

地すべり学会関西支部現地討論会

“室生地すべりについて”

日 時：平成2年11月29日～30日

見 学 地：奈良県宇陀郡室生村 “室生地すべり”

討論会場：奈良県中小企業会館

(奈良県登大路町38-1 Tel. 0742-26-6601)

プ ロ グ ラ ム

- 11月29日 12:50～18:00 現地見学会
近鉄「奈良駅」→ “室生地すべり” (現地見学及び討論)
→奈良市
- 11月30日 9:30～12:00 特別講演および話題提供
9:30～10:30 特別講演「奈良県の地形・地質と地すべり」
藤 田 崇 (大阪工業大学)
- 10:30～12:00 話題提供
1. 奈良県の地すべりについて
米 田 征 敬 (奈良県砂防利水課)
2. 室生地すべりについて
石 森 善二郎 (明治コンサルタント(株))
太 田 英 将 (同 上)
3. 川上地すべりについて
中 村 二三雄 (日本工営(株))
- 13:00～15:30 総合討論
司会および総括
片 岡 順 (名古屋大学農学部名誉教授)

主催：地すべり学会関西支部

後援：砂防学会・土質工学会関西支部・日本応用地質学会関西支部

林学会関西支部・林学会中部支部

室生地すべりについて

明治コンサルタント株式会社 石森善二郎・太田英将

1. 概 況

室生地区の地すべりは、昭和34年9月の伊勢湾台風による豪雨で活性化し、昭和49年に建設省の地すべり防止区域に指定された。地すべり対策事業は、昭和40年代に地質調査を主とする調査がおこなわれたが、諸々の事情により対策工事を実施するに至らなかった。

その後地すべり活動は一時沈静化したかに見えた。しかし、昭和57年7月下旬に来襲した台風10号による豪雨の影響で、地すべり活動は再び活性化し、昭和60年度より地質調査を主とする調査解析業務及び地下水排除を主体とした対策工事が実施され現在に至っている。

当地区の地すべり形態は大別して2種類ある。その1つは、基盤岩を構成する花崗岩類と、上位の破碎質溶結凝灰岩との境界付近をすべり面とする“深い”地すべりである。このすべり面は、地すべり中央部の公民館付近で約50mの深さにあり、特徴的に旧期湖成堆積物とみられる粘土層にその主部を沿わせている。その運動形態は、非常にゆっくりとした速度ではあるが、現在のところ毎年継続的に室生川の方へ移動している。

もう1つは、破碎質溶結凝灰岩で構成される地すべり崩積土砂内にすべり面のある“浅い”地すべりである。豪雨・長雨の後、道路・家屋等の構造物に変状を発生させる地すべりは、主にこの種の地すべりである。この地すべりは、地すべり地域内の急傾斜地に分布し、崩壊型とでも称すべきタイプであり、誘因として地形侵食の他、上記の全体的な“深い”すべりの影響を強く受けている可能性がある。。当地区において約300年前に起った大崩壊は家屋を倒壊し、8名の人命を奪っている。

2. 地すべりによる被害状況

室生地すべりによる被害は、最近の数年間では、

- ① 道路のクラック
- ② コンクリート構造物（水路・擁壁・土間等）のクラック
- ③ 木造家屋の柱の傾倒
- ④ 水田の沈下または隆起

などが認められる。被害の発生する時期は梅雨時期、台風等による豪雨時期及び融雪時期が多いようである。被害の規模は一般に小さく、区域全域にただちに不安を引き起すには至っていない。ただ崩壊部位では、家屋の変状が著しく、そこで生活することを放棄せざるを得ない箇所が発生している。

“浅い”崩壊型地すべりでは、被害の進行程度は、地すべり地の中央部付近で集中豪雨等の後突発的に発生し、しばらくすると停止するといった後退型で断続的な変動形態である。

一方、“深い”主すべりでは、その末端部付近で、室生川の護岸擁壁を継続的に年間数cm押し出している。

過去における当地区の地すべり災害は、前述した約300年前の崩壊の他は伝えられていないようである。また、地すべり地の室生川を挟んだ対岸には、8世紀末に建立された室生寺があり、建立以降約1,200年間は、室生寺に大きな被害をもたらすような災害は発生していないようである。

3. 地形及び地質概要

当該地は、奈良県の北東部、近鉄大阪線室生口大野駅から南東約4km、県道吉野室生針線沿いにある。この県道の両岸は、柱状節理の発達した急崖となっており、その峡谷を室生川が北西に流れる。

室生地区は、室生火山岩と呼ばれる岩石により構成されている。室生火山岩は、400m程度の層厚があり、標高700m前後の定高性の山地を形成している。

室生火山岩は、石英安山岩質火砕流が堆積後、それ自体の熱の為に自己溶融し、その後固結した溶結凝灰岩が主体である。当地区の溶結凝灰岩は、一般に自己溶融後の冷却時の体積収縮により柱状節理が発達し、透水性の良い堅硬岩盤を形成している。また、部分的に火砕流が湖等の水中に流入した箇所は、自己溶融が進行せず、非溶結の凝灰岩が堆積することになる。室生地すべりの地すべり土塊は、このような水中に流入した非固結の凝灰岩が主体となっている。ボーリングコアにより、破碎質溶結凝灰岩の下位に、湖底に堆積したと考えられる有機質粘土が確認されており、この可能性を裏付けている。

現時点までの調査により推定される地すべり土塊全体の体積は、約2,900万 m^3 、初生地すべりの発生から現在に至るまでに流失した土砂量は、旧地形が、前述のように定高性を保っていたものとして試算すると、約5,700万 m^3 と見積られる。室生地すべりの規模は、我が国における大規模地すべりの中でも最大級のものと言える(表3-1参照)。

表3-1 過去の大規模地すべり災害 (砂防便覧58年版他)

西暦	位 置		規 模	被 災 内 容
	県	区 域		
1951	佐賀	伊万里松浦	40ha, 500万 m^3	死者3, 家屋28戸
1953	神奈川	早雲山	80万 m^3	死者10
1959	福井	池田町美濃俣	360万 m^3	廃村
1962	北海道	豊 浜	350万 m^3	国道350m
1964	富山	氷見市胡桃	324ha, 300万 m^3	人家87戸
1976	長野	信州新町	280万 m^3	全半壊16戸
1977	富山	氷見市五十谷	40ha, 400万 m^3	全壊59戸
1980	新潟	能生町高倉	150万 m^3	町道350m
1982	長野	小諸市	700万 m^3	全半壊11棟
1985	長野	地 附 山	350万 m^3	死者26, 全壊50戸

4. 地質構造の特徴

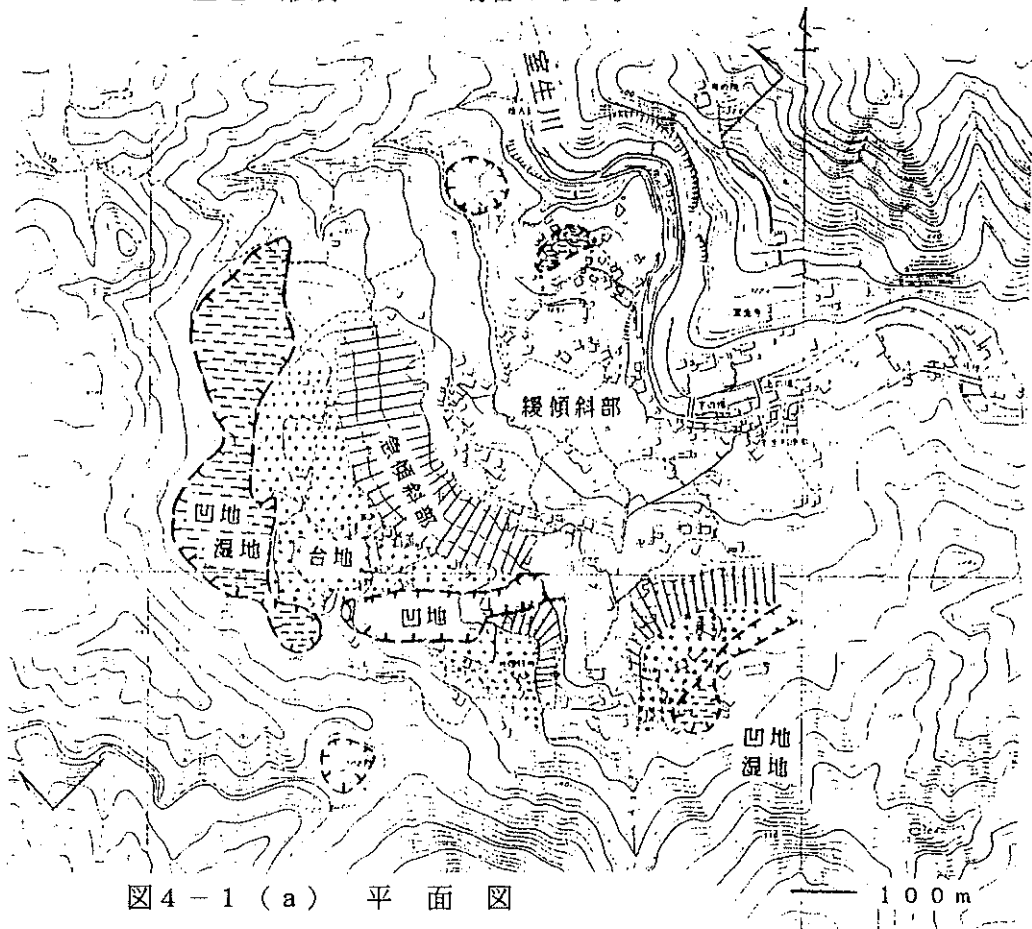
昭和60年度より再開された地すべり対策ボーリング調査により、室生地すべり地の現在の姿が次第に明らかになってきている。

室生火山岩は、新第三紀中新世（1,350万年前；MATSUDA, 1986）に噴出した大規模火砕流堆積物であり、その大部分は、柱状節理をもつ堅固な溶結凝灰岩で占められる。しかし、地すべり地は、例外的に溶結度の低い破碎質溶結凝灰岩が主体となる。

室生火山岩の下位は、基盤岩を構成する中生代の領家花崗岩類が分布する。また、室生地区の地すべり運動のはじまり（初生地すべりの発生）は、地形的にみてそう古いものではなく、せいぜい数万年前と推定される。

図4-1に模式的な地質断面図及び平面図を示す。特徴的な地形は、室生川から地すべり地上方へ向って、次の4つが認められる。

- ① 緩傾斜部 : 地すべり地の約2/3は、この地形を呈する。
非常に軟質な土砂主体。
- ② 急傾斜部～滑落崖 : 最大45°程度の急傾斜部とその最上部に滑落崖が認められる。硬質な岩塊が分布する。
- ③ 台地 : 比較的平坦な地形が、急傾斜部の背面に存在する。
- ④ 陥没地、湿地 : 台地状地形の背面に凹地が分布する。
湿地を形成している場合がある。



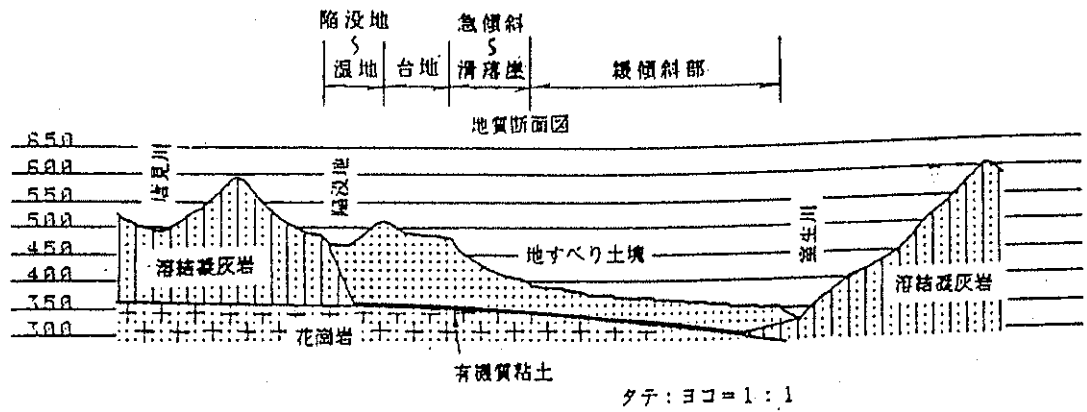
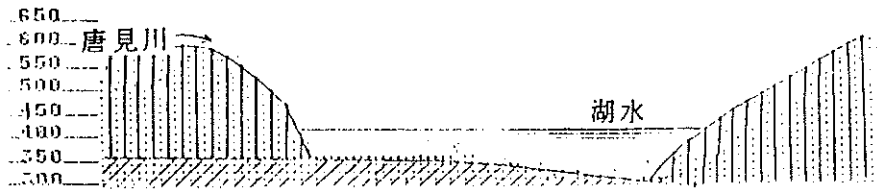


図4-1(b) 模式的な地質断面図

5. 地すべり機構

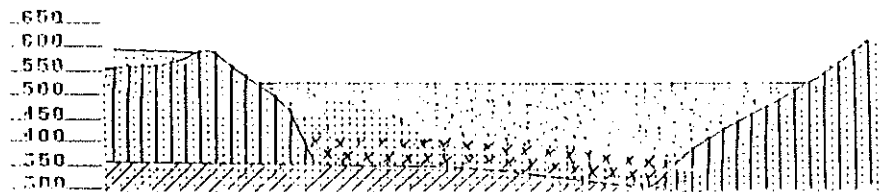
室生地すべり地は、次に示す5つの地史を経て発達したと考えられている。

第I期 湖水期



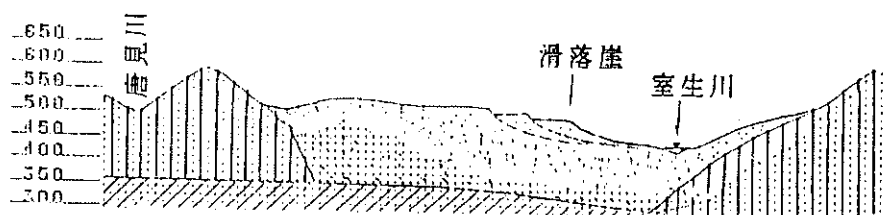
湖の環境にある時期。湖の周りは、溶結著しく柱状節理の発達した溶結凝灰岩で囲まれている。湖底は、基盤岩（領家花崗岩類）の上に湖成粘土が堆積した（ボーリング調査により確認）。

第II期 火砕流堆積直後



火砕流は、大量で高温の火山灰で構成されており、地表の凹凸を埋めつくし、地表面を平坦化させる堆積様式である。堆積後は、火山灰自体の熱のため溶融し、その後固結する。その際に柱状節理が発達する。この火砕流が水中に堆積した時は、溶融が不完全となり、岩片状・土砂状を呈するようになる。上図の×印の部分が発融不完全の部分で、地盤内の空隙が大きく良好な滞水層を形成する。

第Ⅲ期 室生川の侵食



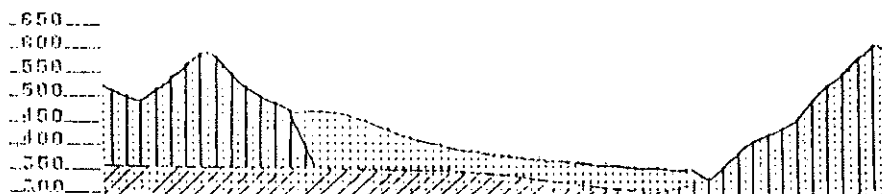
火砕流堆積後、室生川が堆積物を侵食・運搬し、谷を形成する。それに伴って、不安定になった土塊が地すべり・崩壊を繰り返すようになる。滑落崖は継続的に後退する。しかし、まだ湖底の基盤岩との境界のすべりは発生していない。

第Ⅳ期 地すべり土塊の移動（現在）



室生川の開折がある程度まで進行すると、湖底と堆積した火砕流堆積物との境界をすべり面として、堆積盆内全体の地すべり活動が発生する。地すべり土塊の後背地は陥没し、湿地を形成する。ある程度土塊が移動すると地形的に不安定な表層部分が崩壊する。

第Ⅴ期 安定（将来）



崩壊が進行し、地形的に安定すれば、地すべり活動はほぼ停止する。

なお、地すべり土塊の土量は次のように試算できる。

火山湖を埋めつくした火砕流の最上部が標高 520m、湖底が標高 360mと仮定すると、湖内に流入した火砕流堆積物は、概算で $8,600 \text{万 m}^3$ である。一方、現在残留している地すべり土塊の体積は、 $2,900 \text{万 m}^3$ と見積られる。従って、火砕流堆積以降頭初堆積した約 3 分の 2 に相当する $5,700 \text{万 m}^3$ の土塊が地すべり地域外へ流失したことになる。

室生地すべり地は現在、地史の上では第Ⅳ期、地すべり土塊全体がゆっくりと室生川の方
向へ移動している状況下にある。移動の速度は、年間数cmであり、すべり面の傾斜は、地す

べり地中央部付近で $1^{\circ} \sim 6^{\circ}$ とゆるい。現在のところ、この“深い”主すべりが急激な活動をする兆候は見られない。

しかし、第4章で述べた急傾斜部背後の土塊には、“浅い”崩壊型の地すべりが発生する危険がある。崩壊を発生させる直接の引き金は、集中豪雨または地震と考えられるが、基盤岩（花崗岩類）と破碎質溶結凝灰岩との境界付近をすべり面とする“深い”地すべりが、それ以上に大きな影響を与えている恐れが高い。

6. 地すべりの運動形態

室生地すべりは、前述したように基盤岩（領家花崗岩類）との境界をすべり面とする“深い”地すべりと、地すべり土塊内に発生する“浅い”地すべりがある。後者の地すべりは、地すべり地内の急傾斜部を中心として比較的多く存在する。しかしながら、計器観測によりその動きが継続的にとらえられることはほとんどなく、数年に1回短い期間に活動する傾向がある。それに対し前者の地すべりは、継続的な動きがとらえられており、ここではその結果を示す。

地すべり変動は、地すべり土塊中央部付近で、 $N40^{\circ} \sim 60^{\circ}$ 方向（室生寺に向う方向に当る）へ向っている。変動量には、季節変化が著しく、4～7月に変動の大半が集中している（図6-1）。これは、降雨量と変動量とに密接な関係があるからである（図6-2参照）。一般に降雨量が増加すると、地下水位が上昇するが、室生地区でもその傾向は顕著に認められる。

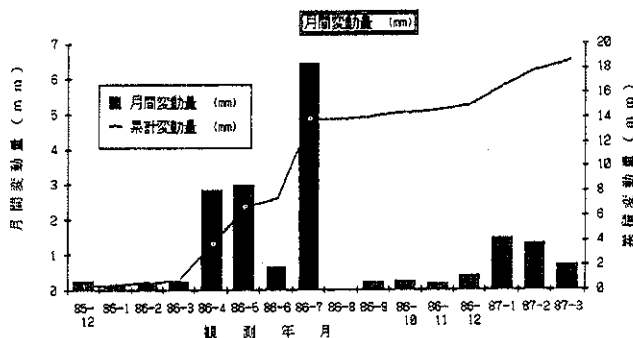


図6-1 変動量の時期的変化

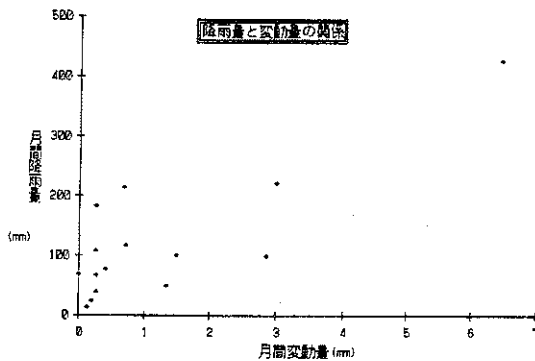


図6-2 降雨量と変動量との関係

地下水位と変位速度との関係は、図6-3に示すように、はっきりと認められる。この観測地点において地下水位がGL-16m付近になると変動はおさまり、GL-15m以浅になると、変動速度が急激に増加することがはっきりと認められる。

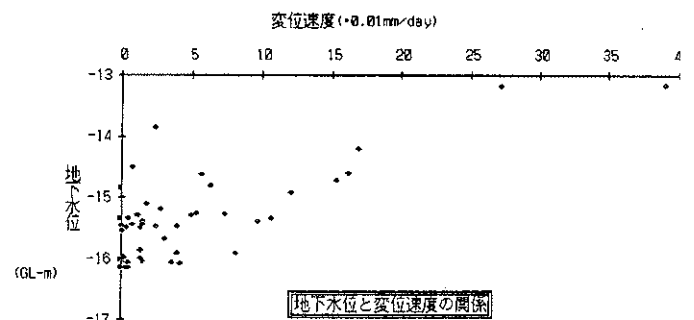


図6-3 地下水水位と変位速度の関係
（昭和60年度実施 No.60-2孔のデータ）

地下水位と変位量との関係の詳細を見ると、地下水位が高いほど変動量が大きだけでなく地下水位上昇速度が大きいと変動量が大きくなる傾向がある。No.60-2孔のデータから地下水位と地下水位上昇速度をパラメータにして回帰分析し次式を得た。

$$Y = 3.7999 + 0.2383 X_1 + 0.5505 X_2 \quad (N=59, R=0.776)$$

ただし、Y；変位量(mm)、X₁；地下水位(m)、X₂；地下水位上昇量(m)

この関係式から地下水位X₁を変化させて変位量Y=0となるようにするには、対策工により地下水位を全体に1m低下させれば可能であることが導けた。しかし、後述するように地すべり地内で実施した昭和63年度までの地表集水ボーリング工・集水井工では局所的あるいは一時的にしかこれを実現し得なかった。

7. 計器観測

現在のところ室生地区の地すべり計器観測は、下表に示すようなシステムでおこなっている。

表7-1 ボーリング孔を利用した計器観測

孔番号	深度	計器	観測期間	スクリュー面深度(標高)
60-1	50 m	パイプ歪計・自記水位計	S. 60. 11 ~ S. 63. 3	GL-41m (368.1m)
60-2	30 m	孔内傾斜計	S. 60. 11 ~ 継続中	GL-25.5m (364.2m)
60-2'	26 m	自記水位計	S. 60. 11 ~ 継続中	----
60-3	25 m	パイプ歪計・自記水位計	S. 60. 11 ~ S. 63. 3	GL-23m (357.4m)
61-1	39.5 m	パイプ歪計・自記水位計	S. 61. 10 ~ 継続中	GL-31m (363.2m)
61-2	30 m	孔内傾斜計	S. 61. 10 ~ 継続中	GL-19.5m (361.3m)
61-2'	21 m	自記水位計	S. 61. 10 ~ S. 63. 3	----
62-1	87 m	孔内傾斜計・水位測定	S. 62. 8 ~ 継続中	GL-81.0m (362.9m)
62-1'	18 m	自記水位計	S. 62. 8 ~ 継続中	----
* 62-2	35 m	孔内傾斜計・自記水位計	S. 62. 7 ~ S. 63. 3	----
63-1	40 m	孔内傾斜計・自記水位計	S. 63. 8 ~ 継続中	GL-35.5m (374.9m)
63-2	40 m	孔内傾斜計・自記水位計	S. 63. 8 ~ H. 1. 8	GL-24.5m (371.4m)

*印：本孔のみ基盤まで達していない。

表7-2 地盤傾斜計

番号	観測期間	平成2年3月までの 日平均変動量・沈下方向	累積性	判定
K 60-1	S. 60. 11 ~ 継続中	1.6 秒/日 (N 36° E)	顕著	潜在変動
K 60-2		1.5 秒/日 (N 38° E)	顕著	
K 60-3		1.7 秒/日 (N 29° W)	顕著	
K 60-4		1.2 秒/日 (N 58° E)	顕著	
K 60-5		1.2 秒/日 (S 22° E)	ややあり	
K 61-1	S. 61. 10 ~ 継続中	2.4 秒/日 (N 17° E)	ややあり	
K 61-2	S. 61. 10 ~ S. 63. 1	1.1 秒/日 (N 51° E)	ややあり	
K 62-1	S. 62. 7 ~ 継続中	2.8 秒/日 (S 16° W)	ややあり	
K 63-1	S. 63. 8 ~ 継続中	1.6 秒/日 (N 21° E)	2方向	

但し、判定基準は、確定変動 : 日平均変動量 ≥ 10 秒/日
 準確定変動 : " ≥ 5 秒/日
 潜在変動 : " ≥ 1 秒/日

No.62-2孔を除くすべてのすべり面変位記録計は、基盤岩を構成する花崗岩類とその上位の破碎質溶結凝灰岩との境界付近に“深い”地すべりの変位をとらえている（表7-3）。

表7-3 各観測孔におけるすべり面の位置

孔番	すべり変位 観測標高	(方向) 変位量 (mm)	花崗岩上面 標高(m)	有機質粘土 標高(m)	推定されるすべり 面の位置
60-1	368.1 (GL-41.0m)	----- [ハ'イ'歪計]	367.6	368.3	有機質粘土上部
60-2	364.2 (GL-25.5m)	(ENE) S61.梅雨 13.3mm S62.梅雨 5.9 S63.梅雨 12.6 S64.梅雨 5.4	362.3	364.3	”
60-3	357.4 (GL-23.0m)	----- [ハ'イ'歪計]	357.6	357.7	花崗岩上面 or有機質粘土
61-1	363.2 (GL-31.0m)	----- [ハ'イ'歪計]	360.3	363.7	有機質粘土上部
61-2	361.3 (GL-19.5m)	(NE) S62.梅雨 1.6mm S63.梅雨 6.0 H1.梅雨 4.6	360.1	361.1	有機質粘土上部
62-1	362.9 (GL-81.0m)	(NE) 平均移動量 5mm/年	362.9	363.0	花崗岩上面 or有機質粘土
63-1	374.9 (GL-35.5m)	(ENE) 平均移動量 10mm/年	374.6	375.4	有機質粘土内
63-2	371.4 (GL-24.5m)	(ENE) 移動量 9mm/年	372.9	----- 存在せず	花崗岩内脆弱部

より詳細に見ると、すべり面は有機質粘土上部あるいは有機質粘土と上位の破碎質溶結凝灰岩との境界面に推定することができる。なお、“浅い”地すべりは、各観測孔においていくつか認められるが、変動に累積性が認められない。図7-2に孔内傾斜計観測データを、図7-3に地盤傾斜計観測データを示す。また、図7-4にすべり面直上の地すべり土塊の移動方向を、図7-5に地盤傾斜計にみられる地表の傾斜方向を示す。変動方向は深部すべり面の地表の両者共に概ねNE方向となっている。これは、現地形の最大傾斜の方向に一致する。

地すべり変動が活発になる時期は、前章の図6-2及び図6-3に示すとおり降雨量が多い時期・地下水位の高い時期となっている。図7-6には、孔内傾斜計で観測されたすべり累積変位量と、月間降雨量グラフとをあわせて示す。

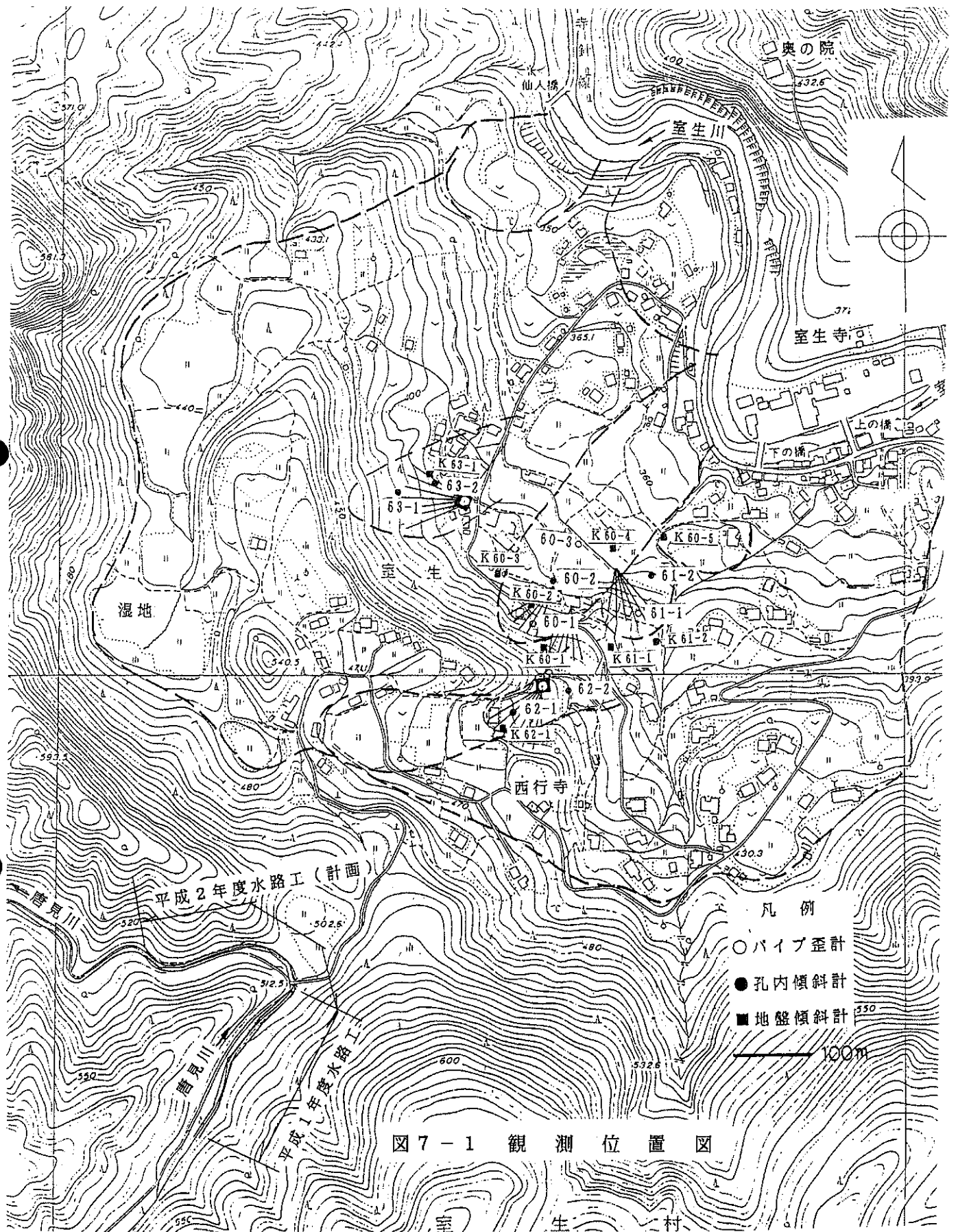
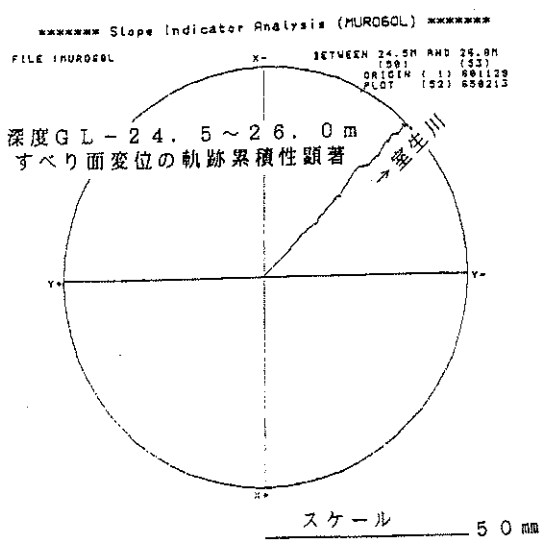
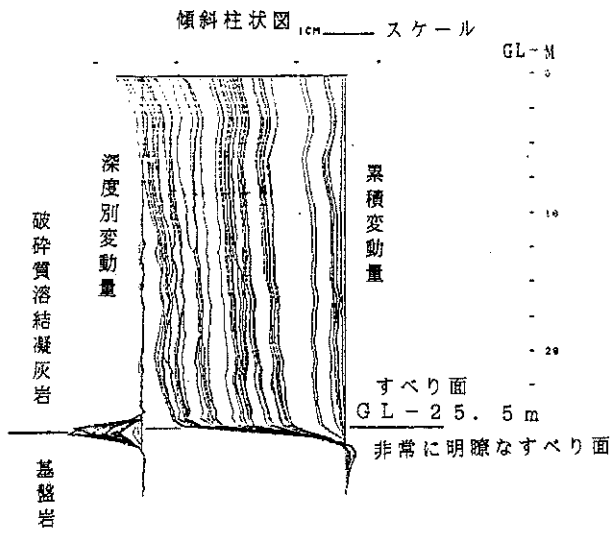


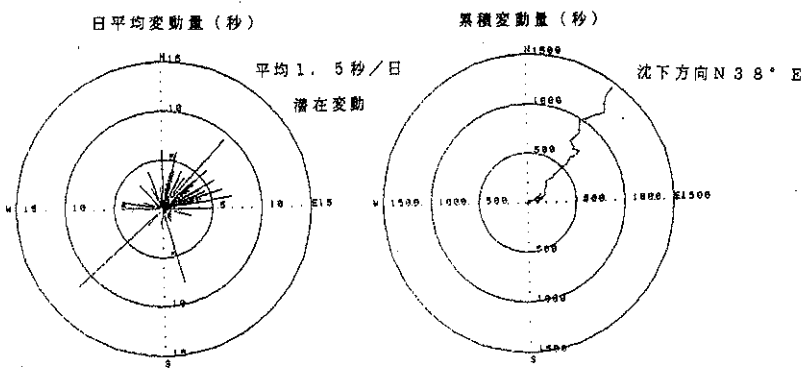
図7-1 観測位置図



80-2孔

期間昭和60年11月~平成2年2月

図7-2 孔内傾斜計観測によるすべり面変位



K60-2 期間、昭和60年11月~平成2年2月

図7-3 地盤傾斜計観測による地表変位

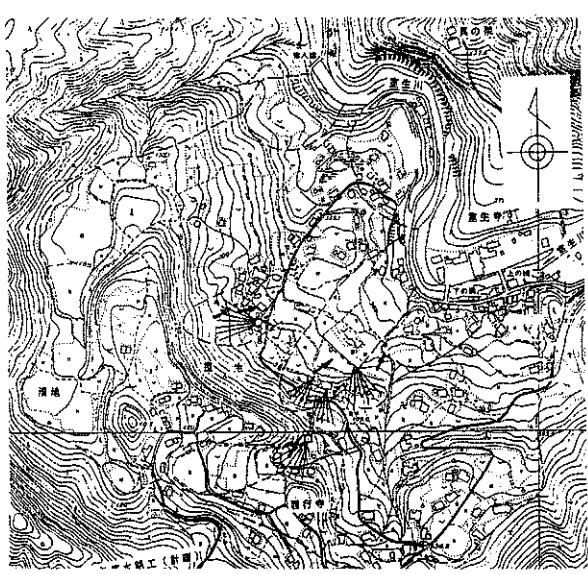


図7-4 すべり面変動方向
(孔内傾斜計観測より)

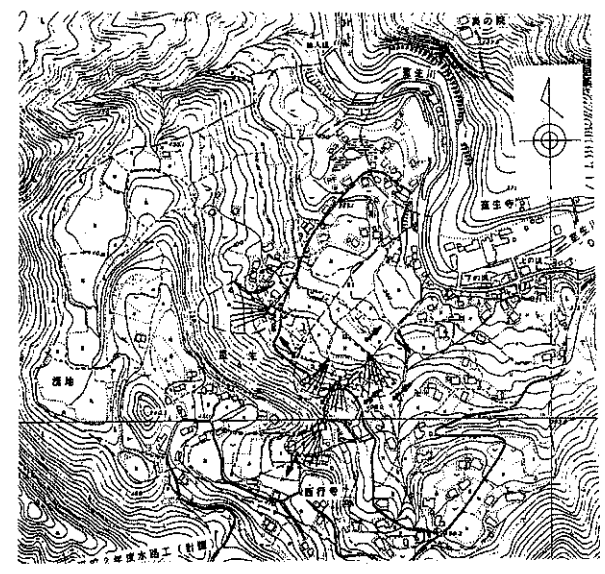


図7-5 地表面沈下方向
(地盤傾斜計観測より)

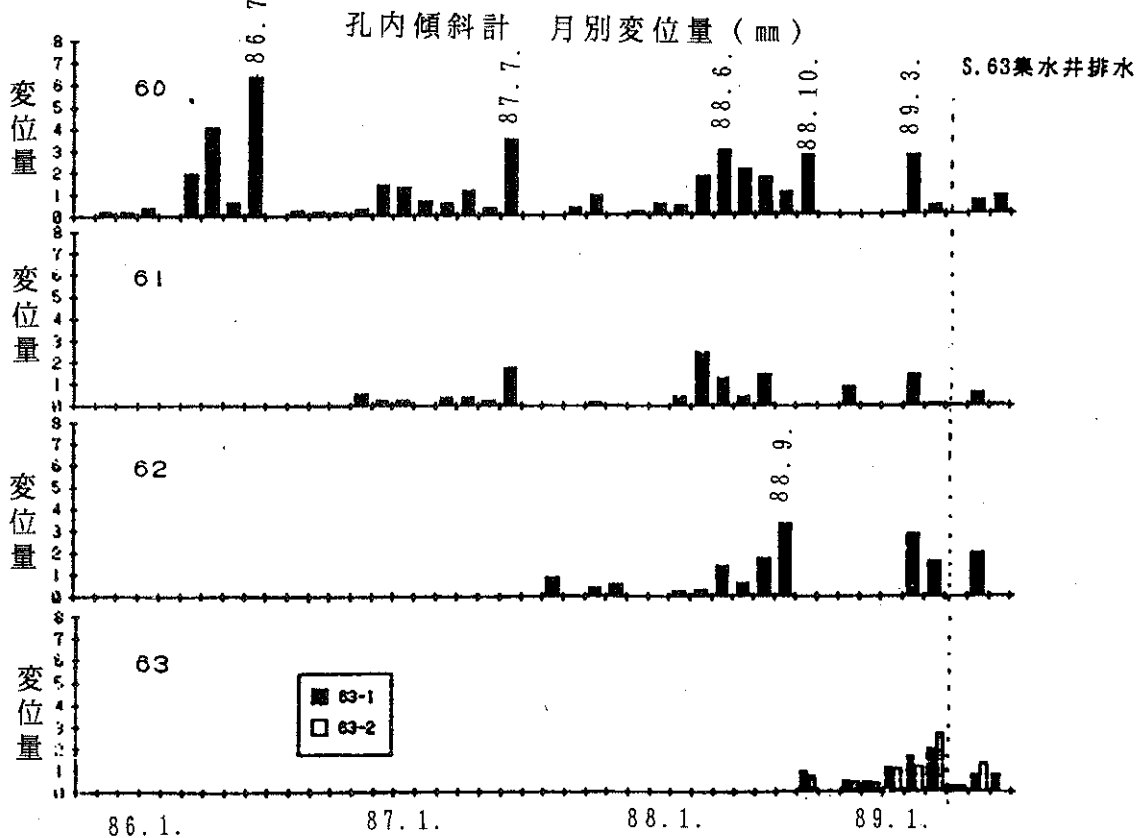
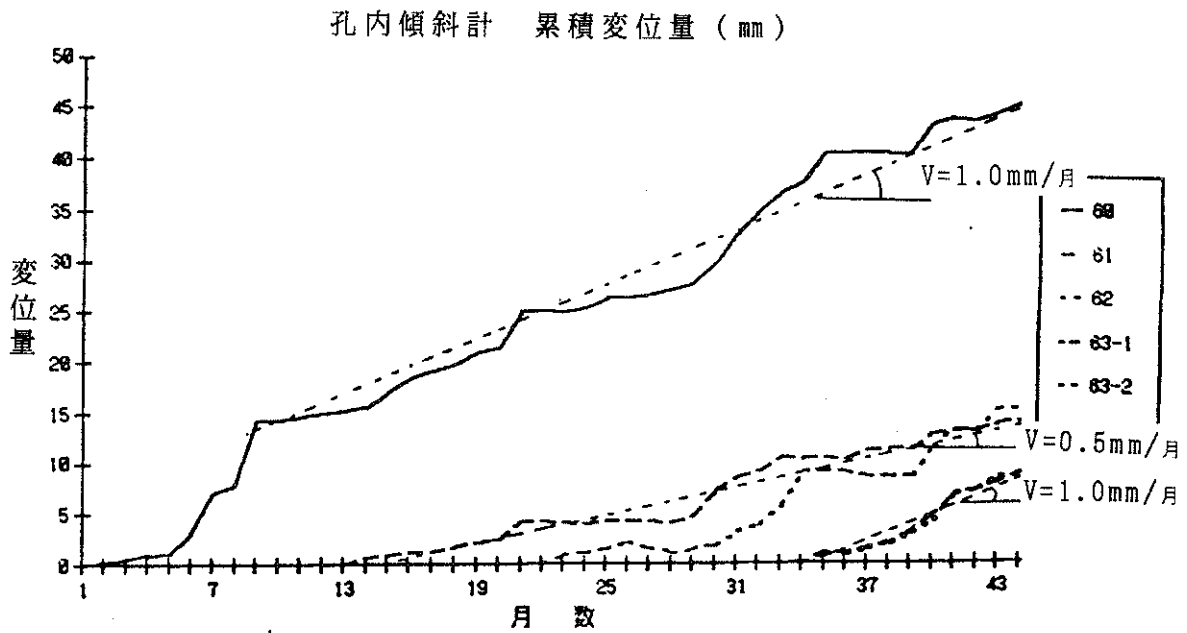
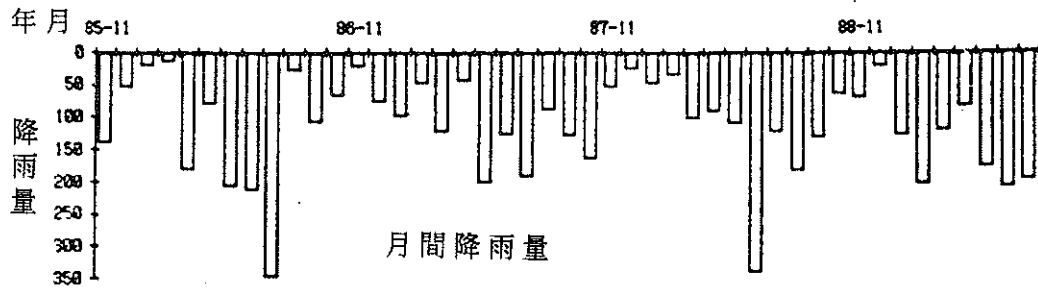


図7-6 地すべり累積変位量と月間降雨量

8. 近接河川から地すべり地への地下水供給

地すべり地頭部の約200m上方を流れる唐見川は、この付近で約1km²の流域面積がある。以下に示す調査の結果この河川からの河床漏水が地すべり地に地下水を供給していることが判明した。

調査項目は、①地すべり地周辺の河川流量調査、②地下水供給を促すような地質構造を検出するためのMT探査（マグネティック探査）、及び③近接河川から地すべり地への地下水流を特定するための高密度電気探査、の3種類である。

①河川流量調査では、地すべり地周辺の様々な地点で流量観測を実施し、図8-1に示すような関係を得た。これは、流域面積に比例して比流量値が大きくなる関係を示している。しかし、河川水が河床漏水して地すべり地に供給しているのではないかと考えられた地点では、比流量値が非常に小さな値となっている。その逆に、地すべり地では比流量値が非常に大きな値となっている。

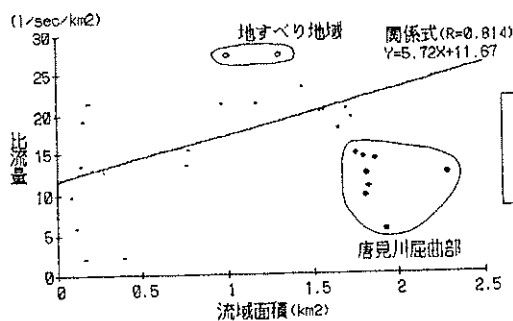


図8-1 流域面積と比流量の関係

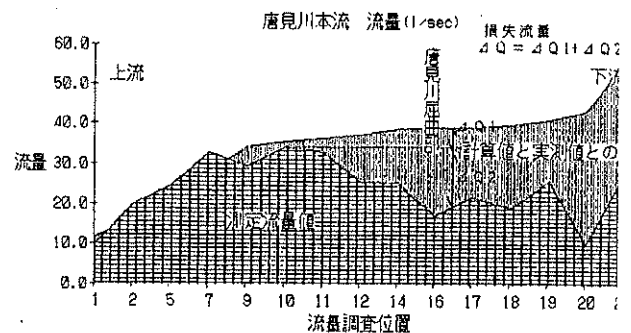


図8-2 唐見川の損失流量

河床漏水がなかった場合の河川流量値を、流域面積から逆算した計算流量値とし、実測流量値と重ねた図を図8-2に示す。この図は、唐見川本流について示したものである。この図から、河川の損失流量は $\Delta Q = \Delta Q_1 + \Delta Q_2$ で表現できる。 ΔQ_2 は、河川の上流で一度は確保していた流量であり河川整備をすれば河床からの浸透を防止できる流量である。一方、 ΔQ_1 は河川整備によっても地下浸透を防止できない流量値である。

ここに示した測定時のデータでは、唐見川屈曲部の計算上の流量値は約40 l/sec、しかし実測流量値は20 l/secであり、半分しか流れていない。また図より、損失流量 $\Delta Q = 20$ l/secのうち $\Delta Q_2 = 14$ l/secであり、損失流量の内の約70%を河川整備により改善できると判断された。一方、室生地すべり地では、計算上の流量値は17.4 l/sec、実測値は27.2 l/secである。その差は、約10 l/secである。しかし、地すべり地からの流出量のうち測定できていない流出もあるので、実際の流出量はもう少し多いと考えられる。従って、唐見川屈曲部での損失流量 $\Delta Q = 20$ l/secの大半は、地すべり地内へ供給されていると考えるの

が妥当である。

② MT 探査

MT 探査は、測定点から十分に離れた場所から発生した電磁波を利用して、地盤の見掛け比抵抗を測定する探査法である。この探査法は、地下深部まで地盤の比抵抗値を測定することが可能で、地質の大構造（断層など）の検出に適している。図 8-3 に比抵抗断面図を示した。次に、MT 探査の結果をまとめて示す。

- a. 深度 0~20m の浅い部分には比較的高い比抵抗値が分布する。
- b. 深度 20m 以深では比抵抗値は $100\Omega \cdot m$ まで下がる。その後深度が増すにつれて比抵抗値が徐々に増す。
- c. A01~A40, B10~B50 の深度 50m 以浅に盆状の形をした高比抵抗帯が薄く分布する。
- d. 標高 250m, 標高 400m 付近に低比抵抗帯が存在する。
- e. 標高 0m 以深の A-A', B-B' 両断面の比抵抗分布状況から、走向 NNE-SSW で ESE 方向に高角度で傾斜する比抵抗構造が考えられる。基盤岩の破碎領域ではないかと推定される。

③ 高密度電気探査

今回実施した高密度電気探査は、ウェンナー及びエルトラン法の感度特性を考慮し利用したものである。ウェンナー法は水平方向の地質構造に、エルトラン法は垂直方向の地質構造に解像度が良い。従ってこの 2 つの測定方法により得られた結果を基に、より信頼性の高い解析を行うことができる。断面解析には、有限要素法と非線形最小二乗法からなる 2 次元逆解析を用いた。

高密度電気探査は、水路工施工前後の比抵抗分布から、水路工施工により地下水脈が断られたかどうかを確認するために実施した。現在（平成 2 年 1 1 月）水路工施工中であり、施工前のデータのみであるが、図 8-4 に比抵抗断面図を示し、以下にその解釈を述べる。

A 測線（測線長 200m）

- a. 表層から深度約 15m 付近まで $600\Omega \cdot m$ 以上の比較的高い比抵抗値の物質が分布する。
- b. $600\Omega \cdot m$ 以上の高い比抵抗を示すものは、測線の南端に特に広く分布する。
- c. $300\Omega \cdot m$ 以下の低比抵抗値を示すものは、電極番号 No.9~13, 26~33 の深度 10m 以深に分布する。

B 測線（測線長 300m）

- a. 表層から深度約 10m 付近までは $600\Omega \cdot m$ 以上の比較的高い比抵抗値の物質が分布する。
- b. $600\Omega \cdot m$ 以上の比較的高い比抵抗値の物質は特に B50~60 にかけての急斜面で厚くなり、表層を覆っている。

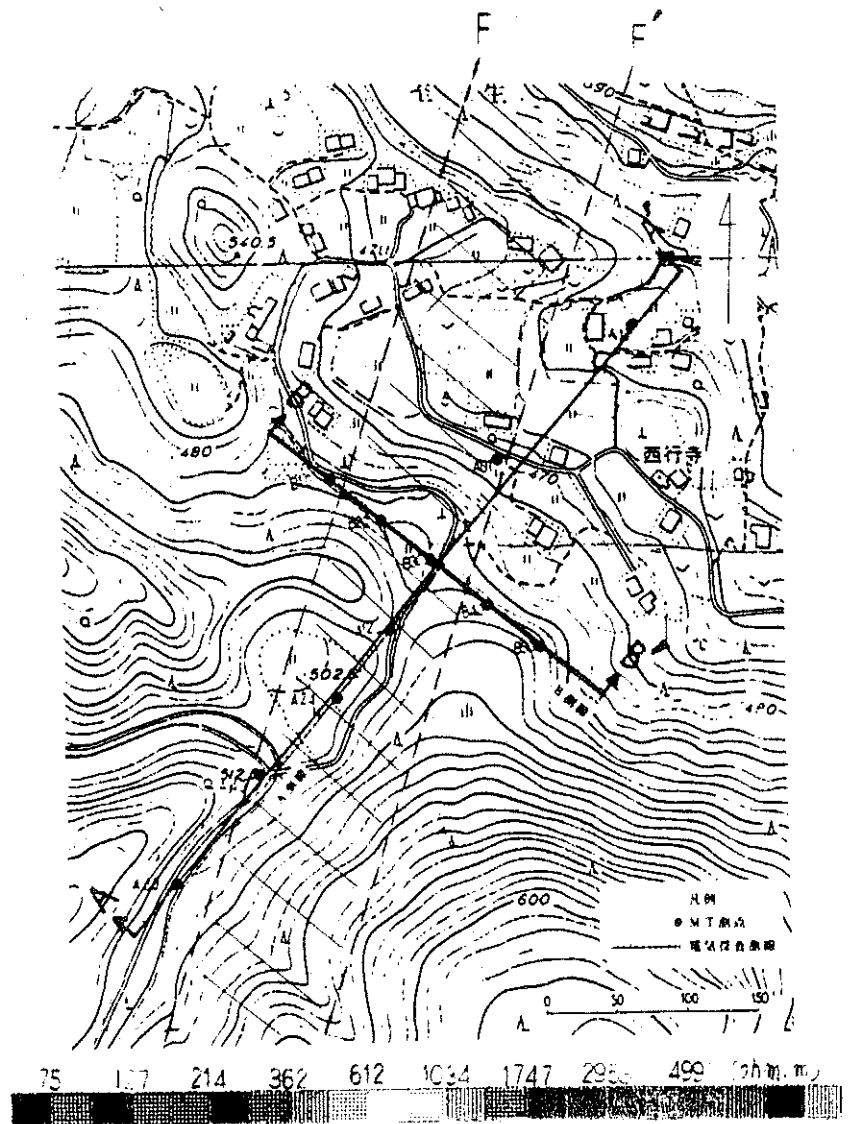
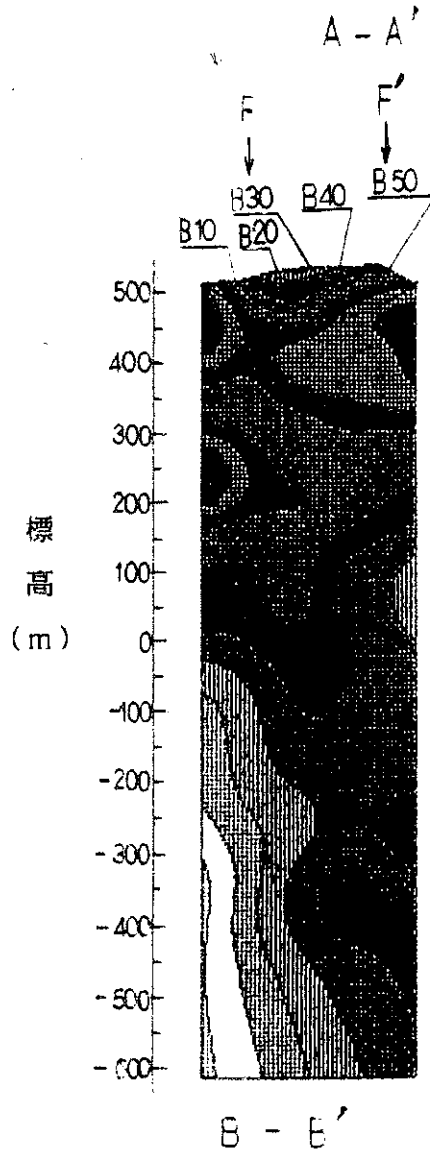
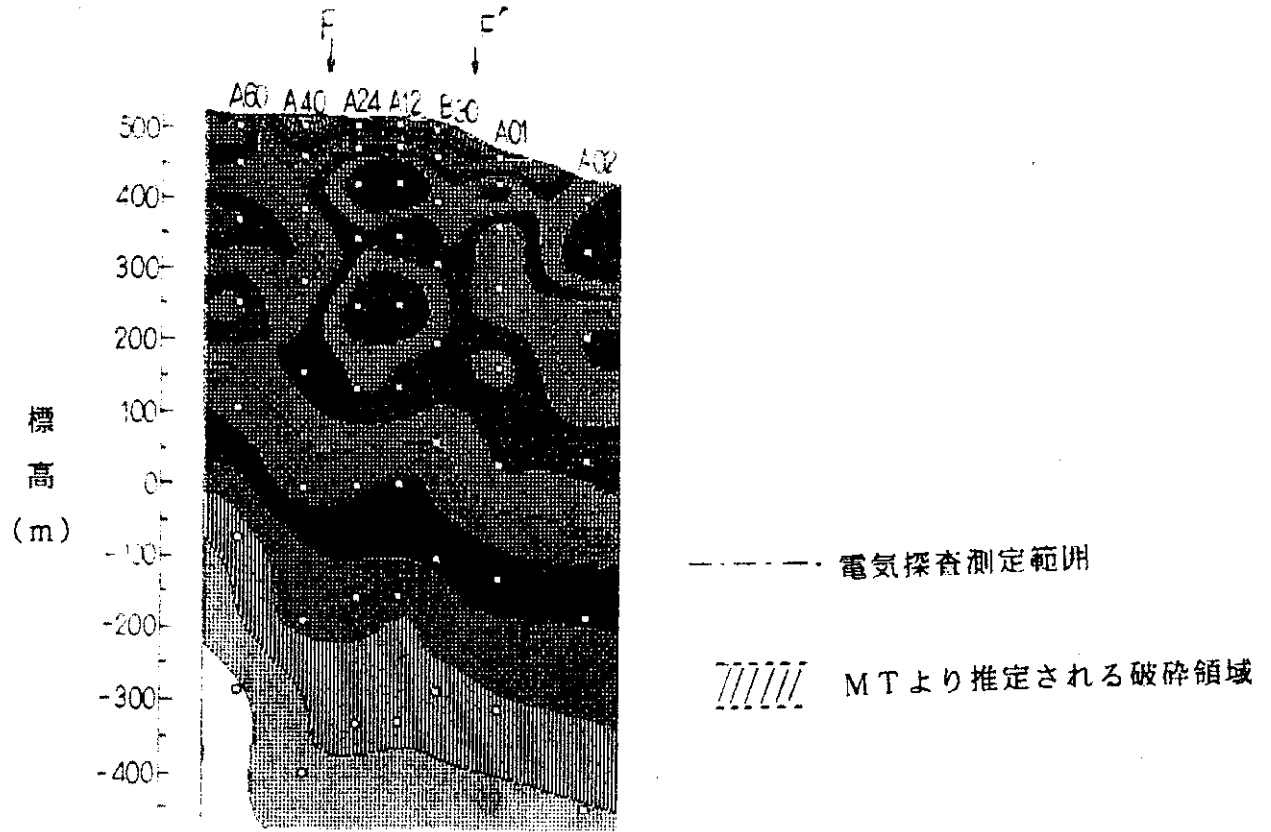


图 8 - 3 比抵抗断面图 — MT法 —

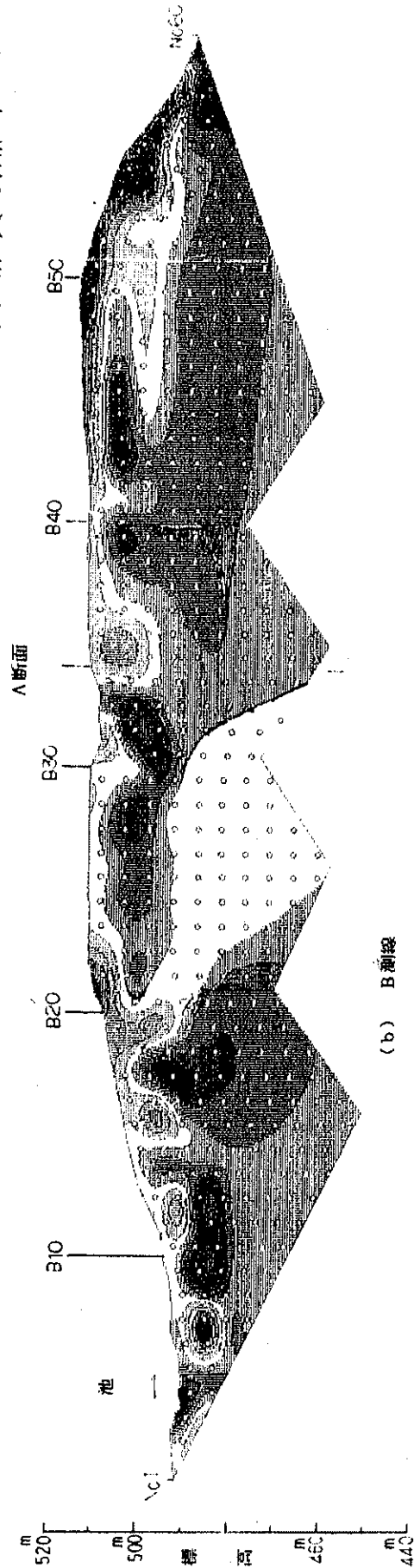
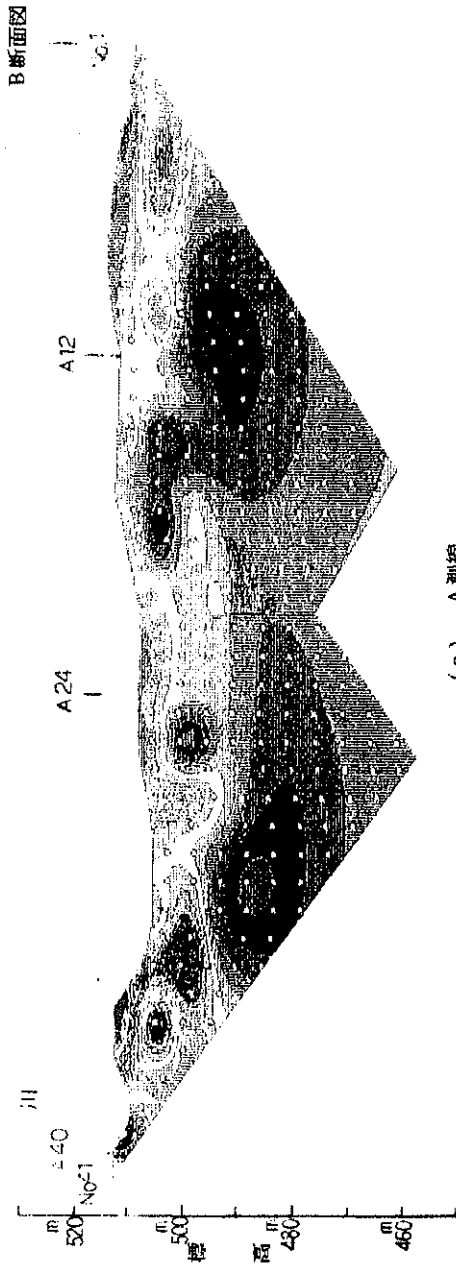
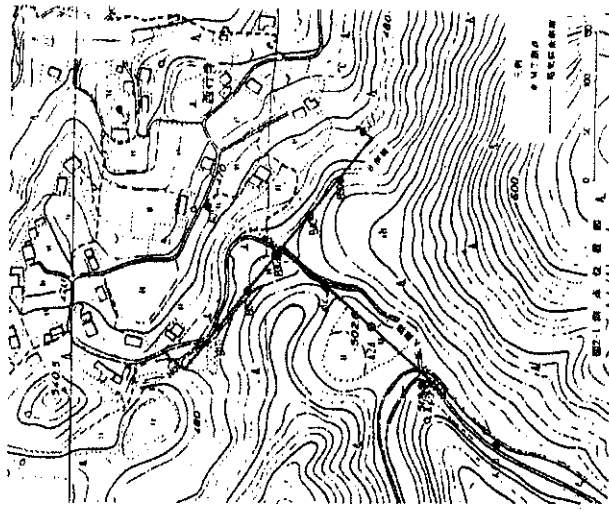


图 8-4 比抵抗断面图 — 高密度電気探査 (2 次元逆解析) —

- c. $300\Omega\cdot\text{m}$ 以下の低比抵抗帯を示すものはA測線と比べて非常に少なく局部的に分布するにすぎない。

9. 地すべり対策工

現在までの調査の結果、室生地区における地すべり形態は大別して2種類あることが推定されている。その1つは、基盤岩を構成する花崗岩類と、その上位の破碎質溶結凝灰岩との境界付近をすべり面とする“深い”地すべりである。このすべり面は、地すべり地中央部付近で約50mの深さにあり、特徴的に旧期湖成堆積物とみられる粘土層にその主部を沿わせている。粘土層の層厚は、0.1～3.4 m、粘土層上面の傾斜は、 1° ～ 6° である。この地すべりの運動形態は、非常にゆっくりとした速度ではあるが、現在のところ毎年継続的に室生川の方へ移動している。

もう1つの地すべり形態は、破碎質溶結凝灰岩で構成されている地すべり崩積土砂内にすべり面のある“浅い”地すべりである。豪雨の後、道路・家屋等の構造物に変状を発生させる地すべりは、主にこの種の地すべりである。この地すべりは、地すべり地内の急傾斜地に分布し、崩壊型とでも称すべきタイプであり、誘因として地形侵食の他上記の全体的な深いすべりの影響を受けている可能性が高い。

従って、室生地区の地すべり対策工は、次の方針で計画されている。

- ① 現在、道路・家屋等の構造物の変状が著しい地すべり小ブロックを対象として優先的に対策を講ずる。その際、“深い”地すべりの状況の把握の為にも役立つ調査を実施する。
- ② 室生地区は、調査開始時（昭和60年）には、上水道が整備されておらず、地すべり地域内に数多くある自然湧水等を水源として簡易水道が布設されていた。従って、水源を潤渇させる可能性のある位置での地下水排除工は、上水道整備後に実施する。なお、上水道整備は、昭和63年度中に完了した。
- ③ “深い”地すべりについては、その構造・規模等不明な点が多いが、動態観測結果から地下水位を低下させればこのすべりの活動度が低下することが判明しているので、“深い”地すべり活動が停止するまでは地下水排除工が基本となる。
- ④ 地下水排除は、地すべり地内の地下水を排除するだけでなく、地下水供給源に対しても対処する。
- ⑤ “深い”地すべり活動を地下水排除工を中心とした抑制工で停止させたことを確認した後、変状の著しい県道沿いなどを抑止工により対処する。

図9-1に平成1年度までに実施された対策工を示す。

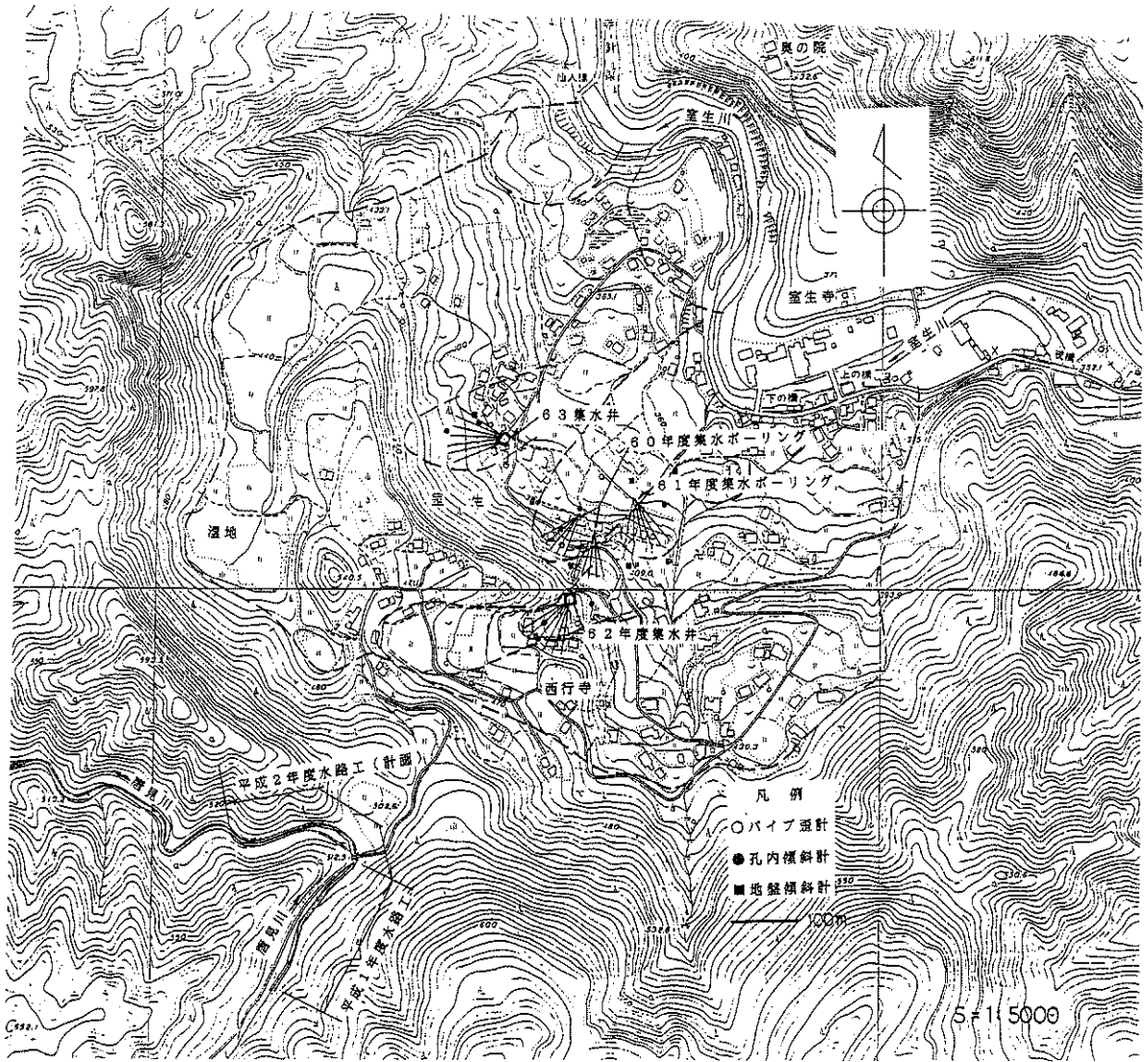
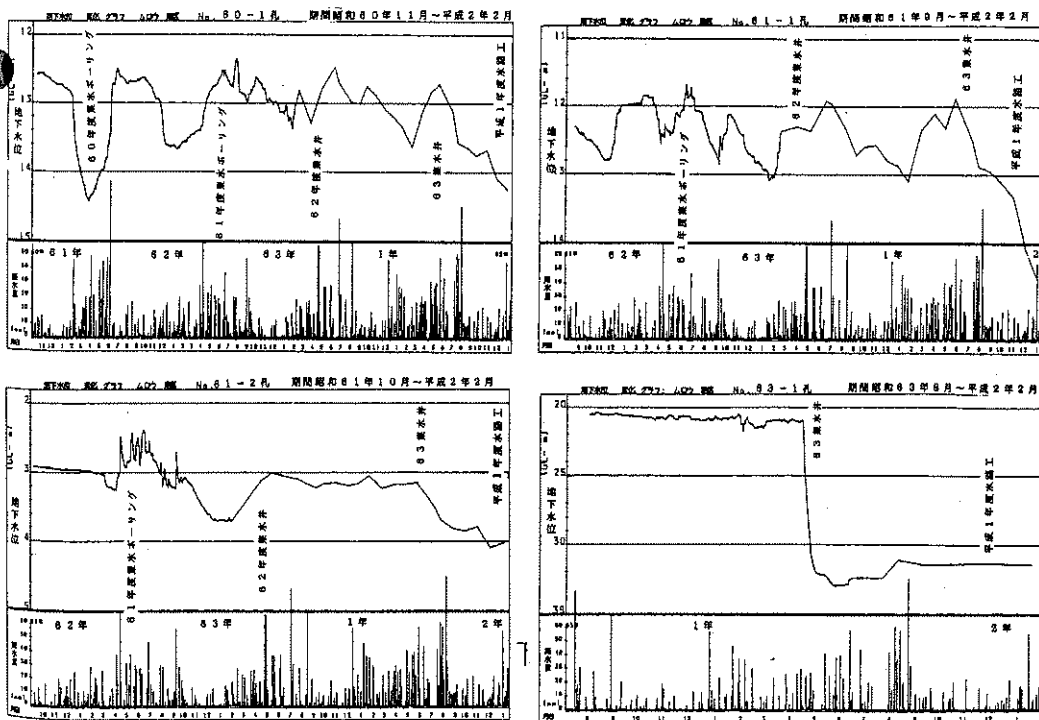


図9-1 昭和60年～平成1年度の対策工平面図

平成元年度までの対策工は、地すべり地内の地下水位を低下させる目的で実施されたが、



当初一つの目安としていた平均水位低下量1mは容易に実現できなかった。地表からの集水ボーリング工あるいは集水井工の影響は、図9-2に示すように局所的か一時的なものだった。ただし、まだ断定はできないが、平成1～2

図9-2 対策工と地下水位変化

年度施工予定の唐見川水路工の着工直後からこれまで見られなかった水位低下を示しており、工事完了後の効果に期待できる。

10. 問題点

“深い”地すべりの変動は、昭和60年11月の観測開始時から平成2年3月までに50mmの変位量を観測している。しかし、次に示す問題が未解決のため、現時点ではこの地すべりを十分把握することができていない。従って、地下水位・降雨量と地すべり変動との関係から対策工が立案されており、力学的な解析がほとんどなされていない。

- ・すべり面の平面的な広がり不明である。
- ・地すべり頭部に明瞭な変位が認められず、その位置を特定できない。
- ・これまでの対策工（昭和63年度まで）により、地下水はほぼ定常的に1t/分以上排除されている。しかし、観測されている深層地下水位の低下は一時的・局所的である。水文調査などから唐見川流域からの地下水が供給されている可能性が高いが、その形態など不明な点が多い。

11. あとがき

室生地すべりに対する調査・対策は、その規模から考えてまだまだ不十分であるが、次第になぜこの地区が地すべり変動をするのかということが明らかになりつつある。室生地すべりの本質的な原因が、その特殊な地質条件によることはほぼ疑いのないところである。即ち、地すべり土塊を構成する破碎質溶結凝灰岩が、その周辺に分布する硬質な溶結凝灰岩に比べて著しく脆弱であることが本質的な原因である。そして、この地すべり土塊内はきわめて地下水が豊富で、この地下水が地すべりの誘因となっている。“深い”地すべりの土塊の移動方向の先には、室生川を挟んで、奈良時代末期に建立された室生寺がある。もしも地すべり土塊が室生川を閉塞したとすれば、室生寺の一部は水没することになる。室生寺が建立されてから現在までそのような記録はなく、その活動は緩やかだったと考えられる。一方、現実には被害を与えている地すべり変状は“浅い”地すべりの活動によるものがほとんどで、その分布は局所的である。地表の変状を見る限り、深い全体的な地すべりを認識するのは困難である。しかし、現在までの計器観測結果から判定する限り、深い地すべりが継続的な変位を示していると判定せざるを得ず、これが“浅い”地すべりに少なからぬ影響を与えているであろうことは当然予測される。

従って、室生地区の地すべり運動を停止させる為には、“浅い”地すべりに対処するだけでなく、より根本的な“深い”地すべりに対処する必要がある。

現在、室生地すべりの活動は、活発化する過程にあるのか、沈静化する過程にあるのか、あるいは、また定常的に今観測されている程度の活動をしていたのか不明である。地元からの報告では、昭和57年8月の集中豪雨以降構造物の変状がそれ以前より著しくなったそうで

あり、活発化の過程にあるのかもしれない。いずれにせよ、継続的な活動は、その速度が小さいといえども、地すべり土塊内に歪が蓄積され、いずれ災害に結びつく恐れが強い。早い時期に対策を講じておくことが必要と考える。

参考文献

君塚康次郎(1932), 室生火山区について. 火山, 1, 22-37

MATSUDA, T., et al(1986), Fission-Track and K-Ar Ages of the Muro Volcanic Rocks, Southwest Japan. J. Geomag Geoelectr. 38, 529-535

守屋以智雄(1983), 『日本の火山地形』, 東京大学出版会, 86-87

太田英将(1988), 室生火山岩地域の地すべり運動速度について, 地質学会第95回学術大会講演要旨, 431

志井田功(1957), 室生火山基底の構造に関する若干の考察(演旨), 地質雑, 63, 443

志井田功(1960), 室生火山区の研究—特にその南部地域について—, 地質雑, 66, 1-18

奈良県砂防利水課(1988), 室生地すべりについて, 全国地すべり崖崩れ協議会講演集