

箱根地区火山性地すべりの運動機構に関する研究

著者	渡 正亮, 酒井 淳行, 中島 彬, 富田 利保
雑誌名	防災科学技術総合研究報告
号	9
ページ	45-73
発行年	1966-03-31
URL	http://id.nii.ac.jp/1625/00002519/

箱根地区火山性地すべりの運動機構に関する研究

渡 正 亮・酒 井 淳 行・中 島 彬

土木研究所河川部地すべり研究室

富 田 利 保

土木研究所地質化学部化学研究室

On the Mechanism of Landslide in Volcanic Altered Area in the Region of Hakone Volcano

By Masasuke Watari, Atsuyuki Sakai, Akira Nakajima and Toshiyasu Tomita
Public Works Research Institute, Tokyo

Abstract

Mechanical characteristics and movement mechanism of landslides in the area Owakudani—Sounzan area have been analyzed by various methods, such as measurements with tiltmeters and extensometers, observations of ground water levels and tests of soil mechanics, etc. From these, the following conclusions have been obtained.

- 1) On the slope, of which the materials are composed of greatly altered rocks and clay, small landslides are sometimes detected, but large ones scarcely.
- 2) Small landslides are characterized by slope failure, and their movements are influenced by precipitation.
- 3) Small landslides often occur unexpectedly, and it is difficult to foreknow them.

目 次

緒 言	46	4. 変質土の土質工学的特性について	63
1. 調査概要	46	4.1 試料採取位置	63
2. 変質地帯における地表変動特性について	48	4.2 変質土に関する基本的な土質試験結果について	64
2.1 地表面伸縮について	48	4.2.1 比 重	64
2.1.1 観 測	48	4.2.2 粒 度	64
2.1.2 地表面伸縮状況についての考察	50	4.2.3 含水比	64
2.2 地盤傾斜変動について	57	4.2.4 単位体積重量	65
2.2.1 観 測	57	4.2.5 稠 度	65
2.2.2 地盤傾斜変動についての考察	58	4.2.6 c および ϕ	66
2.3 結 論	59	4.3 応力—歪曲線による土の力学的特性について	66
3. 地すべりに関連する諸因子について	60	4.4 結 論	68
3.1 地下水	60	5. 火山性地すべりの運動機構	69
3.1.1 化学的に見た地下水の分布	60	5.1 斜面の安定解析による変質土の強度の存在範囲の推定	69
3.1.2 ボーリング孔の水位およびその変化から見た地下水の経路および特性について	61	5.1.1 計算に用いたすべり土塊の大きさ	69
3.2 噴気圧	63		

5.1.2 すべり面および間隙水圧の推定	69
5.1.3 解 析	69
5.1.4 結 論	70

緒 言

火山性地すべりの運動機構に関する文献はほとんど見当らない。ただわずかに1955年(昭和30年)から1961年(同36年)にかけて建設省手取川工事々務所と建設省土木研究所が協同行なつた石川県石川郡白峯村の甚之助谷(手取川左支牛首川右小支柳谷上流)の地すべりの調査成果があるが、当時運動に関する計測がやっとその緒についたばかりで、充分な成果を得られず今日に及んでいる。この地すべりは白山の後火山作用による基盤の変質と破碎がその原因といわれ、その調査成果によれば甚之助谷溪流を中心とする河床と河岸一帯に比較的活発な(速度年間 35 cm)そして深さ 15~20 m に及ぶ崖錐、または河床堆積物の地すべりがあり、その下の変質破碎された基盤内にも 2~3 枚のすべり面があって、これらは深度60~70mにも達し、非常に緩慢な動きを示している事が報告されている。

上記のごとく甚之助谷の火山性地すべりには基盤に変質帯が存在することによって発生している基岩の動きと、その基盤の上に載っており、そして基盤のすべりによって生産された土砂の動きの2つのタイプが混合している事が報告されている。

一般の地すべりにおいて基盤自身の滑動する例は比較的少く、しかも大抵の場合は、基盤の走向および傾斜方向が地表斜面のそれとほぼ一致している。

火山性地すべりの場合は、それが恐らく変質帯の分布に左右されているであろうことが、またこの活動が地すべりの根本原因になっている可能性のあることが想像されるが、しからば変質帯の存在によって、どのような機構によって安定を失い、どのように動きに特徴を示すかは明瞭ではない。本研究は火山性地すべりとしては、その規模においても、また変質の程度においても最も大きく、また現在なお活発な火山作用の影響を蒙りつつある箱根早雲山大涌谷において、基盤の中に発生した地すべりの挙動と変質帯の物理的特性、地下水等の化学的特性をとらえ、それ等の関連を見出して地すべりの機構を明らかにし、さらにその予知の手段について考察しようとするものである。

本研究報告において地盤の活動状況と調査結果を総合した運動機構の考察と予知に関しては渡正亮が担当し、

5.2 地すべりの運動機構とその形態に関する考察...	70
5.3 地すべりの予知についての考察	72
あとがき.....	73

変質帯の土質工学的な考察や地下水位、ガスとの関係については酒井淳行が論じ、陸水の地球化学的な解析は富田利保が行った。また観測および観測資料整理は中島彬が担当した。

1. 調査概要

本研究を進めるにあたり、まず、大涌谷、早雲山の地すべり発生の可能性のある全地域にわたって、地表の変動状況と変質帯の土質を調査し、その結果にもとずいて前記の基岩の変質により発生しうる地すべりのモデル斜面を選定した。

1963年度(第1年度)の計測結果は第1報に述べた通りで計測に明瞭にあらわれた動きは大涌谷中流部の崖錐地帯をのぞいて見出されなかった。そこで、地形的に見て、いちど滑落し、なお不安定な状態にあり、また地質的にも変質の相当進んだ基岩のみの分布するA斜面をモデル斜面とし、計測および土質調査を集中し、基岩のすべりと変質帯の関係を明確にすべく努力した。

1.1 地表変動に関する調査

1963年度：早雲山および大涌谷とその周辺における地表変動に関する特性を把握すべく、傾斜計および伸縮計による観測を実施した。この観測結果は第1報に掲載したごとき結果となった。これによれば、現在の時点では、全般的には顕著な地すべり運動は認め難かったが、大涌谷の非常に限られた部分ではすべりによる地表変動の特性が認められた。

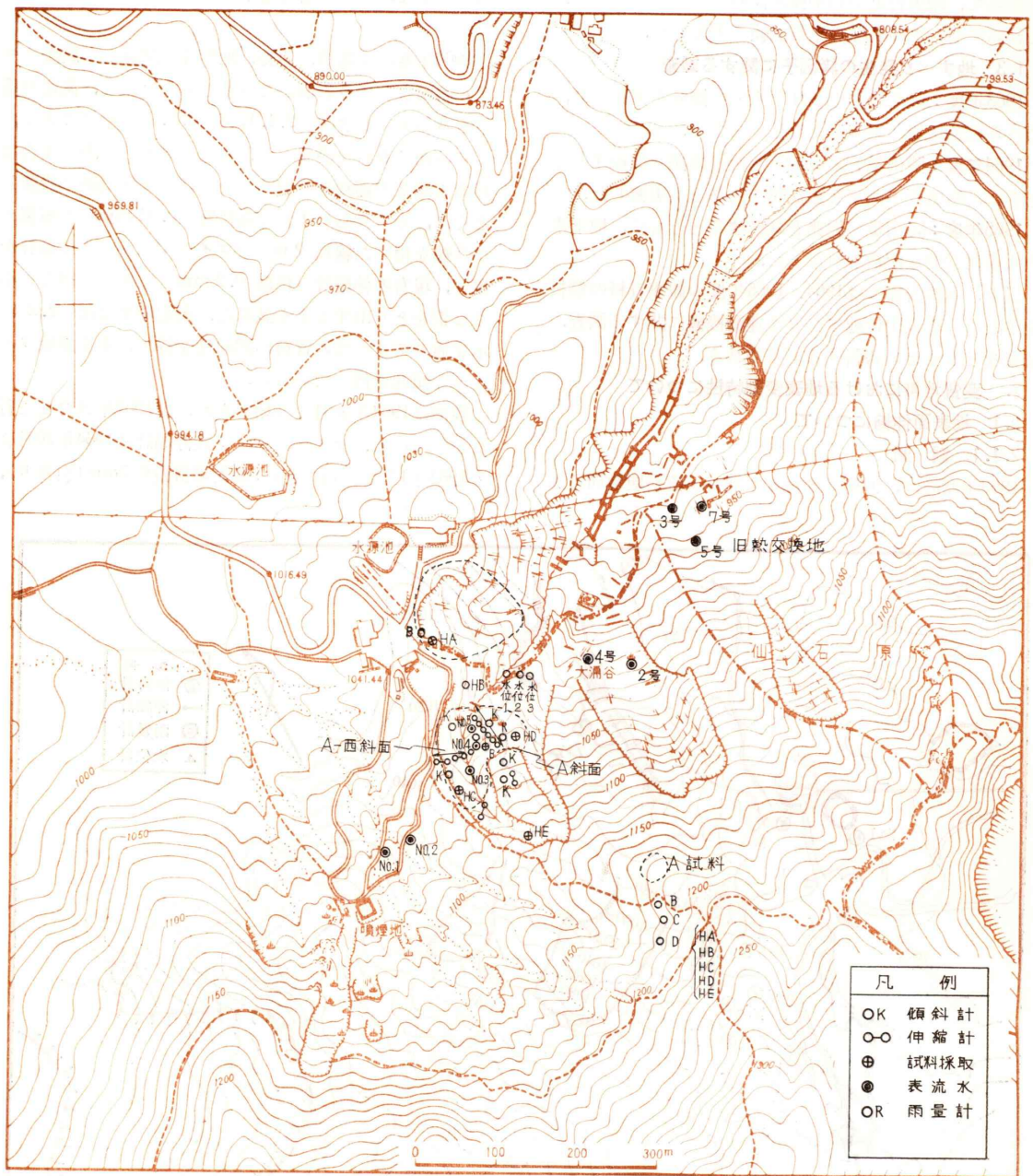
1964年度：大涌谷の前年度の動きの認められた部分を変質斜面のモデルとして選定し、観測計器を集中設置し、この観測を実施した。

1965年度：1964年度地質調査所によって行なわれた移動杭の観測結果および土木研究所観測の結果にもとずき、測線方向を変更し、この観測を行なった。

1.2 土質調査

1963年度：地表面に分布する変質粘土の土質特性を中心に、その垂直的な分布をスウェーデン式サウンディングにより把握した。その結果は第1報に掲載したごとくである。

1964年度：ボーリング孔からサンプリングした不攪乱試料についての試験を実施した。またA斜面からトレンチ掘削により不攪乱試料の採取を行ない、その土質試験を行なった。



図—2.1.1

1965年度；地質調査所の変質の度合による分類にしたがって、地表付近から不攪乱試料をサンプリングし、これらについての各種の土質試験を実施した。

1.3 地すべり発生の諸因子に関する調査

1963年度：降雨量および地下水位の観測を実施した、これらは第1報に記載したごとくである。

1964年度：降雨量および地下水位の観測を継続するとともに、噴気圧の測定を短期間ではあるが実施した。

1965年度：降雨量の観測を継続するとともに、地下水の水質化学的な解析を行なった。

以上、本報告書では1964、1965年度の観測資料の解析を中心に一応火山性地すべりの運動機構に関する調査、研究をとりまとめ報告するものである。

2. 変質地帯における地表変動特性について

2.1 地表面伸縮について

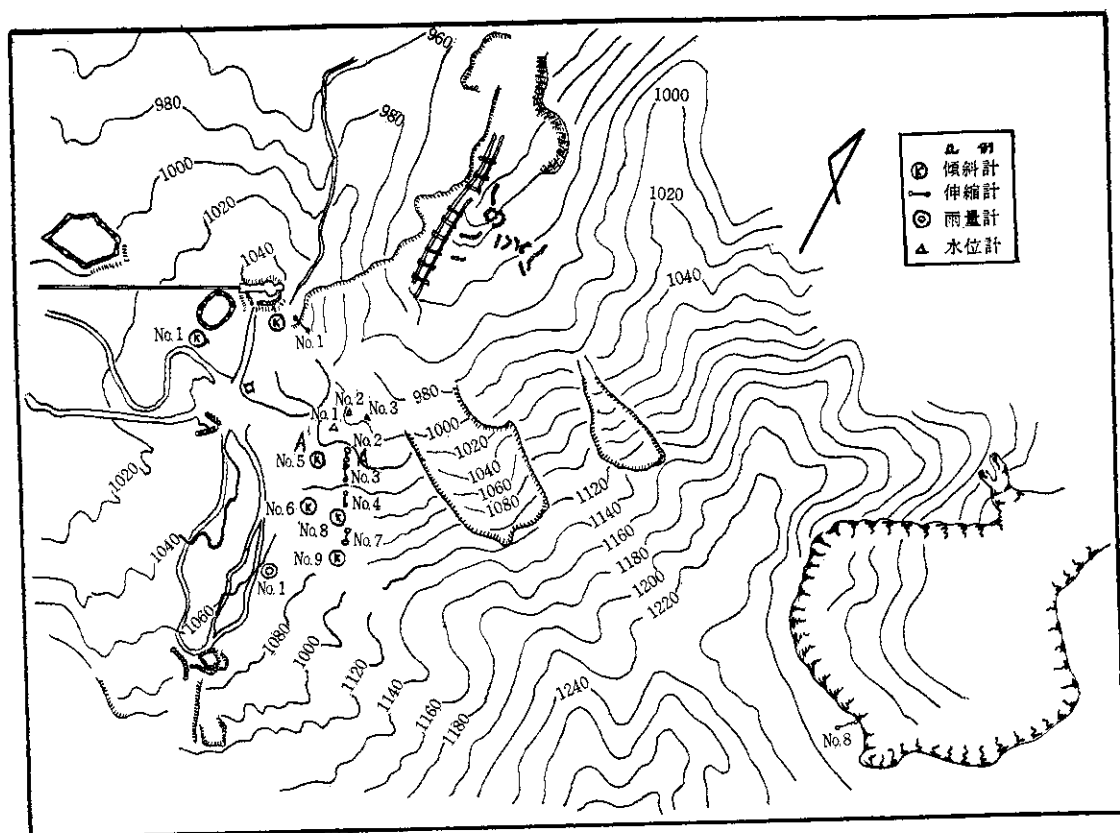
2.1.1 観 測

1963年度には、伸縮計8台を大涌谷上流崩壊地周辺お

よび早雲山崩落崖の上端部に分散設置して観測したが、明りような地すべり活動を示すような値が得られなかった。

1964年度には地質、運動、地形等の関係から調査のモデル斜面としてA斜面がとり上げられたので、測定の重点をA斜面におき図—2.1.1、図—2.1.2に示すごとく、この斜面に5台を設置した。そしてこれらの中で4台は斜面末端部の運動を把握するためにほぼ等間隔に設置し、とくに、そのうちの1台は高精度（0.01 mm）の石英ガラス線を用いた線長2 mのダイヤルゲージ式伸縮計を用い、現有の伸縮計（精度0.2 mm）で測定し得ない小さな歪を取り出すことを試みた。測定結果は図—2.2に示す通りですべての資料が回帰性を持ち、歪を累積するような傾向を持っていない。

観測は1964年8月より始められ、翌1965年3月まで行なわれている。ダイヤルゲージ式伸縮計は1964年10月より1965年1月まで行なわれ、最大累積歪約7mm（引張り）



図—2.1.2

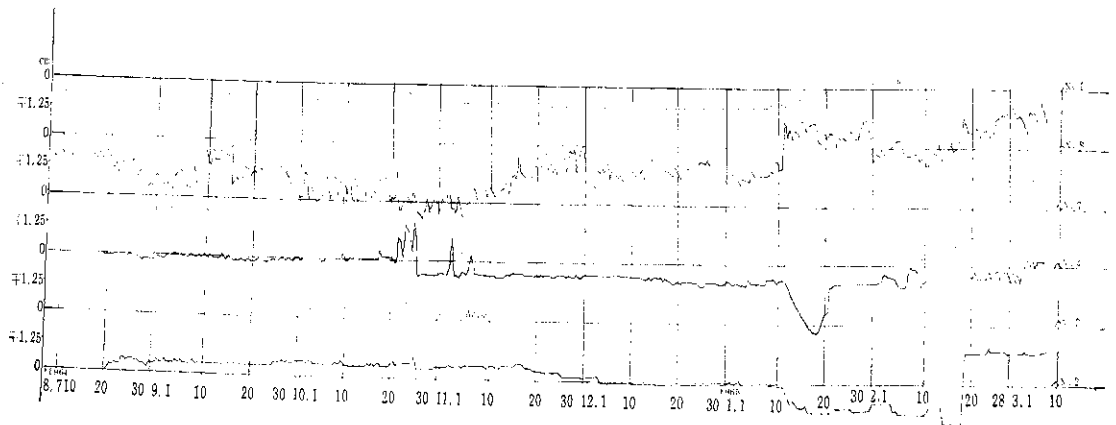


図-2.2 箱根大涌谷伸縮計結果 1964年度

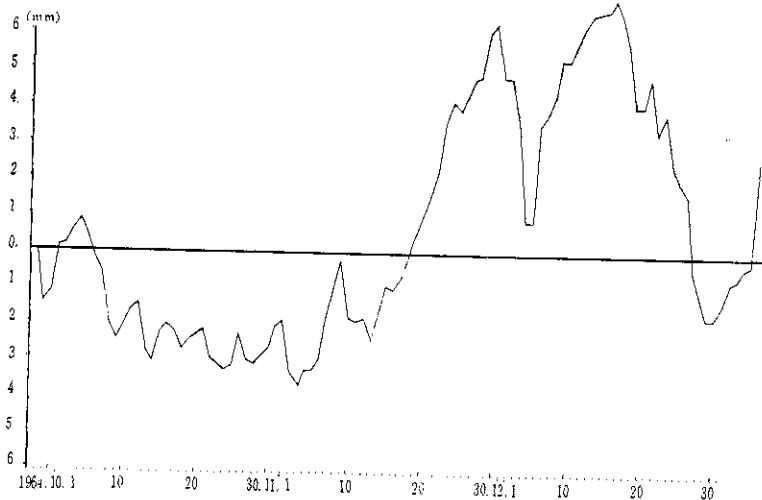


図-2.3 伸縮計（ダイヤルゲージによる連続記録による）

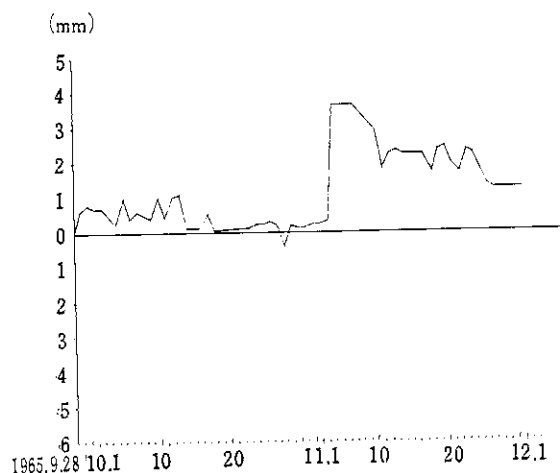
約 3.5 mm (圧縮) を記録しているが、前者と同様回帰性を示している (図-2.3)。

1965年度は1964年度に地質調査所で行なった測量調査の結果から移動が比較的大きく出ており、しかも引張り傾向を示している2測点間(約 50 m)に伸縮計(普通式)5台を連続的に設置して、この区間内での歪の発生状況を調べた。

また、A斜面の最上部のがけ付近では前年度普通伸縮計による観測結果からは歪の累積が見られず、しかも前

記地質調査所の測量結果からはA斜面頭部の動きが測定されており、地形的にもA斜面地すべりの最上端と判断されるので、ダイヤルゲージ式伸縮計を用いて精度の高い歪を測定した。

つぎに、A西斜面には1965年に以前から発生していた亀裂が急激に拡大したので、この斜面の亀裂の発生状況より、その中心付近と思われる斜面の亀裂と、その下部の斜面尻に、それぞれ No.8, No.7 を、さらにこの斜面とA斜面の境界にあたる地点に地質的に見て明らかな断層が



図—2.4 箱根大涌谷伸縮計（ダイヤルゲージによる連続記録図）

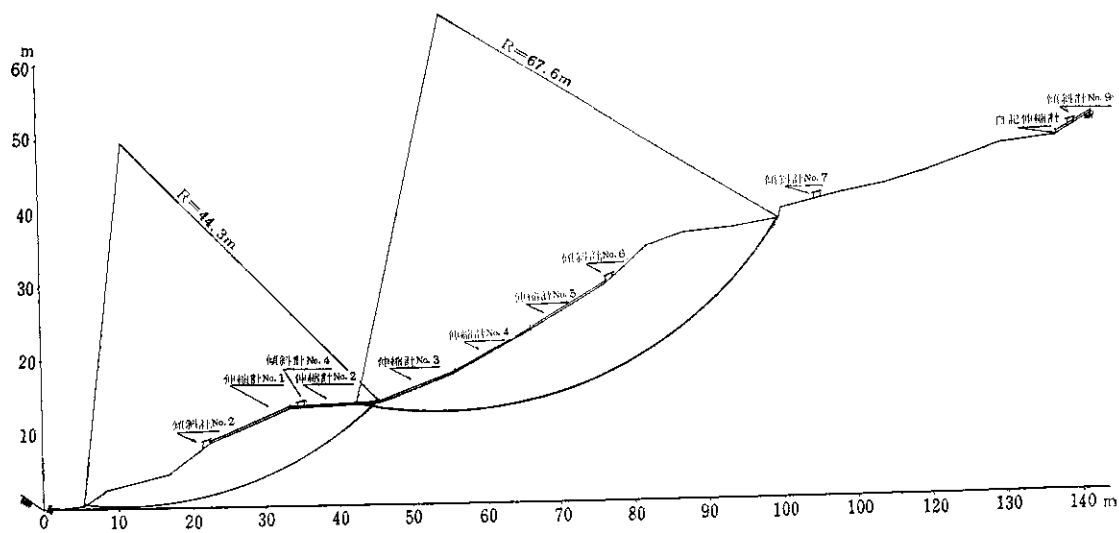
存在するので、その動きを見るために No. 6 を設置した。さらに早雲山頭部の No. 8 は昭和39年度に至る累積の傾向は見られないが日々の変動が非常に大きかったので、この点の観測を続行した。観測は1965年9月から12月まで行なわれ、観測結果は図—2.6 に示す通りで、前回と異りNo. 1, No. 2, No. 3, No. 7 には明らかに歪の集積の傾向が見出された。また、ダイヤルゲージ式伸縮計

については図—2.4 に示す通り、計器の故障のため、観測期間が2か月で歪の集積傾向を見出すには至らなかったが、歪の変動状況は比較的小さい事が明らかとなった。

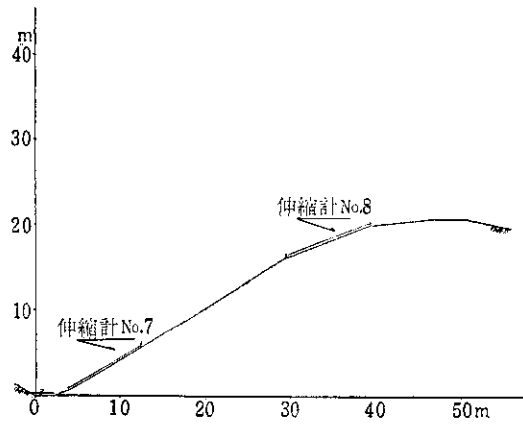
2.1.2 地表面伸縮状況についての考察

1) A斜面西側にそって

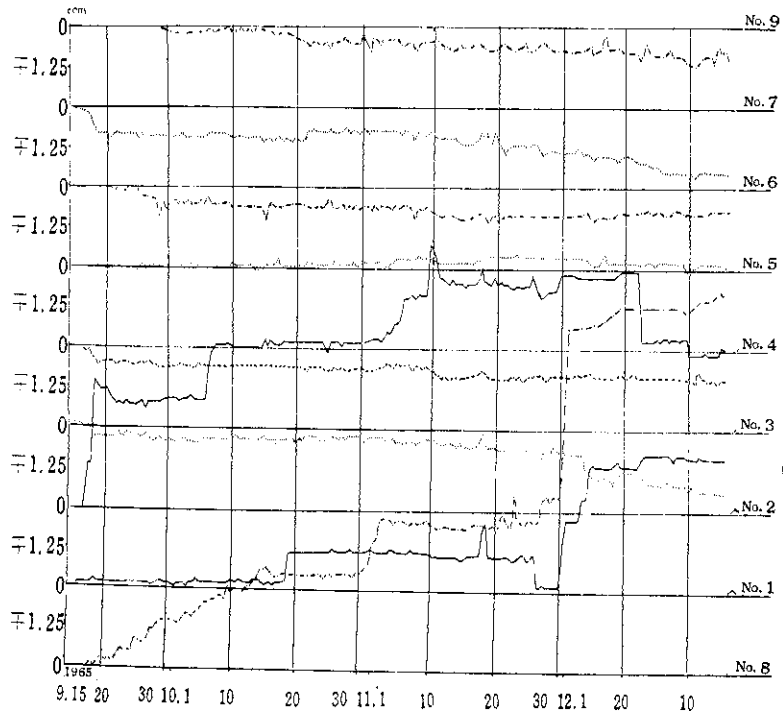
A斜面下部の約 50 m にわたって、図—2.5（A斜面断面図）に示すごとく、1965年度に No. 1～No. 5 の5台



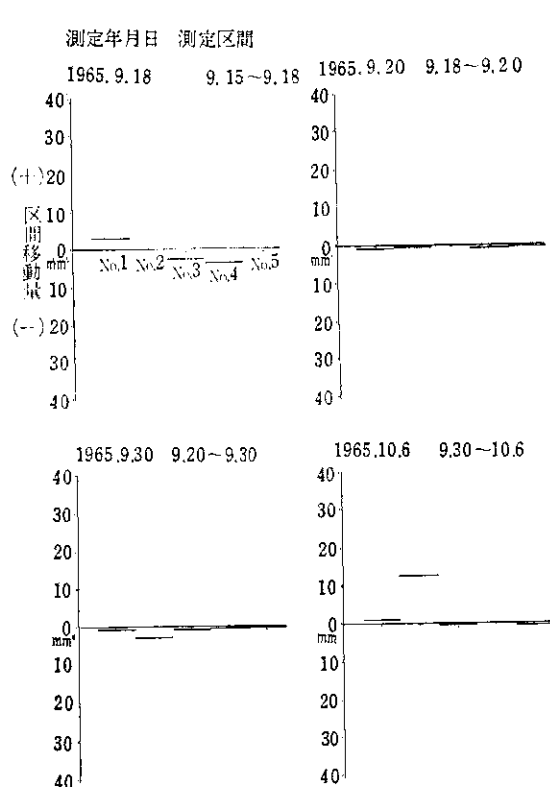
図—2.5.1 箱根大涌谷（伸縮計 No. 1～No. 5）断面図



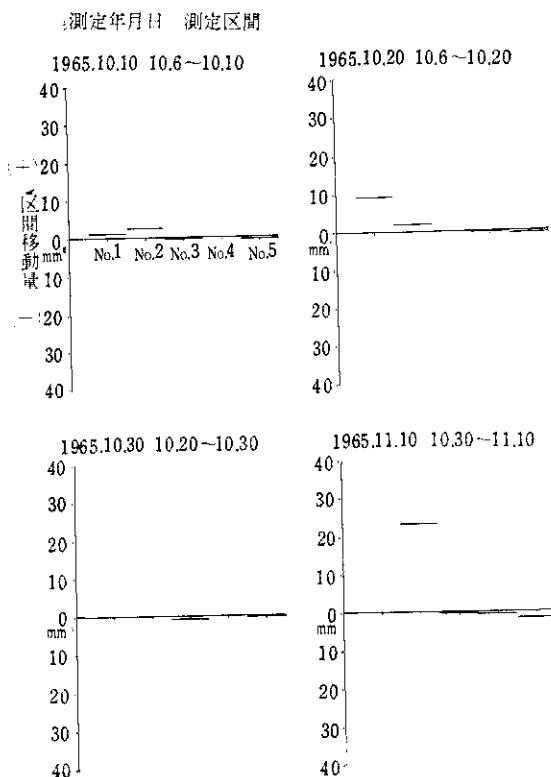
図—2.5.2 箱根大涌谷（伸縮計 No. 7～No. 8）断面図



図—2.6 箱根大涌谷伸縮計結果 1965年度



図—2.7.1 伸縮計歪区間移動量図 (No. 1~No. 5)
その 1



図—2.7.2 伸縮計歪区間移動量図 (No. 1~No. 5)
その 2

の伸縮計を連続的に設置して測定した。その結果は図—2.6, 図—2.7 に示す通りである。

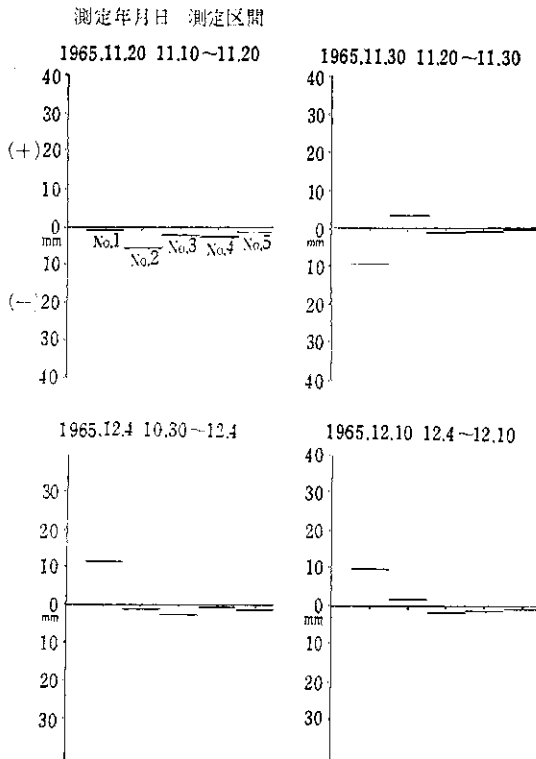
この結果より判断すると次の通りである。

- a) No.1~No.2 (斜面下部) に引張りが生じ、上部の No.3~No.4 はほぼ圧縮側に向っていることから No.1~No.2 の斜面と No.3~No.5 の斜面は地表付近において異った地すべりブロックに属しているものと判断される。

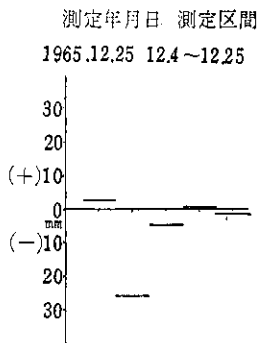
一般に一つの地すべりブロックにおいては上端に引張りが生じ中央部は歪が非常に小さく、末端において圧縮が生ずる傾向があるから、No.1~No.2 の属する地すべりブロックの末端は No.1 より下方の溪流付近にあり、また、No.3~No.5 の属する地すべりブロックではその上端が No.5 より上方にあるものと推定される。そして No.5 の歪がほとんど明りようでないことから考えて、この No.5 はこの地すべりブロックのほぼ中央付近に位置しているものと

と推定される。

- b) 伸縮量からみて、No.1~No.2 ブロックでは No.2 が最も大きな伸びを示し、No.3~No.5 ブロックでは、No.2 に隣り合った No.3 に最も明りような縮みが生じている点から考えると、この2つの地すべりブロックはほとんど連続し、おたがいに関連しあう可能性が大きいことを示唆している。
- c) No.1 と No.3 の挙動は引張りと圧縮の差はあるが、その活動の時期（たとえば12月18日ころ、12月2日~3日ころ）やその挙動（たとえば12月4日~20日）に類似した点があり、この点からもこの2つの地すべりブロックはとくに11月中旬以降において、相関連し合って、活動していることがわかる。
- d) 降雨との関連を見るに、一般に引張りの生じている No.1 および No.2 が比較的良好関係し、とくに No.1 は1965年9月~11月上旬にかけて、



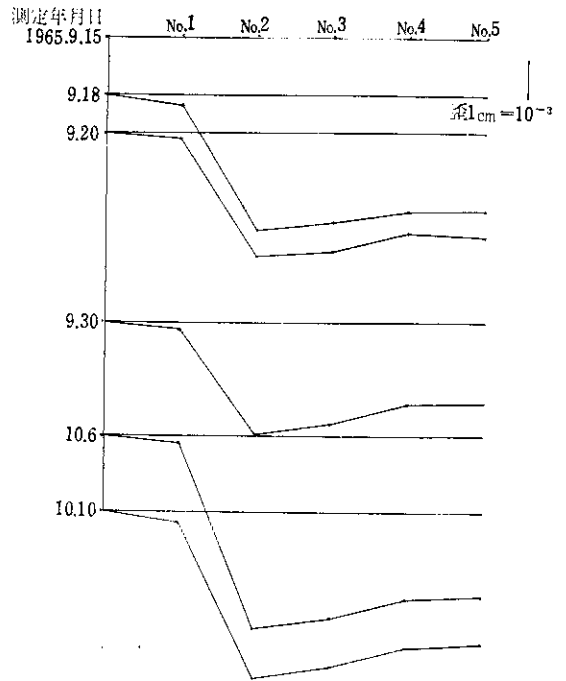
図—2.7.3 伸縮計歪区間移動量図 (No. 1~No. 5) その 3



図—2.7.4 伸縮計歪区間移動量図 (No. 1~No. 5) その 4

降雨と活動時期がほぼ一致し、No. 2 は同10月末より12月末までよく一致している。

圧縮の生じている伸縮計では、その歪量が小さいため、降雨との関連は明りようではないが、No.3が1965年12月に入って比較的一致した動きを示してい



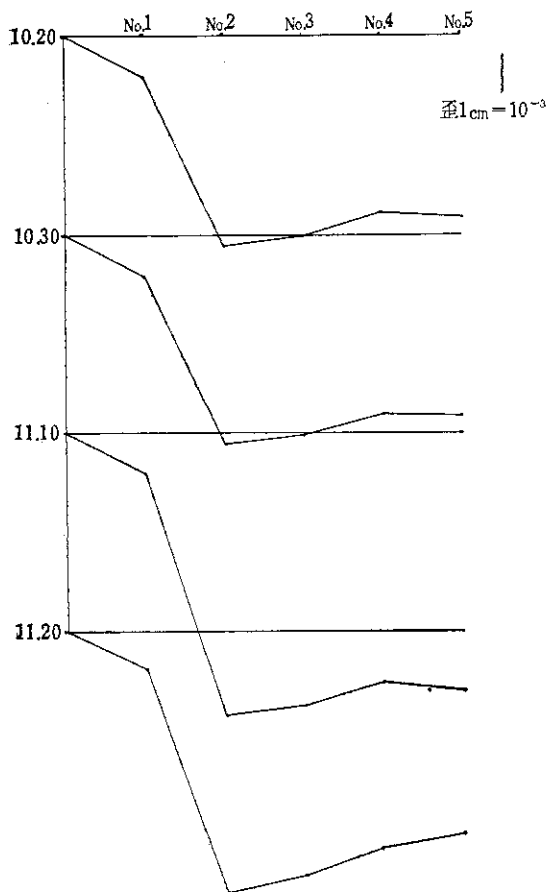
図—2.7.5 A斜面、地表歪累積変化図 その 1

るようである。

この事からつぎの2つの推論が得られよう。

i) 降雨日にただちに地すべり運動が活発化している点から考えると、その浸透水が短時間ですべり面に作用していることになり、すべり層の深度は比較的浅く、また、引張り側の計器では降雨のない日には歪の累積がほとんど見られないので慢性的、継続的なすべりというよりはむしろ断続的な地すべりと考えられる。また、移動は降雨日のみに急激に発生し、降雨後にはただちに静止していることから考えて、すべり層に常時他から供給される地下水は非常に少ないことも推測される。

ii) No.1~No.2 斜面の地すべりでは最初、上部にある No.2 が降雨とよく関連し、後になって、下部にある No. 1 が降雨に関連を持つようになったことから考えると、土塊中の地すべりによる剪断が次第に上部より下部に移行しつつあるのではないと思われる。すなわち、この地すべりブロックは次第に危険側に向いつつあることも考えられる。



図—2.7.6 A斜面，地表歪累積変化図 その2

2) A西斜面について

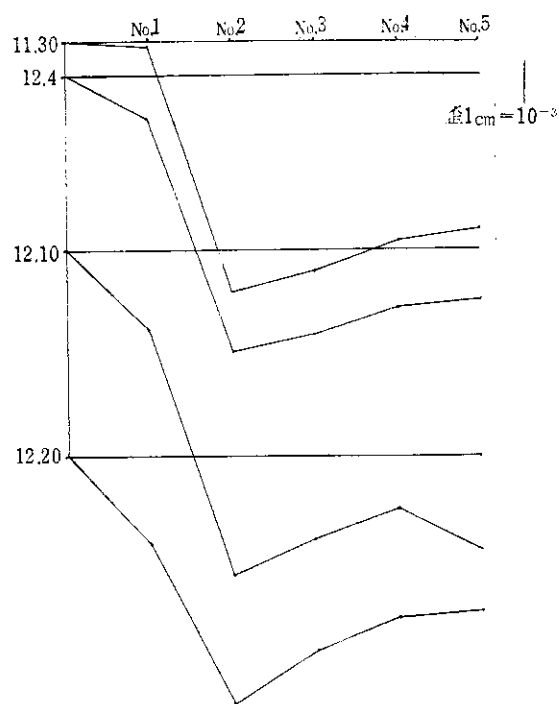
この斜面の頭部には1963年に調査を開始する時期にすでに幅約 5 cm の亀裂が斜面方向に直角に発生していたが、1965年には拡大し、斜面全体にまたがり延長約 100 m、幅約 20 cm、落差約 15 cm に発達した。

1965年に、このクラックをまたいで No.8 と斜面下部に No.7 を設け、観測した結果、No.8 では明りょうな引張りを、また No.7 では圧縮を見出すことができた。

この結果について考察するとつぎのとおりになる。

a) 降雨との関係については No.8 が9月下旬の連続降雨の影響によって活動を始め、10月19日までの間、ほとんど継続して活動している。このときの歪速度は $0.82 \times 10^{-7}/\text{min}$ (約 1.2 mm/day) で、地すべりとしては中程度の動きであった。

その後、動きが断続的に変わり、11月20日～25日の



図—2.7.7 A斜面，地表歪累積変化図 その3

連続降雨により11月30日に5.4cmの活動をしている。

b) 歪の挙動が当初連続的であり、後に断続的に変化した原因としては、

- i) すべり面の変化
- ii) 滞水層の変化

が考えられる。

i) については9月中旬～10月中旬にかけての連続した動きにより、この斜面に2次的なすべり面の浅い小地すべりが発生し、歪の挙動がこれに支配されたと考え得るし、

ii) については、9月中旬～10月中旬の歪の挙動を見ると、この斜面のなかには明りょうな滞水層があり、9月上旬の連続降雨によって、滞水層の水圧が上昇してすべりを発生し、後にこの動きによって滞水層がじょう乱されて、保水能力を失ったことが考えられる。つぎに図—2.6 より9月中旬～12月中旬までの全期間の歪速度を計算すると $1.06 \times 10^{-7}/\text{min}$ (約1.5 mm/day) で前記継続的活動期の歪速度とほぼ一致する。もし滞水層に変化があれば、この地すべりの移動速度は相当変化する可能性が大きいので、この事実から考えれば歪の断続的な変化は2次的な

小地すべりの影響によるものと思われる。

いづれにしても測定前期の継続的な動きによって、この地すべり地のすべり層は比較的高い粘性土によるものであり、また明りような滞水層を持つものであることはほぼ確実であろう。

- c) 圧縮を生じている No.7 は No.8 に比して歪が小さく、かつ降雨との関係は明らかではない。このことは No.7 地点は地すべりの影響を受けてはいるが、いまだ地下に剪断が生じていないことをあらわしている。このことは前述の A 斜面における No.3, No.4 についてもいえることであろう。したがってこの地すべりの末端は No.7 地点付近、すなわち溪流付近にあることがわかった。

3) 断層の動きについて

1965年度 No.6 伸縮計によって A 斜面上部にみられる断層をまたいで、観測したが傾斜変動は非常に小さく、歪の累積の傾向も明らかではない。また、降雨との関連性もとくに明らかではない。これらの点を総合すると、地すべりの徴候、あるいは断層活動はこの観測期間には明らかではない。また、No. 7, No. 8 の歪の状況と較べて見て、斜面の地すべりの影響がこの点までおよんでいるとはいえないし、また、後述する A 斜面上部の崩落崖に歪が累積しない点と類似し、A 斜面上部にも大きな動きが見られないということになる。

4) A 斜面東側について

A 斜面東側尾根の斜面については、1964年度に測定した結果 (No.2, No.3, No.4 およびダイヤルゲージ式) [図—2.2, 2.3 参照] からみて、すべての歪が明らかに回帰性を示し、降雨に対する歪発生との関連性も認め難い。また、これらの計器によれば1964年9月下旬より10月中旬にかけてのほとんど連続的な降雨に対して、顕著な歪変動を示していない。これと対照的な動きを示すものとしては1965年度の9月上旬の連続降雨に対して1965年度の A 斜面 No. 1, No. 2 のごとく1965年1月10日前後に見られる大きな歪変動は、回帰性も認められ、降雨との関連性のないことから、地すべりによるものとは考えられない。したがって斜面には地すべりの運動は見られないものと思われる。

5) A 斜面上部の崩落崖について

A 斜面上部の崖付近については地形的に見ても、この点が A 斜面地すべりの最上端と考えられるわけであるが、1964年度の No. 7 および1965年度のダイヤルゲージ式

伸縮計の結果 (図—2.3, 2.4 参照) よりみて歪が大きな回帰性 (約7か月周期) を示し降雨との関連性は認められない。また、1965年度の測定結果からも11月3日に発生した約 4.3 mm の変動に関連する程の大きな降雨がそれ以前の数日中に見当たらない。これらの点を総合すると、この崩落崖下を頂点とする地すべりは本観測の範囲では認められない。

6) 早雲山の崩落崖について

1964年度の No. 8 伸縮計の動きは1964年度には、気温の変化による影響を蒙って、変動が非常に激しいが、歪の累積傾向は見当たらないが、1965年度の No.9 伸縮計は約90日間に約 1 cm の圧縮歪を残している。このことは最近崩落が拡大の傾向を持っていることを示しているが、降雨との関連性が薄い点等、今後吟味すべき問題が残されている。歪の速度は $1.3 \times 10^{-8}/\text{min}$ で齊藤等の研究結果によれば非常に近い将来に崩落を発生する可能性は少ないものと考えられる*。

7) ローブウェイ付近の南斜面について

1964年度の No.1 伸縮計によると、観測当初、歪の累積はみられず変動も少なかったが、1965年2月10日より19日ころにかけて大きく歪を累積している。これと対応すべき降雨は1月30日の約 31 mm およびその後の5回の小降雨であるが、1964年8月20日の約 130 mm や同9月20日～28日の連続降雨と関連してない点から考えると、地すべりというよりはむしろ崩落(fall)に近いものではなかろうか。上記9日間の歪速度は $2.7 \times 10^{-7}/\text{min}$ であり、前記の早雲山の崩落よりは危険側と考えられるが歪の発生が一時的である点から考えて、特異な降雨の場合を除き非常に近い将来、崩落する可能性は少ないといえる。

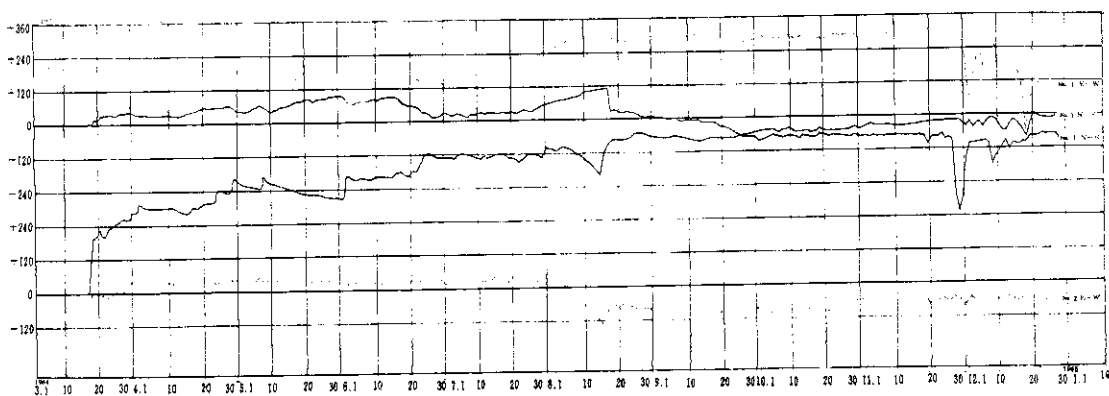
8) 活動性地すべりの規模について

前記のごとく、A 斜面の地すべりは伸縮の面から見て、その現象が西側斜面のみに発生し、わずか数 10 m 離れた東側斜面には影響がなく、また、上部崩落崖にもその徴候が見られない点より考えると、非常に小規模な部分的な斜面崩壊であるといえる得るのではなかろうか。

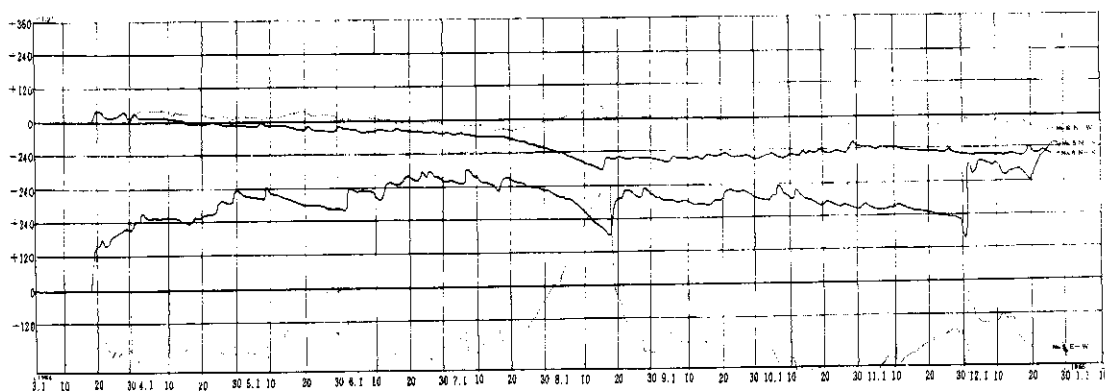
斜面についての範囲は溪流にそって、左岸側の斜面約 100 m におよぶものであるが、その斜面長が短い(約100 m) 点から考えて、大規模な地すべりに発展する公算は少ないといえる。

早雲山、ローブウェイはともに降雨との関連性が薄く、

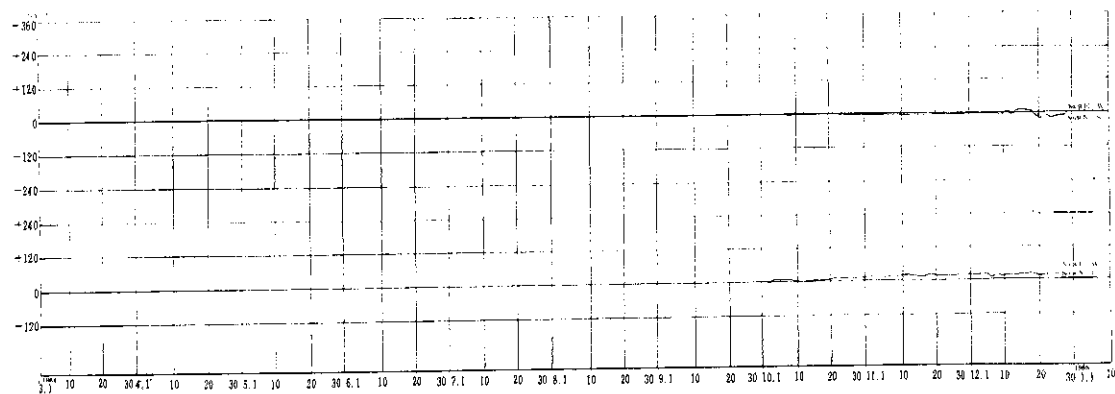
* 齊藤孝他；地すべりの予知「地すべり」Vol. 2, No.2 1965



図—2.8.1 1964年度地表変動量測定図（傾斜計 No.1,2）



図—2.8.2 1964年度地表変動量測定図（傾斜計 No.5,6）



図—2.8.3 1964年度地表変動量測定図（傾斜計 No.8,9）

地質・地形的にも小規模な崩落の前駆現象と考えられるが、とくに大きな降雨の場合には注意を要する。

2.2 地盤傾斜変動について

2.2.1 観測

1963年度には自記式傾斜計4台、普通傾斜計9台を大涌谷一帯および早雲山崩落崖上に設置観測した。観測期間が短かったため、十分な資料を得ることができなかったが、大涌谷第2号自記式傾斜計および大涌谷中流部強変質地帯のNo.3普通傾斜計が歪の累積の傾向を示し、A斜面下部にある傾斜計No.5が大きな変動を示した。

1964年度にはA斜面に計器を集中し、図-1.2に示すように4台の普通傾斜計を下からNo.5, 6, 8, 9と設置し、頭部崩落崖上に自記式傾斜計第9号を配した。また、ロープウェイ駅の斜面上のNo.2は前年度、伸縮計にある程度の伸びを残していたため、継続観測し、また不動点No.1および早雲山の自記式傾斜計第1号および第2号も観測を継続した。

観測結果は図-2.8に示すとおりでNo.1がE-W方向に大きな回帰性を示し、No.2が290日間にN方向に約540秒の傾斜歪を累積した。No.5は普通傾斜計の中で最も大きな歪を累積し、N方向に550秒、W方向に約320秒の傾斜をした。No.6はA斜面中腹に設置したが変動は少く、わずかにS方向に約130秒の累積を示している。No.8はA斜面中腹の凹部に設置した。この凹部は地形的にも一つの地すべりの境界を形成する場所と考えられ、したがってその活動があれば最も大きく現われるはずの所であったが変動も累積も見られず、不動点No.1のN-S方向の挙動に類似している。No.9はA斜面上部崩落崖下に置き、もしこのA斜面全体に大きな地すべりがあるとすれば、その頭部を形成する場所であったが、その活動は非常に小さく、No.8と同程度で基底変動の域内に止まった。自記式傾斜計については、計測器がガス変質等のため故障が多く、十分な資料が得られなかったため、これを割愛する。

1965年度には、A斜面付近とA西斜面に観測を集中し、図-2.1に示すようにA斜面下部にNo.2, 3, 4, 5, 6, また中腹部にNo.7(1964年度No.8と同一個所)、そしてA斜面の対岸斜面中腹にNo.1また頭部にNo.9(前年度と同一個所)を、さらにA西斜面の上部平坦部にNo.8を配して観測した。

観測結果は図-2.9に示すとおりである。観測期間は1965年9月28日から12月15日にいたる78日間で、しかも連日観測はわずか最初の30日間である。一般に日平均変

動量を計算するには、すくなくとも70日以上での観測を必要とするので、十分な成果とはいえない。

これらの結果から、しいてその変動状況についてのべ

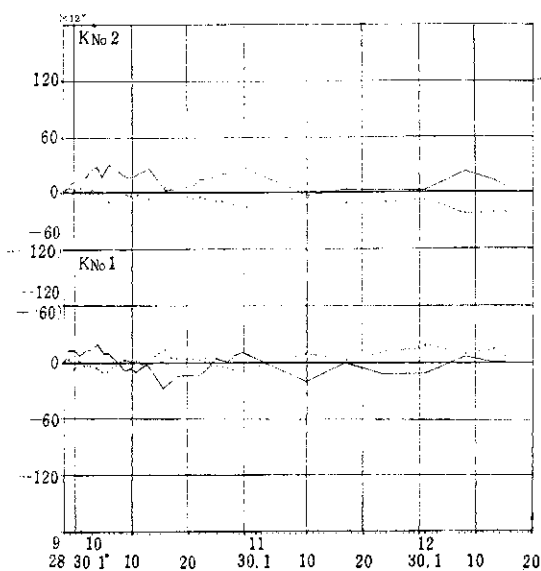


図-2.9.1 1965年度地表変動量測定図(傾斜計No.1,2)

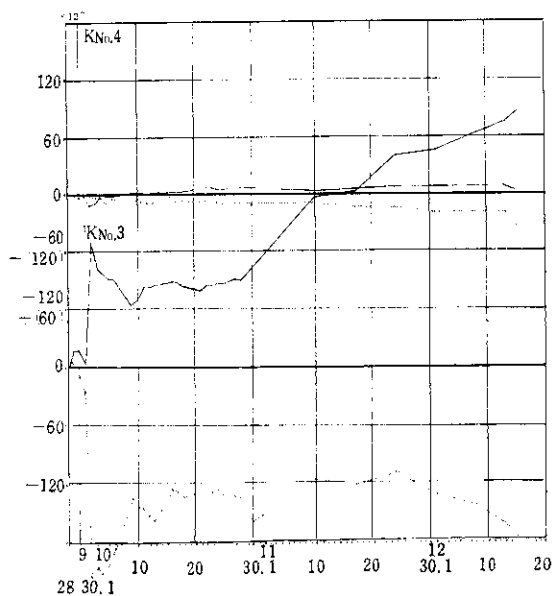
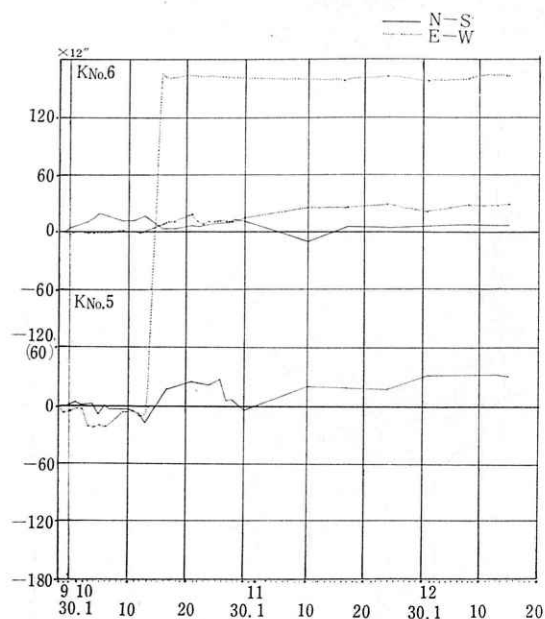
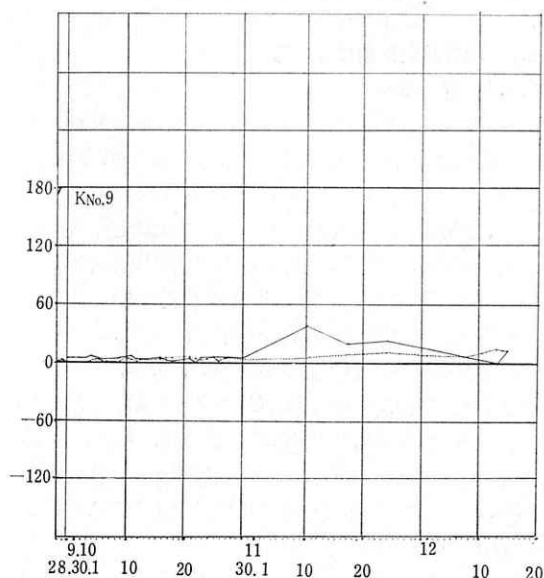


図-2.9.2 1965年度地表変動量測定図(傾斜計No.3,4)



図—2.9.3 1965年度地表変動量測定図(傾斜計No.5,6)



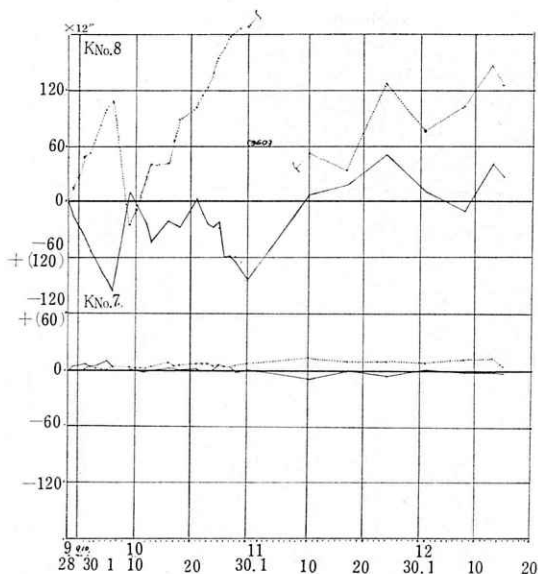
図—2.9.5 1965年度地表変動量測定図(傾斜計No.9)

ると、No.1, No.2, No.4, No.6, No.7, No.9はすべて日平均変動量が基底変動量の中にあり、傾斜歪の累積が小さく、累積する歪速度は 0.5 秒/day 以下であり、さらに長期の観測を必要とする。No.3は平均変動量が基底変動量 7.5 秒/day を上まわり、しかも傾斜歪の累積は非常に大きく、N方向に約 264 秒、W方向に 180秒を示し、歪速度は 4.1 秒/day となり、地すべりの徴候は顕著である。No. 5は日平均変動量が基底変動量を越えているが、9月13日にE-W方向のみ約360秒近くの変動を示しており、これに対してN-Sの変動が小さく、またその後の変動が非常に小さい点などを考え、当日の観測に誤りがあったのではないと思われる。9月13日の観測結果をはぶいて計算すれば、ゆうに基底変動量内に止まり、歪の累積も消えるので、さらに長期の観測を必要とする。No. 8は今回の傾斜計の中で変動が最も大きく、かつ傾斜歪の累積もE方向に大きく、315秒であり、歪速度も 4 秒/day を越え、地すべりの活動は明りようであり、動きは主としてE方向に向っているものと推定される。

2.2.2 地盤傾斜変動についての考察

1) A斜面にそって

1965年度伸縮計観測線(西側斜面)にそって、1965年度に No.2, 4, 6 が設置してあるが、日平均変動量が基



図—2.9.4 1965年度地表変動量測定図(傾斜計No.7,8)

底変動量以内であり、大きな変動は見られない。これは観測日数が少いため、その活動の傾向が把握できなかったものと考えられる。1963, 1964年度に測定した No. 5 は1965年度 No. 4 のすぐ上部にあるが、これはあきらかに変動しており、したがって No. 4 点はちょうど上下の地すべりの境界の不動地か、または浅層地すべりの末端に当たるともいえる。No. 6 は或程度の歪の集積が見られ、歪速度は 0.37 秒/day であり、歪集積方向は NEE でほぼ地すべり方向と一致する。No. 4 の西側に No. 3 と No. 5 があり、No. 3 が明らかなすべりを起こしており、No. 5 の動きは不明りようである。中腹に No. 7、頭部に No. 9 があるがともに1964年度の観測において、地すべりの徴候はあらわれていない。

これらのことを総合すれば、A斜面のすべりの中心は No. 3 付近にあり、その東西両側の No. 3, No. 5, 上部の No. 6 に明らかな地すべりの徴候があらわれていない点より考えて No. 3 付近から1964年度 No. 5 にかけての小規模な斜面崩壊が発生しているものと判断される。No. 3 の降雨との関連をみるに9月末の連続的な降雨が10月1日の大きな変動となり、以後の変動はあまり明りようではない。また1964年度の No. 5 については降雨とよく関連し、とくに6月1日、8月16日の降雨とよく関係している。

2) A西斜面にそって

斜面頭部に設置した1965年度 No. 8 は非常に大きく変動し、9月下旬の降雨に関連して、10月上旬に大きな変動があらわれ、10月上旬の降雨によって歪が累積の傾向を持っている。

またA斜面对岸の1965年度 No. 1 は観測日数が少ないため、明確ではないが変動は小さく、したがってA西斜面の地すべりがこの所までおよんでいないこと、およびA斜面の地すべりが対岸にまでは影響をおよぼしていないことが推定される。

3) ローブウェイ駅南斜面

1964年度 No. 2 の観測結果によると、歪が大きくE側に累積し、これが斜面の方向に一致している。また大きな降雨、たとえば6月27日、8月16日の降雨により関連しており、あきらかに斜面崩壊の危険性を持っている。

4) 早雲山崖の上部

1963年度の観測によると自記式傾斜計第2号に歪の集積の傾向がみられ、大体西側の斜面にいくぶん地すべりの可能性が考えられる。

5) 大涌谷中流部右岸

1963年度の観測によると温泉製造地域に明らかな傾斜の累積がみられ、歪累積速度も 1.7 秒/day で非常に大きく、累積の仕方も直線的で N-S の方向性を持ち、継続的匍行型の地すべりを発生している可能性が大きい。

2.3 結 論

以上の地表変動に関する観測の結果を総括して、地表変動の面よりみた火山性地すべりの特性をのべるとつぎのとおりである。

1) A斜面について

A斜面は地形的にみると上部の崩落崖を頭部として北行し、溪流に至る斜面に大きな一つの地すべりブロックが考えられるが、頭部、および中腹部の台地付近の地盤傾斜変動と地表伸縮量の測定の結果、本観測の範囲では地すべりの徴候は明らかでないことが判明した。

また、下部斜面についても西側伸縮量測定線から、1965年度、傾斜計 No. 3 付近にかけて局部的に地すべりの徴候がみられ、とくに伸縮計 No. 1~No. 2 には引張りが、また、No. 3~No. 4 にかけて幾分の圧縮が記録されているので、この測線に関しては少なくとも2つの地すべりブロックが考えられる。

この点と上記の傾斜計 No. 3 の測定結果とを考え、また、傾斜計 No. 2, No. 4, No. 6 および東側測線 (1964年度伸縮計測定線) が不動であり、1964年の No. 5 に徴候が見られる点等を総合し、さらにまた、本斜面の地形を考慮に入れると、局部的な3つのすべりブロックを考える方が適当であろう。

これらのすべりブロックは斜面長がいずれも短かく (25~40 m)、したがってすべり面の位置も浅い斜面崩壊的な要素を持つもので、このことは、これらのすべりの運動が降雨と同時に発生し、動きが断続的で降雨時のみに移動を示すことや、対岸の山腹に運動の影響が現われていないことから明らかである。

2) A西斜面について

本斜面には 1963 年以前から、この頭部に亀裂が発生し、1964年はこれが拡大、延長して、長さ 100m にもおよんだものであるが、傾斜計、伸縮計の観測結果からも明らかなように、SEE 斜面のみに限られ、また、南端は1965年伸縮計 No. 9 で測定した断層まではおよんでいないことがわかった。

ただ、傾斜計 No. 8 の観測結果からもわかるとおり、上部に向って拡大の可能性を有している。

この地すべりも斜面長 40 m たらずのすべり面の浅い

ものであるが伸縮歪の一部に継続的な動きを示しており、この点からは地すべりとしての特徴を有している可能性がある。

活動はA斜面と較べると激しい歪速度 $1.06 \times 10^{-7}/\text{min}$ で、非常に危険な状態は普通 $10^{-4} \sim 10^{-5}/\text{min}$ といわれているので、近い将来大規模な豪雨がある場合をのぞけば、崩落の危険は少ないものと判断される。

上部斜面の歪に対し下部の歪が小さく、したがって土の中の剪断は未だ下部まではおよんでいない。

3) 早雲山崩落崖上について

早雲山崩落崖上の傾斜計、伸縮計の観測結果からみると崖の中央から西側にかけて、歪の集積がみられる。歪の速度が小さい ($1.3 \times 10^{-8}/\text{min}$) ので非常に危険な状態とはいえないが将来崩落する可能性を持っているといえる。ただ、地形や地質からみて、地すべりというよりむしろ、崩落といった方がよいものではなからうか。

4) ローブウェイ駅南斜面について

この斜面は非常に急勾配であり、歪速度も $2.7 \times 10^{-7}/\text{min}$ となっており、今回測定された伸縮歪速度の中では最も大きく、したがって崩落の危険性は最も大きいといえる。また、傾斜計の歪も非常に大きく、降雨との関連は明りょうでないが、歪はとくに大きな降雨と関連している点を考えると斜面崩壊と考えられる。

5) 大涌谷中流部右岸

大涌谷中流部右岸には大きな崖錐性の堆積物がみられ、ここで測られた1963年傾斜計 No. 2 は地すべりに特有な継続的な動きを示しており、循行性地すべりの存在する可能性が大きい。

3. 地すべりに関連する諸因子について

3.1 地下水

3.1.1 化学的に見た地下水の分布

大涌谷は火山活動における、噴気および温泉作用の影響により非常な変質を受けている地質構成をしている。したがって、当地域全般に分布している陸水についても同様に特種な水質を示している。以上のような点を解明するため、1965年12月、水質試験を実施した。

1) 採水地点

大涌谷下流部には温泉供給用に冷水を注入し、熱交換により人工的に温水を製造しているために、あたかも自然湧水のごとき水質が多数散在しているが、自然湧水は2号、3号、4号、5号、7号の5点のみである。2号湧水 (84.9°C) は大涌谷崩壊地中腹にある横孔ボーリングからの湧水である。4号湧水は、2号の左60mの所にある 48.4°C の湧水である。3号、5号と7号は旧熱交換地に点在する湧水で、ほかに比較して低温度である。

上流部においては No.3, No.4, No.5 の3点について採水し分析を行った。No.3 は No.2 伸縮計の下部にある青灰色沈澱をともなった沢水である。No.4 は No.3 の下流部に右岸より合流する酸化鉄が付着した湧水である。

また、地獄地区の湧水 No.1, No.2 についても採水を行った。No.1 はこの付近にはまれにみる無色透明な沢水であり、No.2 は地獄噴煙池に行く遊歩路にある温泉供給用マンホールから採水したものである(図—2.1 参照)。

2) 水質分析

水質分析は[酸度]、[Cl⁻]、[SO₄²⁻]、[SiO₂]、[Ca²⁺]、[Mg²⁺]、[Na⁺]、[K⁺] の8成分につき、国土調査法水質調査作業規定準則に基づいて行った。

結果は表—1 に示すとおりである。

3) 溶存成分による考察

表—1 水 質 分 析 表

採水 番号	分析 成分	水温 C°	酸度 P.P.	Cl		SO ₄		SiO ₂		Ca		Mg		Ns		K		備 考
				meq/l	mg/l	meq/l	mg/l	meq/l	mg/l	meq/l	mg/l	meq/l	mg/l	meq/l	mg/l	meq/l	mg/l	
				meq/l	mg/l	meq/l	mg/l	meq/l	mg/l	meq/l	mg/l	meq/l	mg/l	meq/l	mg/l	meq/l	mg/l	
No. 1		10.0	19.69	0.32	11.3	31.71	1523.0	2.24	134.4	3.15	63.1	2.84	34.5	1.41	32.5	0.06	2.5	
" 2		23.6	0.88	9.20	7.1	3.47	166.6	0.91	54.9	0.68	3.7	0.53	6.4	0.52	12.0	0.04	1.5	
" 3		18.5	78.51	2.14	97.1	108.06	5189.0	1.37	82.1	13.22	264.9	7.78	94.6	3.91	90.0	0.12	4.5	青灰色粘土沈澱
" 4		14.5	19.17	0.27	9.6	59.25	2845.2	2.20	132.3	12.38	248.1	1.79	21.8	10.13	233.0	0.26	10.0	酸化鉄付着
" 5		16.7	8.92	0.45	16.0	32.85	1577.3	1.68	101.1	9.91	198.6	3.54	43.0	6.09	14.00	0.13	5.0	"
2 号		84.9	5.05	0.40	14.2	19.02	913.3	2.60	156.5	3.99	88.0	3.17	38.5	2.22	51.0	0.14	5.5	硫黄沈澱
3 "		36.4	2.22	0.23	8.2	13.69	657.4	1.16	69.8	5.63	128.3	1.84	22.4	1.91	44.0	0.12	4.5	
4 "		48.4	0.32	0.13	4.6	10.18	486.7	1.23	73.8	6.64	133.1	2.71	32.9	2.57	59.0	0.14	5.5	
横5号		38.1	2.16	0.26	9.2	10.89	522.9	1.38	83.2	4.69	94.0	1.53	18.6	1.74	40.0	0.12	4.5	
7 号		20.8	2.73	0.26	9.2	13.64	654.9	1.19	71.6	7.51	150.5	0.74	9.0	1.70	39.0	0.08	3.0	

〔酸度〕

箱根駒ヶ岳を中心とする陸水は、高酸度であることはすでに知られている。とくに No.3 湧水においては 78.51 meq/l と異常に高く、これは SO_4^{2-} の 5.19 g/l と同様に当地域の陸水中最も高い値を示している。

〔 Cl^- 〕

Cl^- については一般地下水に比較して全般に異常は認められないが、No.3 のみは 97.1 mg/l と異常に高い値を示している。

〔 SO_4^{2-} 〕

SO_4^{2-} においては酸度と同様に非常に高く、酸度の値の分布と一応一致している。すなわち、大涌谷に分布するすべての陸水は硫酸酸性であるとともに、その他の硫酸塩が、また多量に存在していると思われる。

〔 SiO_2 〕

当地域の陸水は一般的に高い値を示しているのは、風化過程にある岩石中の通過時の影響によるものと思われる。

〔 Ca^{2+} および Mg^{2+} 〕

Ca^{2+} においては本邦河川平均に比較して全般的に高い値を示しているが、とくに No.3, No.4, No.5, 3号, 4号, 7号は $130\sim 260 \text{ mg/l}$ と異常な値を示している。 Mg^{2+} は No.2 と2号をのぞいて非常に高い。

〔 Na^+ および K^+ 〕

Na^+ は No.2 以外の陸水は Ca^{2+} と同様に高いが、とくに No.4 は K^+ とともに非常に高い。ただし、その他の陸水の K^+ はなんら異常ではない。

4) むすび

一般に温泉作用等の影響を受けて、活性化された地下水は、まず、 Ca^{2+} , Mg^{2+} 等を溶出し、一部は $\text{Ca}(\text{OH})_2 + \text{H}_2\text{SO}_4 = \text{CaSO}_4 + \text{H}_2\text{O}$ のようになるが、大部分は2次的に Ca^{2+} , Mg^{2+} の増加にともない、還元状態となって Na^+ , K^+ の塩類が増加して来るといわれているが、当地域における大部分の陸水 (No.2 以外) は該当している。また、上記陸水の個々における分類および成因を解明することは溶存成分があまりにも不規則であるために非常に困難である。

また、No.2 湧水は単なる浸透水と思われるが、変質を受けた複雑な地質地帯の表流においても、上記のような影響を受けるものと思われる。

以上を要略すれば、火山活動および温泉作用の影響による変質地帯の陸水は、一般に溶存成分が多いといわれている。破砕帯および断層からの湧水に比較して、より

多くの成分を溶存していることのみが解明された。

今後、残された問題として、温泉、噴気および火山作用による陸水の変質等を把握する一手段として、人工的に製造された温水の調査を行い、その結果、単なる雨水の溶存成分および温度の変化等を知ることにより、溶存成分の非常に多い深層地下水の稀釈によるものか、それとも浸透時の変質土層による溶存成分の増加によるものか、ある程度解明されるものと思われる。

3.1.2 ボーリング孔の水位 およびその変化から見た地下水の経路および特性について

測定地点：水位計を設置した個所は、神奈川県により1961年度施工されたボーリング孔 B_1 , B_2 , B_3 の3ヶ所である。これらは図—2.1 調査平面図に示す地点で、大涌沢上部の安山岩の変質層に覆われた尾根状をなした部分で、尾根部に B_2 、その右側下方 15m のところにある B_1 また左側下方 12m のところに B_3 のボーリング地点がある。水位観測は1963年12月から1965年1月までの間に、ほとんど連日測定が行なわれ、その結果は表—2に示すごとくである。

表—2 ボーリング柱状図による地下水位

ボーリング位置	地 質	深 度
No.1—39	安 山 岩	30.00m
No.2—39	"	24.40
No.3—39	"	22.65
No.4—39	風 化 安 山 岩	13.40
No.5—39	安 山 岩	21.50
B 2—39	"	7.20
C 2—39	"	6.80
No.1—40	"	18.60
No.2—40	"	14.00
No.3—40	粘 土 層	6.40

地下水位の変動特性：水位計による測定結果を図示すれば図—3.1 のごとくとなる。これによれば B_2 の水位計は年間を通じて、ほとんど変化を示さない。これはボーリング孔完成後、かなりの年月が経過しているため、孔壁の崩壊等により孔内が閉塞されたものと思う。

B_1 の水位変化は、1964年8月20日～30日の約 246mm の降雨を契機として約 50cm 上昇し、また、9月20日前後の 374mm の降雨後約 40cm の水位上昇を見た後平衡状態となった。この水位になったのちは、降雨との関連性がかなり明りように認められ、その関係は非常に敏感に上下し、降雨後は速やかに、降雨前の水位に復元している。

B_3 孔の水位変化も B_1 と同様8月25日前後の降雨を契

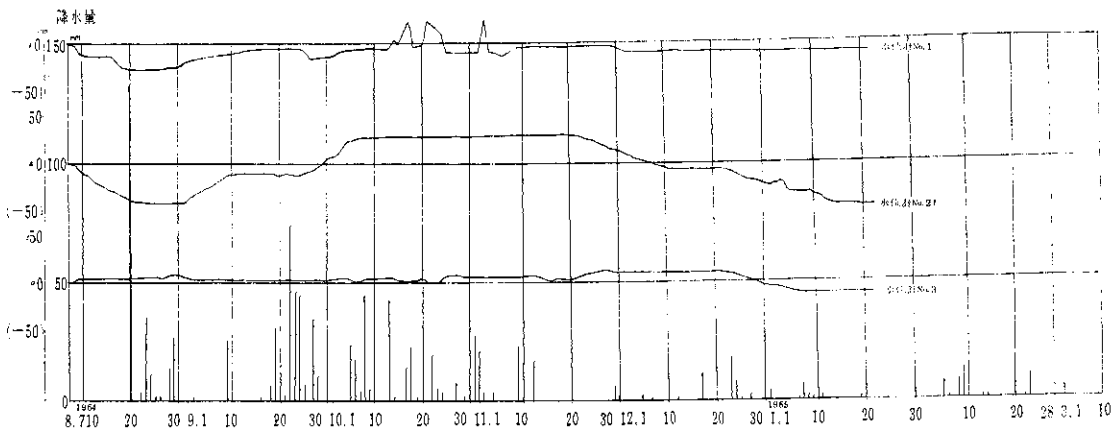


図-3.1 箱根大涌谷降水量と水位関係図

機として、約 50 cm 程度の上昇を示した後、9月20日前後の降雨により、約 50 cm 程度の上昇を示し、ほぼ平衡状態となったが、11月中旬より低下をたどっている。したがって B_1 地点での連続降雨量が大い場合は地下水の変化に影響が見られ、また水位変化は個々の降雨と直接的な関連は認め難いが、非常に緩慢な季節変化が認められる。

本地域の地下水は、ボーリング柱状図によれば、表-2 に示すごとくで、ほとんどが安山岩層中に位置して、地表から非常に深い。本地域の安山岩はボーリング結果によれば亀裂に富んだもので、地下水位はこれら亀裂内に存在する地下水の水頭を示しているものと推定される。したがって降雨の影響が地下水位の変化に鋭敏に現われないことも考慮すれば、この地点での地下水は深層地下水であることが推定される。 B_1 地点では、連続降雨によりある程度高水位となった場合にのみ、その後の降雨と水位変化に関連性が見られる。これは前回の連続した大きな降雨によって変質土層中がかなり飽和した状態となったため、その後の雨水は透水経路にあたる変質土層中での損失が少なく、より有効に深部に達し、地下水の変動に関与するものと思う。

しかし B_1 、 B_3 は位置的に至近距離にあるにもかかわらず、水位変化の特性に相違のあることは、変質土の地質構造の複雑さによるものと考えられる。

追記：

1965年度本研究のモデル斜面として選定された部分の

地下水位に関しては、No. 3—40 ボーリング孔で掘削当初は、地表面下6.4 m の変質粘土層中に地下水が見られたが、掘削が進むにつれて、ガスの噴出が起り噴気孔に変ったため資料が得られなかった。この斜面は中腹部に赤褐色の酸化鉄が附着した排水口があり、渇水期をのぞけばほとんど湧水が見られる。その量に増減はあるが、かなり豊富で、他の斜面と異なった地下水の流動経路が推定される。これは地質断面図に示されるごとく、この斜面の地質構造の特異性によるもので、上部の崖錐性堆積物からなる斜面は非常に透水性がよく、雨水はここから浸透して過去のすべりによる変質岩層中の亀裂中を流下して、中腹部に湧水していることが推定される。したがってかなり大きな降雨のあった場合、この斜面では湧水点付近に斜面崩壊が見られること、および湧水量に雨期および渇水期の影響の見られることから、浅層の地下水であることが推定される。しかし本斜面は大湧谷地域においても過去に地すべりによる動きなどが認められる特殊な地形で、この斜面での地下水の動きは非常に特殊なもので、変質地帯の典型的な水の動きとはいえないものと思う。

地下水のまとめ

1) 変質地帯の地下水は水質的にみると溶存成分があまりにも不規則であり、また特異な組成をしており、すべて硫酸性であるため、アルカリ度； $Cl+SO_4$ ； $Ca+Mg$ ； $Na+K$ の4成分ダイアグラムによる分類は困難であり、また粘土鉱物との関係および人工的に製造された

温泉水との比較分析等を行なわなかったために成因および系路を化学的に推測することは困難である。

2) 本地域の地下水は岩盤中の亀裂を流れる深層地下水である。

3) 地下水位は岩層中に位置し、変化もとぼしく、平常の降雨量等では、ほとんど地下水位の変化は認められず、すべり発生の誘因にはなり得ない。

4) 連続降雨により地下水位がある程度上昇した後での豪雨は、すべり発生の危険側の因子となりうる。

今回の研究では水位観測を行なった場所が非常に限られており、これによって全体を推定することは非常に危険があるが一応変質地帯の地下水の特性に触れているものと思う。

3.2 噴気圧

早雲山地すべりの発生誘因として蒸気噴出の問題が大きく取りあげられた。ここでは噴気圧の変化範囲およびその特性を把握することによって外力として地すべり発生にどの程度危険側の因子となりうるかを検討した。

1) 観測

1962年神奈川県によって施工された、直径2吋、深さ約98mのボーリング孔No. 1にブルドン管式の圧力計を取り付け、毎日1回噴気孔を閉塞して約1ヶ月間にわたる噴気圧の測定を行なった。

また小涌谷地点で、深度300m、直径4吋のボーリング孔での噴気圧の測定が、1958年から1965年の間に約31回行なわれている。

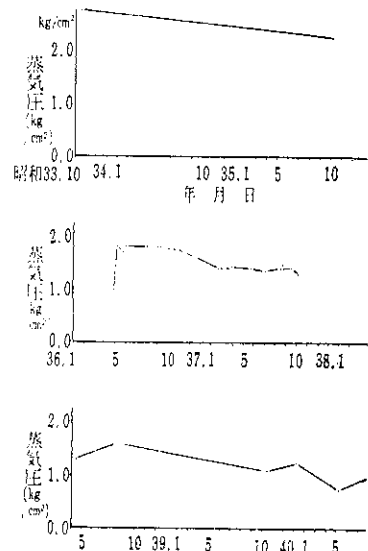
2) 測定値

大涌谷での噴気測定地点のボーリング柱状図によれば噴気は深度約90mで初めて見られた。

測定結果は図—3.2に示すごとくで、約1ヶ月間の短期間であるため、この結果のみから断定はできないが、噴気圧は約 2.8 kg/cm^2 で、ほとんど変化が見られない。また観測期間が短かったため降雨等による影響も出なかった。しかし噴気深度が90mで非常に深いことから降雨による変化はほとんど考えられない。

小涌谷での観測結果は長期にわたるもので、初期の噴気圧は約 2.6 kg/cm^2 であったものが約7年経過後には 1.0 kg/cm^2 に低下しており、徐々に圧力は減ずる傾向はあるが、季節的な変化は見られない。この変化の原因としては、噴気帯の移動によるものと推定される。

大涌谷地区で見られるごとく、噴気帯は現在の位置より過去には相当下方にあった事が知られており、現在も移動しつつあることが認められている。



図—3.2 箱根小涌谷蒸気圧測定結果
ボーリング: $l=300 \text{ m}$, $\phi=4$ インチ

3) 結論

1°) 噴気圧は大きな亀裂を伝わる場合、深度による圧力の損失はほとんど認められない(大涌谷深度90mで噴気圧 2.8 kg/cm^2 、小涌谷深度300mで噴気圧 2.6 kg/cm^2 である)。

したがってすべりが深部の岩層内で発生する場合、あるいは大きな亀裂が地表面付近まで発達している部分では噴気圧の影響はあるものと考えられる。

2°) 噴気圧は約 2.7 kg/cm^2 で、非常に大きな圧力であるが、本ボーリング孔では深さ90mで初めて噴出したことから被圧ガス帯はかなりの深度にあり、ここから土粒子間の空隙を圧力が伝導するとすれば、すべり面付近(地表より10~30m)ではその影響は非常に小さくなるものと思う。

今回の測定ではボーリング孔を利用して、深部の噴気圧の変化およびその大きさを測定した結果となり、斜面の安定に直接関係する土粒子間の空隙でのガス圧力を測定しなかった。したがって今後の問題点として土粒子間の空隙に伝達された噴気圧の大きさ、圧力の損失勾配、ならびに変化範囲を究明する必要があるものと思う。

4. 変質土の土質工学的特性について

4.1 試料採取位置

1963年度: 大涌沢上部のほぼ全域にわたる地表下面約30~50cmから短尺シンオールチューブによるサンプリングを行なった。これをA試料とする。これは変質土の

土質特性を把握すべく行なったもので、採取地点は図—2.1 に示す範囲である。

1964 年度：本研究のモデル斜面として選定された A 斜面下部で、変質により安山岩が強度に粘土化した地点で、トレンチ堀削を行なって短尺シンオールチェウブによるサンプリングを行なった。本試料は地質断面図によれば、基岩が原位置で変質により粘土化したもので、内部の変質層の土質特性を解明するのにかなり重要な土であると考え、採取地点は図—2.1 に示すごとくである（試料番号 B）。

他にボーリング孔 GS 39 年 1 号からシンオールチェウブにより深度 0~4.5 m にわたってサンプリングした。この試料は安山岩の変質層である（試料番号 C）。

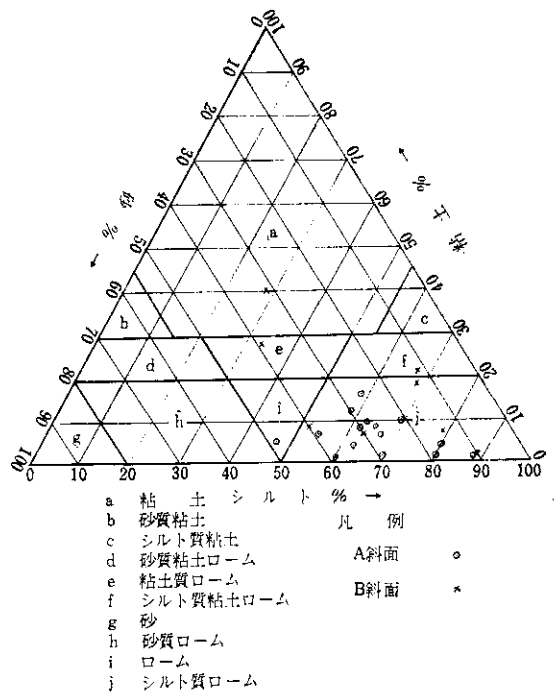
1965 年度：変質の度合により、大涌谷地域の変質土を 5 種類、HA, HB, HC, HD, HE に分類し、その代表的な地点（図—2.1 参照）からサンプリングしたもので、地表土を約 50 cm 程度剥がし、ブロックで切出し、トリマーによる整形を行なった（試料名 D）。

本試料は動的な攪乱はほとんど受けていないが、降雨および高温、ガス等の影響はかなり受けているものと思われる。

4.2 変質土に関する基本的な土質試験結果について

4.2.1 比重：土の基本的な諸性質を表現するための一つの基本量である。43 試料について、JIS 規格にもとずき試験を行なったところ、図—4.1 のごとくとなり、これによれば平均値は 2.84 で一般の地すべり地の土粒子の比重と比較して明らかに大きなものが大部分を占め、また 2.3 程度の小さなものも少数ではあるが見うけられた。これは $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ 、硫黄が多量に混入している部分で比重が小さく、 FeS 等の混入している部分では、比重が大きくなっているのではないと思われる。

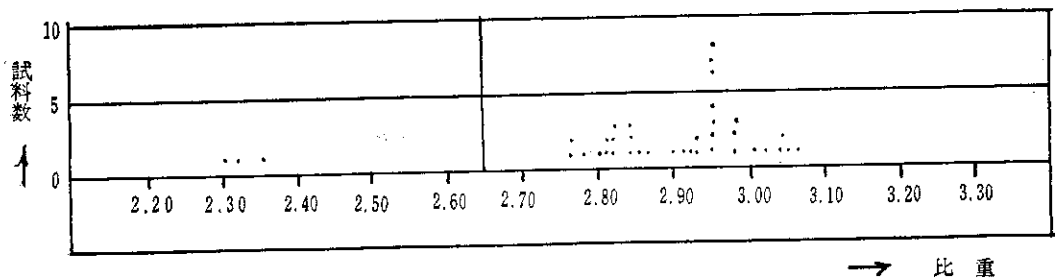
4.2.2 粒度：22 試料について JIS 規格によるハイドロ



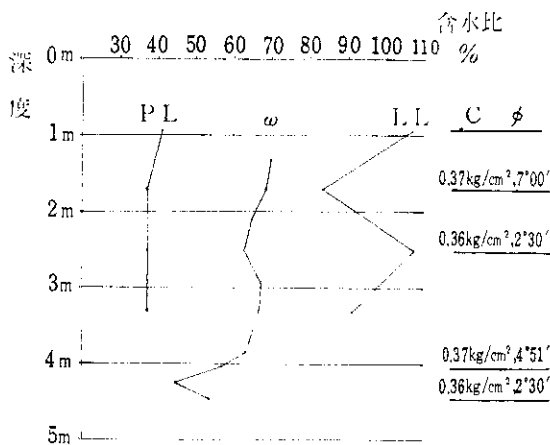
図—4.2 粒度による土の分類

メソッドにより粒度分析を行なった結果は図—4.2 のごとくとなった。三角分類によれば、採取地点および変質の度合による違いは粒度分布には明らかではなく、ほとんどシルト質ロームの区分に分類された。したがって粒度的にも粘性土質土に属することが明らかとなった。また粘性土質土の場合、粒度と土の諸性質との間になんら一定した関係は求められず、本地域の変質の分類には、粒度分析は有効な手段とはなり得ないものと思われる。

4.2.3 含水比：粘性土質土の原位置における強度特



図—4.1 土粒子の比重のパラツキ

図—4.3 c , ϕ , 自然含水比, LL , PL , 深度変化図

性は、自然含水比によって非常に大きな影響を受ける。

地表面付近の含水比は試料数28ヶ、平均71.3%で一般に高く、中には完全に液性限界を越しているものもある。

GS 39—1 号 ボーリング孔における深度による含水比変化は図—4.3 に示すごとくで地表面から深度が増すにつれて含水比が低下する傾向が見られ、土の自然含水比は LL , PL の間に存在している。

また、トレンチ試料については12試料中5個が PL より小さな含水比を示し、変質の度合（粘土鉱物の差異）によって、自然含水比も異なるものと思われる。

したがって以上の結果から、地表土は降雨等の影響により含水比が異常に高くなっている場合があるが、深度が増すにつれて、含水比は一応 LL と PL の間に位置するものと考えられる。粘性土中の含水比の変化に関する機構は非常に複雑なもので、これらの解明は今後の課題である。

4.2.4 単位体積重量：BおよびD試料について γ_a を測定した結果は、表—3 に示すごとく γ_a に関しては $HA = 0.61 \text{ g/cm}^3$ で非常に小さいが、他はほぼ 1.00 g/cm^3 に

表—3 変質土の γ_a , γ_t

試料名	試料数	$\gamma_t \text{ g/cm}^3$	$\gamma_a \text{ g/cm}^3$
D	HA	4	1.33
	HB	5	1.31
	HC	7	1.50
	HD	14	1.58
	HE	13	1.58
B		6	1.56
			1.02

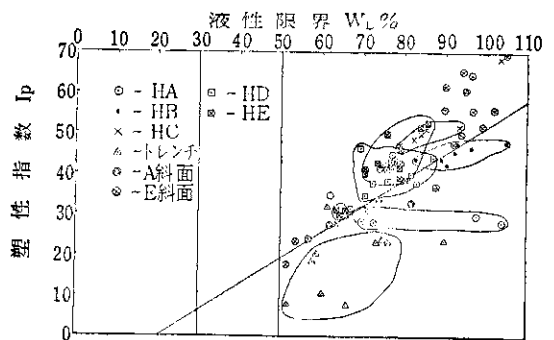
近い値である。この結果と圧縮強度の関係をみると HA 試料は、他の試料と比較して最も強度が高いにも拘らず、 γ_a は HA と異なって大きな値を示している。したがって、今回の調査で対象とした変質土の単位体積重量はかなり特異な性格をもっている。すなわちこの変質土は成因的に見て、変質を受けた土粒子が、圧力によって塊状となったものではなく、当初から塊状をなしていた安山岩、あるいは角礫凝灰岩が地下水によるイオン交換等によって変質粘土化したものである。新鮮な安山岩の乾燥単位体積重量 γ_a が約 2.0 g/cm^3 であるのに、本地域の変質土は基岩の組織が原型を留めていることが肉眼でも確認され、動的な攪乱が認められないにもかかわらず、 γ_a 約 1.0 で小さくなっている。このことから、ここでの単位体積重量は土粒子のしめ固まりの度合いを示すものと異なっていて特殊な性質で、一般的な土における密度と強度の関係を適用することは困難であると思われる。

4.2.5 稠度：粘土やシルトなどの粘性土質土は、土中の含水量の多少が直接的に土の性状それ自体に影響して、その性質は液性から塑性まで極端に変化することが知られている。

この含水比の影響の度合は土質によって、相当異なっており、この特性を表わす方法としてアッターベルグ試験がある。

前記地点より採取した試料につき、JIS 規格による稠度試験を行なった結果は、図—4.4 に示すごとくである。これによれば、バラッキがかなり広範囲ではあるが、一応塑性大と圧縮性大の粘土に二分された。

A 試料：試料数15個についての LL , PL の平均値はそれぞれ $75.9\% \sim 35.6\%$ となり、AC 分類によれば図—4.4 のごとくで、領域としては高塑性の粘性土となる



図—4.4 カサグラントの塑性図

が、かなりバラッキの範囲が大きい。平均コンシステンシー指数 $(I_c) = \frac{W_L - W}{L_p} \approx 0.2$ で小さな値を示し、また、なかには完全に自然含水比が LL を越している試料もかなり多数ある。

したがってこのような状態で土が攪乱されれば、土質は液状を呈し、強度が著しく低下する可能性のあることを示している。

B 試料：試料数10個についての LL , LP の平均値はそれぞれ 64.1%~45.0%となり、 LL の高い割合に平均の $PI=19.1$ で小さく、特異な性質を示すもので、AC 分類によれば図—4.4 に示すごとく圧縮性に富んだ粘土の分類によっても明らかである。

本地点はボーリング柱状図によれば、安山岩の変質層で、0.00 m~4.30 m までの LL , PL , W を深度毎にプロットした結果は図—4.3 のごとくとなり、深度による LL , PL の変化はこの程度の深さでは明りようでなく、この範囲ではこの土層は一層均一な変質を受けているものと思う。この事は各深度毎の c , ϕ がほぼ同一な値を示している事からも推定しうる。

D 試料：HA, HB, HC, HD の試料は AC 分類によれば図—4.4 に示すごとく、それぞれ一つのグループを形成しているが、特に HA のみが圧縮性に富んだ粘性土と分類され、これはB 試料とはほぼ類似の性質を示している。他については図—4.4 に示すごとく高塑性の粘性土に分類されたが、それぞれの変質度の程度によってさらに一つのグループを形成していることは興味深い事実である。HE のみは AC 分類図上で2か所に分かれ、これはサンプリング地点が均一な変質土からなっていないかたものと推定しうる。

以上の結果から、変質土の分類およびその物性を表わす手段として、AC 分類はかなり有効であることが明らかとなった。

4.2.6 c および ϕ ：土質工学の分野では、土の強度を表わすパラメータとして、 c および ϕ が用いられており、その値が土の土質特性を表わす一つの大きな要素となっている。

A, B, C の試料については一軸、三軸圧縮試験を、D 試料については一軸圧縮試験のみを行なった。試験方法は JIS 規格によって行なったもので、表—4 に示すごとくとなった。

A 試料：6 試料についての c , ϕ の平均値はそれぞれ 0.2 kg/cm² および 3°21' で、非常に小さく粘性土とみ

表—4 変質土の c , ϕ

試料名	試料数	平均値 c	ϕ	qu
A	6	0.20 kg/cm ²	3° 21'	0.31 kg/cm ²
B	6	0.33	12° 54'	0.93
C	5	0.35	3° 46'	0.37
D		—	—	

なせる。これは前述の分類による高塑性粘土の分類とよく一致している。

B 試料：地表面下 1.00~1.50m の深度にある安山岩の変質岩層からサンプリングしたもので、これはA 斜面の安定性にかかなり大きな影響力を持つものである。試料数6 個についての c , ϕ の平均値はそれぞれ 0.33 kg/cm² および 12°54' で、他の試料と比較して大きな値を示している。特に内部摩擦角が他と比較して大きいことは、AC 分類による弾性大の性質と一致するものと思う。

C 試料：5 試料についての c , ϕ の平均値はそれぞれ 0.35 kg/cm² および 3°46' でともに小さな値で、AC 分類による高塑性の粘性土の名称とよく一致している。

D 試料：変質土の程度によりそれぞれ、かなり明りような剪断特性が認められた。5 種類の変質土中 HA 試料は変形係数 $E_{50}' = \frac{\text{破壊強さ} \times \frac{1}{2}}{\text{破壊強さの} \frac{1}{2} \text{に相当するヒズミ}} = 2.55$

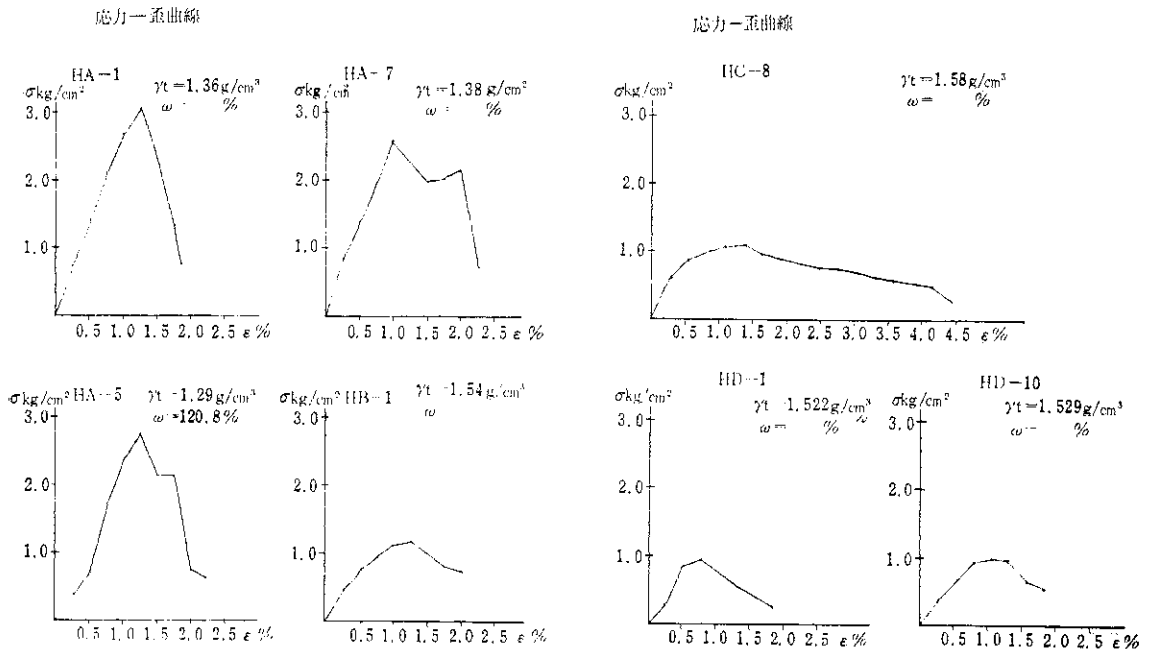
で他と比較して大きく、 qu も平均 2.77 kg/cm² で非常に大きな値で、比較的弾性的な力学特性を示している。HB の平均の変形係数は $E_{50} = 0.76$ で、 $qu = 0.97$ kg/cm² である。HD はほぼ HB と類似な剪断特性を示し、 $qu = 0.99$ kg/cm² である。HD は変形係数 $E_{50} = 0.54$, $qu = 0.46$ kg/cm² で極端に流動変形的な特性を示している。以上の結果から変質土の程度と変質土の強度特性は比較的明りような関係が認められ、これによれば二つの典型的な力学特性をもったものに分類される。その一つはHA, HB 試料で代表される ϕ の大きい、応力—歪の関係が弾性的挙動を示す試料であり、他は ϕ が小さく流動的変形を示すものである。

4.3 応力—歪曲線による土の力学的特性について

変質土の土質特性は、その変質の割合によって、かなり大きく変化し、また一定の関連性のあることが稠度試験、力学試験等によって明らかとなった。

ここでは一軸圧縮試験による応力—歪曲線を中心に試料の破壊に達するまでの歪特性を検討する。

試験は変質割合により選定されたD 試料について行な



図—4.5.1

った。HA, HB, HC, HD, HE* の5つの典型的な応力歪曲線は図—4.5 (1~5) に示すごとくである。

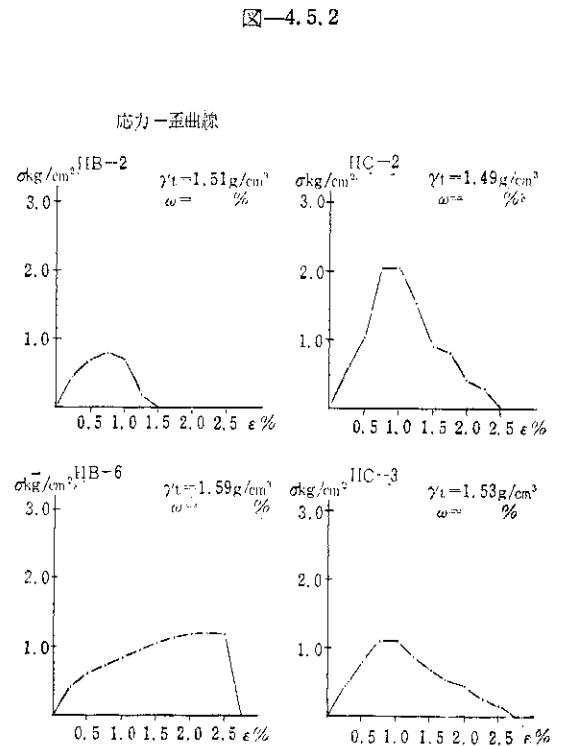
これによれば HA は応力歪の関係が破壊前においては、比較的直線的で、破壊点は非常に明確でピーク経過後は急激に応力の低下が見られる。したがってかくのごとき強度特性を有する斜面破壊の形態は集中豪雨等による異常な間隙水圧の発生による急激な剪断破壊にブロックグライド等が考えられる。

HE は応力歪の曲線の勾配は非常に緩で、極度に高塑性を示し、明りょうなピークは現われずクリープ破壊に達する。

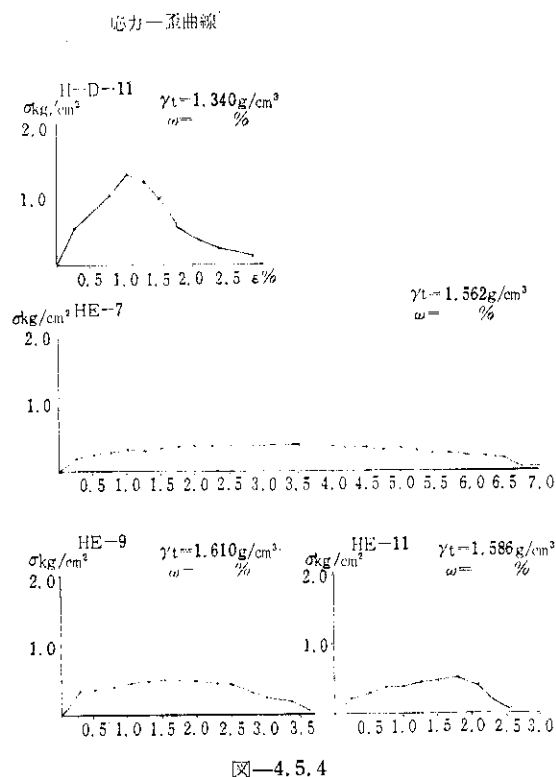
したがってかくのごとき強度特性を有する斜面破壊の形態は、連続降雨による含水比変化によりクリープ的な破壊が考えられる。

HB, HC, HD, HA と HE の中間的な性質では非常に小さな歪で破壊に達し、しかも $PI=40\%$ であることから、破壊後の擾乱により、流動状態になることも考えられる。

* HA, HE は藤井その他の命名による滑性化帯, HB は弱粘化帯, HD は強粘化帯に, HC は滑性・強粘化粘土の混合された粘土にそれぞれ相当する。

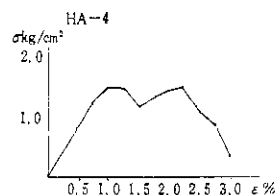


図—4.5.3



変質土の強度特性を支配する要素として、基岩の先天的なフィシャーおよびジョイントがある。供試体中にこれらが存在する場合、その強度を完全に支配し、フィシャーおよびジョイントのないものと比較して非常に強度が低下する。

したがって本地域での変質土の強度特性を論ずるにあたっては、特にこの試料についての検討が必要である。



図—4.5.5

図—4.5.5 に示す応力-歪曲線は、HA のグループに属するものであるが、 $q_u=1.5\text{kg/cm}^2$ で亀裂のないものは 1/2 程度で非常に小さな値である。しかも破壊点およびピークが不明で、HA グループの特性をあまり示さないことがわかる。これは先天的なフィシャーおよびジョイントがすべり面となり、圧縮応力はその面でのすべり摩擦を測定していることになり、またこの値がフィシャーおよびジョイントのある土の強度となっている。

以上変質土の土質特性について試験結果を一応整理解析した、この結果により、大涌谷地域の地表変動の特性を検討しようものと思う。

4.4 結論

以上地表面に存在する変質土の土質特性は表—5 に示すごとくとなる。しかし変質土の強度特性は個々の土粒子の物理的な性質によって左右される一般土質の概念の範ちゅうにはなく、その強度は粒子構造により大きく左右されることが推定される。

また、各項で変質の割合による強度および性質についての関係のある程度明らかにし得た。したがって今後は対象断面の各深度から攪乱試料を採取し、この土質試験を行なえば、その断面の安定度についてもかなり進んだ検討が可能になるものと思う。

表—5 土質試験結果一覧表（平均値）

試料番号		G _s	γ _t g/cm ³	γ _a g/cm ³	LL %	PL %	c kg/cm ²	φ°	w %	q _u kg/cm ²	三角分類	AC分類
A		2.84	—	—	75.9	35.6	0.2	3°21′	71.3	0.31	J	HL
B		2.73	1.56	1.02	64.1	45.0	0.33	12°54′	51.0	0.61	h	RC
G		2.79	1.56	0.89	95.2	48.6	0.35	3°46′	61.8	0.37	J	HL
D	HA	2.68	1.33	0.61	88.4	55.1	—	—	118.0	2.65	"	RC
	HB	2.88	1.31	0.98	90.5	45.8	—	—	33.7	0.98	"	RC
	HC	2.96	1.50	0.85	88.0	34.9	—	—	76.5	0.99	"	HL
	HD	—	1.58	1.00	98.2	35.3	—	—	58.0	0.60	"	"
	HE	—	1.56	1.02	101.2	48.6	—	—	53.0	0.24	"	"

J : シルト質ローム

h : 砂質ローム

HL : 高塑性粘土

RC : 圧縮性粘土

5. 火山性地すべりの運動機構

5.1 斜面の安定解析による変質土の強度の存在範囲の推定

モデル斜面に円弧すべりを適用して、すべり発生の限界条件から、すべり面の土の $c-\phi$ の存在範囲を推定しようとするものである。

5.1.1 計算に用いたすべり土塊の大きさ

A 斜面の中腹部の約 50 m 区間に連続的に 5 個の伸縮計が設置され、この結果は伸縮計の解析の項で詳細に述べられている。これによれば伸縮計 No. 2 より下部で溪床に達する、斜面長約 43 m の A ブロックおよび No. 2 より上部で、伸縮計 No. 5 をほぼ中心とする斜面長約 62 m の B ブロックである。

5.1.2 すべり面および間隙水圧の推定

A ブロック：すべり土塊の斜面長が比較的短いこと、および降雨との関連性が比較的明らかなことから、すべり面は浅いものと推定される。すべりの末端は地形的に見ても、また対岸にすべりの及んでいないことから溪床にはほぼ水平に現われる。以上の 2 条件よりすべり面を仮定した。

間隙水圧の作用状況については、A ブロック頭部では地表面と湧水が見られ、すべり面の大部分が、この湧水面より下部に存在するため、斜面内部にはかなり大きな間隙水圧の影響が考えられる。最も危険側の状態ですべり面に作用する間隙水圧は、すべり面から地表面の高さの地下水位に匹敵する大きさとなりうる。

B ブロック：A ブロックとはほぼ同じ規模で浅いすべりである。地表変動の解析結果によれば A、B ブロックの動きは互いに作用しあっていることから、B ブロックのすべりの末端は A ブロックの頭部と重複していることが推定される。以上の条件にもとずきすべり面を仮定した。

間隙水圧の作用状況については B ブロックは湧水面より上部に位置していることから、すべり面の大部分は平常時には間隙水圧の影響を受けていないものと推定する。

以上の仮定にもとずき、図-2.5 に示すごとく A、B ブロックとすべり面を設定し、スウェーデン式分割円法による安定解析を行なった。計算に用いた諸元はつぎのとおりである。

$$\text{計算式 } F_s = \frac{\sum (N - U) \tan \phi + cl}{\sum T}$$

A 断面：切線力 (T) = 98 t 法線力 (N) = 300 t

間隙水圧 (U) = 182 t

すべり面長さ l = 44.3 m

B 断面：切線力 (T) = 299 t 法線力 (N) = 682 t

間隙水圧 (U) = 296 t

すべり面長さ l = 67.6 m

ここで両ブロックの安全率 $F_s = 1$ となるための c および ϕ の関係を求めると次式の通りとなる。

A ブロックでの関係：

$$\begin{aligned} (\text{間隙水圧あり}) \quad c &= 2.11 - 2.77 \tan \phi \\ (\text{間隙水圧なし}) \quad c &= 2.11 - 2.67 \tan \phi \end{aligned} \quad \textcircled{1}$$

B ブロックでの関係：

$$\begin{aligned} (\text{間隙水圧あり}) \quad c &= 4.43 - 6.25 \tan \phi \\ (\text{間隙水圧なし}) \quad c &= 4.43 - 10.0 \tan \phi \end{aligned} \quad \textcircled{2}$$

両式を同一座標にプロットすると図-5.1 のごとくなる。

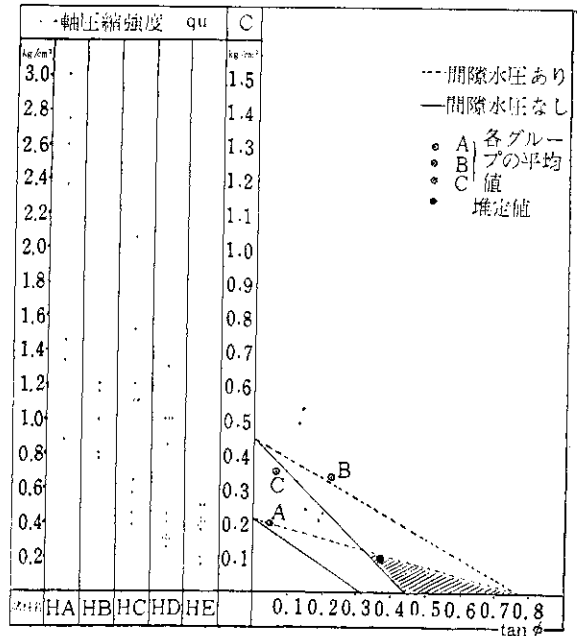


図-5.1

5.1.3 解析

ここで両ブロックの地表変動の特性からすべり面の土の c, ϕ がこの座標のいかなる領域に属するのが妥当か、検討を進める。

A、B ブロックはともに歪の挙動には明らかにすべりの傾向が見られるが、歪速度も小さく、すべりによる地形変化が表われるまでには至っておらず、剪断は未だす

べり面の全長にわたってはいない。しかも降雨と移動の関係も一応認められることから両断面ともに安全率 F_s は、ほぼ1.0に近いものと推定され、Aブロックは間隙水圧が全くない場合は非常に安定した斜面となるが、大きな間隙水圧が作用している場合は $F_s \leq 1$ となり、Bブロックでは間隙水圧が零の場合は $F_s > 1$ であるが、間隙水圧がある程度高くなると $F_s \leq 1$ となる。この条件に合致する領域がすべり面の土の強度の存在推定範囲となる。

以上の条件を満足するものとして一応斜線の部分が考えられる。

この解析による推定範囲と実際の土の土質試験による c 、 ϕ を比較検討するために同一座標に試験結果をプロットしたが、図で明らかなく、実験値は推定領域に全く属さない。

一般の地すべり粘土の平均的な c 、 ϕ 値が、それぞれ 0.2 kg/cm^2 、 10° であることが一般に認められている。したがってこの推定領域内では ϕ を領域の下限とすれば、試験結果により非常に粘性土の土性を示しているから一応A斜面の土では $c \approx 0.1 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi \approx 18^\circ 30'$ が推定される。したがってすべり面の粘土は、地表面の性質とかなり異なった性質を有するものといえる。（ただし推定値はあくまで抽象的なものである）。

5.1.4 結 論

地表面の変質土をその度合により区分して、それぞれの強度特性を一応把握した。これらの中には非常に土質的に不安定で強度の低いものがある。しかしこれらの土が本斜面のすべり面の主体をなしているものとすれば、安定解析の結果は実際の斜面の変動状況に合致しない結果を生ずる。したがってすべり面の土は地表面に存在する変質土とは一応異なる強度を有していることが推定される。

この違いの原因として次の点が考えられる。

- (1°) すべり面の土は地表面と異なった含水比、あるいは圧密の状態にあること、
- (2°) 地表の変質土と比較して ϕ が大きく、 c の小さいことから地表面には存在しない、まだあまり粘土化の進行していない砂質の変質土の存在、
- (3°) 本仮定ではすべり面は均一な粘土からなっているものとしているが、実際のすべり面は種々の強度をもった粘土層を切っており、それぞれの土層の c 、 ϕ の合成した値を示しているのではない。

5.2 地すべりの運動機構とその形態に関する考察

箱根大涌谷上流域の基岩の中に発生する地すべりについでの変質土の土質試験、地表変動の計測、地下水位、斜面の安定度に関する各考察をまとめて、この地区の地すべりの形態および運動の機構を論ずれば、結論として現在この変質基岩の中に発生している地すべりは比較的小規模なすべり面の浅い斜面崩壊、またはその連続であるといえる。その証拠として、つぎのことがいえる。

(1) 地表の変動は主として斜面にのみ大きくあらわれ、台地部等では不明りょうであり、特に台地部では斜面に非常に近接した部分以外では歪の累積がみられない。

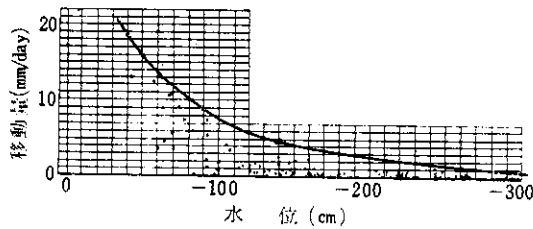
一般にブロックグライド状の地すべり（基岩内に軟弱層の存在する事によっておこる岩すべりで、普通すべり面は直線状である）では、その地すべりの、または1ブロックの地すべりの頭部にある台地部には比較的大きな歪の累積がおこる。とくに著名な第三紀層の層すべりである長崎県鷲尾地すべり、福島県西会津町滝坂地すべり、秋田県北秋田郡上小阿仁村五反沢および同小沢田地すべりや群馬県高崎市少林山地すべり等は、大体非常に緩慢な動きの場合でも傾斜にして年間400～600秒程度の歪の累積がみられる。これに対して斜面内のみ発生する地すべり、たとえば神奈川県滝ノ坂地すべり、兵庫県神戸市水室地すべり、北海道日高郡様似地すべり等では、斜面のみに大きな地表変動があらわれている。台地部の斜面に近接した個所の動きは、これらの斜面崩壊の連続によって、その頭部が徐々に後方の台地に向って進行しているために発生したものであろう。

(2) 地表の変動は小さな単独な降雨（たとえば1時間雨量20～30mm程度の）には影響されないが大降雨（70mm程度以上）や連続降雨に、直ちに影響され、しかも降雨の終わった後には直ちに活動を停止する。

一般に深い（深度15m程度以上）地すべりの場合は普通地すべり活動は降雨から3日～7日の後に活発化し、その降雨の大きさや連続性等によって、相当長期間影響をうける。これは1つにはすべり層が深いため、降雨の浸透水がすべり層に達するのに長時間を要することとすべり面は土質粒度分類上粘土または砂質粘土で形成され、粘土中に間隙水圧を伝播する時間を要することによって、地すべり発生に遅れが生ずるためである。また、他の1つには降雨による浸透水の影響が地下では降雨の終わった後でも直ちにあらわれず、徐々に低下する事と粘土中ではさらに間隙水圧の変化が緩慢になるため、地すべり運動が直ちに停止するに至らず、徐々にその速度を落す理由である。

(3)地下水位が一般に低く、すべり面下にあり、降雨による変化に乏しい。

一般に地すべり地では地下水位は常にすべり面上にあり、降雨によって或程度の遅れをとないつつ上下する。したがって土質工学的にはすべり面付近の土の間隙水圧として、この地下水位を代用するほどであり、また活動と地下水位は密接な関連を持つことが多くの文献*の中で報告されている(図—5.2 参照)。



図—5.2 滝坂地すべり地—移動量と水位の関係
(福島県滝坂)

ところが本地すべりにおいては地下水位はほとんどボーリング孔底付近にあって、水位変動が小さく(1~2m)、これをもって間隙水圧の代用とすることも困難であるし、降雨との関連性のあるものがほとんどない。したがって移動とも関連せず、よってこの地すべり地には一般の地すべり地に見るような明りようであり、かつ広汎な分布を持つ不透水層は存在せず、降雨が浸透するさい、その浸透の過程において、土層中に一時的に間隙水圧をおよぼし活動を起す。たとえば盛土斜面中の崩壊に似た現象を持っている。

(4)基岩の変質帯の土質特性は地すべり地の粘土程度の塑性であるが、その力学的特性も砂質土に近い。

一般に地すべり地の粘土は粒度組成の点から見ても、その多くは砂質粘土、シルト質粘土等に分類されるが、本地域の変質土はシルト質ロームであり、稠度に関しては土を土木材料として考えたAC分類によれば高塑性のものがあがるが、一般には圧縮性に富んだ粘土等低塑性のものが多く含まれ、その一軸圧縮試験による応力歪の関係を見ると、明りような破壊のピークが表われ、その前後が急激な勾配を有し、剪断特性からみて、過圧密を受けた粘土に近い性質を示し、フィッシャーやジョイント

の発達した試料のみが一般の粘土のそれに近い性質を持っている。このことからこの種の変質土は降雨等の影響によって、斜面崩壊を発生する場合、継続的な破壊よりもむしろ、急激な瞬間的な破壊を生ずる可能性が大きいことになり、このことは前記の地表伸縮の表われ方とほぼ一致している。

(5)ボーリング結果によれば基岩の変質の度合いは、一般に地表付近ほど激しく、地下深部に達するほど、低い傾向を持っている。深部には一部、強変質の層も見られるが非常に薄い。このこともまた、斜面崩壊の発生の原因と考えられる。

一般の地すべり地は地表付近よりむしろ深部に連続した軟弱層が地下水等の原因により生成され、したがって大きな土塊が滑動するわけであるが、急斜面(20°以上)で、地表に軟弱層があり、地下にこれが少ない場合には、まずこの軟弱層が地表あるいはその付近を流れる雨水によって浸食、あるいは小崩壊により滑落し、軟弱層の厚さが斜面の傾斜と釣り合う程度までしか地表付近に残らないため、一時的な大崩壊を発生する可能性が少ない。地表付近の浸食が非常に激しいことは地下水の水質の点からも言えることで、この地すべり地の地下水に比して地下水の含有成分の量が異常に高いことが浸食の激しい事を示す一つのパラメーターであろう。

また、これらの地表浸食や小崩壊の多発は逆に考えれば、地下深部に存在する薄い強変質帯による大地すべりに対して、その上に載っている土塊の荷重を減ずるということから安定側に働き、その発生の可能性を少くしつつある場合もあるとも言える。ただ溪流部の縦浸食が非常に盛んになると斜面の基部が流亡し、大崩壊を発生する可能性はあるであろう。したがってこの縦浸食を防止することはぜひとも必要になろう。

以上が現在の大涌谷上流地域の現在の地すべりの形態である。

つぎにこれらの地すべりの運動機構を考えると、前述のとおり地下水位と関連がなく、降雨と直接関連することから考えて、浸透水はその浸透の過程において、地表面下数m程度の土の含水比を大きく変化せしめ、強度を急激に低下させ、間隙水圧を一時的に高めて斜面を不安定に導くことになるわけで、このことは安定解析上から考えられる土の強度に達する変質土が少ないことから降雨時、普通は斜面に対して安定な強度を持つこれ等の変質土自身の含水比等の変化が大きく働き、したがって強度がそのために著しく低下するであろうことが推定さ

* 谷口敏雄「地すべりとその防止工法」,「地すべり調査とその対策」; 渡正亮「ある地すべり地の地下水と移動の関係について」。

れる。

ガスの影響については、一般に現在大涌谷地区、早雲山地区で行なわれている排気ボーリングの掘進長は100m前後に達しており、したがって地表下100~200mに1および2個所の高圧ガス帯のあることが明らかであり、またそのガス帯の垂直的な位置がボーリング相互間に水平につながらず、また、孔のガス圧に相当の変化がある事からもガス脈は水平よりもむしろ垂直に近い形で分布しているものと推定される。もしこのガス脈が地すべりに影響を与えるとすると、そのガス圧は縦に分布するため、すべり面全体に圧力をおよぼすよりもむしろ、その局部に影響する場合が多い。またガス圧は測定によれば90m深度で 2.5 kg/cm^2 で時間的にはほぼ一定しており、大きな変化はない。したがってたとえば50~60mの深度を持った地すべりがあると、これにガス圧が土の間隙圧として働いたとしても圧力のロスも考えられるし、地下水が無いために全中立圧としてはそれ程大きなものではなく、しかも局部的であり、大きな変化をしない場合には土塊の安定にとって、それ程大きな誘因とはなり得ないのではないだろうか。ただ、ガス圧に急激な変化を与え得るような地震等の場合は注意を要するわけである。

5.3 地すべりの予知についての考察

地すべりの予知という問題は、当然地すべりの発生機構と直接な関連を持つと同時に、防災対象(例えば人命、河川、道路等構造物)の経済性等とも関係してくる。たとえどんな小さな斜面崩壊であっても、その被害地域に人家等があれば崩壊を予知する必要があるし、逆に大地すべりであっても経済的価値の小さい原野等に崩れ落ちれば予知の必要性は少なくなる。

箱根の場合 1953年に早雲山に大規模な土石流が発生し、このために大きな被害が発生した。このような大規模な土砂害を防止するための予知を行なう場合には、つぎの2点を予知する必要がある。

- 1) 大規模な斜面崩壊の発生。
- 2) 中下流溪流沿いの2次堆積物内の地すべりの発生。

1) については現在の地盤の変動状況からみて、可能性が少ないと考えられるが、もし発生するとすればつぎの条件を具備する必要がある。

① 地下深部(少なくとも20m以上)に上部と異った強変質帯が存在または生成される。

② 河床浸食がはなはだしく、斜面末端部に深掘れが

生ずる。

③ 100mm以上の大降雨により、斜面下部に小崩壊が連続して発生し地形を著しく変える。

④ 地震等により、地表面20~40m程度まで高圧ガス帯が多く上昇してくるかまたはガスエラプションが発生する。

これらの条件の場合いかにしてその発生を予知するかは非常に困難な問題である。

たとえば①についていえばこの地域の変質帯の土は応力—歪曲線よりも明らかなごとく、歪の発生から剪断までの時間が短かく、したがって前駆現象の表われる時間が非常に短いことが予想され、形態的には崖崩れの様相を呈するからである。もしこの変質帯の生成がガスの影響であるとする、この付近のガスの噴出が止まってある程度の期間を経てから発生する可能性をもつわけで、したがってガスの噴出地帯の変遷を調べることによってある程度の予知は可能と思われる。

計測の手段としては地盤傾斜計をそのような地域の台地部の奥に設置して観測し傾斜歪の累積状況を調べることによってある程度の予知は可能であろう。

②と③については、予防が可能である。これは大涌谷上流部に砂防工事を施工し谷止堰堤によって、斜面崩壊の脚部をおさえ浸食を防止する方法である。

砂防堰堤材料等について、またその位置については今後充分な調査を必要とする。

④については現在神奈川県、東大によって地震観測が続けられており、とくに地震とガス噴出の関係を重視することによって、危険地帯を推定することが可能である。

2) については、その発生機構が今回の調査の範囲では不十分かつ不明りょうである。中下流地域も上流地域と同様基盤表面付近は相当の変質を受けている事は明らかである。しかも中下流域は地表の傾斜が緩であり、上流部や山腹よりの崩落土は直接溪流によって運搬されることなく堆積し、これが基盤付近の変質土の流亡を妨げており、しかも、この変質土に対して相当大きな有効圧を加えている。また基盤の変質土層も厚くなれば不透水層を形成する可能性が多く、したがって地下水位も当然高くなるはずで、したがって基岩表面近くでの地すべりを発生する可能性は非常に大きいといえよう。これが発生した場合は大涌沢中流部全体が一種の沢抜けの形となり、大量の土砂を土石流として下流に押し流し、早雲山大災害の2の舞となる可能

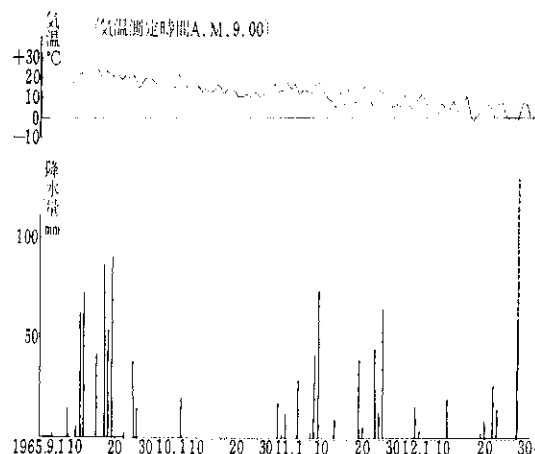
性を大きく含んでいる。

現在すでに中流部砂防堰堤群には多くの亀裂の発生をみており、すでに相当な危険状態にあることは確かであり、今後、この地域の地表変動状態や地下の歪状況を調査して予防対策あるいは予知の方法を確立する必要がある。

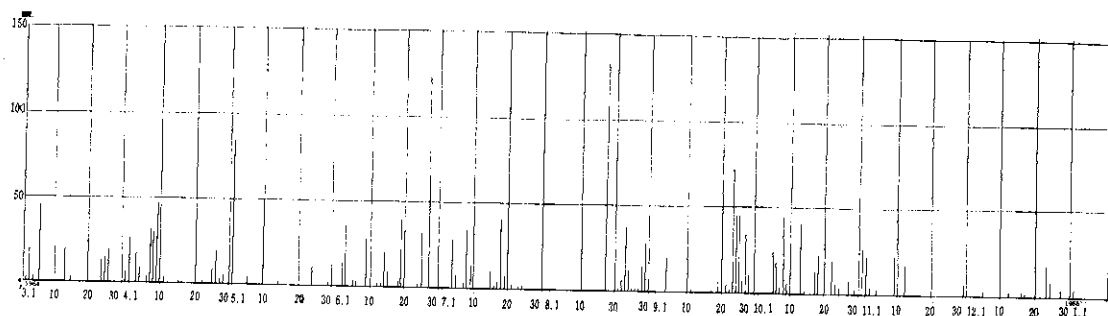
あ と が き

本研究は、主として箱根大涌沢上流部崩壊地の地すべりの運動機構を調査し、研究したのであるが、研究の結果、その主目的である基盤中の地すべりについては、現在それ程大きな変動を見出すことができなかった。このことにより、むしろ今後火山性地すべりの防災を考える場合の問題点は上流の岩すべりよりも中流部の2次的生産物堆積地帯に移ってきた感がある。

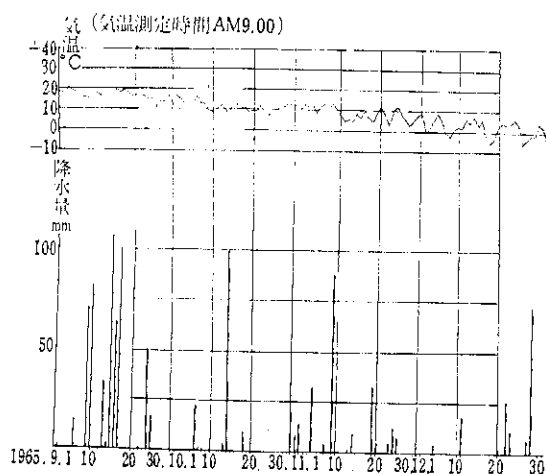
最後に本研究に御協力を賜った神奈川県土木部砂防課および箱根温泉供給 K.K. に厚く御礼申し上げます。



参考—1 仙台原における気温降水量との関係



参考—2 箱根大涌谷降水量



参考—3 大涌谷における気温と降水量との関係

研究実施担当者

総 括	渡 正 亮
地表変動特性について	渡 正 亮
地すべりに関する諸因子について	酒 井 淳 行
	富 田 利 保
土質特性について	酒 井 淳 行
火山性地すべりの運動機構について	渡 正 亮
観測および観測資料整理	中 島 彬
土質試験	酒 井 淳 行
	因 幡 章 雄
	館 野 耕 二
	伊 藤 和 行
水質試験	中 島 彬
	富 田 利 保
	見 沢 公 子