となる.

初期条件として, $Y=0$ において, $\sigma_x = \sigma_y = \tau_{xy} = 0$ として (10), (12) 式を解くと,

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \left(\frac{\nu}{1-\nu} \right) \gamma \cos \alpha Y \\ \sigma_y &= \gamma \cos \alpha Y \\ \tau_{xy} &= \gamma \sin \alpha Y \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

となる.

上式が, 無限長斜面において薄い層から次第に厚い層に形成されていった場合の応力状態を表わしている. 今, 今回の実験での諸種の物理量 (表 3) を (5.2), (8), (9), (13) 式に代入して数値計算を行なうと表 4 のようになる. 表 5

表 4 数値計算結果
Table 4 Computed values

	σ_x (g/cm ²)		σ_y (g/cm ²)		τ_{xy} (g/cm ²)	
斜面傾斜角	40°	30°	40°	30°	40°	30°
限界受働状態	314	399	85	96	71	55
限界主働状態	57	30	85	96	71	55
①の場合	83	41	85	96	71	55
②の場合	35	39	85	96	71	55
斜面形成中の状態						

表 5 実験測定値
Table 5 Measured values.

	測点	σ_x	σ_y	τ_{xy}
	No.	g/cm ²	g/cm ²	g/cm ²
40°一様斜面 (1 回目の実験)	A 1	315	104	38
	A 2	203	137	42
	A 3	121	187	115
30°一様斜面 (2 回目の実験)	B 1	109	62	14
	B 2	88	166	45
	B 3	54	114	36
	B 4	76	150	40
	B 5	51	136	26

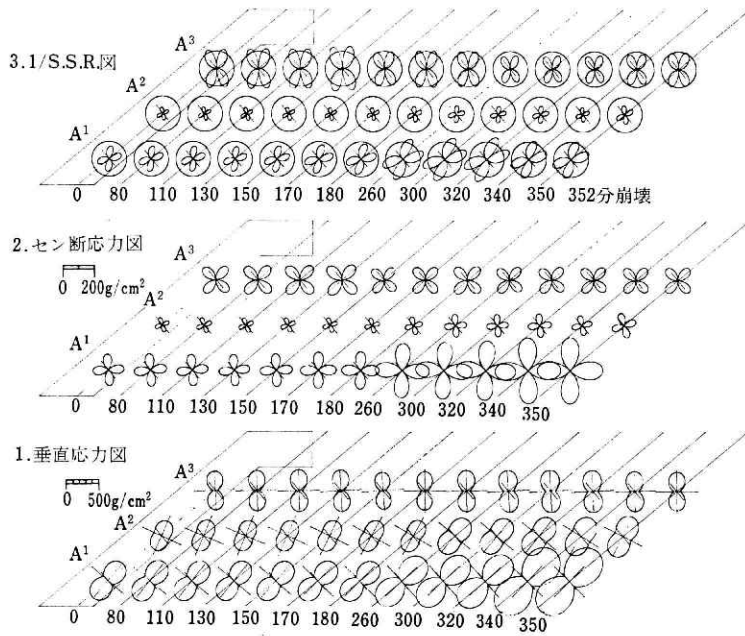


図 9 40°一様斜面垂直応力・セン断応力・1/S.S.R. 図
Fig. 9 Normal stress, shearing stress and 1/S.S.R. in experimental model slope of 40°.

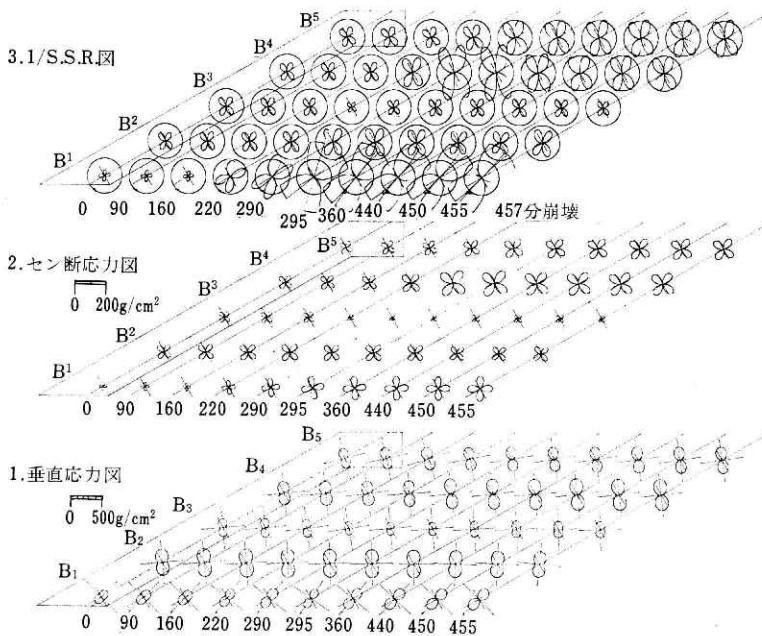


図 10 30°一様斜面垂直応力・セン断応力・1/S.S.R. 図
Fig. 10 Normal stress, shearing stress and 1/S.S.R. in experimental model slope of 30°.

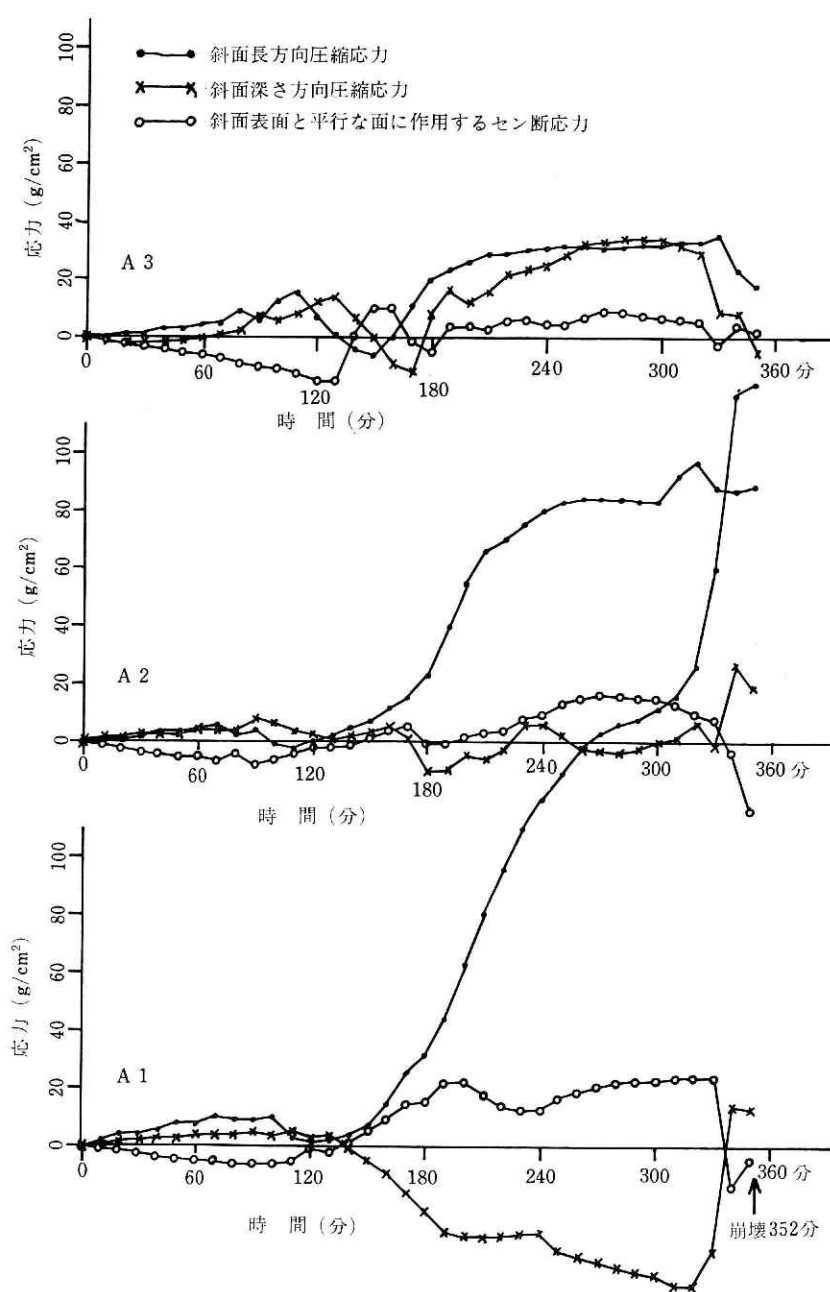


図 11 40°一様斜面垂直応力・せん断応力変化

Fig. 11 Time changes of normal stress and shearing stress in experimental model slope of 40°

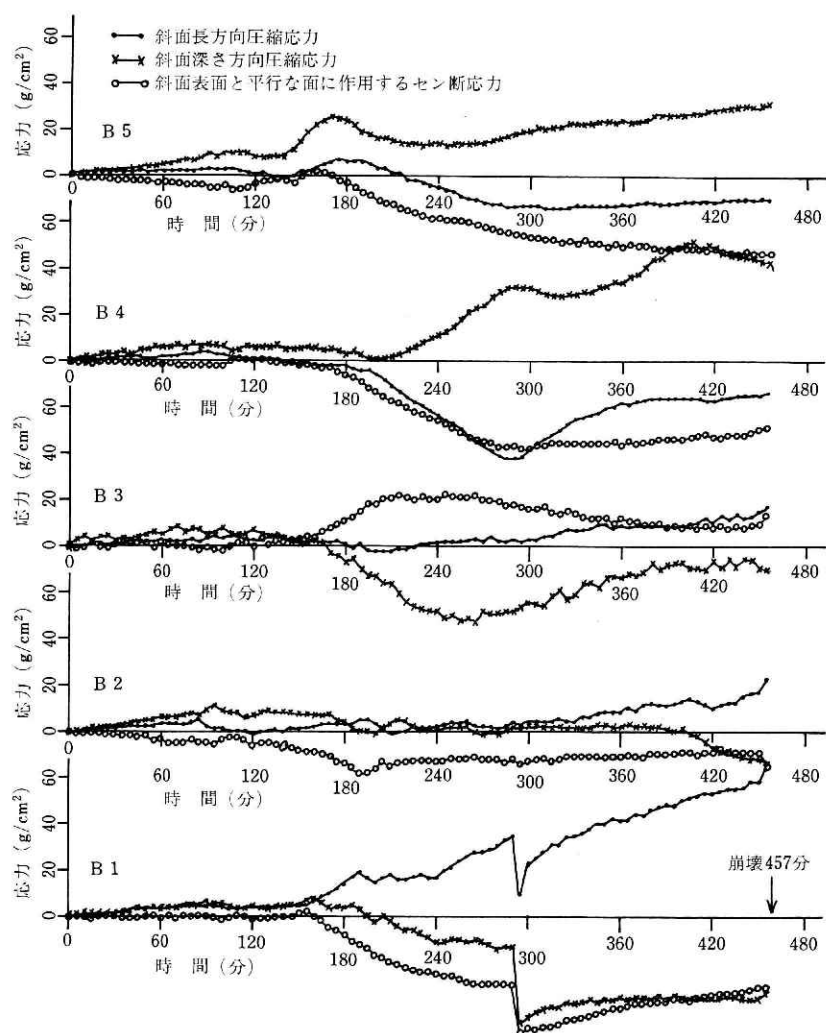


図 12 30°一様斜面垂直応力せん断応力変化

Fig. 12 Time changes of normal stress and shearing stress in experimental model slope of 30°.

には測定された結果の一例を示す。表4で、(13)式によって計算される σ_x の値が 40° 斜面においては、限界主働状態の σ_x の値よりも小さくなっている。このことは、考えている点において主働破壊に至っているということである。安定な斜面ですでに安定条件が壊れているということは考え難いから、斜面が形成されていく過程において次のことが推察される。ある層厚で安定であった斜面はその上に更に土層が形成されると部分的な破壊が起こり、微少な移動が生じ、そのために斜面長方向の応力を増し、また安定な状態にもどる。この過程を繰り返しながら、斜面は次第に形成されて行く。したがって、有限長斜面においては、斜面下部の変形を規制する境界条件によって斜面下方受働状態に移行し、斜面上方は主働状態に近い応力状態であると考えられる。表5（実験測定値）の σ_x の値からもこのことは推察される。そして、測定値は主働状態と受働状態の中間に位置している。なお、土圧の絶対値の測定には、土のアーチ現象、異物の埋設による応力集中、埋設の際の締め固めの度合い等により、かなりの困難が伴ない、測定された値が正確にその点の土圧を表わしているかどうか疑問な点も多々あるが、傾向的にはよく一致している。 30° 斜面においては、斜面下部末端付近のみが受働状態に近く、斜面上・中部は主働状態に近く、ほぼ一様である。末端部付近を除くと、無限長斜面の仮定を適用してもよいようである。図9～図10に各測点における任意の方向の垂直応力、セン断応力および Mohr Coulomb の破壊規準を基にした S.S.R.（詳細は後述）を示す。この垂直応力の図における主応力の方向からも前記状態が推察出来る。

3.2 崩壊までの応力状態の変化

3.1 で述べた初期応力状態から雨水の浸透に伴って諸種の物理量が変化し、応力状態が変化し、マスマーブメントとしての崩壊が発生する。ここでは前述の理由により、 40° 一様斜面の第1回目の実験と 30° 一様斜面の第2回目の実験の二つの実験結果を述べる。

図11, 図12にそれぞれ 40° 一様斜面, 30° 一様斜面の斜面長方向およびそれと垂直方向の面に作用する垂直応力とセン断応力の経時変化を示す。降雨供給直前の値をそれぞれ0とした。地下水面が測点よりも上方にきた場合には測定された値から、地下水位と測定位置との差を引いた値を図示した。垂直応力の $\oplus$ 方向の増加は圧縮応力が増したことを意味し、セン断応力の $\ominus$ の方向の増加は斜面表面と平行な面を考えた場合、その面より上部土層を支持する力が増加したことを意味する。図9, 図10は各測点における任意の方向の垂直応力, セン断応力, S.S.R. の逆数を図示したものである。垂直応力とセン断応力は各図の中心と曲線の任意の点を直線で結んだ時、その線分の長さの応力がその方向に作用していることを表わす。1/S.S.R. 図は同様に直線で結ぶとその線分の長さがその直線と平行な面の 1/S.S.R. の値を表わす。

各量の算出法は次の通りである。

x 軸から θ だけ法線が傾く面の垂直応力 (σ), セン断応力 (τ) は、

$$\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\theta - \tau_{xy} \sin 2\theta$$

$$\tau = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\theta + \tau_{xy} \cos 2\theta$$

である。

この面の安定度を計る尺度として、Mohr Coulomb の規準より算出される土のせん断強度と斜面内部のせん断応力との比を S.S.R. とし、次のように定義する。

$$\text{S.S.R.} = \frac{c + \sigma \tan \phi}{|\tau|} = \frac{c + \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\theta - \tau_{xy} \sin 2\theta \right) \tan \phi}{\left| \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\theta + \tau_{xy} \cos 2\theta \right|}$$

図9の3、図10の3にはこの逆数 $1/\text{S.S.R.}$ を図示した。図中の円は各面に対して $\text{S.S.R.} = 1$ の場合である。したがって、安定な状態ではこの円内に曲線が存在し、限界状態でこの円に接する。実際は c 、 ϕ および土圧の測定値に誤差があるために、計算上、円外に飛び出すこともあるが、図形が大きい程不安定な状態にあると考えればよい。

3.2.1 40° 一様斜面

各測点の No. を下方から A1, A2, A3 とし、A1 より下方、A1 と A2 の間、A2 と A3 の間、A3 より上方のブロックをそれぞれ AI, AII, AIII, AIV とする (図1 参照)。

A1～A3 の S.S.R. の時間的な変化は図9の3に示してある。A3 点に注目すると0分～130分間に次第に S.S.R. が低下している。この間は図11による応力の変化がほぼ一様な変化であることと雨水の自重が斜面表面に等分布荷重として作用したと考えた場合の増加量と実測された変化量のオーダーがほぼ等しい* ことより、土層内の水分量が増加したことによる単位体積重量の増加によるものと思われる。この応力の変化は他に土の力学的性質が変化したためとも考えられるが、おそらくこの二つが同時に作用したと思われ、この点については、今後斜面の有限長化の過程において検討を加える予定である。

130分～150分間に、この点はより安定な状態に移行している。この間に τ_{xy} が約 25 g/cm^2 急増していることと合わせて考えると、この時点で、A3 点の近辺で破壊が生じたために A3 点はより安定な状態に移行したと考えられる。そして、150分～170分間に再び不安定化している。この間に σ_x が約 17 g/cm^2 増加していることから AIV ブロックからの圧縮力により不安定化したと考えられる。170分前後で斜面表面の移動が観測されたこととよく一致する。また、地下水の発生は180分前後と観測されている (森脇, 1978)。地下水が観測されるかなり以前から、難透水層上の近辺は含水量が増大していると思われ、このために土の強度が低下し、難透水層近辺から破壊したと考えられる。このことは無限長斜面の安定に関する考え方から推察される。この場合、難透水層直上の安全率は、

* 雨水による増加量は60分で約 5 g/cm^2 、実測された変化量は $1 \sim 7 \text{ g/cm}^2$ である。

$$F.S. = \frac{c}{\gamma H \sin \alpha} + \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \quad (14)$$

である。

地下水発生直前・直後の $\gamma = 1.65 \text{g/cm}^3$ (含水比 16%)，地下水発生直後の $c=0$ とし， ϕ は変化しないものとして表 3 の値を代入して計算すると，地下水発生直前の $F.S.=1.05$ ，地下水発生直後の $F.S.=0.86$ であり，ほぼ破壊していると考えてよい。なお，この現象は A2 点でも見られるがそれ程顕著ではない。このために，A3 点より下方にある A2 点，A1 点では σ_x が増加する。A2 点では 160 分前後，A1 点では 150 分前後から σ_x の急増が始まる。300 分までの σ_x の増加量は難透水層上の地下水位の上昇量とかなり良い相関を示す。この間に A1 点は図 9 の 3 に示すように，かなり不安定化している。また，この間において，A1 点の σ_y は σ_x とほぼ同じような増加を示し， τ_{xy} はほとんど変化しないということから，斜面深さ方向のひずみは変化が少なく，土層の形状もあまり変化しなかったと考えられる。A1，A2 点では， τ_{xy} が 20g/cm^2 増加しており，難透水層直上の支持力の低下が考えられる。難透水層直上の支持力の低下に伴って，下部土層が圧縮されると σ_x の増加はともかく， σ_y も (12) 式より，増加するものと考えられるが，A1 点においては σ_y が減少している。これは有限長斜面であることから生ずるのであるが，その後の変化と考え合わせて次のように推察される。難透水層直上の支持力の低下に伴う下部土層への圧縮力の主体は初期において土層の中央部付近に作用し，その方向は斜面長下方方向より時計回りの方向である。こう考えると，作用程度の割合によって σ_y は減少する可能性もある。また，前記のように τ_{xy} も増加しており矛盾はない。

300 分からは雨量強度を 2 倍 (100mm/h) に上げた。このため，この後急激な地下水位の上昇があり，難透水層直上の支持力が低下し，さらに斜面下部は圧縮される。地下水位の急激な上昇は 320 分から始まる。300 分～320 分間の応力変化は前述のように土の重量増と力学的性質の変化のためである。A1 点では 320 分～340 分に σ_x が急増する。この間に，図 9 に示すように，A1 点では安定な状態に移行する。このことは，A1 点の近くで安定が壊れた部分が生じたために，A1 点はより安定な状態に変化したと考えることができる。 σ_x の増加と同様に， $\sigma_y \cdot \tau_{xy}$ も急増していることと考え合わせると，初め上部土層の圧縮力を土層中央部付近を主体にして支持していたが，この付近が限界状態に到達したために，力が分散されて，A1 点でも $\sigma_y \cdot \tau_{xy}$ の増加が生じたと考えられる。この間において A2 点，A3 点の σ_x は低下し，A2 点の τ_{xy} は増加している。AI ブロック付近の地下水の上昇量が他のブロック付近におけるよりも大きいことと考え合わせて，BII ブロックの支持力が極端に減少したために下部土層が前述のように限界状態に至り，急激な移動となり，上部土層はそれに引きずられるような状態になったものと思われる。340 分から崩壊直前 (353 分崩壊) までは A1 点における応力の変化はほとんどない。この時点では，A1 点の近くにおいて，ほぼ

全面にわたって破壊面が形成されたために、A1点への応力伝播が行なわれなかったものと考えられる。そして、352分に土層は一体となって崩壊した。すべり面の形状は図1に示してある。

3.2.2 30° 一様斜面

30° 一様斜面の1回目の実験では崩壊しなかったため、ここでは、特に斜面下部付近の土層の圧縮強度を低下させる目的で斜面末端部付近の地下水を上昇させるために排水を一部止めて、実験を行なった(図2参照)。

各測点のNo.を下方から図2のようにB1, B2, B3, B4, B5とし、それぞれの間のブロックをBI, BII, BIII, BIV, BV, BVIとする。

顕著な応力の変化は160分前後(40° 一様斜面では130分前後)から始まる。この時点は難透水層上に地下水の発生が観測された時点とほぼ同じである。160分までの応力の変化は、40° 一様斜面の項で述べた土の重量増と力学的性質の変化に伴う応力状態の変化である。特に100分まではB2, B3, B4, B5点における応力の変化量は $\sigma_y > \sigma_x$ であり、(12)式で表わされる結果と傾向的には一致する(一般に $\nu < 0.5$ であるから)。このことは、初期応力状態の項で述べた30° 斜面では斜面末端部付近を除きほぼ無限長斜面の仮定を適用してもよいということの裏づけとなる。このことは30° 一様斜面の他の実験でも確認される。

B4点に注目すると図10より、160分から290分にかけて不安定化し、295分から360分にかけてまた安定な状態に移行している。このことは295分~300分にかけてB4点近辺において破壊面が形成されたと考えられる。40° 一様斜面ではA3点の応力の変化状況等から、難透水層上に地下水が発生する前後に難透水層直上に破壊面が形成されたと考えられたが、ここではこのように考えられるような応力の変化は示していない。また、(14)式でF.S.を計算すると、地下水発生直前F.S.=1.54、地下水発生直後F.S.=1.25であり、地下水発生直後ではまだ限界状態ではないと考えられる。この間に、B2, B3点では σ_x の変化は数g/cm²程度であり変化していない。B1点では約30g/cm²の増加を示している。これらの応力状態の変化は次のように考えられる。

地下水の発生は斜面末端部の測点①, ②を除くとBIIIブロックの付近が最も早い、測点⑥, ⑦, ⑧では180分に発生が確認されたが、測点⑩, ⑪ではその10分後に発生が確認された。その後の変化も例えば290分までの間に測点⑧では33cm増加したが、測点⑪では18cmしか増加していない。BII, BIII, BIVの下部ブロックの方がBIVの上部, BVブロックよりも早い時点で難透水層直上部分から地下水の形響を受け、その領域の上層への拡大も早かったものと考えられる。地下水面下の土は自身の力学的性質が変化するとともに浸透水流により力を受ける。このために、斜面全体の歪・応力は再配分される。この割合は土の力学的性質と斜面全体の変形を規制する条件によって決まるが、ここでは、初期応力状態の項で行なったように、土を弾性体と仮定して、無限長斜面の考え方からこのことを検討する。筆者

が行なった三軸圧縮試験結果によると含水比11%の試料（実験に使用した砂質土に）一定の軸圧と側圧（軸圧＝側圧）を加えた状態で水を供給すると軸方向の圧縮ひずみが増加する現象が見られた*。また、土の剛性率は含水量の増加により低下することが指摘されている（佐々，1972）。ここでは，(11.1)，(11.2)，(11.3)式（二次元状態の応力—歪関係等）において，縦弾性係数(E)が低下すると考える。

地下水流が存在する場合の応力の釣合いは，(1)式において，地下水面上と地下水面下の二つの場合で f_x, f_y, w_x, w_y をそれぞれ次のようにおいて求まる。

$$\text{地下水面上では } f_x = -\gamma \sin \alpha, f_y = -\gamma \cos \alpha, w_x = w_y = 0$$

$$\text{地下水面下では } f_x = -(1-\beta)(\gamma_s - \gamma_w) \sin \alpha, f_y = -(1-\beta)(\gamma_s - \gamma_w) \cos \alpha$$

$$w_x = \gamma_w \cdot \frac{U}{k} \quad (U: \text{地下水流速}, k: \text{透水係数}), w_y = 0$$

$$\text{地下水流が斜面表面と平行すると, } w_x = -\gamma_w \sin \alpha$$

ただし，

γ_s : 土粒子の単位体積重量， β : 空隙率， γ_w : 水の単位体積重量

初期応力状態の項で行なったと同様に解くと， σ_x は不定であるが，

(A) 地下水面上 ($H_1 < y \leq H$) のとき

$$\left. \begin{aligned} \sigma_y &= \gamma \cos \alpha (H - y) \\ \tau_{xy} &= \gamma \sin \alpha (H - y) \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

(B) 地下水面下 ($0 < y \leq H_1$) のとき

$$\left. \begin{aligned} \sigma_y &= \gamma \cos \alpha (H - H_1) + (1-\beta)(\gamma_s - \gamma_w) \cos \alpha (H_1 - y) \\ \tau_{xy} &= \gamma \sin \alpha (H - H_1) + \{(1-\beta)(\gamma_s - \gamma_w) - \gamma_w\} \sin \alpha (H_1 - y) \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

したがって，地下水面が H_1 の高さまで生じたときの σ_y, τ_{xy} の変化量 $\Delta\sigma_y, \Delta\tau_{xy}$ は(15)，(16)式から(3)式を引くと求まる。

(A) 地下水面上 ($H_1 < y \leq H$) のとき

$$\Delta\sigma_y = 0, \Delta\tau_{xy} = 0 \quad (17)$$

(B) 地下水面下 ($0 < y \leq H_1$) のとき

$$\left. \begin{aligned} \Delta\sigma_y &= \{(1-\beta)(\gamma_s - \gamma_w) - \gamma\} \cos \alpha \cdot (H_1 - y) \\ \Delta\tau_{xy} &= \{(1-\beta)(\gamma_s - \gamma_w) + \gamma_w - \gamma\} \sin \alpha (H_1 - y) \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

次に，(11)式よりそれぞれの変化量の間の関係を求める。サフィックス₀は変化前の量を表わす。なお，変化量は微小とする。

* これについては斜面の有限長化の過程で次報以下に詳述する。

$$\left. \begin{aligned} \Delta \varepsilon_x &= -\frac{\varepsilon_{x0} \cdot \Delta E}{E_0} + \frac{1}{E_0} \{ (1-\nu^2) \Delta \sigma_x - \nu(1+\nu) \Delta \sigma_y \} \\ \Delta \varepsilon_y &= -\frac{\varepsilon_{y0} \cdot \Delta E}{E_0} + \frac{1}{E_0} \{ -\nu(1+\nu) \Delta \sigma_x + (1-\nu^2) \Delta \sigma_y \} \\ \Delta \gamma_{xy} &= -\frac{\gamma_{xy0} \cdot \Delta E}{E_0} + \frac{1}{E_0} \{ 2(1+\nu) \Delta \tau_{xy} \} \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

変位量と歪の関係は、 u : x の負方向変位、 v : y の負方向変位として、

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \varepsilon_x, \quad \frac{\partial v}{\partial y} = \varepsilon_y, \quad \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = \gamma_{xy}$$

であるから、これも変化量で表わすと、

$$\frac{\partial (\Delta u)}{\partial x} = \Delta \varepsilon_x, \quad \frac{\partial (\Delta v)}{\partial y} = \Delta \varepsilon_y, \quad \frac{\partial (\Delta u)}{\partial y} + \frac{\partial (\Delta v)}{\partial x} = \Delta \gamma_{xy} \quad (20)$$

である。

無限長斜面の仮定 (x 方向に関して状態が一応) より

$$-\frac{\partial (\Delta u)}{\partial x} = \Delta \varepsilon_x = 0, \quad -\frac{\partial (\Delta v)}{\partial x} = 0 \quad (21)$$

である。

したがって、(19)式より

$$\Delta \sigma_x = \frac{\varepsilon_{x0} \cdot \Delta E}{(1-\mu^2)} + \frac{\mu}{1-\mu} \Delta \sigma_y \quad (22)$$

$y = 0$ (難透水層直上) で土層は固定されているから $(\Delta u)_{y=0} = 0$, $(\Delta v)_{y=0} = 0$ である。

(17), (18), (19), (20), (22)式より, Δu , Δv を求めると、

(A) 地下水面下 ($0 < y \leq H_1$) のとき、

$$\begin{aligned} \Delta u &= \frac{\sin \alpha}{E_0} 2(1+\mu) \left[\{ (1-\beta) (\gamma_s - \gamma_w) + \gamma_w - \gamma \} \left(H_1 y - \frac{y^2}{2} \right) \right. \\ &\quad \left. - \frac{\Delta E}{E_0} \gamma \left(H y - \frac{y^2}{2} \right) \right] \end{aligned} \quad (23.1)$$

$$\begin{aligned} \Delta v &= \frac{\cos \alpha}{E_0} \cdot \frac{(1+\mu)(1-2\mu)}{1-\mu} \left[\{ (1-\beta) (\gamma_s - \gamma_w) - \gamma \} \left(H_1 y - \frac{y^2}{2} \right) \right. \\ &\quad \left. - \frac{\Delta E}{E_0} \gamma \left(H y - \frac{y^2}{2} \right) \right] \end{aligned} \quad (23.2)$$

(B) 地下水面上 ($H_1 < y < H$) のとき、

$$\begin{aligned} \Delta u &= \frac{\sin \alpha}{E_0} 2(1+\mu) \left[\{ (1-\beta) (\gamma_s - \gamma_w) + \gamma_w - \gamma \} \frac{H_1^2}{2} \right. \\ &\quad \left. - \frac{\Delta E}{E_0} \gamma \left(H H_1 - \frac{H_1^2}{2} \right) \right] \end{aligned} \quad (24.1)$$

$$\Delta v = \frac{\cos \alpha}{E_0} \cdot \frac{(1+\mu)(1-2\mu)}{1-\mu} \left[\{ (1-\beta)(\gamma_s - \gamma_w) - \gamma \} \frac{H_1^2}{2} - \frac{\Delta E}{E_0} \gamma \left(HH_1 - \frac{H_1^2}{2} \right) \right] \quad (24.2)$$

(23.1), (24.1)式において, $(1-\beta)(\gamma_s - \gamma_w) + \gamma_w - \gamma = \beta(1-q) \cdot \gamma_w > 0$ (q : 地下水面より上の土層の飽和度), $\Delta E < 0$ であるから $\Delta u > 0$, また, $d(\Delta u)/dH_1 > 0$ である. したがって, 地下水位が上昇すると斜面は下方へ変位することを表わしている. 前述の地下水の状況から, 斜面末端部を除くと, BⅢ, BⅣの下部ブロックの付近が最も早く下方へ変位を始め, その上部のBⅤブロックとの間に変位量の差が生じたと考えられる. このため, B4点, B5の σ_x は減少した. σ_x の減少に伴って不安定化し, やがて, BⅣの上部とBⅤブロックの間に主働破壊が生じた. 一方, 斜面末端部では変位が押さえられているために, 上部土層の下方への変位によって圧縮され, A1点の σ_x は増加した. なお, A1点では290分から295分にかけて極端な変化を示しているが, 他の測点, あるいは他の測定器になんら変化が見られないことから, ごく局所的な変化であり斜面全体の変化とはなんら関係のない変化であると思われる.

290分~450分にかけて, 上記状態が続き, 斜面末端部では次第に圧縮される. そして, 圧縮は末端部近辺に限られている. なお, 40° 一様斜面では土層全体が圧縮されており, 斜面下方程その圧縮力が高かった. 450分から崩壊直前の455分(457分崩壊)までに, 応力は急変し, σ_x の増加量が下部の測点程多いことから, この間に破壊面がほぼ同時に形成されたと考えられる. スペリ面の形状は図2に示す斜面上部土層が約2m程残って崩壊した.

以上のように, 30° 一様斜面の崩壊は含水量増大により土の力学的性質がどのように変化するかを正確に把握しない限り, その機構の説明は困難である. また, 地下水流による力も見逃ごせない大きさである. 本実験における地下水面下の f_x と w_x を計算すると, $f_x = -(1-\beta)(\gamma_s - \gamma_w) \cos \alpha = -(1-0.48) \times (2.72-1) \times \sin 30^\circ = -0.45 \text{ g/cm}^2$, $w_x = -\gamma_w \sin \alpha = -1 \times \sin 30^\circ = -0.5 \text{ g/cm}^2$ であり, ほぼ同程度の値である.

4. ま と め

ここでは, 40° 一様斜面と 30° 一様斜面では違ったタイプの崩壊が発生した. 40° 一様斜面では, 難透水層上に地下水が発生する直前に, 難透水層直上に破壊面が形成された. このために, 難透水層直上における支持力が減少し, この分だけ斜面下部土層が圧縮力を受け, 斜面下部土層中に次第に破壊面が形成され, 土層全体の崩壊が発生した. 30° 一様斜面では, 斜面土層の難透水層と接する面は難透水層に固定された状態で, 地下水発生および上昇に伴う土の力学的性質の変化, 地下水流による外力の増加によって, 斜面土層の変形が生じ, それにともなって応力の再配分が行なわれ, やがて, 土層全体にわたって, ほぼ同時期に破壊

面が形成され、マスマーブメントとしての崩壊が発生した。

前者は、斜面中に粘土層等のぜい弱な層が存在する場合とか、難透水層と斜面土層との接触面の支持強度が斜面土層を構成している土の強度よりも小さい場合等の潜在的にスベリ面になり得る層が存在する場合に発生すると考えられる。したがって、この潜在的なスベリ面の強度をどのように見積るかが重要なこととなる。また、斜面下部の破壊面が瞬時に形成されるものではなく、長時間にわたって（ここでは約30分）破壊面が形成されることは、興味深いことである。今後、斜面を有限として扱う際に詳細に検討する予定である。

後者は、含水量増加による土の力学的性質の変化と地下水流による外力の増加が応力状態を変える主因と思われ、今後、土の力学的性質の把握と地下水の発生・増加現象およびそれが応力分布に果たす役割を詳細に検討することが必要である。ここでは、土を弾性体と仮定し無限長斜面の仮定をもとに実験データの簡単な考察を行なったが、土はごく限られた範囲でしか弾性体と見なされないし、また、一般に自然状態の斜面は有限であり、本実験そのものも有限な小スケールであり、境界条件によって崩壊は大きく左右される。次報以下ではこの実験データをもとに、有限長斜面の考察を進める予定である。

また、3.1で初期応力状態について若干の考察を行なった。これについては、従来、あまり問題にされていなかったことであるが、斜面がどのような状態で安定を保っているかは、その後の不安定化現象に大きな影響を与えるものである。ここでは、斜面の形成過程から若干の考察を行なったが、自然状態の斜面は過去の繰り返し雨水の供給、地殻変動（地震動を含む）等によって、同じ形状、土質の斜面であっても、違った応力状態で安定していると考えられる。自然状態の斜面がいかなる力学的な釣り合い状態のもとに安定を保っているか検討することは、崩壊の危険度を予測する上で重要な問題となる。今後、この点も詳細な検討を加えて行く予定である。

参 考 文 献

- 1) 福尾義昭 (1971) : 浸透地下水流にもとづく斜面の崩壊. 京都大学防災研究所年報, No. 14B, 707—715.
- 2) 森脇 寛 (1978) : 斜面崩壊の発生過程について(I). 国立防災科学技術センター研究報告, No. 19, 51—64.
- 3) 最上武雄編 (1973) : 土質力学, 技報堂発行.
- 4) 佐々恭二 (1972) : 斜面安定解析—I. 新砂防, No. 85, 5—17.
- 5) 武居有恒 (1961) : 山くずれの力学的研究. 京都大学農学部演習林報告, No. 32, 43—97.

(1978年6月24日原稿受理)