

串林地すべり地について

山口真一・高田雄次・竹内篤雄

ON THE KUSHIBAYASHI LANDSLIDE AREA

By *Shin'ichi* YAMAGUCHI, *Yuji* TAKADA, *Atsuo* TAKEUCHI

Synopsis

The Kushibayashi landslide area which is located in Ogoto town, occurred at 22 th June 1967. There was drought condition from the middle decade of April to the last decade of June 1967.

The landslide occurrence, at such a condition, was very singular phenomenon.

We were interested in the cause of this landslide. So, we carried out geophysical surveies in this landslide area.

As results of these surveies, we preaumend the following:

- 1) As a basic factor, there was existence of weak stratum.
- 2) As an immediate occasion, the soil mass in this landslide was weakened by underground water coming from faraway.

1. 序 文

当地すべりは滋賀県大津市雄琴町に位置しており、その発生状況は一般に知られている地すべり発生状況とは異ったものであった。昭和42年は4月中旬の長雨以来雨らしい雨もなく6月に入り、琵琶湖の水位も日々に低下の傾向をたどってゆき6月22日には-35 cm にまで低下していた。このような渇水状態にある中で、6月22日に串林地すべりは発生した。地すべり発生の2日前から当地域で宅地造成のための地ならしが行なわれており、地すべり発生当時約 3,000 m³ の土砂が地すべり地上部の南側から発生した亀裂の上部にかけてブルドーザで埋めたてられていた。当地すべり地内を通して大津市に給水している上水道の6月18-19日の地すべり発生前の水使用量を見ると、その量が急激に増大していることが認められ、6月22日地すべり発生と同時に上水道は切断された。このために付近の住民に対し緊急に給水を行なわねばならぬ事態に至った。

地すべりはその後さらに地割れを発生させつつ拡大していったが、人的被害にまでは至らずに7月に入つてようやく小康状態を保つようになった。

上記の如き特異な状況下に発生した地すべり地はあまり見られないので、地すべりの内部移動機構、地すべり地内の地下水の動静等を詳しく調査し、その発生原因を探求することは、地すべり現象の特異な例として一意あると考えたので、当地すべり地内に種々の観測器を設置し得られた資料を元にして当地すべり地の移動機構を考察し、その発生原因を探求して見た。

2. 地形・地質について

串林地すべり地は大津市中心部のほぼ北方の琵琶湖西岸に位置しており、堅田から坂本に至る高度約 70 m の直線的崖線で限られる志賀丘陵の東縁に発生したものである。

この志賀丘陵は湖成段丘の原面を部分的にのこしており、まだ丘陵化の過程にあって丘陵側面に所謂崩壊性地すべりの点在が認められる。これらの崩壊性地すべりは大局的に見れば丘陵を解析する谷床に発生しているが、さほど顕著なものではない。

地質は古琵琶湖層から構成されており、主としてシルト質の粘土で所により砂層を挟む。地層の傾斜は丘陵東縁の崖端部で約 45°E であり、丘陵と湖岸の沖積層との境には従来断層又は褶曲の存在が指摘されている¹⁾。丘陵東縁の直線的崖端は、断層崖ないし褶曲崖であると考えられている。従ってこれらの地質構造から考えて、基岩は著しい歪を受けているものと推定される。

当地すべり地内のボーリング資料によると、約 5m までは褐色の風化層が存在し、それ以深 10m 付近

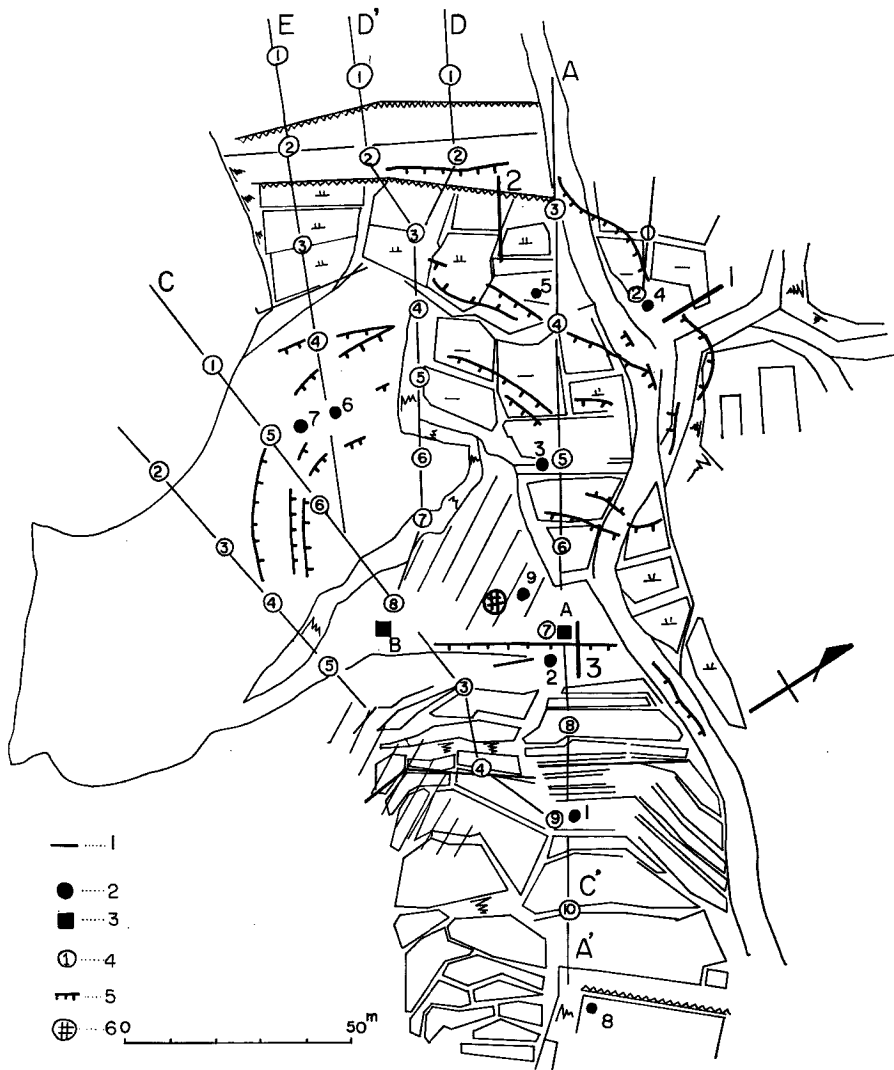


Fig. 1 Station of measuring apparatus, and mesuring points and lines of electric survey.

1. Extensometer 2. Internal strain meter 3. Tilt-meter
4. measuring point of electric survey 5. crack 6. daining well

までは地層の乱れが著しく、軟弱化されている。

以上述べた事により、今回の地すべり発生の地形、地質的な要因は不安定な谷床と軟弱化した地層の存在にあるものと考えられる。

3. 各種計器観測及び物理探査結果

地すべりの移動機構及び地すべり地内の地下水の動静を知るために、地すべり地の地下構造調査、移動観測、地下水調査等を行なったので、以下各調査項目に分けて調査、観測結果を検討する。

3-1 地盤調査

すでに 2 で述べられている如く、地すべり地の地形的、地質的素因は明らかにされているが、いずれも推定の域を出ていない。そこで、地下土塊の物理的性質の変化を利用して地下構造を明らかにするために電気探査及び貫入試験による地盤調査を行なった。

i) 電気探査結果

電気探査による地盤調査方法はその対象とする調査地域の規模、測定しようとする深さ等により種々の方法があるが、今回は当地すべり地の広さ、探査予定深度を考慮して 3 極法の電極配列による垂直探査を行なった。

測点位置は Fig. 1 に示した計 33 点で、地すべり土塊の移動方向と思われる方向に A—A' と C—C' の 2 測線を取り、それらの測線の断面の地下構造を明確にすることに主眼を置いた。

各測点で得られた $\rho_a - a$ 曲線は標準曲線を用いて解析を行ない、それに基づいて地下構造断面図を作製したものが Fig. 2 である。本地すべり地の地下構造は電気比抵抗値の面から見ると 3 層を示しており、2～4 m の厚さを有する表層、6～8 m の厚さを有する中間層と、地表から 10 m 以深の最下層とよになっている。第 3 紀層型すべり地の電気探査結果から考えると、1～5 $k\Omega - cm$ の電気比抵抗値を示す層はすべり層と見做して差支えないことが筆者等の研究でわかっている。この知識を本地すべり地に適応して検討して

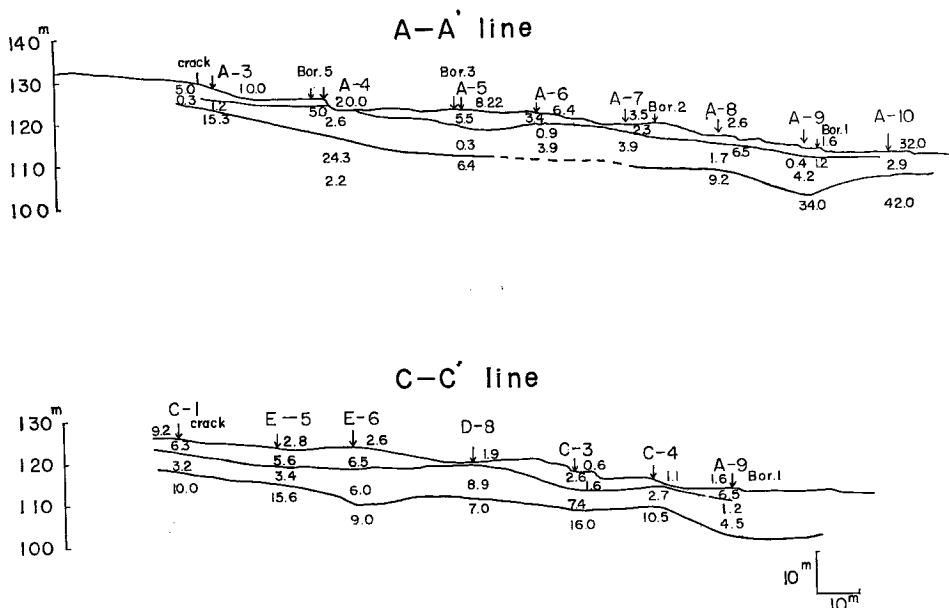


Fig. 2 Assumed diagrams of underground profile by electric survey.
(unit of numbers = $k\Omega - cm$)

みると、地表面から 2~10 m の深さにある第 2 層目がこのすべり層に相当することになる。この結果は試錐及び地中内部ひずみ計の測定を行なっているので、後でこれらの資料と比較検討する。

電気探査結果の別の表現方法として同深法という表現方法がある。これは、各測点で得られた測定値の中で、電極間隔 (a) を一定にしたとき ($a=2, 5, 10, 15, 20$ m) の見掛け比抵抗値分布図が、ほぼその電極間隔に等しい深さの見掛け比抵抗値を表わしていると考えて、電極間隔が変れば、その電極間隔と同じ深さの見掛け比抵抗値がどう変化するかを検討するものである。Fig. 3~4 に示したのは、この各電極間隔における見掛け比抵抗値分布図の例である。地すべり地において見掛け比抵抗値が低いということは、その地すべり土塊が水分を含んでいることを意味し³⁾、地下水が豊富な場所であるか、あるいは粘土が形成されている地域と判定される。このような観点に立って当地域の見掛け比抵抗値分布図を見ると、見掛け比抵抗値が低い

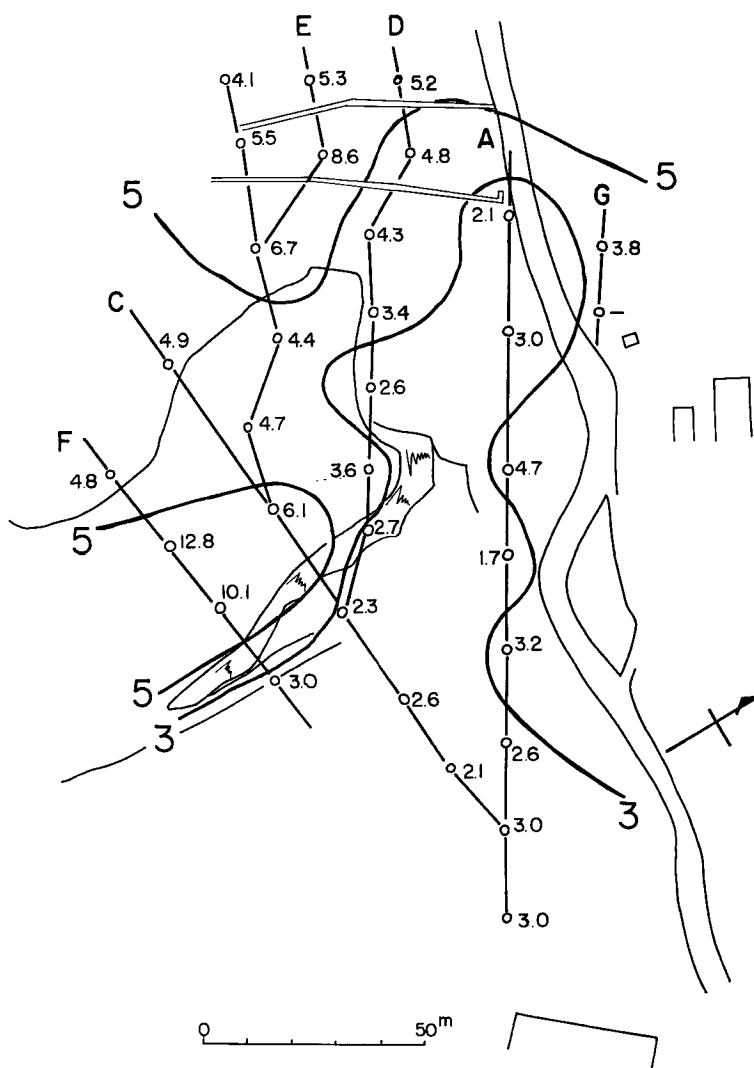


Fig. 3 Horizontal distribution of apparent resistivities ($a=5$ m) (unit of numbers= $k\Omega\text{-cm}$)

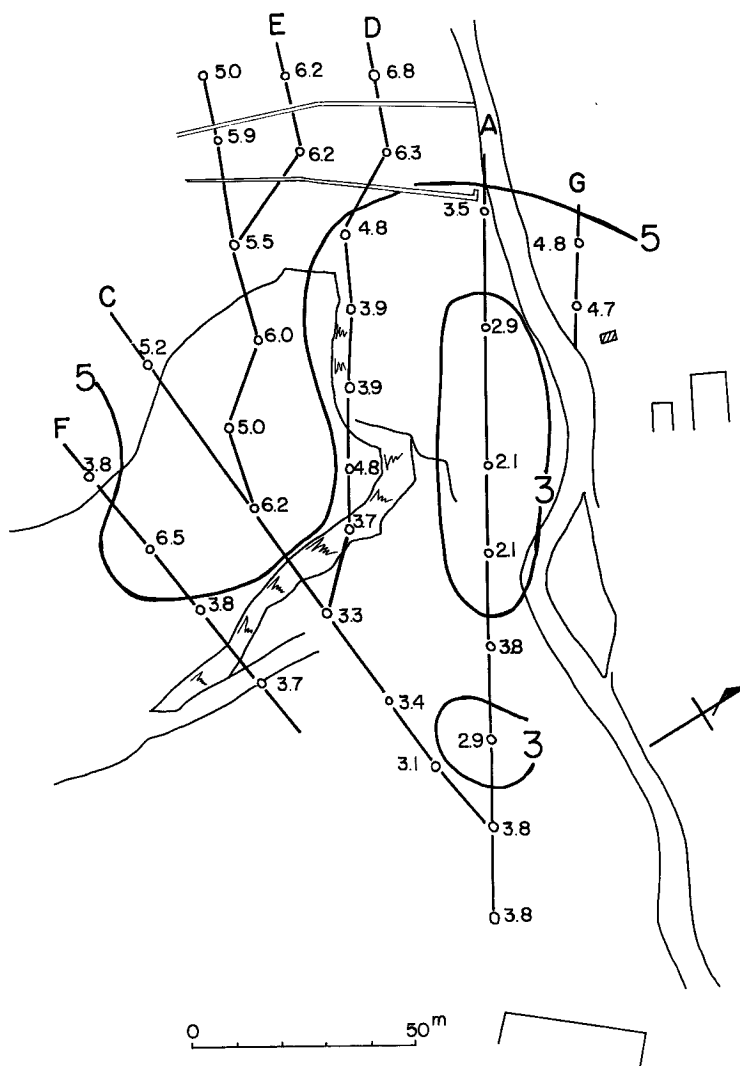


Fig. 4 Horizontal distribution of apparent resistivities
($a=10\text{m}$) (unit of numbers= $\text{k}\Omega\text{-cm}$)

場所、つまり地下水が多いと推定される場所が明らかにある地域に限定されていることがわかる。

これをさらに理解し易くするために、 $a=2, 5, 10, 15, 20$ m の各々の見掛け比抵抗値分布図で得られた低見掛け比抵抗値帯（見掛け比抵抗値 $=3$ k Ω -cm 以下）の範囲を1つの図にまとめて見ると Fig. 5 の如くなり、2つの低見掛け比抵抗値帯が明らかに存在することがわかり、この周辺が最も地下水の影響を受けている場所であると推定される。

ii) 貫入試験結果

地すべりの主移動方向に沿って上部より、No.5, 3, 2, 1 の4点、上端部の左右に No.6 と4 の試錐及び No.6 の横に No.7, No.1 の東側に No.8, さらに電気探査による見掛け比抵抗値の低かった地区に No.9 の計9本の試錐を行なった。(Fig. 1)

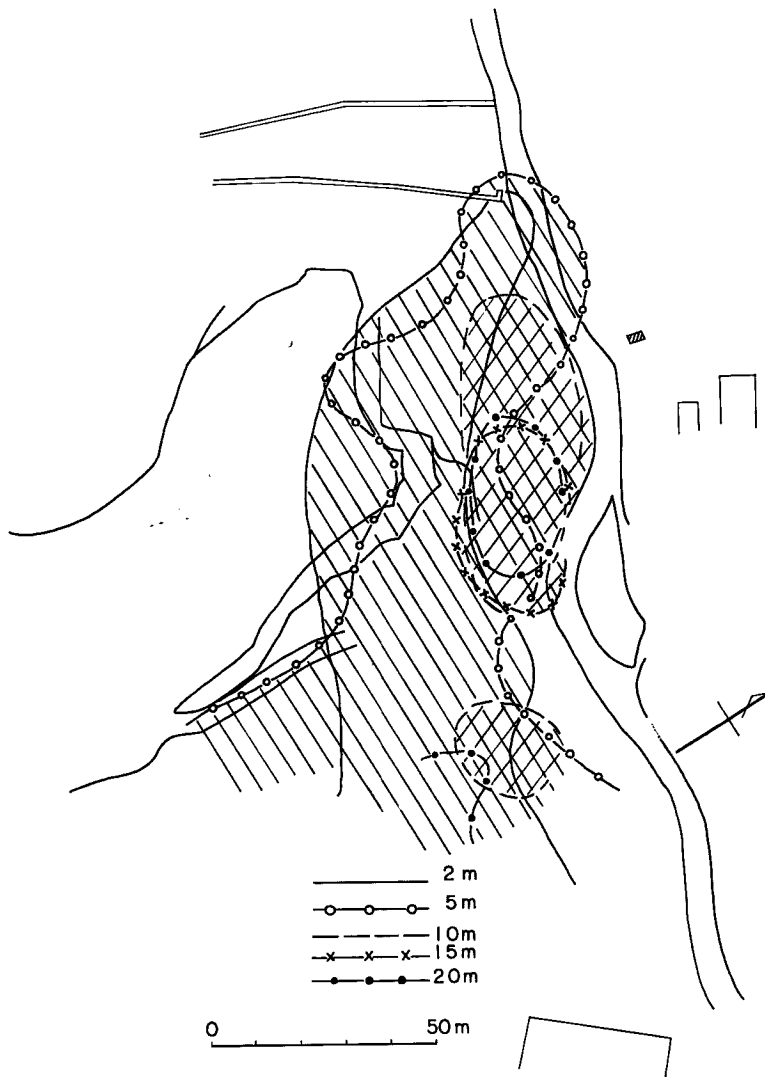


Fig. 5] Horizontal distribution of low apparent resistivities as under $3 \text{ k}\Omega\text{-cm}$ ($a=2, 5, 10, 15, 20 \text{ m}$)

これらの試錐のうち No. 1~6 の地質柱状図は Fig. 6 (a)~(f) に示す通り殆んどがシルト質粘土である。土の物理的強度を示す 1 つの方法として、試錐の際に行なわれる貫入試験に依って求められる N 値で表現する方法がある⁴⁾。N 値を見ることにより地質的には基盤と判定しかねる地層でも、しっかりした基盤かどうかの判定が出来る。当地すべり地で行なった試錐の N 値を見ると、全ての試錐孔においてほぼ 10 m より深い層では N 値が 30 以上を示し比較的硬い地層であることを示しており、10 m 以浅の地層では N 値は 10 以下で軟弱な地層であることを示している。各試錐孔の N 値が急増する深さは、i) で述べた電気探査結果より得られた第 2 と第 3 層の境界面の深さとよく一致している。

3-2 移動量調査

地すべりの移動量調査方法には種々の方法があるが、当地すべり地では地表面の移動と地下土塊中の移動

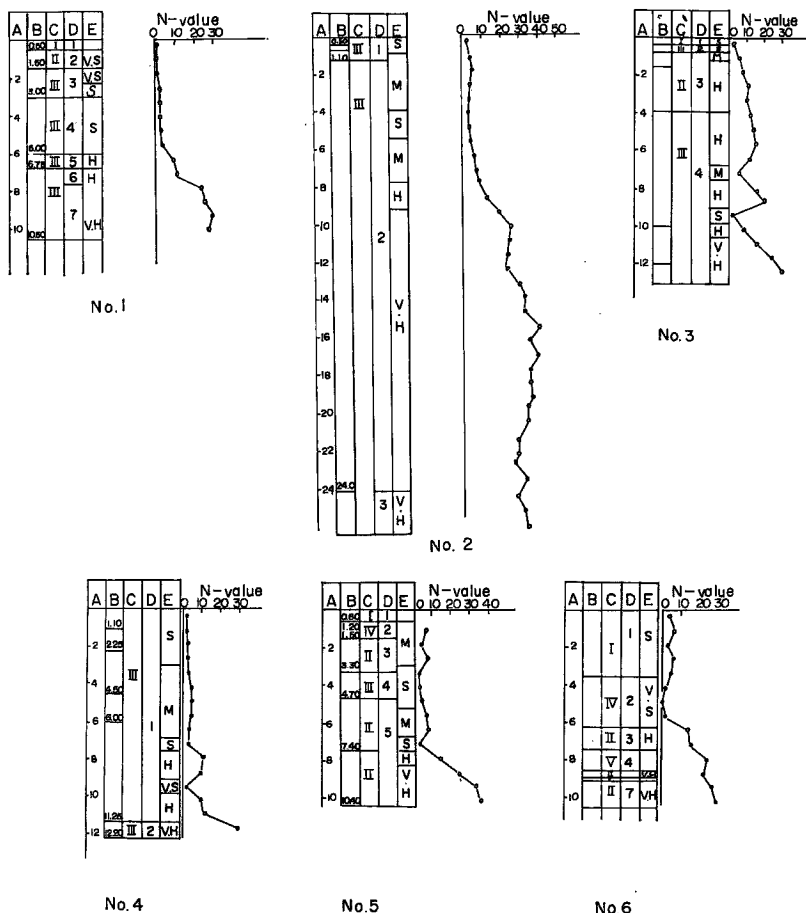


Fig. 6 Boring profiles and varied diagrams of N-values

I...surface soil II...clay III...silty clay IV...silt V...sand
V.H...very hard H...hard M...middle S...soft V.S...very soft

とを観測した。地表では杭間隔の測定を地すべり地の横方向と縦方向とについて行なうと共に、亀裂の発達状況を知るために伸縮計を設置し観測を行なった。さらに地すべり中央部に電気傾斜計を設置して急激な土塊変動を直ちに察知する予報器の役割をもたせると同時に、土塊移動の動静をさぐる一助とした。

地中内部の動きは試錐孔を利用して地中内部ひずみ計を設置して観測を行なった。

以上の各計測器の設置位置は Fig. 1 に示されている。

1) 移動杭による地表面移動観測

移動杭として 3 cm 角で長さ 50 cm の角材を地表に打ち込んだ。測線は Fig. 1 に示す A—A', C—C', B—B' の 3 測線で、前二者はすべり方向に平行な方向の伸縮を、後者はすべり方向に対して直角な方向の伸縮を夫々測定した。その結果を Fig. 7—8 に示した。

縦方向の A—A', C—C' の 2 測線における杭間隔の測定は、各杭の移動は測定線方向のみの伸び縮みをするという仮定で計算したものであるので定量的な議論はさけ、地表面の定性的な移動の様子を調べた。A—A' 測線は、地すべり移動方向とほぼ平行な測線のためか、7 月 7 日の第 1 回測定から 7 月 19 日の第 4 回目の測定まで一定傾向が表われており、(Fig. 7) 更に 7 月 26 日、8 月 12 日の測定でもその量的変化はあるが変化

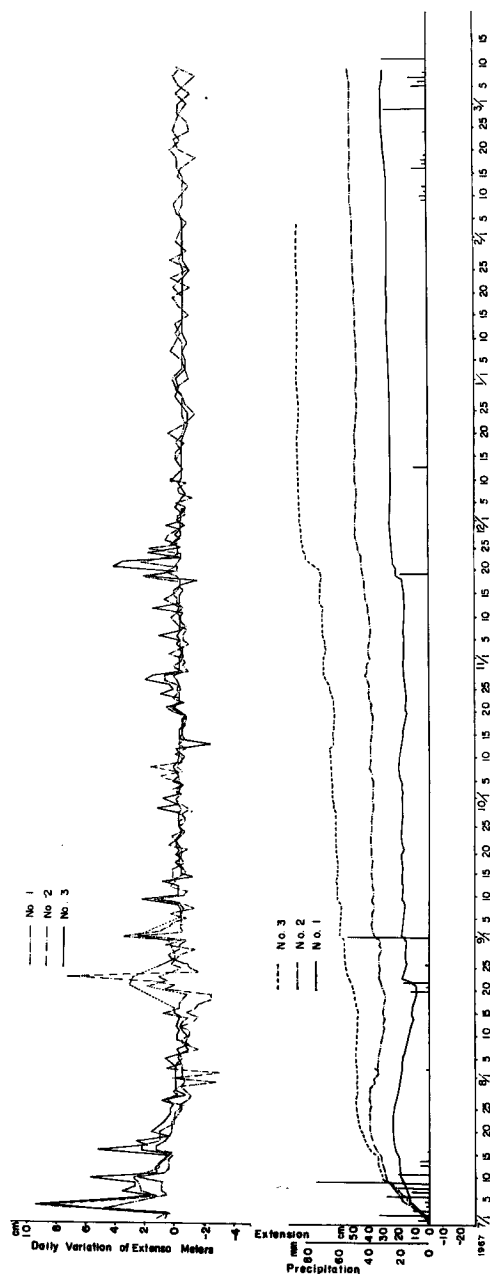


Fig. 9
Relationship between extenso-meter and precipitation
(a) lapse variation (b) accumulated extension

きであった。

ii) 伸縮計による観測

倍率5倍の伸縮計を Fig. 1 に示す3ヶ所に設置して観測を行なった。今回の地すべりの発生は降雨には直接関係なく生じているから、一旦土塊移動が生じた後については、降雨がどのように土塊の移動と結びつくかを検討することは興味あることである。

伸縮計の記録図 (Fig. 9 (a), (b)) からは7月の3, 4日と10日及び7月16日, 8月3日, 9月1日, 9日に大きな動きが見られるが, 全体的には7月上旬まで観測された伸びは3ヶ所共急減し, 7月20日より逆に縮みが観測されている。この状態が8月20日まで続き1ヶ月間定常的な縮みに転じ, No.1で15 cm, No.2で10 cmにも達した。この間に No.3は伸び縮みがなく, 動きは停滞している。土塊移動がおさまったと思われる9月以降において11月19日の19 mmの降雨により, No.1~3共伸びが認められその後は急激な変化は見られないが, ゆっくりとした伸びの傾向が認められ, 2~3月にかけてやや伸び率が大きくなっているように見られる。

降雨と伸縮との関係を見ると, 8月20日~22日の3日間に31 mmの降雨があり, この降雨によって3ヶ所共伸びており, 8月31日の53 mmの降雨でも伸びが記録された。その後11月10日頃までは, No.3においても多少の伸びが見られる他は, ほとんど伸縮はなく停滞している。11月19日には No.1, 2, 3共伸びが記録されており, No.3では10 cm以上もの伸びが認められた。

iii) 傾斜計による観測

本地すべり地内で, 地表面勾配が最も大きい場所の上部平坦面 (Fig. 1) に電気傾斜計2台を設置した。A, B 2台の傾斜計のうち Bは N-S, E-W 方向共動きはほとんど

なく, Aの N-S 方向も傾斜は認められない。Aの E-W 方向のみ7月10日まで, 湖面方向 (東方向) へ傾斜する傾向が見られたが, 10日以後は傾斜は止まり一定値を示している。8月に入り東方向への傾きが多少見られたが, 10日以後はその傾向もなくなった。その後西方向への傾きが多少見られたが, 一定の傾向がない点から土塊の動きに変化があったものとは考えられない。A 付近の亀裂の局地的な現象であろう。(Fig. 10)

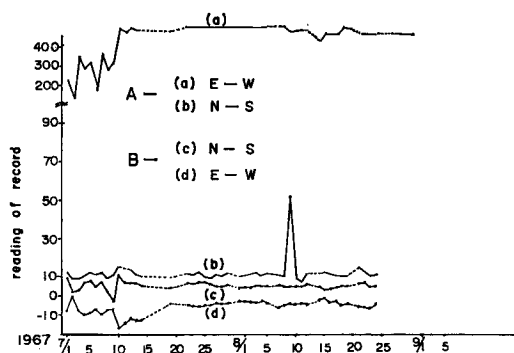


Fig. 10 Variated diagrams of tilt-meters.

iv) 地中内部ひずみ計による観測

地すべり土塊の内部移動状況を検討するために Fig. 1 に示す 8 ケ所の地点に試錐孔を利用して地中内部ひずみ計を設置し、7 月 7 日より観測を行なっているのでその結果を記す。

ひずみ計 No.1: 地すべり地内では最も下部に設置されたものであり、ひずみ柱状図 (Fig. 11 (a)) を見ると 5.5~6.5 m の深さに大きなひずみ量変化が記録されており、ひずみ柱状図の型より判断して³⁾土塊が層すべりを行なっている様子が見られる。経日変化図 (Fig. 11 (b)) を見ると 5.5~6.5 m の深さでひずみ量は、ひずみ計埋設時から 7 月 25 日まで増加の傾向を示し、それ以後は何れの深度においても全くひずみ量をしていたので、6 m 付近の土塊がすべり面を形成する可能性があると考えられたが、その後ひずみ

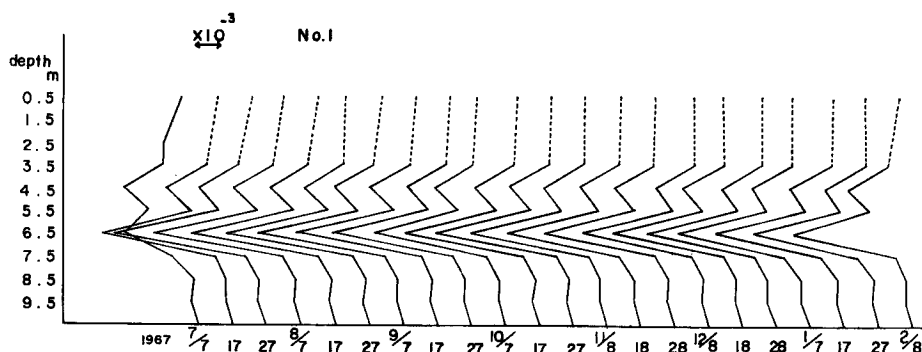


Fig. 11 (a) Accumulated strain graph of internal strain meter in station No.1

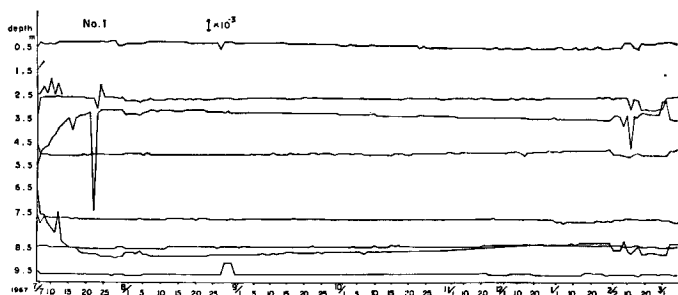


Fig. 11 (b) Strain variations of each depth of internal strain gauges No.1

量変の変化は見られない。このことから、No.1 のひずみ計設置付近では土塊の移動は7月25日で停止したことを示していると考えられる。43年1月下旬より 0.5, 1.5, 2.5, 6.5 m の深さでひずみ量が累積する傾向はないが、変動量が大きくなっている。

ひずみ計 No.2：深いすべり面の存在を調べると共に深い所の地質を調査するために、予想されるすべり面の深さの2倍以上の 25 m の深さのボーリングを行なった。このために、地中内部ひずみ計は地表より 10 m までは 1 m 間隔に、12 m 以深は 2 m 間隔にひずみ計を設けた。しかし埋設と同時に測定不能個所が半数近くも生じたために、初期の目的を達することは出来なかった。

ひずみ柱状図の (Fig. 12 (a)) を見ると、6.5~7.5 m 所にひずみ量の変化が見られており、ひずみ量の経日変化図 (Fig. 12 (b)) を見ると、1.5, 3.5, 7.5 m において7月30日ころまでひずみ量がランダムな変動をしており、4.5, 6.5 m はそれ以後から10月28日までランダムな変動をしている。しかし一定の発散傾向は見られない。一方深部に設置したひずみ計は埋設当初からひずみ量の変化が見られない所から深部では土塊の動きはないと推定した。No.1 と同様に43年1月下旬より 7.5 m より浅いひずみ計においてひずみ量の変動が認められるが発散性はない。

ひずみ計 No.3：ひずみ計 No.1, 2 に較べてひずみ変化量を示す柱状図 (Fig. 13 (a)) からは大きなひずみ量変化は認められない。又 (Fig. 13 (b)) に示す経日変化図でも各深さのひずみ量の変化はすべり面と判定されるようなものは見られない。しかし深度 6.5 m において埋設当初から8月中旬までランダムな動き

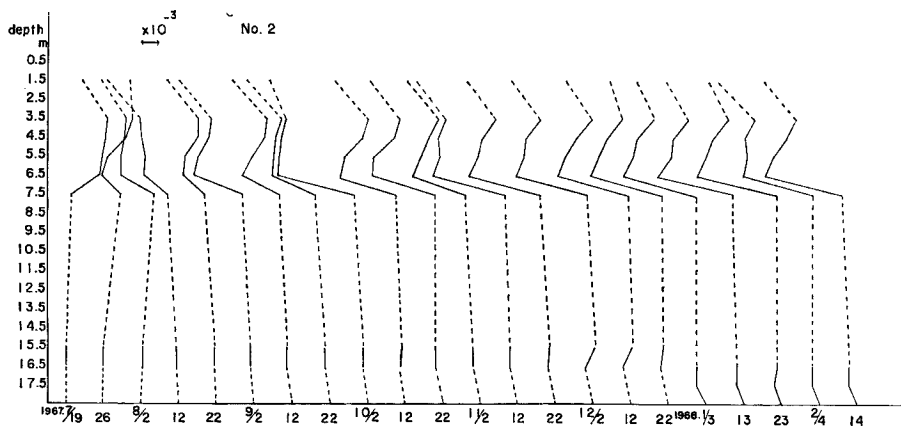


Fig. 12 (a) Accumulated strain graph of internal strain meter in station No.2

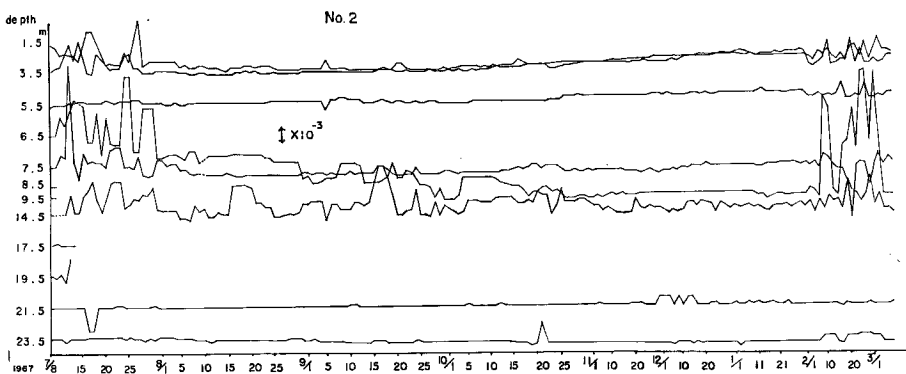


Fig. 12 (b) Strain variations of each depth of internal strain gauges No.2

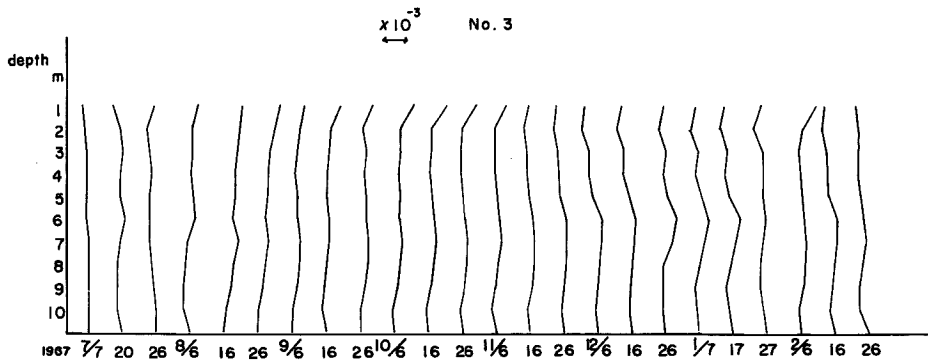


Fig. 13 (a) Accumulated strain graph of internal strain meter in station No. 3

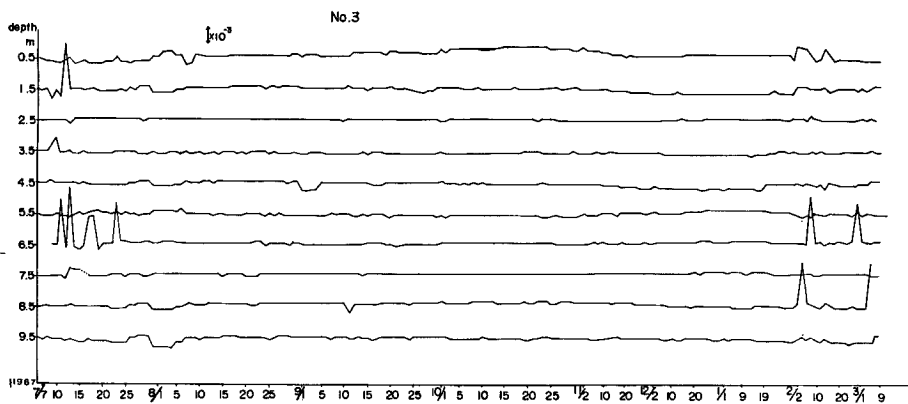


Fig. 13 (b) Strain variations of each depth of internal strain gauges No. 3

をしていたので、6 m 付近の土塊がすべり面を形成する可能性があると考えられたが、その後ひずみ 量変化は全く見られずこの付近の土塊がすべる可能性はないことが示されている。

ひずみ計 No. 4: 地すべり上端部北方小学校寄りのクラックの下部に設置したものである。ひずみ量は地表面に見られる陥没等の変形状態から推定して大きな変化が得られるものと考えていたが、予想に反してひずみ量の変化は小さい。この理由の 1 つは、地中土塊移動方向の主力が陥没などの垂直移動にあり、水平方向の移動が小さいためであると考えられる。7 月 10 日より 9.5 m の深さのひずみ量が増加する傾向にあり、

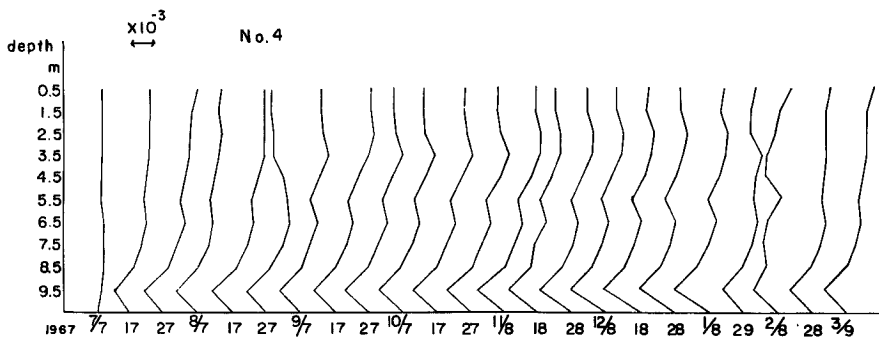


Fig. 14 (a) Accumulated strain graph of internal strain meter in station No. 4

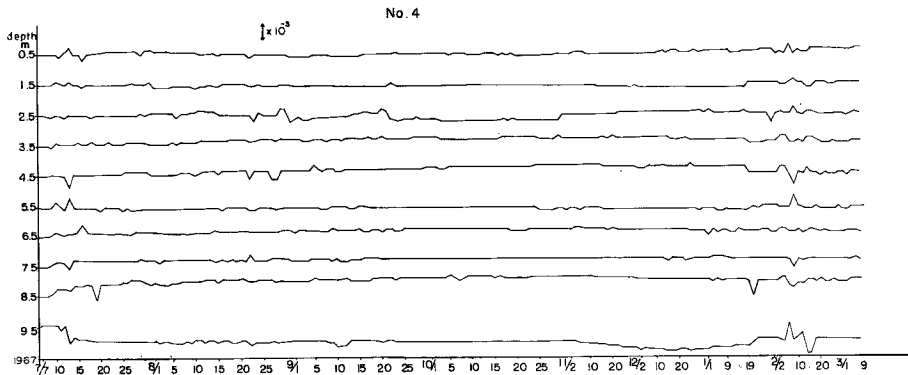


Fig. 14 (b) Strain variations of each depth of internal strain gauges No. 4

8月下旬より 3.5 m の所にも ひずみ量の変化が見られるようになった。(Fig. 14 (a)) 一方のひずみ量経日変化図を見ると、9.5 m の深さのひずみ量の変化は7月13日に起っただけで後は安定している。一方 3.5 m の深さのひずみ量は8月28日頃より少し変化が見られたが、すぐ安定した状態になっており全体としては土塊の移動が推定されるようなひずみ量の変化は見られない。

ひずみ計 No.5: ひずみ計埋設の際に不手際があり、ひずみ計をすべり方向と平行に埋設すべき所を直角方向に埋設したために、土塊移動のひずみ量は直接伝わらず他のひずみ計に比べると約10分の1の感度しか得られなかった。埋設直後に深さ 8.5 m, 9.5 m のひずみ計が断線したが、試錐孔掘鑿時に 8 m 付近に孔

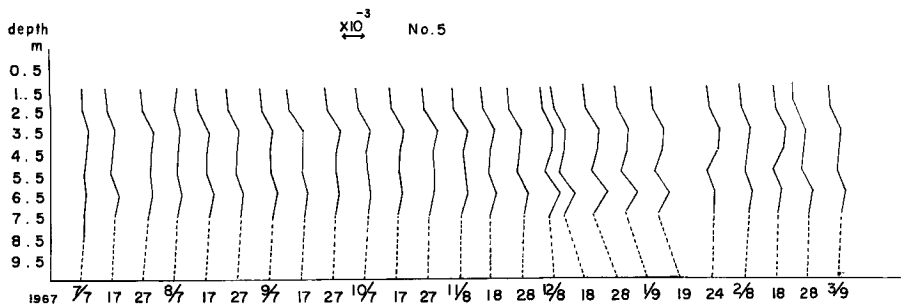


Fig. 15 (a) Accumulated strain graph of internal strain meter in station No. 5

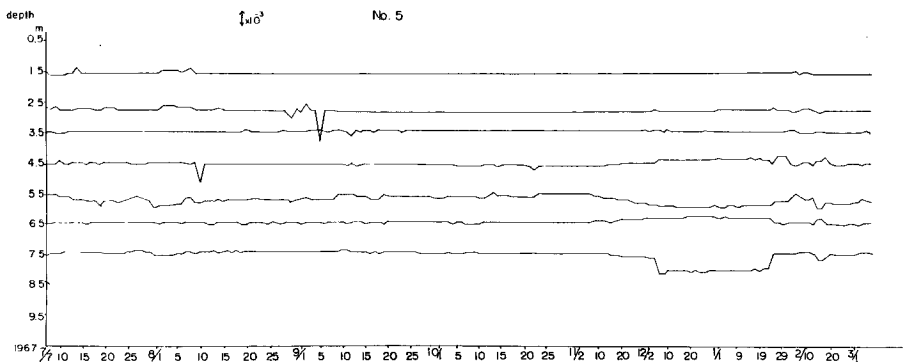


Fig. 15 (b) Strain variations of each depth of internal strain gauges No. 5

のずれが生じたことから、すべり面はこの付近にあると推定される。Fig. 15 (a), (b) に見られる如く 5.5 m の深さにひずみ量の変化が認められるが、これは土塊移動量の差により生じたものと考えられる。

ひずみ計 No. 6: 盛土中に埋設したひずみ計で、盛土部分に生じた亀裂が盛土の移動によってのみ生じたものか生じたものか、或は深い地山の土塊中の動きにより亀裂が生じたものかを判定するために観測を行った。この付近の盛土の厚さは 3.5 m に達しているが、Fig. 16 (a) のひずみ柱状図を見ると 4.5 m の深さにすべり面が表われていることが示されており⁶⁾、ひずみ柱状図の型より判断すると、はっきりとした流動すべりを示している。経日変化図 (Fig. 16 (b)) を見ると、埋設当初は 0.5~4.5 m のひずみ量は落着きを示しているが、8.5 m の深さで 7 月 23 日頃よりひずみ量の変動が表われ、10 月までランダムな動きをして

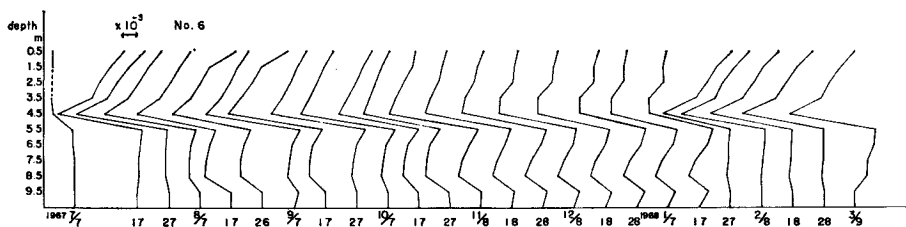


Fig. 16 (a) Accumulated strain graph of internal strain meter in station No. 6

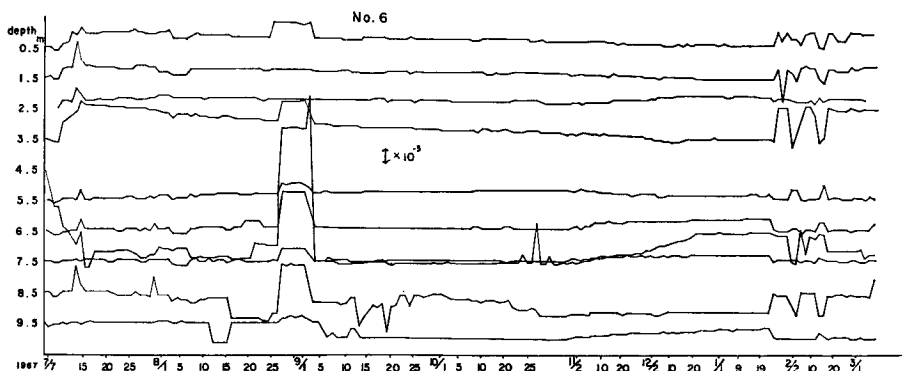


Fig. 16 (b) Strain variations of each depth of internal strain gauges No. 6

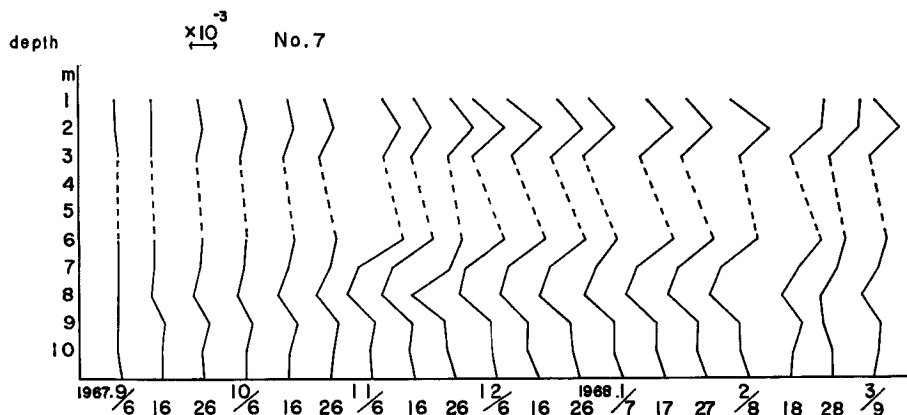


Fig. 17 (a) Accumulated strain graph of internal strain meter in station No. 7

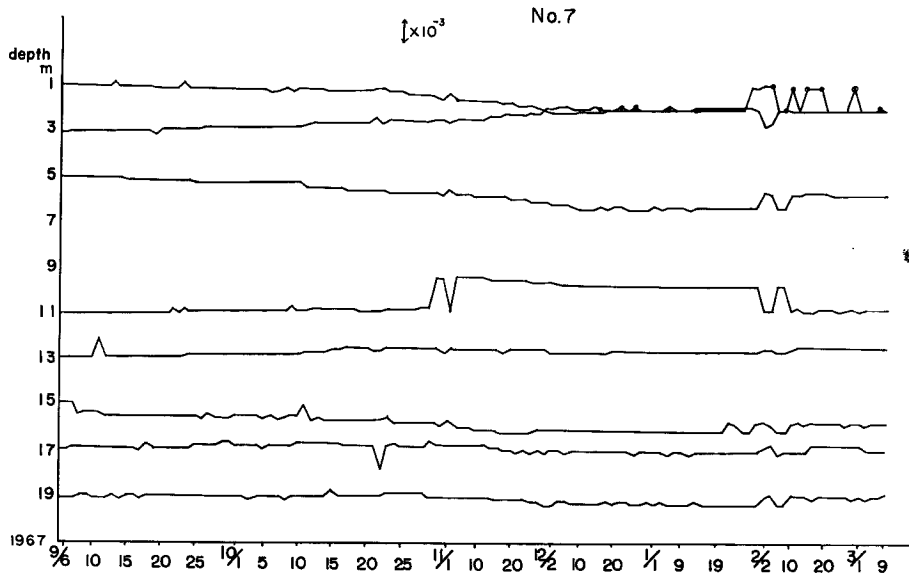


Fig. 17 (b) Strain variations of each depth of internal strain gauges No. 7

いる。しかしその量は少ない。その他の深さのひずみ計は殆んど安定している。3.5 m の深さのひずみ計は9月から43年2月までに 1×10^{-3} のひずみ変化が見られ、盛土そのものがゆっくりと流動していることを示唆している。43年1月下旬より 1.5~8.5 m の深さのひずみ計が時を同じくしてランダムな動きをしているが、この変化が何を意味するかは今後の測定結果を見て考えたい。

ひずみ計 No. 7: No. 6 の 1 m 南側に埋設されたもので、9月6日より観測されている。No. 6 と同じく 3 m と 5 m の深さにひずみ量の変化が見られるが、地すべり土塊が安定状態に入ってから埋設されたものであるために著しい土塊の変動は記録されていない。しかし No. 6 と同じく 3~5 m の深さではひずみ

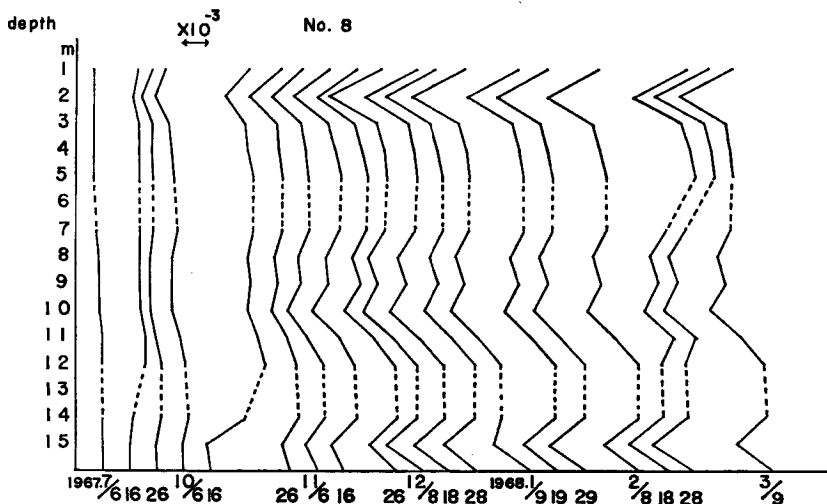


Fig. 18 (a) Accumulated strain graph of internal strain meter in station No. 8

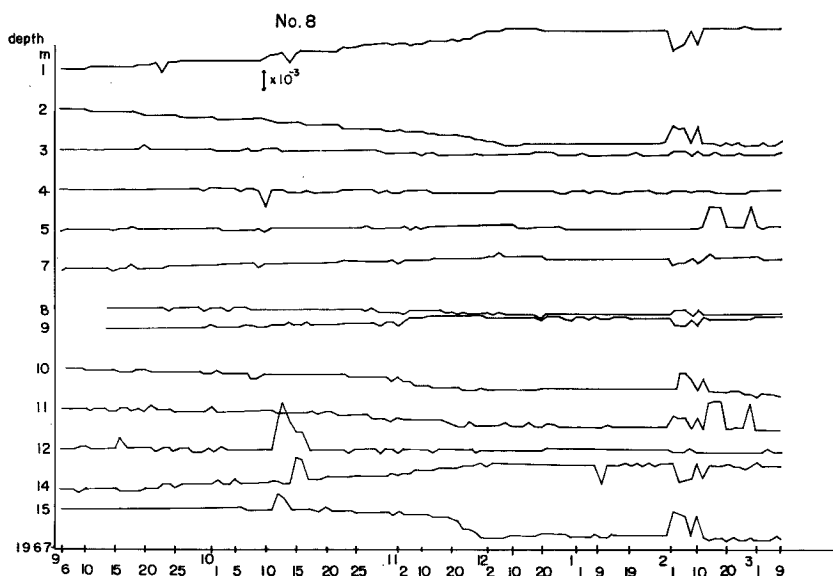


Fig. 18 (b) Strain variations of each depth of internal strain gauges No. 8

量がゆっくりではあるが発散傾向を示している。(Fig. 17 (a), (b))

ひずみ計 No. 8: No. 1 の東側、郵政省の保養所内に設置したもので、9月6日より観測が行われている。Fig. 18 (a), (b) を見ても土塊変動によると考えられるひずみ量の変化はほとんど見られない。ただ 1m の深さの所に 9月8頃よりごくゆっくりしたひずみ量の増加が見られるのみである。

以上各ひずみ計の特徴と推定されたすべり面の深さについて論じたが、これらを総合すると次の如くなる。No. 5 は本来のひずみ量 (すべり方向と平行に埋設した場合のひずみ量) に換算すると No. 1 のひずみ量に相当することが考えられる。A—A' 測線についてひずみ計で得られたすべり面を考察すると、No. 2 ~ No. 5 のひずみ量は大きい No. 3 のひずみ量は小さいことから、No. 3 ~ 2 の付近で上下2つの土塊移動区域に分離出来るものと推定される。即ちすべり面が2つの円弧形に分けられる可能性があることを意味している。

ひずみ計で得られたすべり面の深さと、試錐調査で行った貫入試験及び電気探査によって得られた物性の境とを比較すると、三者の結果がよく一致している。Fig. 19 はこれらの結果を元にしてすべり面の深さを描いたものである。C—C' 測線については、試錐孔 No. 6, 7, 1 の三点しかないためにすべり面の的確な深さは把めないが、先述したひずみ計と電気探査の両者の結果が比較的よく一致することから、すべり面の形は全面的に電気探査の結果に基づいて推定した。

一方地すべり土塊の動きは 7月25日までは各ひずみ計共色々な変化を示したが、それ以降は経日変化図からも明らかな様に No. 2 を除いては殆んど変化が見られない。例えば、No. 1 の経日変化図 (Fig. 11 (b)) を見ると 5.5 m, 6.5 m の深さでは 7月25日までは大きなひずみ量変化を示していたが、7月25日以降は多少の変動はあってもそれは短期間にしかすぎず、変化量の累積傾向は見られない。このように経日変化図に表われるひずみ量が一定方向の累積傾向を持たない場合は土塊移動により生じたひずみ量変化とは解釈し難い。しかし詳細に検討すると No. 5 ~ 8 のひずみ計においては、7月及び11月から12月にかけてわずかなはあるがひずみ量が発散傾向を示し、最大 2×10^{-3} のひずみ量が記録されており動きが完全に止ったわけではないことを示している。これは伸縮計にも表われている。さらに43年2月になると、No. 1, 2, 5 ~ 8 のひずみ計、即ち本地すべり地域の上部と末端部のひずみ計で発散傾向を持たないひずみ量の変動が記録されてい

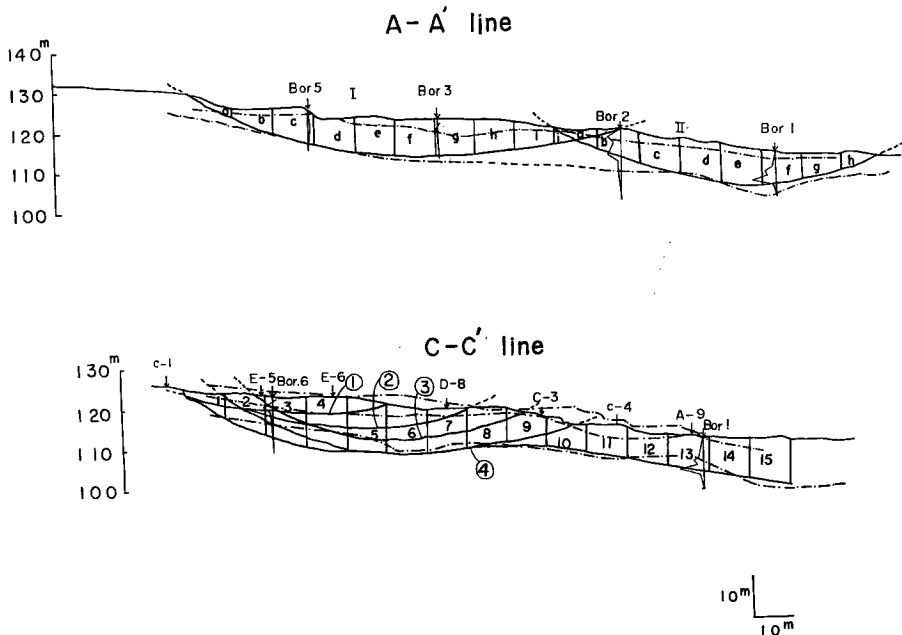


Fig. 19 Assumed diagram of underground profile by internal strain meter, profiles of N-values and electric survey. (A-A', C-C' lines)

るが、これらのひずみ量の変動が本地すべりの変動と如何に関係しているかは今後の問題として残っている。

3-3 地下水調査

2ヶ月にわたり降雨がなかったのに発生した地すべりでは、その原因は水と直接関係ないかの如くに考えられるが、地表水は別として地下水の影響にその因を求めることが出来る可能性があるので、この地下水の実体を把握するために食塩投入による地下水追跡調査、地温測定による地下水流脈調査及び試錐孔に食塩を投入してその電気伝導度の変化から地下水流層を検出する調査、さらに地下水位観測を行ったので、その結果を以下に述べる。

i) 食塩投入による地下水追跡調査

食塩投入孔として地すべり地上部に堀られた B-5 の試錐孔を選定し、地すべり地区内の地下水の動静を調査した。昭和42年7月12日午前9時40分に食塩 30 kg を B-5 に投入し、試錐孔 B-1~4, 6 と湧水点 S₁ の6ヶ所で、1時間半毎に電気伝導度と水温を測定した。その結果を Fig. 20 に示す。これを見ると B-1, 2, 3 と S₁ は B-5 の投入孔の地下水とつながっていることが認められる。仮に B-5 から各地点に地下水が直線的に流動していると考え、地下水の流速が計算出来る。Fig. 20 には B-5 から各測点に流入する地下水流速を示してある。

一旦 B-5 に流入した地下水は早い流速で B-2 に達し、さらに斜面下方に流動するものと、B-5 より徐々に流動して B-3 に至るものとの二つの流水が存在することが推定される。この結果と 3-1 で述べた水平探査の結果とを較べると興味あることが考察される。

ii) 地温分布測定による地下水調査

地温調査は Fig. 20 に示す4測線で行なった。これは地すべり地外よりの地下水流入路をつかむことを主目的として行なったものである。測定結果 (Fig. 21) を見ると、大むね2ヶ所の水脈が存在することが推定され、Fig. 20 に示す如き地下水流路の存在が推定された。

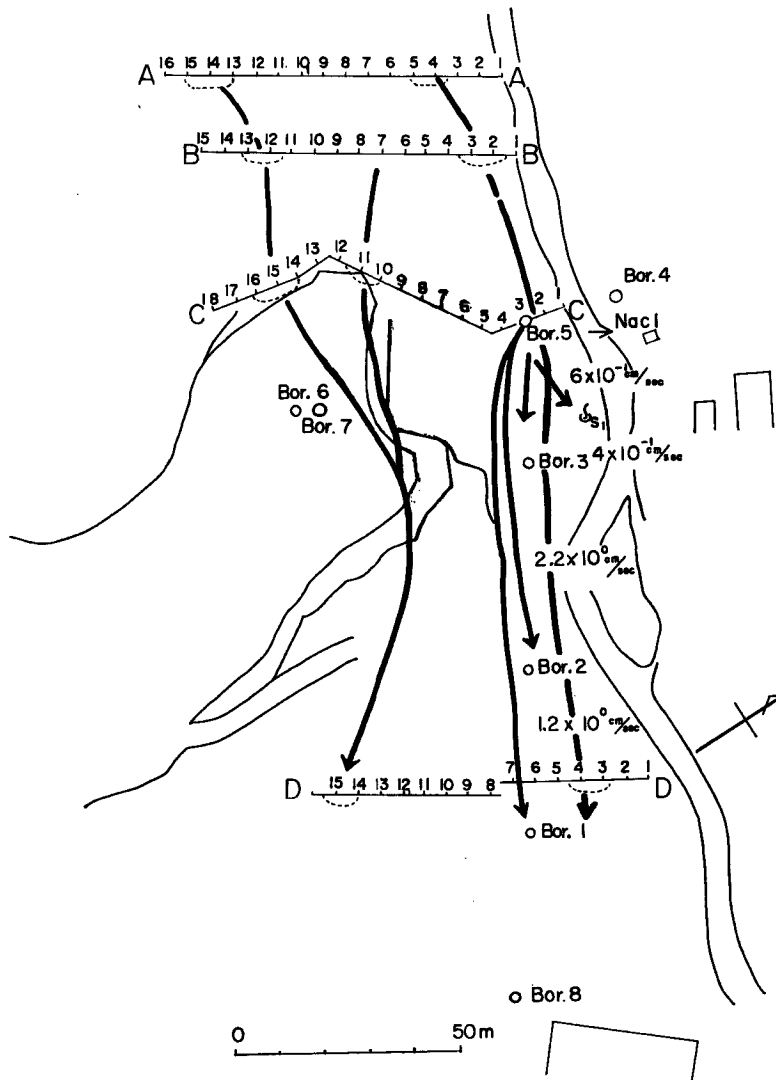


Fig. 20 Results of underground water survey obtained by tracer method
underground water (NaCl) and horizontal distribution of underground
temperature.

iii) 地下水塊の検討

地下水の水温及び電気伝導度は地下水が深い所を通して来たか否かの判定に使用される。当地すべり地のこれらの量を検討すると、水温が $15^{\circ}\text{C} \sim 17^{\circ}\text{C}$ で電気伝導度が $60\mu\text{U}/\text{cm}$ を示す B-4 付近の水塊と、B-6 で得られた水温 14.5°C で電気伝導度 $100\mu\text{U}/\text{cm}$ を示す水塊とこれ以外のものの3つの水塊に分離出来る。このうち B-4 は地表水が流入したものと考えられ、B-6 は試錐調査で得られた深さ 6 m 付近の砂層を流れる地下水と推定される。尚各試錐孔の地下水位は Fig. 22 に示す通りで、No. 1, 6 は自噴しており、No. 3 は 7 月 10 日より自噴するに至っている。各試錐孔の水位変動を見ると、降雨 2, 3 日後でその影響が表われている。特に No. 2 はその影響が大きい。

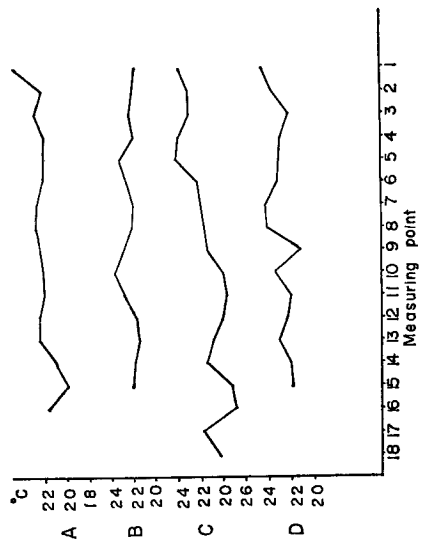


Fig. 21 Horizontal survey of underground temperature distribution.

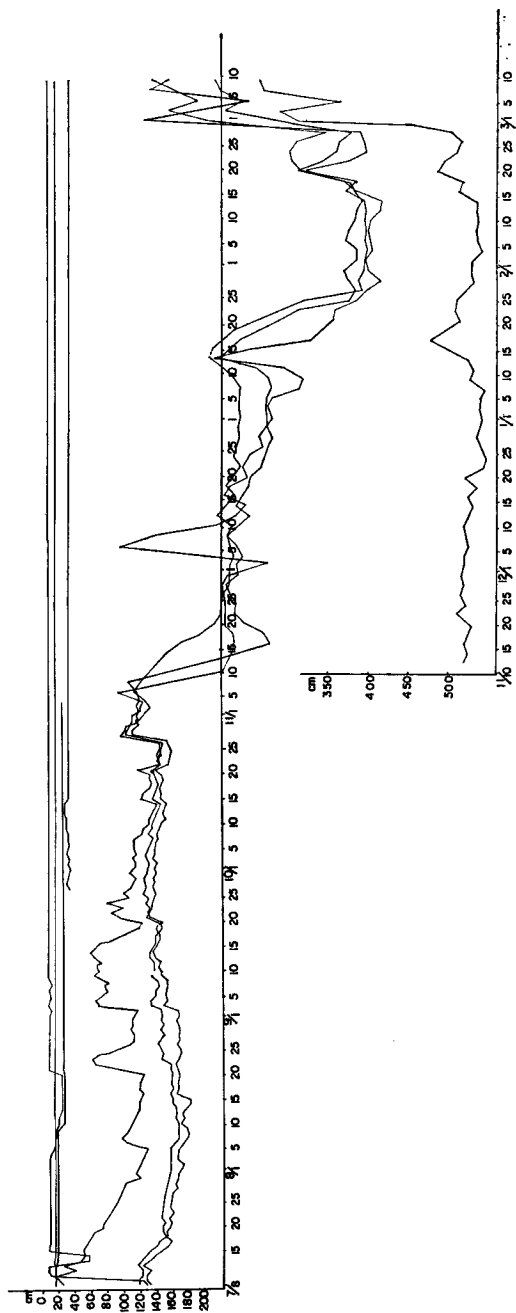


Fig. 22 Variation of underground watertable at each borings.

iv) 地下水流層検出調査

これは試錐孔に食塩を投入し、よく攪拌して、孔内の電気伝導度をある程度均一にした後、食塩の希釈が単に地下水流によってのみ生ずると仮定して、ある一定時間を置いて試錐孔の電気伝導度を測定し、その電気伝導度の変化状態により地下水流層を判定しようとするものである。

当地すべり地の電気探査の結果低見掛け比抵抗値を示し地下水が豊富に存在すると推定された所に深さ 30 m の試錐を行ったところ相当量の湧水を見た。そこでこの湧水が地下何mの所に出ているのかを知る目的で地下水流層検出調査を行なった。その結果を Fig. 23 に示す。これを見ると全層にわたり地下水流層は存在するが特に 8 m 以浅で食塩の希釈速度が早くっておりここから地下水が流れていると考えられる。電気探査、貫入試験等により推定されたすべり面は 8 m 付近であるので、この 8 m 以浅の地下水がこの地すべり地に最も大きな影響を与えているものと考えられる。

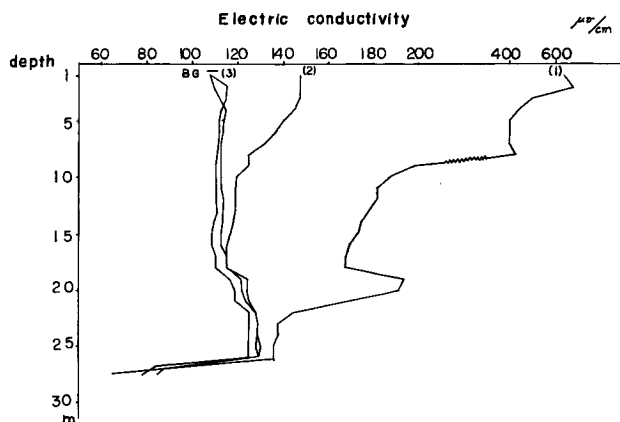


Fig. 23 Investigated result of underground water layer.

4. 原因についての考察

以上述べた調査結果より判断すると、当地すべりは洪積層の台地が侵蝕されて出来た谷の上に貯った崩積土の中に発生したものであり、この台地の北側斜面にも崩壊地が散在している所から素因として崩壊を生じ易い場所であったことは否めない。

電気探査、地中内部ひずみ計の測定結果によると、すべり面は 8~10 m にあり、地すべりとしては浅いすべり面である。しかし急激な崩壊の形を取らずに、長くクリープ型の動きをつづけた所にこの地すべりの特徴がある。

この地すべり発生の直接的誘因は現在の所ははっきりしないが、発生時期は丁度乾天続きである所から降雨によるものでないことは明白である。又地下水位は浅く、すべり面以浅に絶えず存在することを思うと、地表面の乾燥そのものに誘因があるとは考えられない。又この地すべりの発生する数日前に軽微な地震があったが、地殻、地盤の変動は全く見られない所からこの地震の影響とは考えられない。地震動自身についても、この様に地下水位が浅く変動の少くクリープ型の地すべりに影響を与えたとは考えられない。

宅地造成による盛土の影響であるが、地中内部ひずみ計による測定では盛土と地山の境の所から大きく動いている。これは我々がA測線の縦断面図でひずみ計によって確認した移動の深さが電気探査や貫入試験で調べた地盤の弱線と一致したのに比べ、このC測線では一致していないことを示している。深さ 25 m の試錐で調べても 25 m までシルト質粘土で、その貫入抵抗値は30位であることを考え合わせると、地すべり上部で盛土を行ない宅地にすることが良いという結果には決してならないが、盛土がこの地すべりの発生原因の

主因を成すとは断定出来ない。ここより北側の亀裂の発生に対しては、むしろ斜面下端の盛土となり安定側になるという見方も出来る。しかし一方この盛土がこの地すべり土塊の中を流れる地下水流路をつぶして地下水を四散させ、地盤を軟弱化させるといふ影響もないとはいえないので、安定側になると軽卒に判断する事も出来ない。

筆者等の計算によると、背後台地の集水面積に降雨量から蒸発量を差し引いたものを掛け合わせると年間 6 万 ton の水量となる。毎分 20 l 位の湧水は年間約 1 万 ton になるので、これ位の湧水点は当台地に 5 ～ 6 個ではすまないで、これらの湧水を常時維持するには、もっと遠方より達している伏流地下水の存在を考えなくてはならない。当地すべり地の B6, B1 の如き湧水は水温 15°C 位で冷く、地下水位も降雨の影響を受けず一定値を保っていることが、これらの推測を裏づけるものと思われる。

この様に考えると、当地すべりの発生原因は地下水に置いた方が良いと考えられる。

地すべり発生に特別な引き金作用も無く、熟れた木の実が落ちる如く、地下水による軟弱化がある程度に達した時に一寸とした誘因により地すべりが発生するのは地下水性地すべりの特徴である。又この地すべり地のすべり面の位置は特別な地質、地層の境ではなく、同一地層の中で貫入試験、電気探査により分けられるような軟弱層と比較的強度の大きい層との境目に存在する。この様な境目を作ったのは地下水が大きな役割を果たしているのは当然である。地表面の亀裂から判るように、当地すべりは、二つのブロックに分かれるが、どちらのブロックが先に動いたかということになると、亀裂の発生順序からは当然上部の方が先であると考えられる。しかし、原因的に考えると、上部の亀裂は、下より引張られた形を示しているし、上から下まで並べた測定杭の伸縮が中央部で、伸びを示し、そこに存在する傾斜計が上部ブロックの回転型地すべりと一体とならず、むしろ下方よりの引かれに基づく下方下りの性質を示していることから、原因的には下部ブロックの動きが優先したと考えられる。

5. 結 語

当地すべり地の発生には筆者等の知見する限りでは、降雨、融雪、地震、等何らかの誘因があるはずであるが、本地すべりの如く異常湧水状態にある中で発生した地すべりの誘因については、はっきりその誘因を推定することは出来なかった。しかし諸調査観測の結果、地下水にその主因が存在する事が判かり地下水により地盤が軟弱化されて正に地すべりを起すか否かの臨界状態にあった時に、一寸した別の誘因が働いたために、第一次活動期として、当地すべりが急激に活動し、第二次活動としてその後ゆっくりとしたクリープ活動を続けているものと推定された。

終に当地すべり地の諸調査、観測を行なうに当っては、滋賀県耕地課の方々及び、大津市役所をはじめ地元雄琴町の方々に大変お世話になったことを記し謝意を致します。

又電気探査、地下水調査等諸調査を行なうに当っては、京都大学防災研究所地すべり部門の中川鮮助手をはじめ部門内の方々の手を煩わしたことを記し謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 松下進：日本地方地質誌近畿地方，増補版，1962，pp.136—141 朝倉書店
- 2) 高田雄次：地すべり地の電気探査，第7回地すべり学会研究発表会にて講演，1968.11.
- 3) 同 上
- 4) 土質工学会試験法改訂委員会：土質調査法，2版，1965，pp.73—132. 土質工学会
- 5) 山口真一，高田雄次，竹内篤雄，小西利史：地中内部ひずみ計のモデル実験について，京大防災年報 No.11—A 1968，3，pp.713—727.
- 6) 同 上