

四十刈(東飛山)地すべり地  
大貫(平山)地すべり地

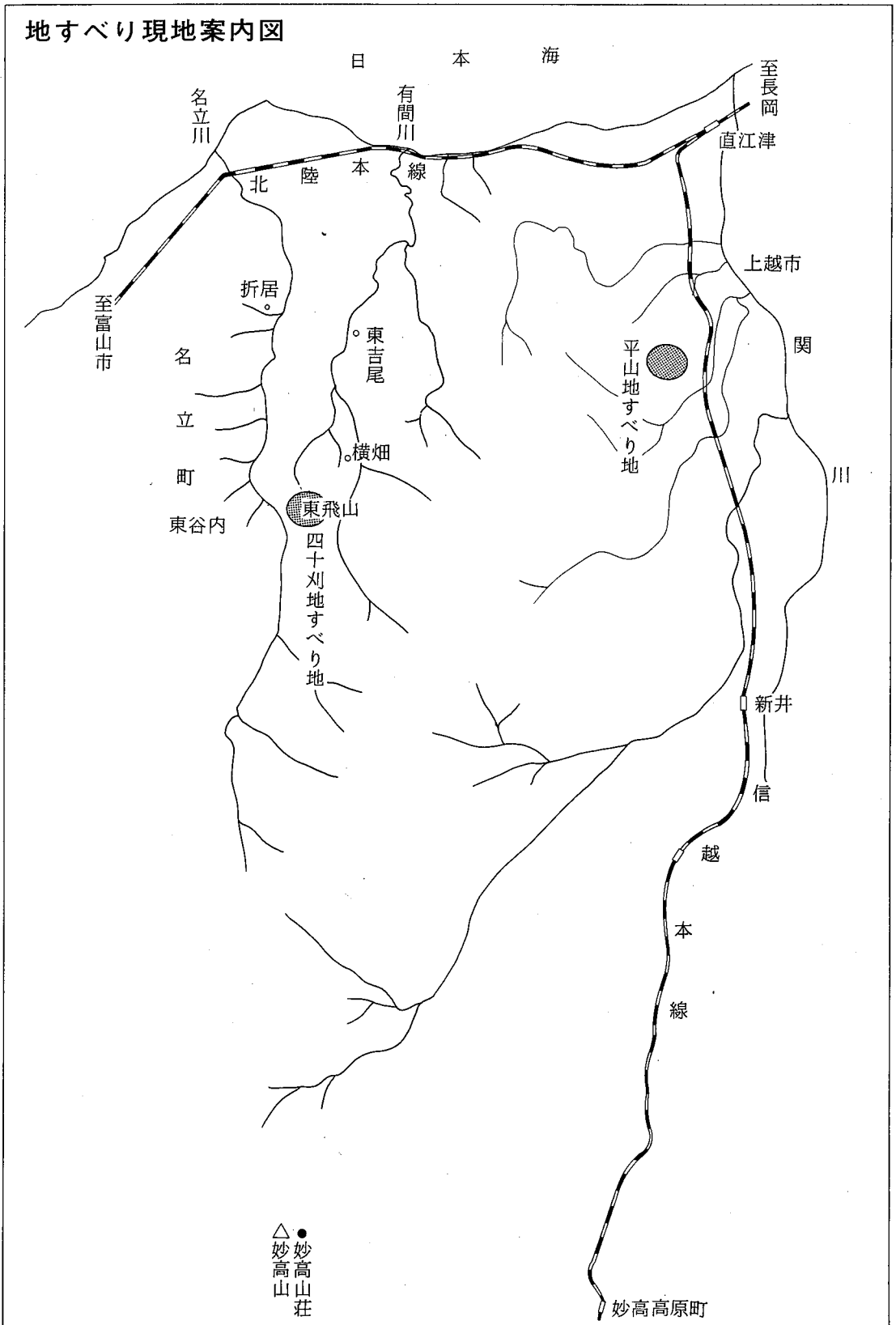
1981. 10

地すべり学会新潟支部  
土質工学会北陸支部

## 目 次

- I 西頸城地方の新第三系と地すべり…………… 1
- II 四十刈地すべり地…………… 11
- III 大貫（平山）地すべり…………… 41

# 地すべり現地案内図





写真一 1 地すべり末端部の隆起地形。県道が3～5m程度隆起し、舗装面が波うっている。

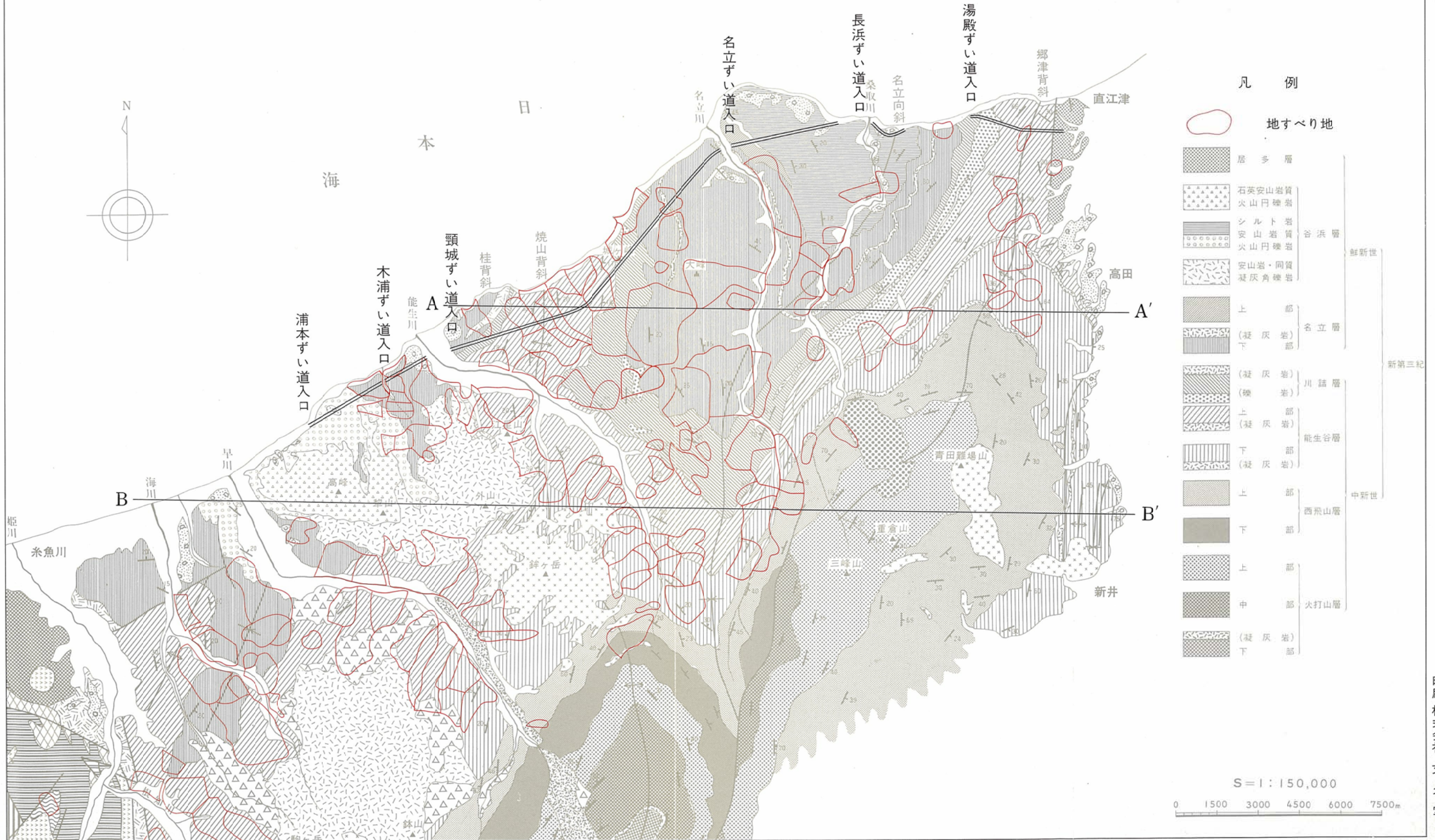


写真一 2 四十刈地すべり地全景…上部は斜面整地が進み、安定化しつつある。下部は県農地部による杭打工、水抜ボーリング工及び圃場整備中。

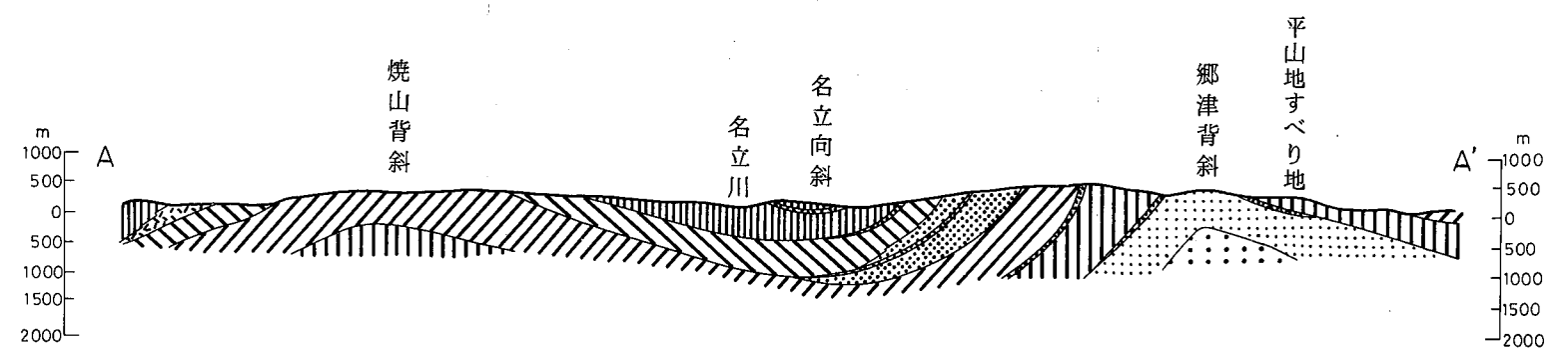
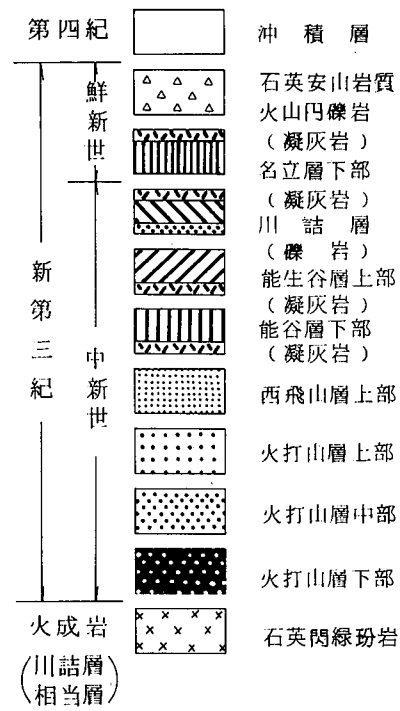


# 糸魚川－直江津間トンネル(北陸本線)、

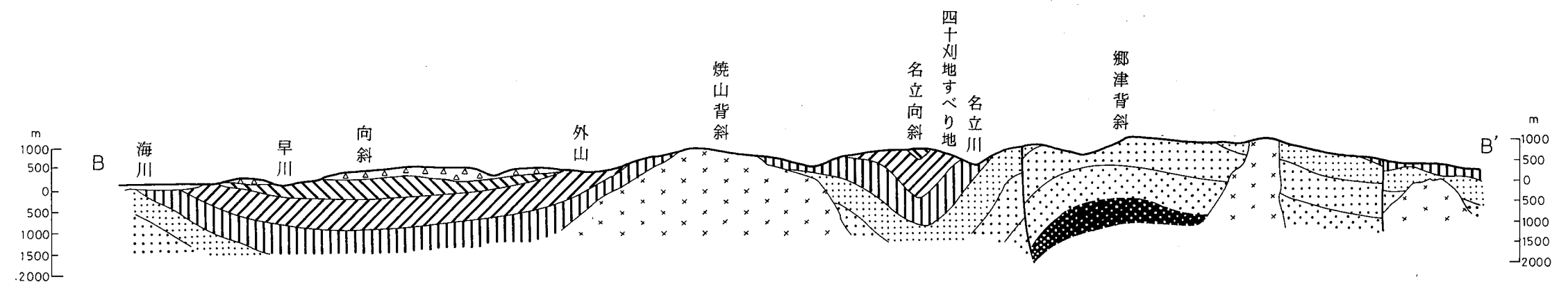
## 地すべり分布および地質図 (地すべり調査総括書, II, 1979)







(1) A - A' 断面



(2) B - B' 断面

図 - 2 地点断面図

# I 西頸城地方の新第三系と地すべり

新潟大学教養部 津田 禾粒

## 1 はじめに

西頸城地方は東頸城地方とともに地すべり発生頻度が新潟県下はもちろん、わが國でも新第三系の分布地では最大級の地域である。このような地すべりの発生をみているのはこれらの地方の地質の特性によるところが大であるが、とくにその岩質ならびに地質構造の影響をみのがすことができない。地すべり現地検討会のガイドブックの一部を担当するに当って西頸城地方の地質、とくに岩質と構造の概要を記述し、それと地すべり発生との関係を解説し、さらに筆者が見学する機会があった大貫地すべり、その他二、三のトピックスについてのべたい。なお筆者はこれまで新潟県下の地すべりのかなり多くのものを観察してきたが、これらの地すべりを地すべりそのものとしてみるよりは、高所の物質が低地に移動して安定するという地質現象のプロセスとして学んできたつもりである。すなわち風化-侵食-運搬-堆積という過程で地層が形成される具体的な現象として、地すべりは他の地質現象とことなり、短時間に、しかも陸上で観察できるという利点があるからである。現に地すべりの観察のデーターが、新潟県下の海成新第三系中に発達するデブリーフロー ( debris flow ) の堆積物、海底扇状地 ( submarine fan ) あるいは広くタービダイト ( turbidite ) の形成過程を追及するうえで多くの有効な手がかりとなった。このような筆者の地すべりに関する乏しい経験から痛感することの一つとして、地すべりの発生は、発生前ならびに発生時における構造運動を無視することはできないという事実である。この報告でもこのことについて簡単にふれてみたい。

## 2 西頸城地方の新第三系の概要

西頸城地方の新第三系は北部フォッサマグナの北部を占めて分布し、新潟油田プロパーの堆積盆地

表-1-1 西頸城地方の新第三系の層序と新潟油田標準層序の対比

新潟油田標準層序			
段丘堆積物	段丘堆積物		
魚沼層	居多層		
灰爪層	谷浜層		
西山層	名立層		
	川詰層		
椎谷層	能生谷層		
寺泊層		難波層	西飛山層
七谷層	山層	火打山層	

表-1-2 西頸城地方の新第三系

	地層名	層厚(m)	岩質
鮮新世	谷浜層	300	青灰色砂質シルト岩
	名立岩	500	灰色泥岩
	川詰層 川詰砂岩 綱子礫岩	700	粗粒乃至中粒砂岩、礫岩及び含礫砂質泥岩
中新世	能生谷層	850	砂岩泥岩の不規則な互層
	難波山層 西飛山層	800+	砂岩泥岩の有律互層を主とする。
	火打山層	660+	下部は薄葉理のある硬質頁岩、上部は有律互層

と接している。表-1-1では西頸城地方の層序を示し、さらにこれを新潟油田標準層序と対比した。さらに表-1-2では西頸城地方の各層の層厚および岩質を示した。

これらの新第三系はほぼ南北にのびる褶曲構造を示すが、大局的にみてこれが北にむかってゆるく沈降するので、一般に南部に下位層が、北部には上部層が分布する。

つぎに各層の岩質について略述する。

### 1) 難波山層

難波山層は一見新第三系とは思えないように堅硬なみかけを呈する砂岩頁岩の互層を主としている。とくに下部の火打山層の頁岩中には岩松(1970)が指摘したようにスレート劈開を呈することがある。層厚が1,500m以上に達する難波山層は岩質その他から下位の火打山層と上位の西飛山層に二分される。

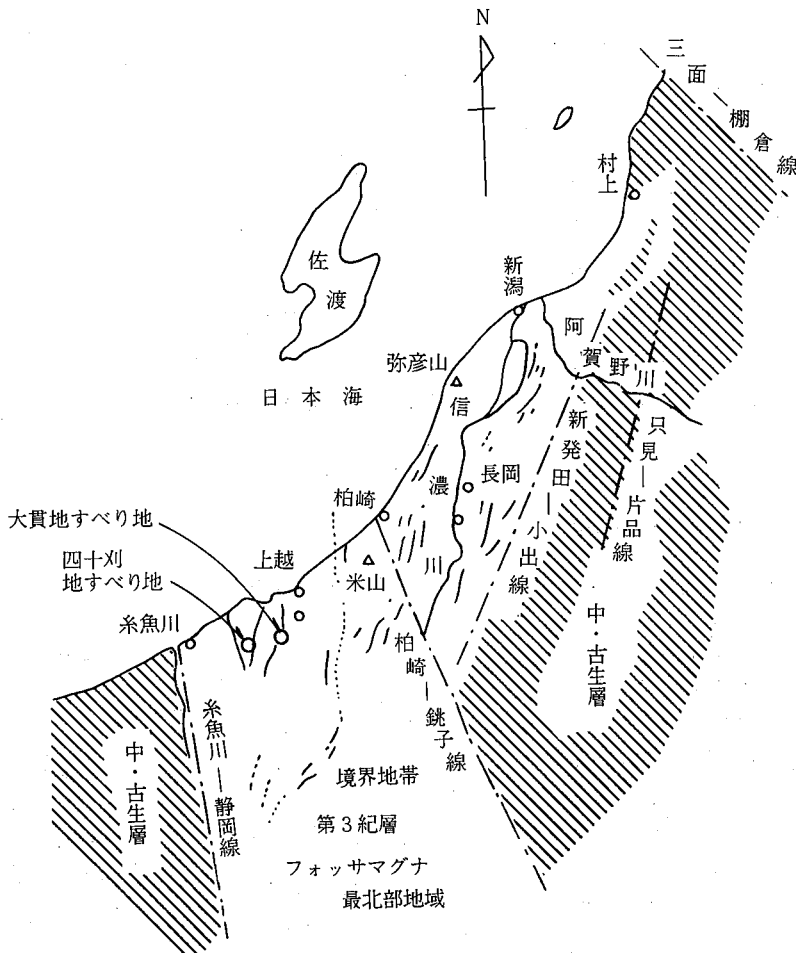


図-1-1 新潟県の地質構造



## 2) 火打山層

火打山層の下限は露出しないが、地表にみられる部分の下部は堅硬な頁岩よりなる。美しい薄葉理を示すことが多く、保存の良いホンダワラその他の植物化石や魚の骨格や鱗の化石を産する。糸魚川でつくられている怒奈川すずりの材料としてこの頁岩がつかわれていることからその堅硬さをうかがえる。

上部は有律互層よりなるが、西飛山層のそれにくらべて優泥質である。有律互層中にはしばしば礫質の堆積物を介在するが、これは海底地すべりによって形成されたいわゆるデブリフロー堆積物である (debris flow sediments)。この堆積物の厚さは1~2 mから数 m程度で水平方向に数100 mの連続性をもっている。

## 3) 西飛山層

一般的に砂岩頁岩の有律互層よりなるが、優砂質あるいは優泥質と変化にとむ。火打山層と同様にデブリフローの堆積物を介在する。西飛山層はわが国ではもっとも典型的なタービダイト (turbidite) の一例である。

## 4) 能生各層

西飛山層に整合にのり、1~2 mから数 mあるいはそれ以上に達する厚く不規則で不明瞭な砂岩泥岩の互層よりなる。難波山層とことなり、普通の中新統にふさわしい硬さを有する。

## 5) 川詰層

川詰層は郷津付近から東飛山にかけて分布するが岩質の変化が著しい。小池川から綱子川にかけては厚さ600 m以上に達する礫岩によって形成されているが、郷津から綱子川および小池川から東飛山の間では礫岩は下部を構成し、上部は礫まじりの砂質泥岩あるいは砂岩よりなる。川詰層はさらに西方に追跡すれば川詰、高倉、筒石方面にのびるが、これらの地区では礫岩の発達に乏しく、砂岩あるいは砂岩泥岩の互層にうつりかわる。川詰層はこのように岩質の側方変化に富み、堆積学的に興味ある問題をもっているが、最近では礫岩質の部分は海底扇状地 (submarine fan) として形成されたことが明らかになった (津田, 1978)。

## 6) 名立層

川詰層に整合にのる。北東部では含礫砂質泥岩から漸移するのに対して、南西部では川詰層の砂岩から急激にうつり変る。暗灰色の塊状泥岩よりなる。

## 7) 谷浜層

名立付近では下位に硬質な厚さ約30 mの安山岩質火山円礫岩を有するので名立層との境界は明瞭であるが、その他の地区では名立層と漸移関係にあり地層の区分を一線で割することはむしろ困難である。一般に塊状で青灰色の砂質シルト岩よりなる。局部的に凝灰質となり軽石の細礫をふくむ。

## 8) 地質構造

北部フォッサマグナ堆積盆地の北東端部を占め、新潟油田堆積盆地と接するこの地区の地質構造を支配するものは南北方向をとる褶曲構造である。この方向は新潟の油田構造がいわゆる新潟方向、すなわち北東-南西方向をとると対称的である。また、新潟油田の褶曲の波長が一般に4~5 km内外であるのに対して西頸城地方では例えば郷津背斜と焼山背斜の間の波長が10 km程度と大である。また

新潟油田地域の褶曲構造は雁行状を呈することが多いのに対して、北部フォッサマグナでは背斜や向斜は連続性にとんでいる。すでに述べたようにこの地方の構造が北にゆるく沈降するが、褶曲度は一般に南部で大で、北部では小である。すなわち南部の難波山層は $50\sim 60^\circ$ 内外の傾斜をとることが多く、しばしば直立あるいは逆転を呈する。綱子川、中ノ俣川、桑取川ぞいの川結層も直立あるいはそれに近い急傾斜を示すことが多い。これに対して名立層、谷浜層は $10\sim 40^\circ$ 程度と下位層にくらべて緩傾斜を呈している。

### 3 西頸城地方の地質と地すべりの関係

新潟県下の新第三系の地質と地すべりの関係については岩永(1974, 1975, 1976)、福本(1978, 1980, 1981)などをはじめとして、いくつかの総合的な調査が報告されている。筆者も新潟県治山課によって企画出版された地すべり調査総括書のⅢ, Ⅳ, Ⅴ(1980, 1981)の一部を分担し、県下の地すべりと地質の関係について多少の見解を述べた。とくにⅤのなかでは新潟県下を地質の古いほうから姫川流域、津川周辺・岩船・北蒲原・佐渡の頸城地方および魚沼地区に分け、岩質ならびに地質構造と地すべり発生の関係を図-1-2のようにまとめた。

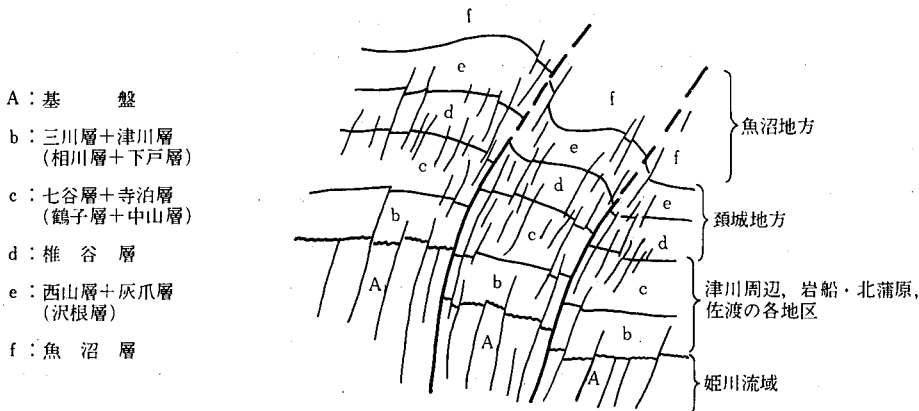


図-1-2 断層と褶曲にともなう小断層や亀裂

すなわち魚沼地方に広く分布する魚沼層や灰爪層の一部をのぞいて、元来新第三系は不透水層とみるべきものであるにもかかわらず、各地に多くの地すべりが発生しているのは、図にみられるような断層あるいは小断層や亀裂が地下水の浸透をうながし、地下の岩石の風化をもたらすからである。しかも、断層や小断層、亀裂の発達は地方によって異っている。例えば、西頸城や東頸城地方では能生谷層、寺泊層ならびに椎谷層中に多数の地すべりを発生しているのに対して、例えば北蒲原地方などはこれらの地層中に地すべりの発生をみない。地すべり発生をみない寺泊層や椎谷層こそ本来あるべき姿である。地すべり発生をもたらす断層や小断層や亀裂の形成に関しては槇山(1966)のモデル実験(図-1-3)を用いて説明した(津田ほか, 1970)。紙面の都合で詳細にわたる記述ができず、舌たらずの感をまぬがれないが、要するに今回の見学される平山、四十刈の両地すべりをふくむ西頸城地方の地すべりの地質からみた特徴を述べたつもりである。

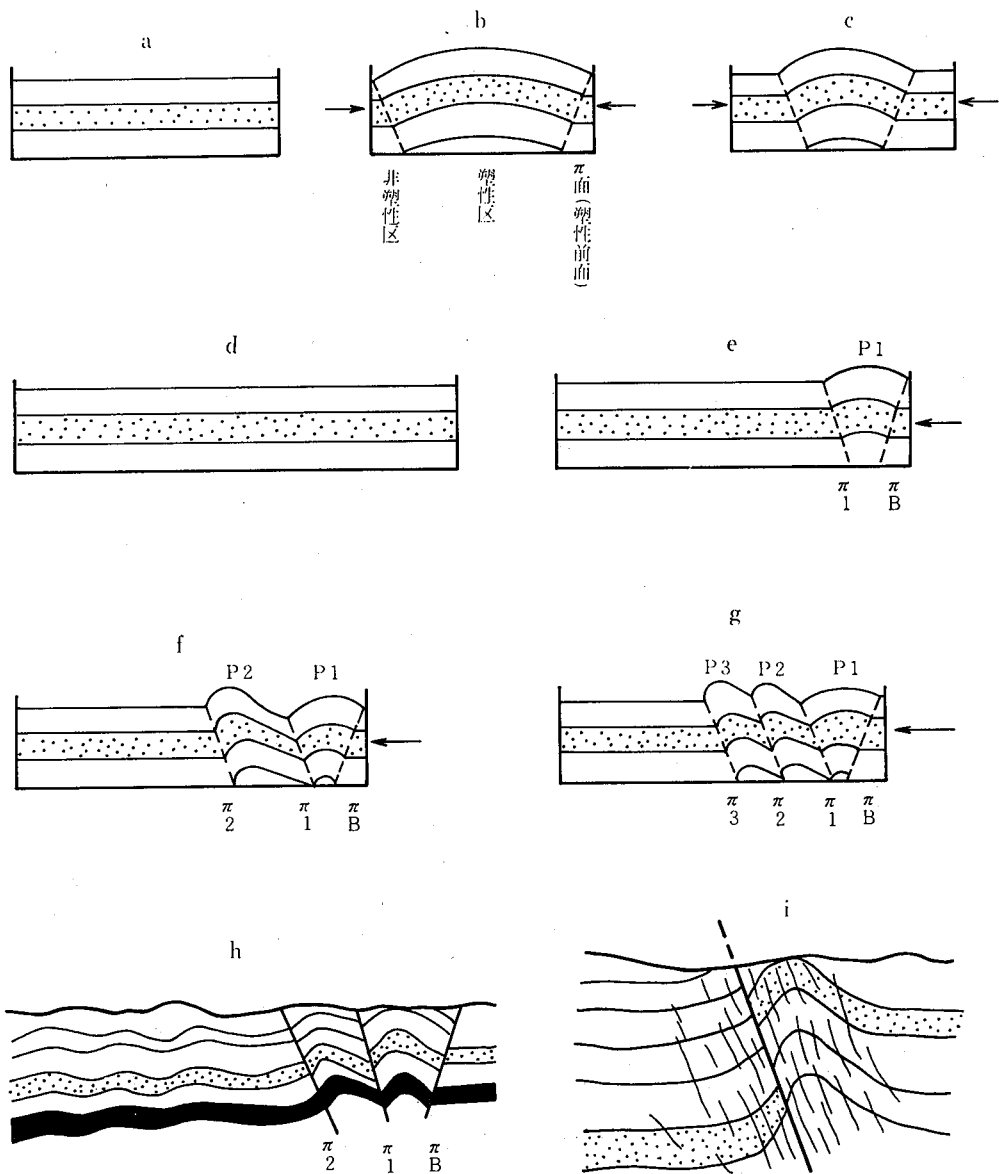
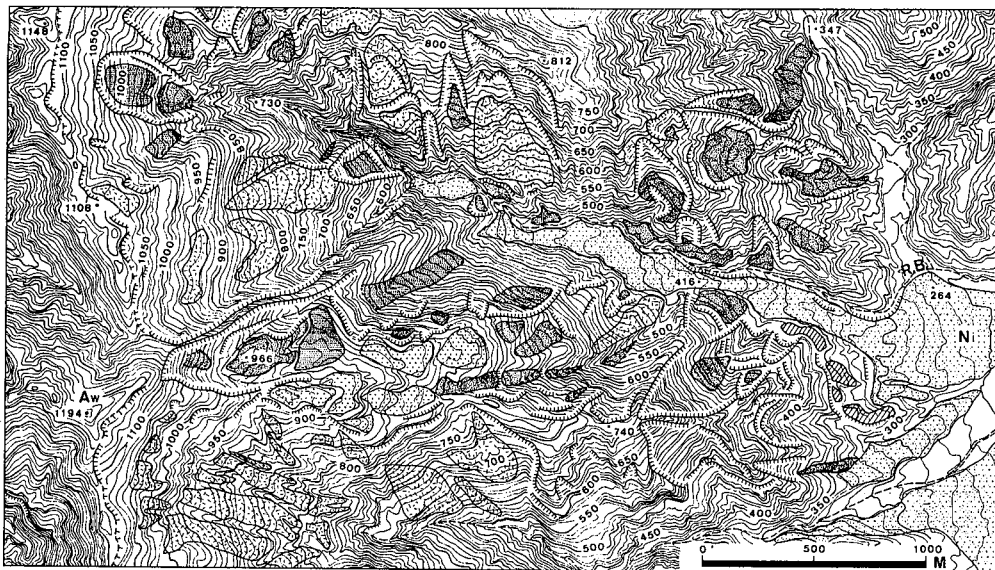


図-I-3 粘土によるモデル実験と地層の変形 ( 槇山次郎, 1966 )

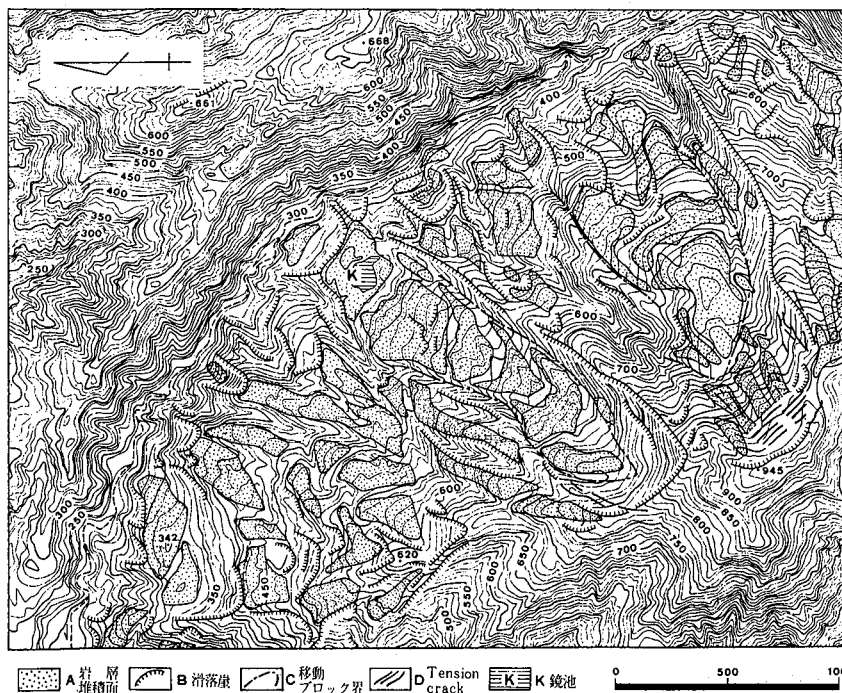
#### 4 難波山層の地すべり地形<sup>※</sup>

図-I-4, 5は鈴木郁夫(1980)による粟立山東斜面ならびに重倉山北方の難波山層中に分布する地すべり地形を示したものである。鈴木は図上では滑落崖と岩屑堆積面すなわち地すべり崩土の分布で地すべり地形を表現している。ただし, 図-I-4のD, Eは土石流堆積物などで地すべり地形そのものではなく, 地すべり以外の岩屑堆積面である。



A 砂岩堆積面 B 砂岩堆積面 C 砂岩堆積面 D 砂岩堆積面 E 砂岩堆積面 F 滑落崖 G 河川 Aw 粟立山 Ni 西野谷 R.B. 万内川

図-1-4 粟立山東斜面の地すべり地形 (鈴木, 1980)



A 砂岩堆積面 B 滑落崖 C 移動ブロック界 D Tension crack K 鏡池

図-1-5 重倉山北方の地すべり地形 (鈴木, 1980)

※「地すべり」は現在あるいは最近移動があったもの、地すべり地形とは過去に地すべりが発生したことがあるが、現在は安定した状態にあるもの、あるいは崩土が流出して地形的に過去に地すべりの存在したことが認められるものというように区分する (津田, 1981, 地すべり調査報告書, IV, 8 頁)。

図-1-4,5の両地区にとどまらず難波山層分布地には大型の地すべり地形が少なくない。粟立山南方の新井市側の難波山林道の急な法面では厚い地すべり崩土が、法面を切りとったままの状態で行道完成後二十年近くも経ているにもかかわらず厚さ数mに及ぶ地すべり崩土は安定したままである、このような状態は寺泊層や椎谷層の地すべり崩土の場合には到底考えられないことである。難波山層中にみられる地すべり地形は地すべり崩土を残しているにもかかわらず、最近活発な移動を行っているものは少ない。その証拠に地すべり地として指定をうけているものもない。これらの地すべり地形は流れ盤の形をとるものが圧倒的である。受け盤の斜面は急峻となり、地すべり地形の形成はむしろまれで、崩壊による崖錐が形成されやすい。難波山層分布地でも地史的時間の過去のある時代に集中的に地すべりが発生したが（そのような例として津田ほか、1969、Iwanage ほか、1977、山野井、1979）、その後は地すべり崩土の再活動があまりなかったものであろう。

難波山層中の地すべり地形内に分布する地すべり崩土は砂岩の角礫を多く含み、ときに粒径1mをこすものもある。崩土中にこのような角礫がみられるのは難波山層の岩質が新第三系では例をみない硬さを有するので、地すべり崩土中に礫として閉じ込められた後も風化に対する抵抗が強いからであろう。そしてこのような巨礫を崩土中に多量に有することが崩土内や崩土とその基盤の磨擦を大きくしているので再移動や周期的な地すべりを発生させにくくしているものであろう。

## 5 大貫地すべり

1979年11月18日上越市大貫地区内において移動土量120万立方mといわれる大型の地すべりが発生した。筆者は同月23日、28日の二回にわたり、同地をおとずれ地すべりの観察をおこなうことができた。そのおりのメモが残っていたのでその一部を記し、当時の地すべりの発生状況を述べることにする。

(1) 同地すべり地の地質は郷津背斜の東翼を占める能生谷層によって構成される。一般に走向（地層ののび）は北70°西から東西方向を示し、北に15°~20°かたむく。

(2) 滑落崖に露出する基盤の互層中には北20°西方向にのびる垂直に近い亀裂が顕著で、この亀裂面は滑落崖の露頭では垂直方向によく連続する。これらのことからこの亀裂は風化などともなう表面的なものではなく、褶曲運動ともなうものと考えられる。すなわちその方向は郷津背斜の方向と一致し、図-1-3のような形成機構をもつものと考えられる。しかもこの亀裂は化学的沈澱物によって結合されることがない。そのため、この地区の地質が元来不透水性の泥岩を主とするにもかかわらず、地下水の浸透が容易なため風化が著しく進行し、岩質は軟化している。

(3) 2に述べた亀裂は褶曲運動ともなうものであるから、滑落崖に近い部分のみならず、深部にまで及んでいる可能性が強い。このことは図-1-6の断面図にみられるように地すべり発生前の地形断面ACBが地すべり発生後にはACDEに変わった。このとき高さ40mに達する滑落崖の下部には基盤のかなり深部が露出したが、この部分にも亀裂が多く、風化が著しく進行しているのが観察された。

(4) 図-1-6の平面図の①の地点の道路ぞいの露頭では今回の地すべりのすべり面がよく観察できたが、その面は層理面と一致していた。この地すべりは滑落崖から東方にむけて約150mの間は層理面にそって極めて平坦なすべり面の上を移動したもののようである。このことは地すべり地の西半部の



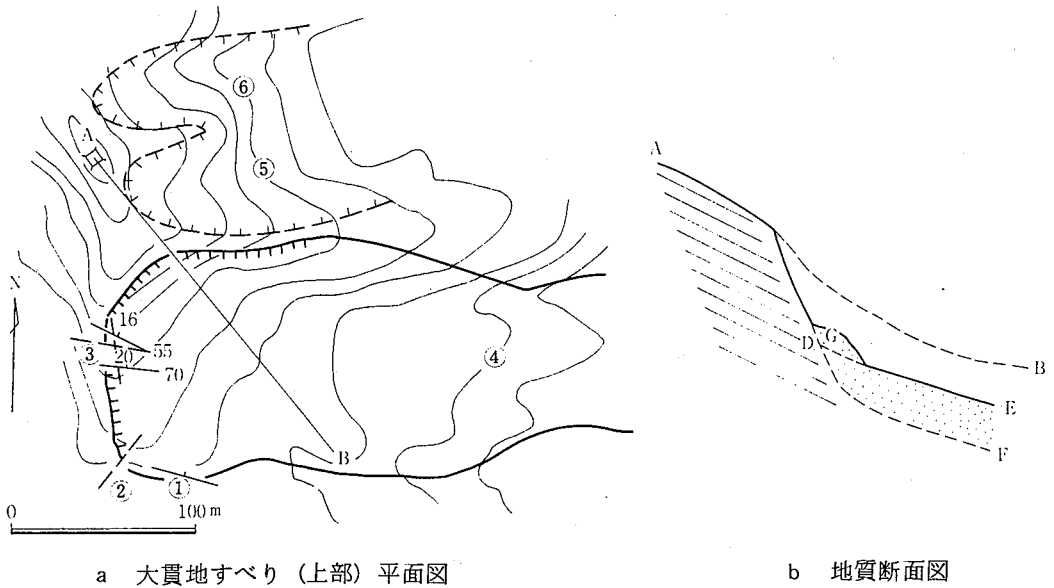


図-1-6

地形や、とくに図-1-6の平面図の④の周辺にみられる杉林が100 m以上も移動したにもかかわらず、杉の幹が東方にわずかに傾く程度で、ほぼ同様の方向を示していることから理解される。

(5) 今回の地すべりの北側には⑤⑥の二つの小規模な地すべり地形が認められるが、平山地すべりと同様な地すべり機構により形成されたものであろう。

### 主要引用文献

福本安正(1980, 1981) : 新潟県の地すべりと地質および地質構造の関係, (1), (2), 地すべり, 17巻, 3号, 4号。

岩永 伸(1974, 1975) : 新潟県下に分布する魚沼層群の地すべりと地質構造の関係について, (1), (2), 地すべり, 11巻, 2号, 3号。

岩永 伸(1976) : 灰爪層地すべりの概要, とくにその統計解析結果について, 新潟大地鉦研究報告, 4号。

Iwanaga, S., S. Nagata, K. Tsuda and T. Yamanoi(1977) :

The Imokawa Landslide - An example of geohistorical study of ancient landslide, 地すべり, 14巻, 1号。

岩永 伸, 西田彰一, 津田 粒(1959) : 黒色泥岩の分布地域にみられる地すべりの機構に関する一考察, 新潟応用地質研究会誌, 17号。

新潟県治山課(1978~1981) : 地すべり調査総括書, I~V。

鈴木郁夫(1980) : 地形分類図とその説明書, 土地分類基本調査「高田西部」, 新潟県。

津田禾粒, 岩永 伸, 西田彰一(1967), 新第三紀層地すべりと岩質および地質構造との関係, 災害地質討論会資料, 日本地質学会。

- 聿田禾粒, 岩永 伸, 永田 聡(1969) : 地すべり多発時代の提言, 第8回地すべり学会発表要旨。
- 津田禾粒(1979) : タービダイトからみた新潟積成盆地の発達史, 石油技術協会誌, 43巻, 5号。
- 山野井 徹, 石黒重実, 布施 弘, 神田 章(1974) : 新潟県の地すべりとその環境, 地すべり, 11巻, 2号。
- 山野井 徹(1979) : 新潟県小出町四日市地すべりの発達史, 地すべり, 16巻, 1号。

## II 四十刈地すべり地

〔地すべり防止区域名 東飛山〕  
〔指定面積 111.08 ha〕

福本 安正 (林業試験所)  
矢島 和昭 (糸魚川林業事務所)  
森 清 広 (明治コンサルタント(株))

### 1 地形・地質的背景

#### (1) 地形の特徴

四十刈地すべり地は名立川の上流約13kmの左岸に位置し、比較的急傾斜な地形となっているが、全体に丸みを帯びた丘陵性の斜面形態を有し、地すべり地特有の様相を呈している。

この地形の特徴は、東飛山部落南端の幸倉橋から紫雲谷までの名立川左岸、即ち東飛山地すべり地は低山性の地すべり地形であるのに反し、名立川右岸は急峻な山体を形成し、名立川を境に対照的な地形を呈している。

このような地形の相違は、地すべりの発生頻度や形態および沢の発達度からも特徴的にみられる。即ち、東飛山部落対岸の葎揃地区から四十刈地区にかけての名立川左岸の丘陵性斜面では地すべりが多発し、地すべり地内から流下する距離の短い沢が密に発達する。これに対して右岸側急斜面では地すべりの頻度は低く、むしろ急傾斜崩壊が主体であり、沢の特徴も一般に流下距離は長く深いV字谷(紫雲谷等)を形成するものが粗に分布するという傾向がみられる。

周辺地形のこのような特徴に加えて、調査地の地形的特徴として特記すべきことは、斜面中腹に顕著な平坦面が発達することである。この平坦面の成因については後で述べるが、平坦面下の地下地質は最大26.60mの厚さで沖積層(多くは地すべり崩土)が堆積し、岩盤との境界付近で腐植物混り粘土や砂礫を介在するなど、沼沢地性～旧河床の堆積環境にあったことを示している。

能生川との分水嶺から名立川に至る山腹斜面の中腹に横たわるこの平坦地の存在は、特に平坦地より下位の地すべり斜面に大きく影響しているものと考えられ、地すべり発生の素因と誘因、さらには防止対策を検討するにあたってその成因は重要な意味を持つものと考えられる。

#### (2) 地質的環境

名立川流域に分布する地層は、非火山性碎屑堆積物の海成層からなり、下位より火打山層、西飛山層、能生谷層、川詰層、名立層などの新第三系と第四系の段丘堆積層、沖積層とからなっている。そして北に向かって日本海に近づくほど上位の地層が露出するが、反転して長野県境に向うにしたがって下位の地層となっている。

四十刈地すべり地は、名立川の西岸にあり、斜面長約1.0km、15～20°の傾斜をなし、その山脚は名立川に達している。山嶺頂部付近を向斜軸(名立向斜)が北走し、この向斜の西側に焼山背斜、東側

に郷津背斜がほぼ平行しているが、名立川上流部では背斜軸が接近し、地形が急峻となり、衝上断層を含むいくつかの断層によって複雑な逆転構造を形成している。

四十刈地すべり地は、新第三紀中新世能生谷層に属し、砂岩・泥岩互層からなり、ほぼ南北に走向を有し、地すべり斜面に対し受け盤となっている。しかし、局部的には地層の逆転も認められる。

岩質について特徴的なことは、これらの地層はかなりの深部まで亀裂が発達していることである。亀裂面はスリッケンサイドを伴うことが多く、また亀裂に沿って粘土化して岩劣化を促進している。特に、砂岩との接触部付近でこの傾向が著しく、接触部での泥岩は決って破碎質で粘土化が進んでいる。

地すべり斜面内を横断する断層は、平坦面上の山脚部付近を西北西から東南東に伏在通過するものと、それに平行して下部斜面中腹部を横断するものとが予想される。いずれも地すべり区域外で明瞭な shear zone として確認され、各々この範囲で地すべり斜面を横断するものと推察することができる。

## 2 地すべり地の概要と移動経過の説明

当地すべり地は県治山課所管の東飛山地すべり指定区内に位置し、通称四十刈地すべり地と称されている。名立川の上流約13kmの左岸に位置し、能生川との分水界をなす山嶺頂部付近から名立川に至る延長約1kmの長大な地すべり斜面を形成している。地すべり斜面は名立川に直交して流れる多数の支溪によって幾つかの地すべりブロックに区分され、更にはその側方浸食や地すべり移動の経過に伴ってますます細分化される傾向にある。

各々の地すべりブロックは地形および地すべり移動の形態から、中腹の平坦面を境にして、大略上部（Aブロック）と下部（Bブロック）の2ブロックに区分される。各ブロックの概要は以下の通りである。

### (1) 上部ブロック

幅40～80m、長さ350mの斜面規模を有し、上部で比較的傾斜が強く25～30°の矩形を呈し、中～下部で10～20°のやや緩傾斜の末広がり状の斜面形態となっている。このブロックは1972年（昭和47年）春先に上部の急傾斜地帯で幅40～80m、長さ250mにわたる大規模な地すべりが発生し、末端の平坦地上に多量の土砂を押し出した。その対策防止工事として、1973～1974年（昭和48～49年）に杭打工、片法枠工、水路工を施工した（図Ⅱ-1参照）。それにもかかわらず、1974年（昭和49年）秋から翌1975年春にかけてBV-2の下流から幅30m、長さ75mにわたって移動し、BV-4付近が隆起した。それと共に斜面下部も活発な移動を開始した。その対策として杭打工、集水井工、土留工（片法枠、フトン籠）等を1975～76年に実施した。これらの防止工事によりBV-1～BV-4の間の移動は停止安定した。しかし、1977年秋になってBV-4の下流に亀裂が発生し、活発な移動を開始した。さらに1978年秋にはBV-13付近に亀裂が発生し、移動に伴ない、滑落崖の落差は2.0mに達した。

これらの移動を防止するため、1978～79年（昭和53～54年度）にかけて杭打工（2段）が施工されあわせて斜面下部の法面切取整地、水路工、暗渠工、土留工等の防止工事を実施した。

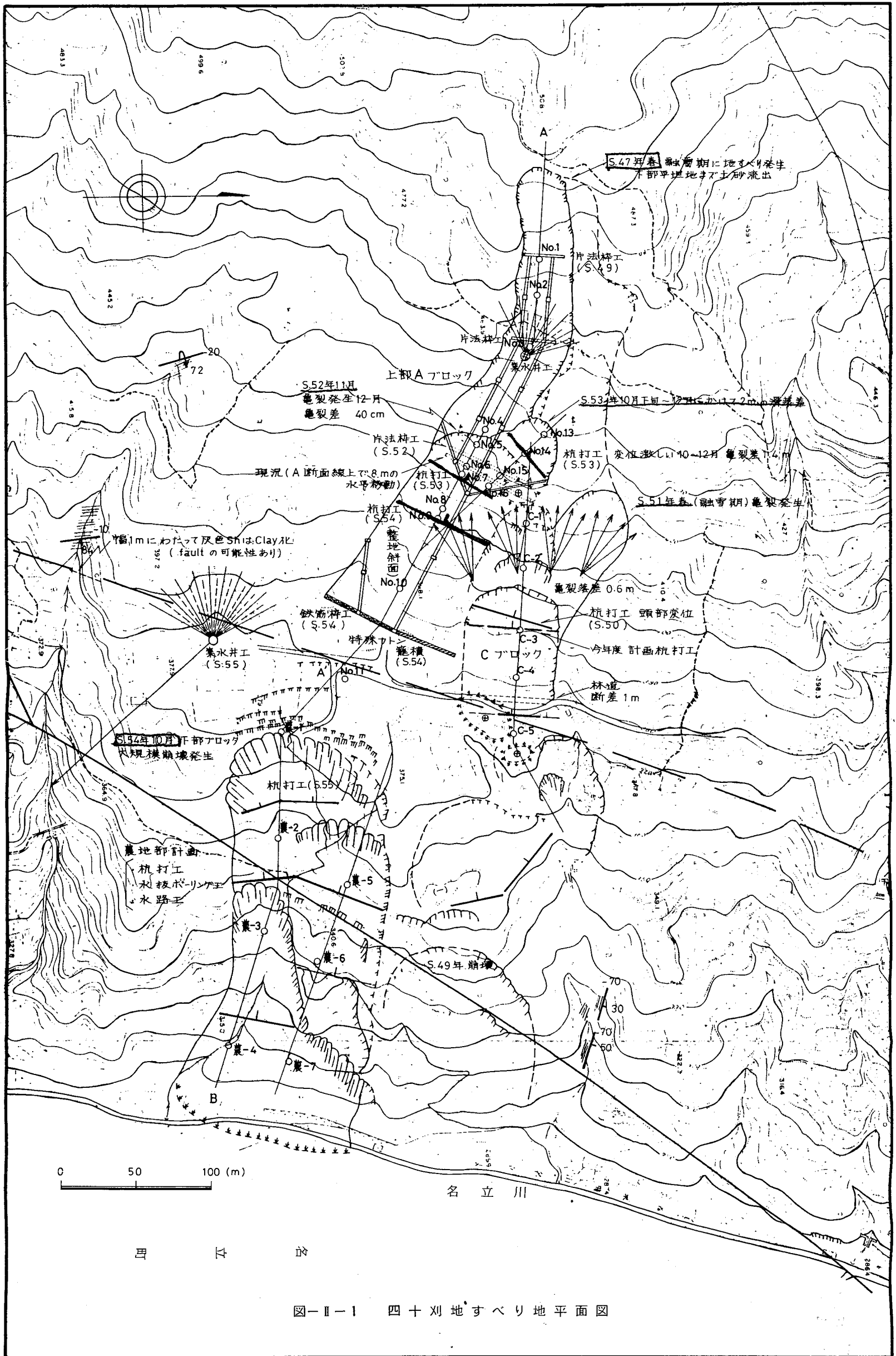


図-11-1 四十刈地すべり地平面図



この上部ブロックの主たる地すべり斜面（Aブロック）の経緯、現況については以上の如くであるが、図Ⅱ-1の平面図に示すように斜面中部の北側部（Cブロック）に顕著な移動が発生し、ここ2～3年の間に著しい地形の変状をもたらしている。

Cブロックは斜面長180m、幅50～70m、傾斜15～20°の起伏に富んだ斜面となっている。斜面内の地すべりは、1972年の主ブロックの崩壊と同時に頭部の滑落をみて以後、地すべり現象が顕在化し始め、1975年（昭和50年）に杭打工が行われて移動をある程度緩和させた。しかし、1977年（同52年）頃から再び緩慢な地すべり現象が現われ始め、杭の変位・転倒が目立つようになった。そして1978年（昭和53年）11月から翌79年3月にかけて、抑止杭の上部で亀裂・段差が発生し、斜面下部の林道が約1mの落差で陥没するにいたっている。さらに、末端の隆起帯から下部斜面にかけて亀裂が発生し始め、これを頭部にした下部への新たな地すべり活動が波及している。Cブロックのこれらの移動に対して、集水井工、杭打工等の防止工事が現在計画中である。

## (2) 下部ブロック

平坦地から名立川に至る長さ300m、幅300mの斜面規模を有し、新旧入り混った地すべり崩土が厚く堆積している。斜面の平均傾斜は20°前後であるが、支溪の浸食や崩土の2次移動により全般に起伏に富んだ斜面となっている。

下部ブロックでの地すべり現象は、1970年（昭和45年）に名立川に押し出す大規模な崩壊型すべりが発生している。その後、この斜面で崩土の再移動が頻繁となり、1973年以降、杭打工を主体とした抑止工が施工された。その結果、1976年（昭和51年）以降は溪流部での小規模な崩壊現象を除いては、ほぼ安定状態を維持した。しかし、1979年（昭和54年）から、中腹部での片法枠や水路の変状が認められるようになり、同9月下旬から10月初旬にかけて降り続いた雨の影響で、同10月8日早朝に平坦地端部を頭部にした南側過半部で幅100mの大規模地すべりが発生し、大量の土砂を名立川河床部に押し出して、農地、用水路に多大の被害を与えるにいたっている。

この地すべり斜面に対しては、現在、県農地部において災害復旧事業が進められており、圃場整地に併せて、杭打工、水抜ボーリング工等の地すべり防止工事が行われつつある。

一方、平坦地上では、大小の引張亀裂・段差が群発し、それが上部斜面にまで波及する勢いをみせ始めている。ここにおいて、平坦地を境にした上部ブロックと下部ブロックが一連の地すべり斜面をなす兆しが現われ始めた。今後の地すべり現象のいかんによっては、上部・下部両ブロックを含めたさらに大規模な地すべりへと発展する危険性が考えられる。そして現況では、下部ブロックの地すべり現象が上部斜面に影響を及ぼしつつある状態にまで発展していると言い得よう。

## 3 地すべり斜面の地下地質と地下水状況

地すべり斜面を構成する地質は、概略上位から地すべり崩土、風化岩、基岩の3層に区分されるが、平坦地下では腐植物混り粘土や砂礫などの沼沢地性～旧河床性の堆積物が岩盤上に直接のることが確かめられている。これら各層の構成状況は表Ⅱ-1の通りである。

表-Ⅱ-1 地すべり斜面の地質構成

層区分	土質・地質名	記号	構成状況	
崩積土	岩片～岩塊まじり粘土 砂質粘土	Ta	全般的に含水が多く、軟弱であることが多いが、部分的に泥岩や砂岩の岩片や岩塊が残存し、不均質な崩土層となっている。一部チャート、安山岩の礫混入する。	
沼沢地性 堆積物	岩片・有機物混り粘土 砂礫	Al	未分解繊維質の有機物を多量に介在し、旧湖沼性ないし沼沢地性の堆積物と思われる。Taとの境界は不明であるが粘土が主体を成し、一部砂礫も介在。	
能 生 谷 層	風化岩	砂岩・泥岩互層	Mw	泥岩は粘土化が進行する場合が多く、コアは粘土棒状ないし岩片まじり粘土状となる。砂岩も粘土化を伴い軟質でモロくくずれ易い、亀裂が多くスリッケンサイドが著しい。
	基岩	砂岩・泥岩互層	Mst	泥岩は局部的に亀裂に沿って粘土化し、軟質となったり亀裂が集中して角礫状コアとなるが、砂岩は比較的硬質な棒状コアが一般的である。 砂岩層中に薄層で介在する泥岩にはスリッケンサイドが著しい。

地下地質を構成する各層の性状は以下の通りである。

(1) 崩積土 (Ta)

土性は全般に砂岩・泥岩の岩塊や岩片の混じる不均質な粘性土主体層であるが、砂岩のくされ岩塊の混入により部分的に均質な細砂状を呈する。

岩片混り粘土は全般に含水多く軟弱で鋭敏比の高い土性を示す。岩片は多くは径5～10%の泥岩角片であり、複雑な地すべり履歴を有していると知れる。岩塊は、一部に硬質の小岩塊(30～40mm泥岩塊)を混えるが、大部分は砂岩・泥岩の風化岩である。N値は2～50の範囲を示すが、岩塊部でN値が大きく、表層数mはN値10以下が圧倒的である。

(2) 沼沢地性堆積物 (Al)

未分解繊維の有機物を多量に混入することで特徴づけられる。軟弱で含水の高い粘土を主体にすることが多いが、一部砂礫質となる。上位に地すべり崩土が厚く堆積しており、層区分は歴然としないが、有機物の混入をたよりに判別すればNo.10孔で1.40m、No.11孔で5.60mの厚さで直接岩盤上の上っている。既存資料によれば当堆積物の分布は、平坦地の山側で最深26.0mにも達する。

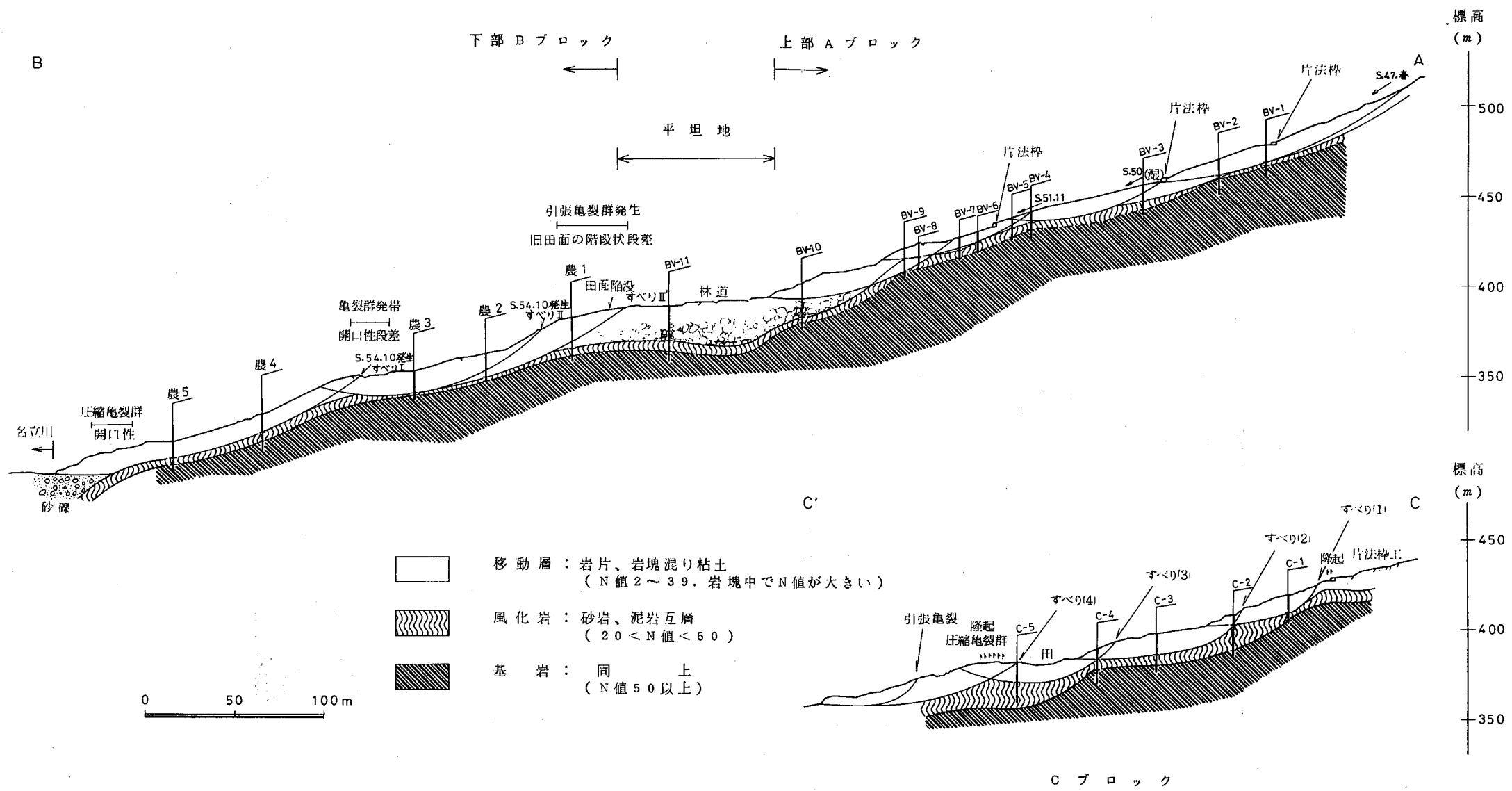


図-11-2 地すべり斜面地質縦断面図

### (3) 風化岩 (Mw)

砂岩・泥岩互層により構成され、泥岩がやや優勢である。一部凝灰岩層 (2.0 m<sup>±</sup>) をはさむ。泥岩は一般に粘土化が進行し、コアは多くは粘土棒状となり軟質である。砂岩は均一な細砂岩で一部風化核岩状に硬質部も残存するが、モロくくずれ易くなり軟質部が多い。

凝灰岩層は灰白色の酸性凝灰岩であり、大部分はベントナイト化しており、含水してかなり強い粘性をもっている。

N値は50以上が得られるものが多いが、上部で27~30程度にまで低下し、可塑化する風化岩の岩劣化の激しさが知られよう。また、このように可塑化した風化岩は、より含水すると斜面傾斜に応じて上層から徐々に地すべり土塊化へと移行していくであろう。地形勾配の比較的急な当斜面内では、言わば風化岩そのものが潜在的なすべり土塊であると言える。

### (4) 基岩 (Mst)

優泥岩・砂岩互層よりなり、概して泥岩が優勢である。

砂岩は全般に粒径均一な細~中粒砂により構成され、硬質で安定した岩盤である。泥岩も比較的安定した硬質部が多いが、亀裂の発達が顕著であり部分的に亀裂に沿って粘土化したり、亀裂が集中して角礫状コアとなったりする。N値は50以上が得られるが、いわゆる反発するような堅硬さを示すものではなく、10~25cm程度までの貫入量は見込める範囲である。

また、亀裂は深度に拘らずよく発達し、泥岩内でスリッケンサイドを伴うことが多い。特に砂岩層中に薄層で介在する泥岩層にこの傾向が強い。

地すべり斜面の地質縦断面図は図-Ⅱ-2に示す通りである。

同図にみられる様に、岩盤線は斜面の傾斜にほぼ一致して起伏に富んでいる。各ブロックの断面構成の特徴は次の通りである。

- 1) 上部Aブロックでは崩土厚さが平坦地上に押し出すBV-8孔より下方で厚いが、斜面上では5~9mと他ブロックに比較して薄い。岩盤線は平均20°の傾斜で、移動ブロック単位で起伏に富んでいる。
- 2) 下部Bブロックでは斜面内の主すべり方向で崩土厚さが農-2孔で12.30m、No.3・4孔でそれぞれ10.10m、9.40mと得られている。斜面勾配はNo.2孔を含む上部では5~10°、下部の流出区では20°平均の急傾斜となっている。

この地形勾配の相違は、斜面の移動機構に規制されており、両者の境部で移動形態が異なることを示す。すなわち、A断面図にみられるように斜面中腹部付近で岩盤線の勾配がやや緩くなり、ために地すべり移動に伴って斜面がやや隆起気味に迫り出す恰好となったと判じられる。下位のNo.3・4孔では岩盤線がほぼ斜面勾配と一致している。

また、風化岩厚さはNo.2孔で1.0mと他孔に比して薄く得られるが、これは風化岩内にすべり面が及んだためと考えられ、軟質化した風化岩の上部から地すべり土塊へと移行していくものと判じられる。(崩土内の中間層にN値33~35と大きく得られるのは、この移動岩塊部を示すものであろう)

側部の残留斜面では中部のNo.6孔で崩土厚さが20.30mにも達している。上部No.5孔で6.40m、末端のNo.7孔で8.40mの厚さとなることから、この側部の残留斜面が膨大な崩土により構成されて

いることがわかる。

- 3) Cブロックでは崩土層厚さは、斜面の頭部、中部および末端部で10~11mとなるが、それぞれの中間部では5.0~6.5mの厚さとなっている。頭部を除き、地すべり崩土の大部分は軟弱な岩片混り粘土が主を占め、複雑な地すべり履歴を経てもたらされたものである。特に中腹部と末端部では、それぞれ上部斜面での崩土厚さが薄くなっていることから、これらの位置が崩土の堆積区となっていると判断される。

斜面内での風化岩厚さは上部で14.50m、末端部で13.0mと平均的な厚さに比べ膨大なものとなって膨縮に富んでいる。ただ、これらの風化岩は亀裂の発達が顕著であり、局部的な亀裂に沿う粘土化が激しく、さらに一部にベントナイト化した凝灰岩層の介在がみられるなど、風化岩の全部が地すべりに対して不動層であるとは判定し難い面もある。少なくとも、その大部分が今後地すべり土塊へと移行する可能性を有していると考えられる。

- 4) 中腹の平坦面下では、岩盤上に直接沼沢地性~旧河床性の堆積物が分布するが20mにも及ぶ膨大な崩土により覆われており、上部斜面からの崩土の堆積区として位置づけられる。岩盤線は図-Ⅱ-2の縦断面線上ではほぼ平坦とみられるが、概して山側に深くなり最深部で26.60mにも達する。平面図に示した位置で昭和55年度に施工した集水井工の地質柱状の概要を図-Ⅱ-3に示す。砂礫層の分布は確認されなかったが、風化帯が山側に深くなる傾向が現われている。また、24.20m付近で薄いすべり面粘土が確認され南東方向に5度前後で緩く傾斜している。すべり面は明瞭な鏡肌を示し、その上部40cmは攪乱されて岩片混り粘土状となり、下面は硬質の泥岩となっている。目下のところ、このすべり面の形成時期や安定度、さらにその方向についても不明な点が多く、今後の課題として残されている。

次に、各ブロックでの地下水状況を、簡易揚水試験や地下水検層結果などから推察して、概略を取りまとめると以下のようである。

- 4) -1 上部Aブロックでは、概して地下水が少なく、斜面内で揚水量は得られないが、側壁部に沿う水みち的な流路が想定され、下部で滲出する。他ブロックと同様、下部のすべり面付近で地下水の回り込みが考えられるが、試験結果が得られていないので不明。
- 4) -2 下部ブロックでは、すべり面から風化岩内部にかけて揚水量が多く(2~4.7ℓ/min/3m)、透水系数も $10^{-4}$ cm/sec台が得られている。概して、亀裂の発達する岩盤内で揚水量が多く、流動層が認知される場合が多い。

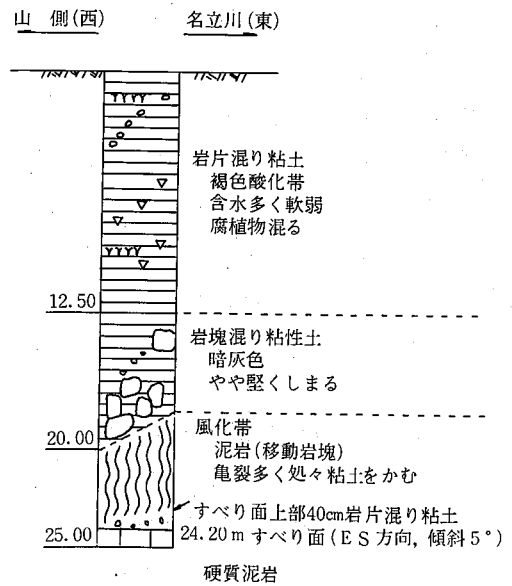


図-Ⅱ-3 平坦地上の集水井工柱状図



4)-3 Cブロックでは斜面上部から中腹にかけては深度20.0m位までの風化岩内に多量の地下水が賦存しており、その透水係数は $10^{-4}$  cm/sec 台とかなり顕著な帯水層（水みち）となっていると予想される。中腹部からは特異な水みちを形成して流下しているものと見做され、その範囲は分散して不定となる。

従って、この深い位置での排水を考える場合は、中腹部（B V54-3）までの範囲でなら比較的容易に、しかも多量の水を抜くことが可能であろうと予察される。

一方、崩土内の浅い位置の地下水は、斜面上部で比較的明確な水みちを形成していると予想され、中腹のB V54-3孔付近に集中するものと考えられ、上部斜面内での浅層地下水の排水も可能と考えられる。昭和55年度にこの範囲で水抜ボーリング工4群（ $\phi=50$  m, n=16本）が施工されている。

4)-4 平坦地下では、特定の水脈を形成する模様であり、山側での既存孔（集水井の山側）で30ℓ/minの揚水量が得られ、透水係数も $10^{-3}$  cm/sec 台と良透水性を示しており、地下水の貯留区としての性格を有するものと考えられている。

集水井（S55年）の排水口では、今夏8月現在で6~7ℓ/minの排水量が得られている。

#### 4 地すべり機構について

現在までの調査結果をもとにして、四十刈地すべり地の形態及び地すべり発生機構について考察すると以下の通りである。

##### (1) 地形・地質的素因

四十刈地すべり地において、地すべり発生の地形・地質的素因を考えるうえでもっとも重要な事柄は次の2点に要約される。

##### ① 能生谷層の岩質と地質構造

##### ② 地すべり斜面中腹の平坦地の存在

基盤をなす能生谷層は、泥岩・砂岩互層により構成され、耐風化・耐浸食性に乏しいうえに風化して含水すると容易に可塑性を帯びる性質を有している。含有粘土鉱物にモンモリロナイトが多いため、密度あるいは岩強度がもともと小さいという理由からくる岩質である。西頸城地方一帯に分布する地すべり斜面の基盤は圧倒的に能生谷層が多く、名立川流域に限っても能生谷層の分布域で地すべりが多発している。これらの事実からみても地すべり発生の地質的素因のひとつとして能生谷層の岩質を上げることは十分可能である。

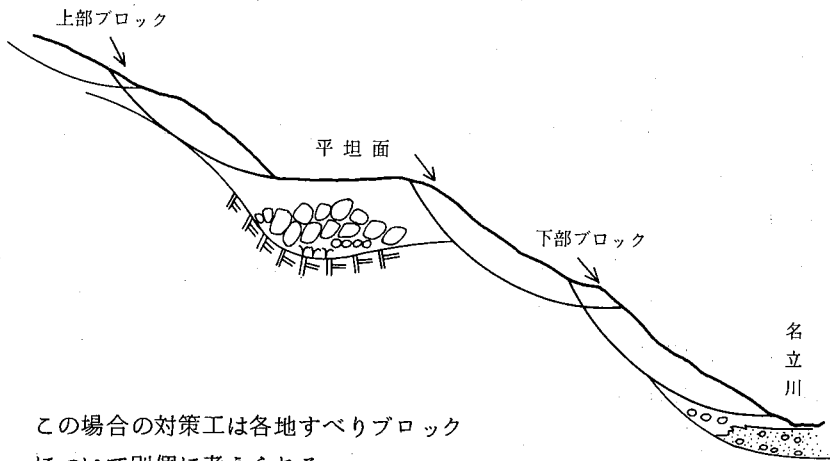
また、当地すべり地が尾根筋を通過する向斜軸（名立向斜）の東翼部に位置しており、周辺部での地層の著しい乱れや軸に平行した断層群の存在などから、激しい造構運動を被っていることが予想される。ボーリング結果でもかなり深い位置まで亀裂が発達しており、かつ砂岩との境部付近の泥岩は決って破碎質となるなどの傾向が認められ、造構運動時に著しい地層内擾乱（層内すべり）を被っていることが察知せられる。加えて岩質からは可塑化し易い性質を有するために、亀裂に沿う粘土化を容易にし、風化軟質化を促進するであろうことは十分理解される。また斜面内を横断する断層の存在は地下水の遮水効果を発揮し、地下水の集中化をもたらして風化・軟質化を促進するという意味で、素因として十分である。

②については、平坦地が地下水の貯留区となっているものと想定され、下部ブロックに対して重要な影響を及ぼすことになり、さらにはその防止対策を検討するにあたって、この平坦地がいかんして形成されたかが大きな意味を有してくる。

この平坦地は部分的にはあるが下部に有機物混り粘土（一部砂礫）が堆積しており、原地形が旧河床から沼沢地性の環境にあったものと推定される。又、上部の崩土内にも腐植土層が確認されている。最深部は26 mと深く、概して山側で深くなり、谷側でやや浅くなっている。つまりこの沢（又は凹地）の山側斜面は急崖をなして、その崩壊土砂が順次沢を埋めて平坦地を形成したようであり、地元聴取では、相対的に山側部が沈下、谷側が隆起しているとのことである。

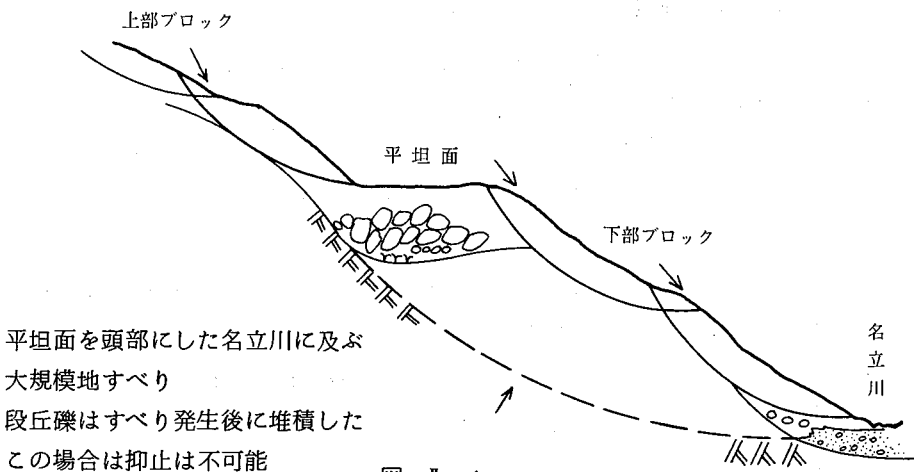
ここで平坦地の原地形の成因を想定すると、①単なる段丘面であり山脚部で沼地の環境にあった、②平坦地を頭部陥没地として名立川に及ぶ大規模地すべりが発生した、の2通りが上げられる。これらを模式的に示すと図-Ⅱ-4のようになる。

① 段丘面の場合



この場合の対策工は各地すべりブロックについて別個に考えられる。

② 大規模地すべりの場合



平坦面を頭部にした名立川に及ぶ大規模地すべり  
段丘礫はすべり発生後に堆積した  
この場合は抑止は不可能

図-Ⅱ-4

想定①の場合は、平面図を境に上部と下部の地すべり斜面は別個に考えられる。すなわち、平坦面は上部地すべり崩土の堆積区にあたる。これに対して想定②の場合は、この深部すべりの動向に密接に関わっており、上部ブロックを含めて現況の地すべり現象は全てこの深部すべりに起因し、通常の地すべり防止工では抑止し切れない。

これら成因のうちいずれが正論であるかは現在のところ不明であり、今後検討すべき課題として残されよう。

また、集水井内で露出した深度24.20 mでのすべり面が、上部ブロックの深部すべり面の現われであるが、或はその方向がやや上流側（E S方向）に緩く傾斜していることから、単に平坦地内での移動を示すものであるのか、さらにその形成時期、安定度等についても不明な点が多い。

平坦面の成因を含めて、今後追求すべき問題が多く残されているが、少なくとも現況では、地下水の貯留区として地すべり斜面の中腹に横たわる平坦地の存在は、下部地すべり斜面に対して地下水の供給源として大きな位置を占めている。

## (2) 地すべり発生の誘因

現在の地すべり現象あるいは、今後発生する可能性のあるすべりは、大部分が崩土内の2次すべりである。その崩土の厚さは、平坦面下や名立川に面した斜面末端部では20 m以上にもおよぶが、上部Aブロック斜面内では6~10 m、下部Bブロックでは10~15 mであり、いずれも岩盤線の起伏に応じて変化している。2次すべりの発生はこれら不安定な崩土斜面の均衡化、あるいは岩盤線の勾配に応じて細分化され順次派生していくようである。これらの2次すべりの動きはいずれも遅々とした慢性的な粘性移動をしめしている。地すべり崩土は泥岩の角片を混える粘土で構成され、含水すると容易に軟泥化し流動化する。すなわち、融雪時や豪雨時における崩土内の地下水位の上昇（土質の軟泥化と間げき水圧の上昇）が、慢性的な粘性移動の誘因であると言える。

とくに下部ブロックについては、地下水の貯留地区となる平坦面から供給される地下水量の増減が、慢性的な地すべり発生の大きな誘因となっていたものと想定され、それが、やがては昭和54年10月8日の大規模崩壊にみられるように、急激な破壊を招いたものと考えられる。

表-Ⅱ-2 地すべり防止工事一覧

ブロック	施工年度	地すべり防止工事	摘要
上部 Aブロック	1973年(昭和48年)	杭打工2段(φ318.5, t=10.3)	斜面上部および中部
	1974年(昭和49年)	土留工2列(片法枠工) 水路工	斜面上部
	1976年(昭和51年)	土留工(片法枠工, フトン籠工) 水路工	斜面中部(土留工は移動が激しく、現在は撤去)
	1978年(昭和53年)	集水井工 1基 $l=10m$	斜面上部

ブロック	施工年度	地すべり防止工事	摘要
	1979～80年 (昭和54～55年)	杭打工2段 (φ 406.7, t=12.7)	斜面中部
		杭打工1段 (φ 406.7, t=12.7)	斜面中部
		法面切取整地 水路工, 暗渠工 土留工 (鋼性自在枠, 大型フトン籠)	斜面中部
	1980年 (昭和55年)	集水井工 (ライナープレート) $\phi=25\text{ m}$	平坦地上
下部 Bブロック	1972～73年 (昭和47～48年)	杭打工 (φ 318.5, t=6.9～10.3) 堰堤工2基 土留工 (片法枠工)	
	1980年 (昭和55年)	杭打工 (φ 406.7, t=12.7)	昭和54年度災害発生後斜面上部
	1980年 (昭和55年) 以降	杭打工2段 水抜ボーリング工 水路工, 暗渠工 土留工 (フトン籠工)	県農地部災害復旧事業として現在施工中 圃場整地含む
Cブロック	1975～76年 (昭和50～51年)	杭打工 (φ 318.5, t=10.3)	斜面中腹
	1980年 (昭和55年)	水抜ボーリング工 4群16孔	
	1981年 (昭和56年) 以降	杭打工2段 (φ 318.5 厚肉) 集水井工1基 水抜ボーリング工	現在計画中 下部斜面は次年度以降の調査計画あり

## 5 上部Aブロックの移動の経過、調査・諸観測および防止対策工事の例

1976年(昭51年)から移動が活発化したCブロックについては、現在調査を継続中であり、調査結果をもとに対策防止工事がこれから実施されることになっている。又、下部ブロックについては、現在県農地部で災害復旧事業が行われている。しかし、1972年融雪期の災害以来、移動を続けてきたAブロックは、調査および移動諸観測にもとづき、防止対策工事を施工した結果、激しい移動が停止するに至った。移動中に防止工事を継続しながら行った諸観測によって得られた地すべり斜面の挙動および斜面安定の力学計算について述べると、以下のごとくなる。

(1) Aブロックの調査および観測結果

1972年融雪期に斜面上部(図-II-5参照)から、地すべりが発生し、土砂流となって下部ブロック(BV-11付近)までおしだした。その防止対策として1973~1974年に杭打工、土留工等を図3、4に示す位置に施工した。それにもかかわらず、1974年秋から翌75年春にかけてBV-2の下流から幅30m、長さ75mにわたって移動し、BV-4付近が隆起した。

これに対して、ボーリング調査、揚水試験、塩ビ管ヒズミ計・孔内傾斜計による地中変位量測定および地表変位測定を行い、これらの調査結果にもとづき、杭打工、集水井工、土留工、法切工等の防止工事を実施した。

1) 土質累重、地すべり面、透水性について

地すべり地の斜面上部から末端部にかけて18孔のコアボーリングを行い、土質累重状態、地すべり面の深さを調査した。その結果は図-4,5の土質縦断図および表-II-3ボーリング結果一覧表のとおりとなった。

また、BV-1, BV-2において揚水試験を行った結果、透水係数はBV-1においては $1.34 \times 10^{-6}$ 、 $2.21 \times 10^{-6}$  cm/sec, BV-2においては $3.04 \times 10^{-5}$ 、 $8.79 \times 10^{-6}$  cm/sec であっていずれも透水性が低い。

表-II-3 ボーリング調査結果一覧表

ボーリング(BV)	掘削深度(m)	孔内水位(m)	崩土層		風化岩		基岩		地すべり面深度(m)	備考
			厚さ(m)	N値	厚さ(m)	N値	分布深度(m)	N値		
1	17.00	-2.70	8.80	-	2.30	-	11.10~	-	8.80	-
2	20.00	-0.00	8.80	-	1.40	-	10.20~	-	8.80	19.30mで1時的に10ℓ漏水
3	17.00	-1.60	9.15	-	3.85	-	13.00~	-	9.15	-
4	15.00	-3.70	5.80	-	3.20	-	9.00~	-	5.80	9mで完全漏水, 10mまでに回復
5	12.50	-0.90	5.60	-	4.00	-	9.60~	-	3.25	岩盤内で漏水する。
6	12.50	-1.40	5.80	-	4.00	-	9.80~	-	5.15	〃
7	13.00	-2.23	7.20	5~13	1.80	21	9.00	42~50以上	7.20	4m付近まで孔壁の張り出し多い
8	12.50	-3.70	6.50	-	6.00<	-	未確認	-	7.50	岩盤内で漏水する
9	17.00	-3.70	5.90	-	6.80	-	12.70~	-	12.70	6~9mおよび13m以深で漏水
10	25.00	-0.90	16.60	-	3.00	-	21.00~	-	7.30	16.60~18.00m間沼沢地性堆積物
11	30.00	-1.65	12.60	-	6.90	-	25.10~	-	-	16.20~18.20m間沼沢地性堆積物
13	19.00	-2.40	4.60	-	10.35	-	14.95	-	6.25	15.90mで全漏水18.30mで回復
14	14.00	-3.60	6.10	3~11 岩塊部 36	5.90	12~50	12.00	50以上	10.25	4.80mで全漏水
15	19.00	-1.80	5.70	-	9.80	-	15.50	-	6.70	孔壁の張り出し有り
16	18.00	-2.26	6.45	3~8	8.55	16~50	15.00	50以上	9.00	10m以深で10ℓ/分漏水

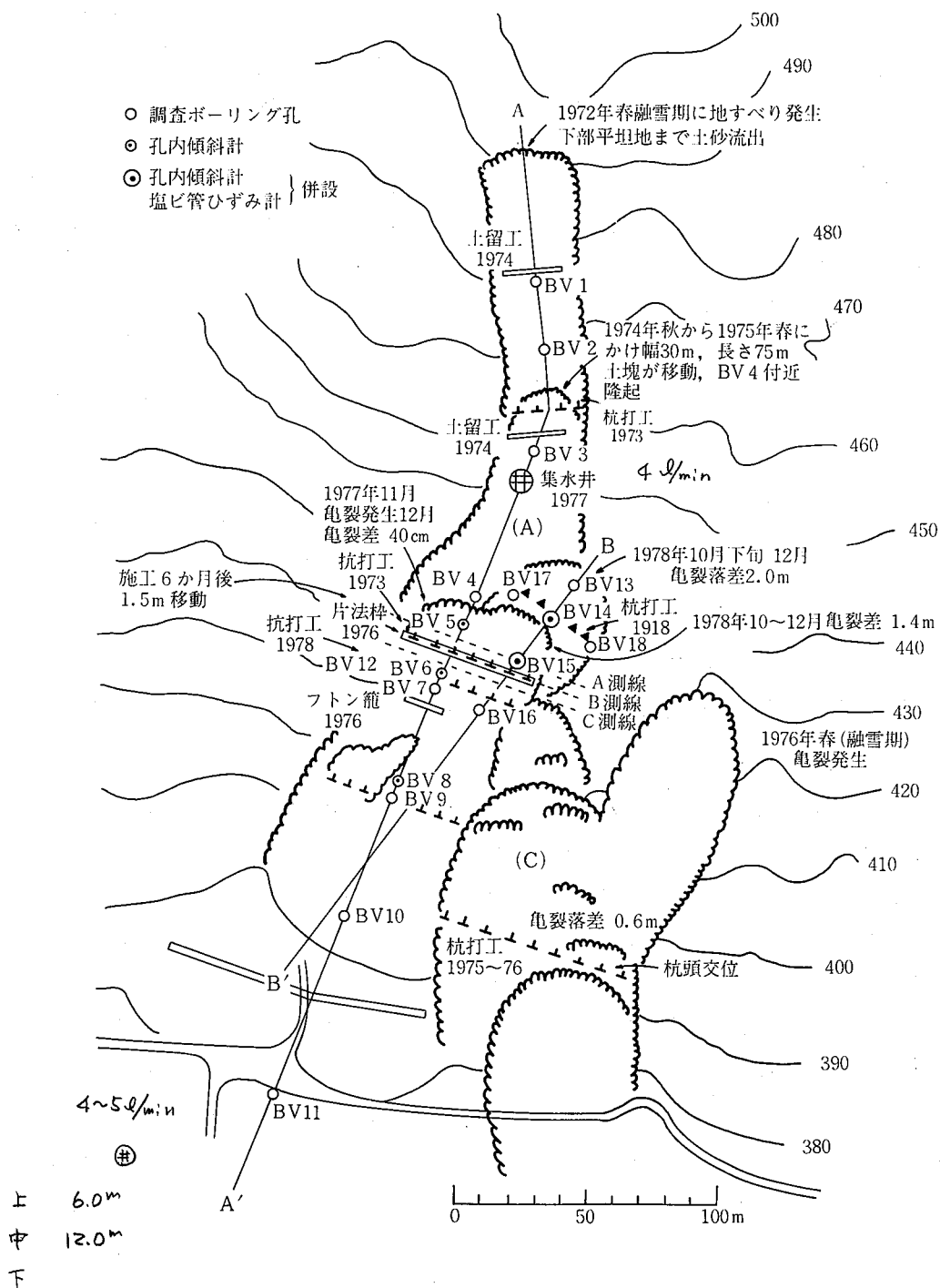


図- II - 5 四十刈地すべり地上部ブロック平面図

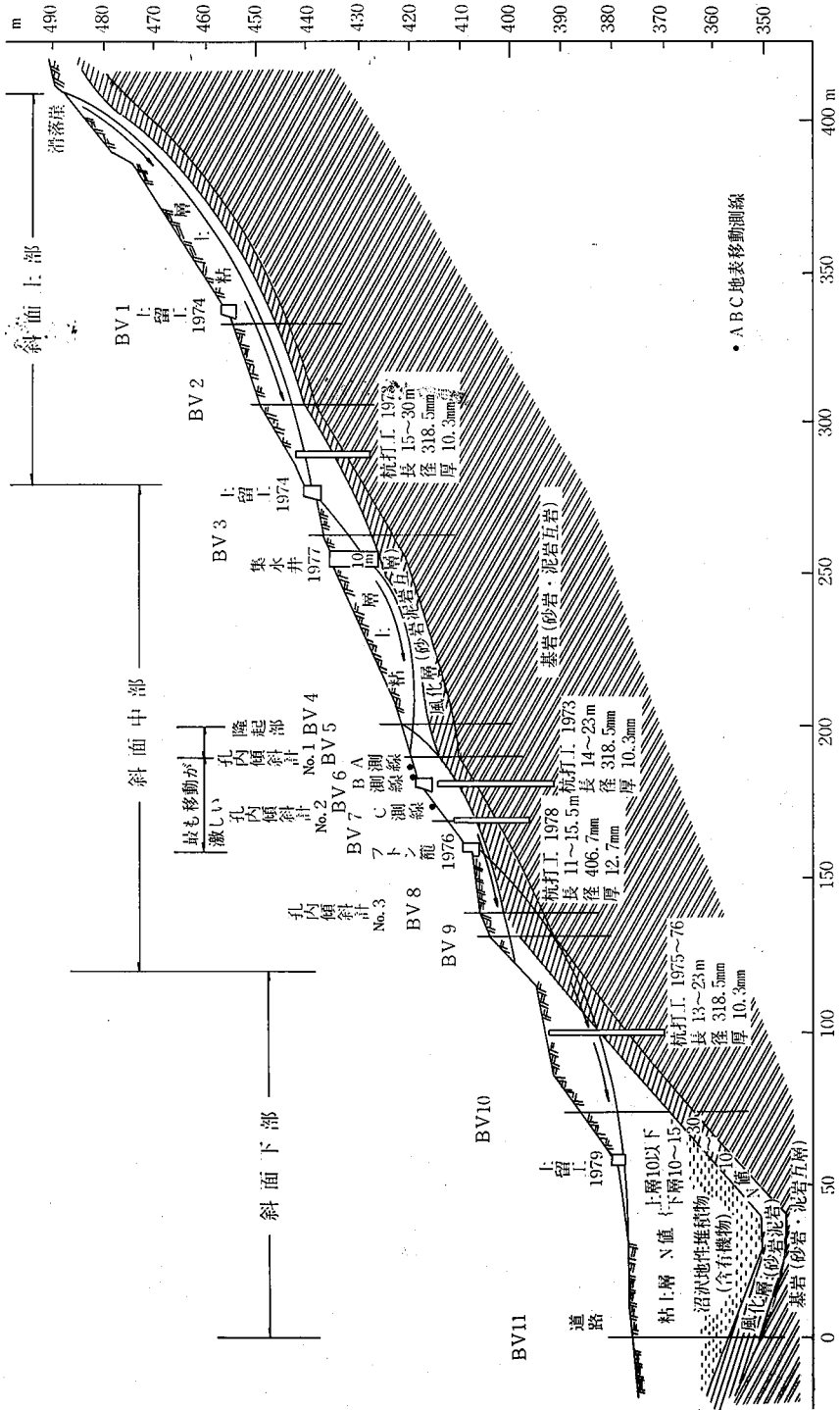
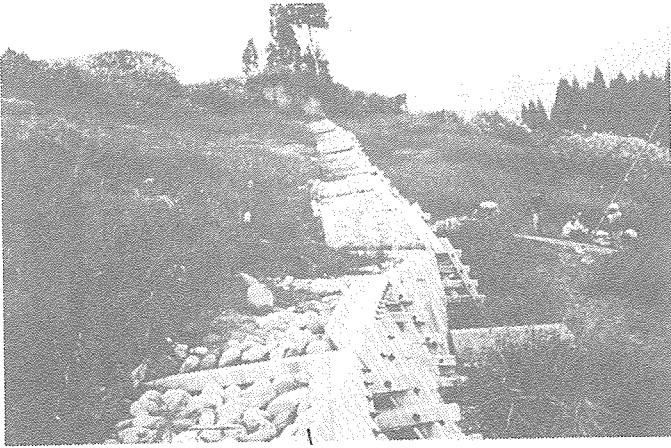


図-11-6 A-A'線土質縦断面(計測器・防止工種配置)

◀ 写真 1

施工完成当時の法枠土留工



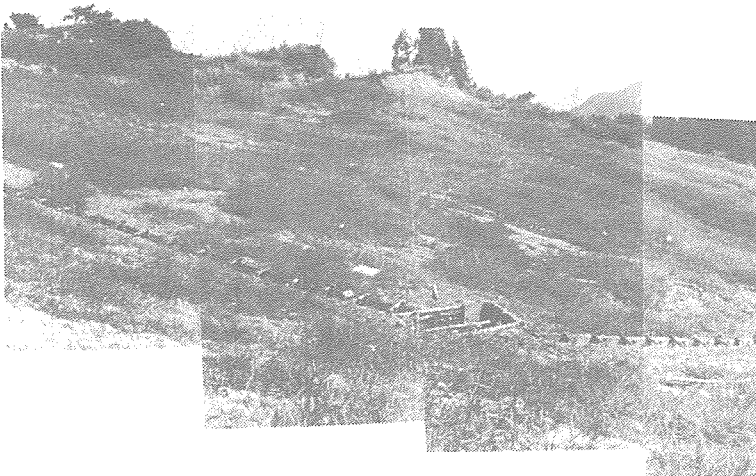
◀ 写真 2

施工 6 ヶ月後地すべりにより  
1.5 m 移動した法枠土留工



◀ 写真 3

法切整地後の状態 (一九八一・八撮影)





## 2) 斜面の地中および地表の変位測定

斜面土塊移動の観測は、(1)1977年最も移動が激しい斜面中部(図-4参照)のBV-5~BV-8の間において孔内傾斜計3器をBV-5, BV-6, BV-8 ボーリング孔に設置し、地表から垂直方向に50cmごとの土塊の変位を測定した。またBV-4~BV-6の間に横断方向に80mのA, B, C 3測線の移動量測定線を設け、地表の水平および垂直変位を計測した。

(2) 1978年B-B'線斜面(図-II-9参照)において孔内傾斜計と塩ビ管ひずみ計それぞれ2器を併設し、D, E, F地点においてA-A'線同様に横断方向に移動量測定杭を設置し、地表の変位の測定を行った。

### 2)-1 A-A'線の変位

#### ㊦ 孔内傾斜計による地中の変位

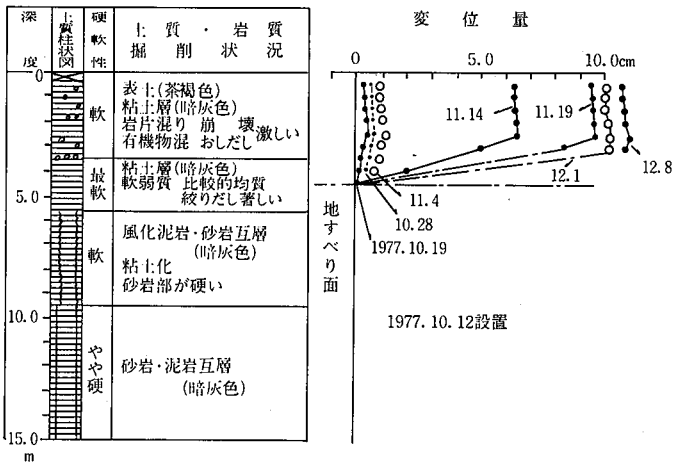
使用した測定器は、OYO-TERR製MP-20であって、ボーリング孔にアルミケーシングを挿入し、孔壁との間隙には充填材を注入した。アルミケーシングには2方向に溝があり、この溝に沿ってプローブを挿入しながら地中の変位を測定する構造となっている。

No.1~3孔内傾斜計の測定結果を示すと図-II-7のとおりとなる。この図が示すごとく、変位が最も大きく、しかも早期に発生するのは地すべり斜面上部のNo.1孔内傾斜計であって、10月から12月までの2か月間の変位量は10cmを超えた。変位状態はすべり面においてせん断的に変位し、深さ3.5mより地表にかけての変位量は同値となっている。これに比し、No.2孔内傾斜計の変位量の増大過程はNo.1孔内傾斜計よりも遅く、その量も小さい。しかも変位量は地下ほど小さく、地表に近づくほど大きくなっている。このことは斜面土塊が地すべり面で変位が進行すると、徐々に地表に向かって塑性破壊する状態を表わしている。なおこの地点の地すべり面の深さは5.0m付近である。

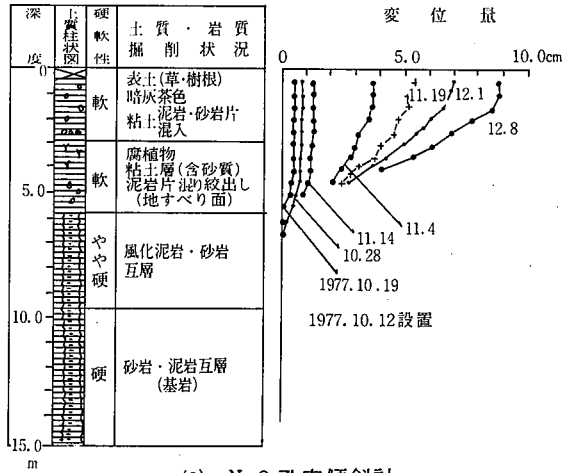
No.3孔内傾斜計の変位量はきわめて小さく、2か月間で最大点がわずか1.4cmとなっている。活発な移動を続けている斜面においても移動冠頭部から末端部まで移動が伝達されるまでにはかなりの日数が要することを表わしている。また変位状態は地すべり面付近と地表付近で変位量が小さく、その中間が大きくなっており、地すべりの末端部における圧縮応力の分布状態を表わしている。つまり、この地点においては地すべり面の形成が未完成の状態にあることをNo.1,2孔内傾斜計の変位状態との対比で推察することができる。

変位の伝播について考察すると、No.1とNo.2孔内傾斜計の斜距離は21.0m、深さ2.0mの地点における変位量はNo.1孔内傾斜計が11月14日6.4cm、No.2孔内傾斜計が11月14日3.4cm、12月1日6.2cmとなっている。この期間のひずみ量は $3.0 \times 10^{-3}$ 、ひずみ速度は $5.5 \times 10^{-8}$ /分となる。

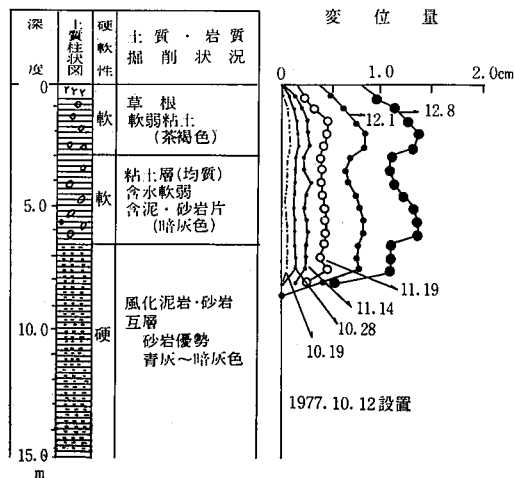
また、No.2とNo.3孔内傾斜計の斜距離は33.9m、深さ2.0mの変位量はNo.2孔内傾斜計が10月19日0.5cm、11月4日1.2cmであるのに対し、No.3孔内傾斜計は11月19日0.45cm、12月8日1.35cmとなっている。したがってひずみ量は $3.8 \times 10^{-4}$ 、ひずみ速度は $7.5 \times 10^{-9}$ /分となる。



(1) No. 1 孔内傾斜計



(2) No. 2 孔内傾斜計



(3) No. 3 孔内傾斜計

図- II - 7 孔内傾斜計の変位と土質累重

⑥ 地表の水平および垂直変位

A, B, C 3 測線の水平および垂直変位の計測結果は図-Ⅱ-9に示すとおりとなった。この図から次のように考察される。

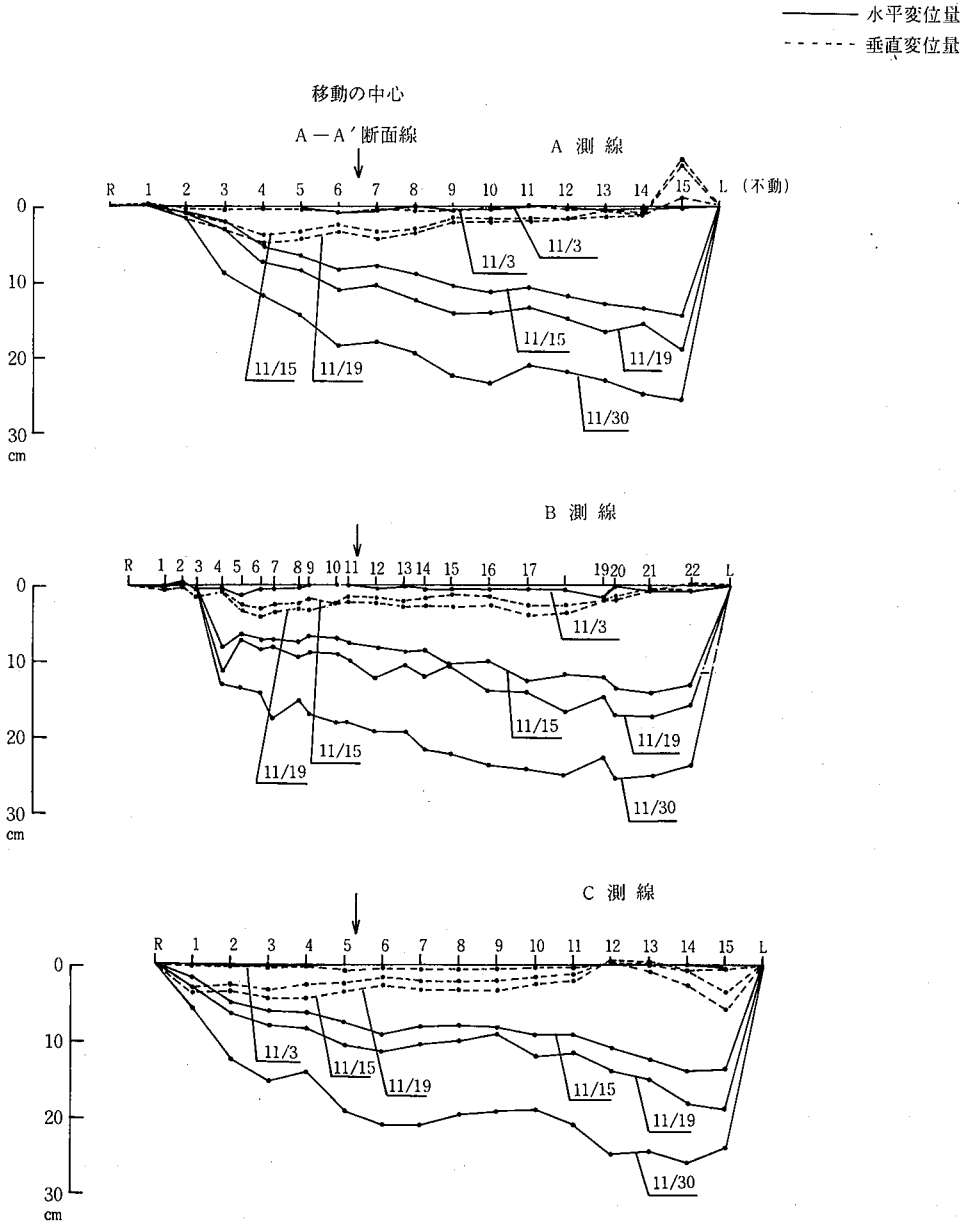


図-Ⅱ-8 地表移動量(水平・垂直変位) A-A'線

- (1) 斜面移動の中心は図-Ⅱ-9に矢印にて示したが、各測線の水平変位は中心より右側が大きく、左側が小さくなっている。
- (2) 垂直変位量は水平変位とは逆に左側が大きく、右側が小さくなっている。そしてまた、垂直変位量は水平変位の1/4~1/5となっている。
- (3) A測線No.8の水平変位(10月21日~11月30日)が19.4cmであるのに対し、No.1孔内傾斜計の地表移動量は10cmであって2:1となっている。これは孔内傾斜計の剛性の影響によるものと考えられる。

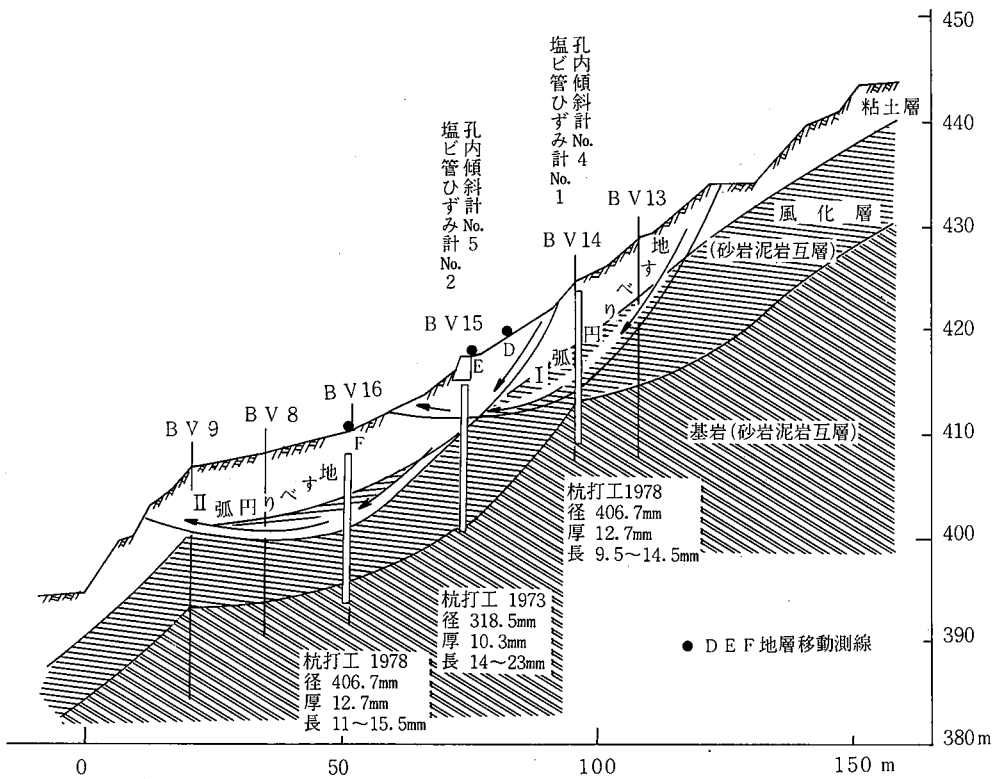


図-Ⅱ-9 B-B'線土質縦断面図

## 2)-2 B-B'線の変位

### ⑨ 孔内傾斜計および塩ビ管ひずみ計による地中の変位

図-Ⅱ-9のB-B'線土質縦断面図に示すごとく、地すべり円弧Ⅰの中腹部のBV-14と末端部のBV-15(地すべり円弧Ⅱの冠頭部)に孔内傾斜計と塩ビ管ひずみ計をあわせ測定を行った。その結果を示すと図-Ⅱ-10および11のごとくなる。

これらの図を解析すると、次のようになる。

- (1) No.4孔内傾斜計の変位量は深さ10m付近のすべり面の変位量が大きく、地表に近づくにしたが

って小さくなっている。しかも、深さ 5.0 m~10.0 m の間の変位量は最初の段階ではほぼ同じく、変位量が 1.0 cm を越える 9 月 28 日から深さ 6.5 m 付近の変位量が最も大きくなり始める。このことは、地すべり面に発生した変位が徐々に地表に伝播する状態を表わすが、その場合すべり面より約 5.0 m の間の変位量は同じで弾性的変位をなすが、変位が増大する過程で変位量は不均一となり、このことは粘塑性変位へ移行を表わしているものと考察することができる。この状態は塩ビ管ひずみ計の測定にもあらわれている。

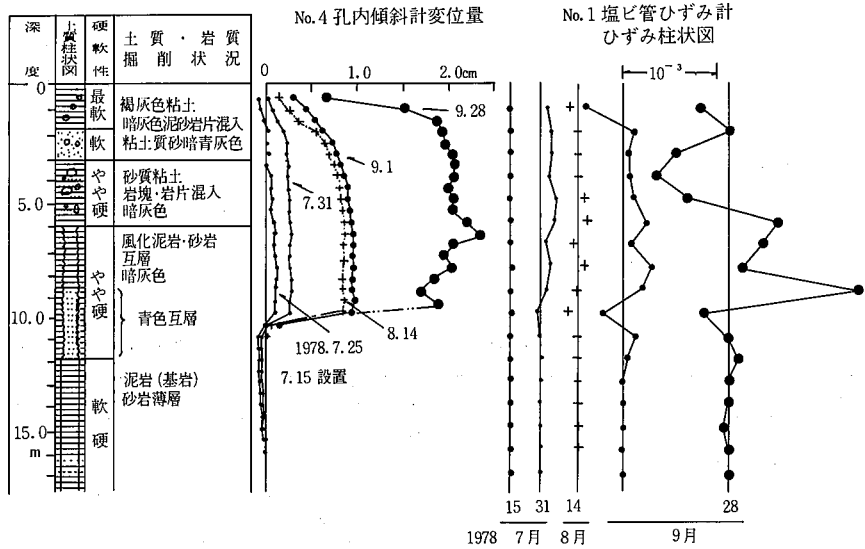


図- II - 10 孔内傾斜計・塩ビ管ひずみ計測定 (BV-3 孔)

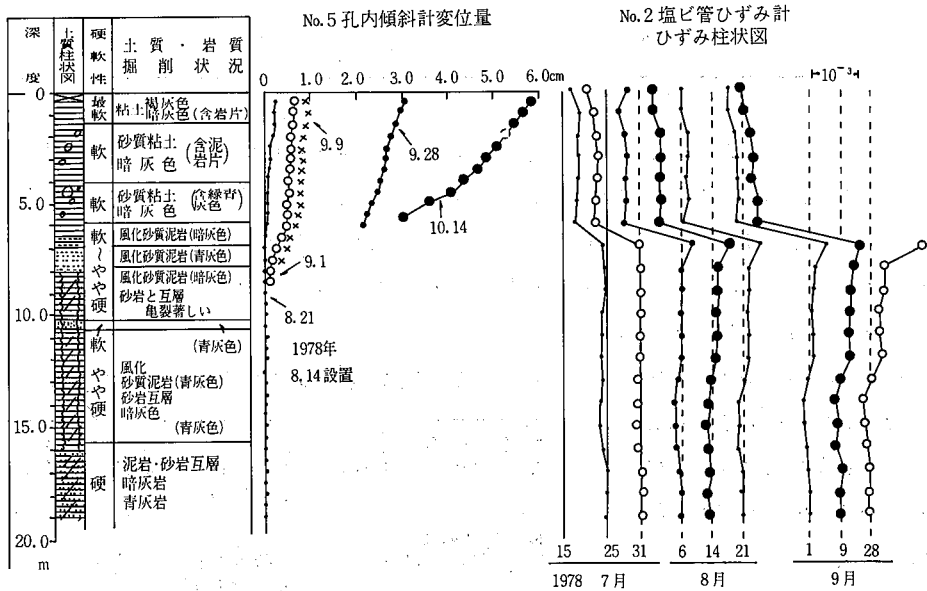


図- II - 11 孔内傾斜計・塩ビ管ひずみ計測定 (BV-5 孔)

塩ビ管ひずみ計の9月28日ひずみ分布はピークが+側に2つ、-側に1つあり、2層のすべり面のごとく解されがちであるが、これは前述の土塊の粘塑の変位によるものであり、管頭に近づくと-となるのはパイプの剛性により拘束反力が作用することを表わしている。

(2) No.5 孔内傾斜計は地すべり面が6.5 m 付近であり、これより上層にかけ変位が急増している。このことは地表に近づくにいたがって塑性流動化している状態をあらわし、地表移動量測量結果と照合するとさらに明解となる。またなぜこの地点の地表付近の塑性破壊的変位が著しいかは、この地点が地すべり円弧Ⅰの末端部であるが、地すべり円弧Ⅱの冠頭部でもあって複合部分となっており、受働応力と主働応力が2重に作用する地点にあるからである。

(3) 地すべりの冠頭部の滑落崖からNo.4 孔内傾斜計までの7月15日から9月28日までの75日間の地すべり面のひずみ量は  $6.4 \times 10^{-4}$ 、ひずみ速度は  $5.9 \times 10^{-9}$ /分である。また、No.4 ~No.5 孔内傾斜計の9月9日から10月14日までの35日間の地すべり面におけるひずみ量は  $9.6 \times 10^{-4}$ 、ひずみ速度は  $1.9 \times 10^{-8}$ /分である。A-A' 断面のひずみおよびひずみ速度もあわせて示すと、表-II-4 のとおりとなる。この表が示すとおり、匍行的な移動斜面において、移動が活発な部分と緩慢な部分とでひずみ速度が  $\times 10^{-1}$ /分の相違が認められる。

表-II-4 孔内傾斜計測定によるひずみおよびひずみ速度

断面	孔内傾斜計	斜距離	移動期間	ひずみ	ひずみ速度
A-A'	No.1 ~No.2	21.0 m	1977年 11.14~12.1 17日	$3.0 \times 10^{-3}$	$5.5 \times 10^{-8}$ /分
	No.2 ~No.3	33.9 m	11.19~12.8 19日	$3.8 \times 10^{-4}$	$7.5 \times 10^{-9}$ /分
B-B'	滑落崖~No.4	31.5 m	1978年 7.15~9.28 75日	$6.4 \times 10^{-4}$	$5.9 \times 10^{-9}$ /分
	No.4 ~No.5	20.8 m	9.9~10.14 35日	$9.6 \times 10^{-4}$	$1.9 \times 10^{-8}$ /分

(  $10^{-4}$  )                      (  $10^{-8}$  )

(4) No.1 塩ビ管ひずみ計の地すべり面付近のひずみ量とNo.4 孔内傾斜計の変位量を対応させると、ひずみ量  $0.9 \times 10^{-3}$  に対し変位量は 1.0 cm である。同様にNo.2 塩ビ管ひずみ計とNo.5 孔内傾斜計の地すべり面における対比は、表-II-5に示すごとく、ひずみ量  $0.77 \times 10^{-3}$  に対し変位量 1.0 cm である。ただし塩ビ管 (径 4.8 cm, 厚 0.4 cm) の剛性は  $403 \times 10^3 \text{ kg-cm}^2$  であり、孔内傾斜計のケーシングパイプの剛性は  $431 \times 10^4 \text{ kg-cm}^2$  である。

(5) 以上の計測結果から地すべり斜面土塊の変位の進行にもなう挙動と塩ビ管ひずみ計のひずみ分布を対応させて模式的に表わすと図-II-12のごとくなる。

表-II-5 孔内傾斜計の変位と塩ビ管ひずみ計のひずみの対比

No.4 孔内傾斜計	1.0 cm	剛性	$431 \times 10^4 \text{ kg-cm}^2$
No.1 塩ビ管ひずみ計	$0.9 \times 10^{-3}$	剛性	$403 \times 10^3 \text{ kg-cm}^2$
	地すべり面		
No.5 孔内傾斜計	1.0 cm	〃	〃
No.2 塩ビ管ひずみ計	$0.77 \times 10^{-3}$	〃	〃
	地すべり面		

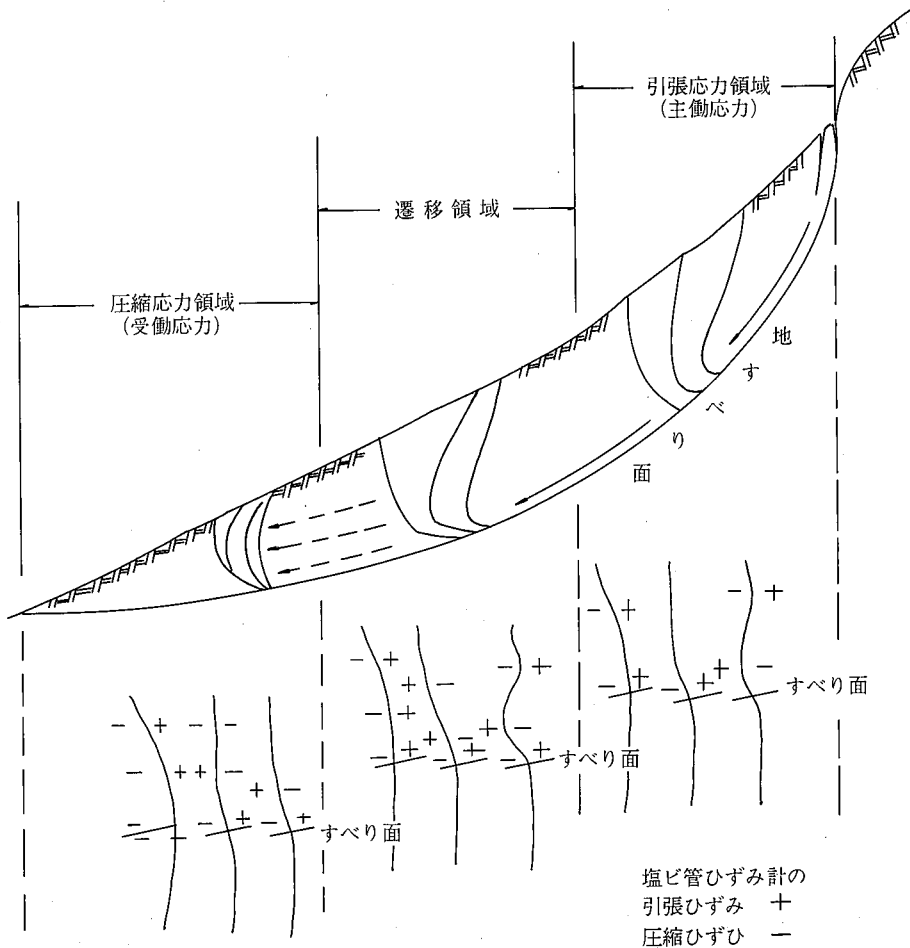


図-Ⅱ-12 地すべり斜面土塊の変位と塩ビ管ひずみ計のひずみ進行状態

(6) 表-Ⅱ-4においてA-A'断面およびB-B'断面の地中の変位を示した。移動が活発なときの地すべり面の変位は  $\times 10^{-3} \sim 10^{-4}$  であり、ひずみ速度は  $\times 10^{-8} \sim 10^{-9}$ /分である。

② 地表の水平および垂直変位

図-Ⅱ-9に示すD, E, Fの3測線の測定結果は図-Ⅱ-13に示すごとくになった。この図から次のごとく考察される。

(1) 中心点の水平変位量はD, E線で約1.0 mであるが、F線においては75cmとなっている。しかし、水平変位量の最大の位置は中心点より右側にかたより、11月28日のD, Eの最大変位は110cmであるのに対し、F線の最大変位は140cmであって下流が大きくなっている。

(2) 垂直変位量はA-A'線と同様にF線以外は水平変位量と比例せず、むしろ水平変位量の小さい部分が垂直変位量が大きくなっている。

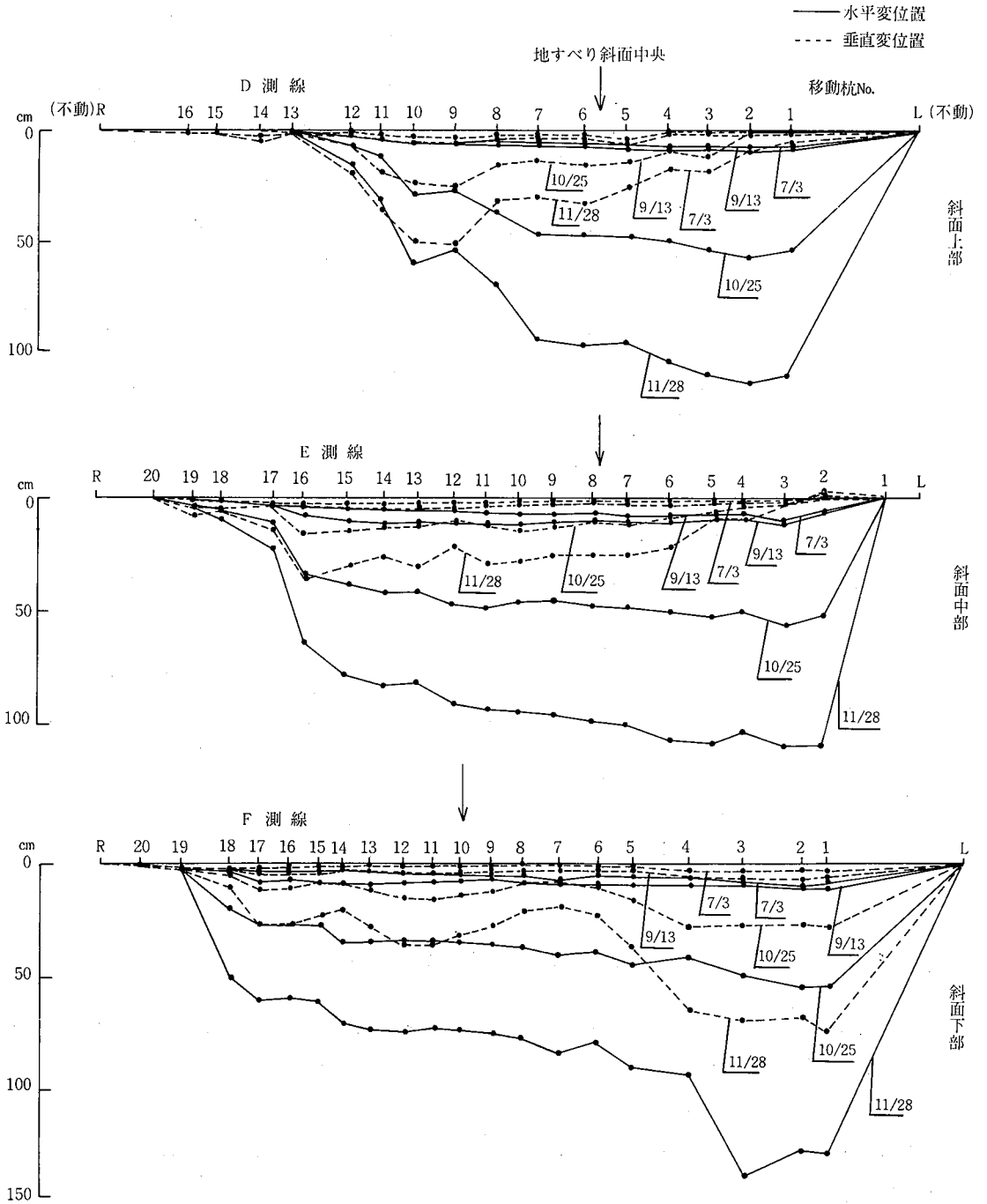


図-Ⅱ-13 地表移動量(水平・垂直変位) B-B'線



表-Ⅱ-6 地表移動測定結果一覧表

断面	測定区間	斜距離	最高移動量	測定期間	ひずみ ひずみ速度
A-A'	滑落崖～A	14.5 m	25.7 cm	10.21～11.30 40日	$\epsilon 1.8 \times 10^{-2}$ $\epsilon 3.1 \times 10^{-7}/分$
	〃 ～B	20.8 m	25.8 cm	〃	$\epsilon 1.2 \times 10^{-2}$ $\epsilon 2.2 \times 10^{-7}/分$
	〃 ～C	25.7 m	25.7 cm	〃	$\epsilon 1.0 \times 10^{-2}$ $\epsilon 1.7 \times 10^{-7}/分$
B-B'	滑落崖～D	15.0 m	114.0 cm	6.16～11.28 165日	$\epsilon 7.6 \times 10^{-2}$ $\epsilon 3.2 \times 10^{-7}/分$
	〃 ～E	24.0 m	112.0 cm	〃	$\epsilon 4.7 \times 10^{-2}$ $\epsilon 2.0 \times 10^{-7}/分$
	〃 ～F	40.5 m	142.0 cm	〃	$\epsilon 3.5 \times 10^{-2}$ $\epsilon 1.5 \times 10^{-7}/分$

(3) 垂直変位量は水平変位量の1/4～1/2となっている。

(4) 地すべり冠頭部の滑落崖からF測線までのひずみおよびひずみ速度を示すと表-Ⅱ-6のとおりとなる。この表が示すごとく、A-A'斜面とB-B'斜面のひずみおよびひずみ速度はほぼ同値であって、ひずみは $\times 10^{-2}$ 、ひずみ速度は $\times 10^{-7}/分$ である。また、地すべり円弧の冠頭部が大きく、中・下部が小さくなる傾向を示している。このことは孔内傾斜計による地中内部の変位とも一致している。

(5) 表-Ⅱ-5にA-A'とB-B'のひずみおよびひずみ速度を示した。これによると表-Ⅱ-3における地中のひずみおよびひずみ速度よりも地表が約10倍大きくなっている。

(3) 地すべり斜面の逆算的安定計算

A-A'断面のBV-4からBV-9の地すべり円弧(斜面長85m, 勾配15～20°, すべり面深度3.3～8.6m)とB-B'断面, BV-13からBV-9の2つの地すべり円弧(円弧Ⅰ斜面長80m, 勾配10～20°, すべり面深度6.5～8.6m。円弧Ⅱ斜面長60m, 勾配20°, すべり面深度6.5～10.3m)について、杭打工法による防止工事を施工した結果、移動が停止した状態を安全率  $F_s = 1.0$  として、次式により逆算的に土塊のせん断強さを求めた。ただし、間隙水圧水頭は各ボーリング孔の水位測定結果よりすべり面深度の4/5とした。

$$F_s = \frac{c \sum l + \sum (N-U) \tan \phi + PR}{\sum T}$$

$c$  : すべり面の粘着力

$\phi$  : すべり面の内部摩擦角

$N$  : 土塊の垂直応力

$U$  : 間隙水圧

$l$  : すべり面の長さ

$PR$  : 杭のせん断抵抗 (杭の断面積  $cm^2 \times 900 kg/cm^2$ )

$T$  : せん断力

1) A-A' の円弧

A-A' 断面 BV4~9 円弧は、径 318.5mm, 厚 10.3mm の杭打を実施したが、移動が継続して杭が破壊した。径 406.7mm, 厚 12.7mm の杭を施工して移動が停止した。したがって逆算の安定計算を行うと安全率  $F_s$  は次のように表わされる。

$$\frac{c\Sigma l + \Sigma(N-U)\tan\phi + PR_1}{\Sigma T} < F_s = 1.0 < \frac{c\Sigma l + \Sigma(N-U)\tan\phi + PR_2}{\Sigma T}$$

$PR_1$  : 径 318.5mm, 厚 10.3mm のせん断抵抗

$PR_2$  : 径 406.7mm, 厚 12.7mm のせん断抵抗

$PR_1$  で安定するとして逆算的に  $c$ ,  $\phi$  を計算すると、 $c=0$  のとき  $\phi=20.2$ ,  $\phi=0$  のとき  $c=1.46$  となり、 $c-\phi$  図より次の関係が求められる。

$$\phi = 5^\circ \quad c = 1.10 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 7^\circ \quad c = 0.95 \text{ "}$$

$$\phi = 10^\circ \quad c = 0.74 \text{ "}$$

$\phi=7^\circ$ ,  $c=0.95$  の条件で移動時の  $F_s$  を計算すると  $F_s=0.75$  となる。

同様の方法で  $PR_2$  で安定したものとして計算すると、

$$\begin{cases} c=0 \text{ のとき } \phi = 16.8^\circ \text{ t/m}^2 \\ \phi=0 \text{ のとき } c = 1.19^\circ \text{ "} \end{cases}$$

となり、 $c-\phi$  図より、次の関係が求められる。

$$\phi = 5^\circ \quad c = 0.66 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 7^\circ \quad c = 0.47 \text{ "}$$

$$\phi = 10^\circ \quad c = 0.17 \text{ "}$$

$\phi=7^\circ$ ,  $c=0.47 \text{ t/m}^2$  の条件で  $F_s$  を計算すると  $F_s=0.62$  となる。

したがって、移動時の実際の  $F_s$  は  $0.62 < F_s < 0.75$  となる。

次に B-B' 線 I 円弧および II 円弧についても同様の計算を行うと次のようになる。

2) B-B' I 円弧

①  $PR_1$  で安定したと仮定すると

$$\phi = 5^\circ \quad c = 1.48 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 7^\circ \quad c = 1.28 \text{ "}$$

$$\phi = 10^\circ \quad c = 0.98 \text{ "}$$

となる。 $\phi=7^\circ$ ,  $c=1.28 \text{ t/m}^2$  の条件により、移動時の安全率を計算すると  $F_s=0.81$  となる。

②  $PR_2$  で安定したものと仮定すると、

$$\phi = 5^\circ \quad c = 1.23 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 7^\circ \quad c = 0.96 \text{ "}$$

$$\phi = 10^\circ \quad c = 0.72 \text{ "}$$

となる。また、 $\phi = 7^\circ$ 、 $c = 0.96 \text{ t/m}^2$  の条件により、移動時の安全率を求めると、 $F_s = 0.68$  となる。

したがって、実際の安全率は、 $0.68 < F_s < 0.81$  である。しかも、最初に  $PR_1$  の杭では移動が停止せず、杭破壊したのであるから、 $PR_2$  のときの安全率に近いものと考えられる。

### 3) B-B' II 円弧

①  $PR_1$  で安定したと仮定すると、

$$\phi = 5^\circ \quad c = 2.09 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 7^\circ \quad c = 1.90 \text{ ''}$$

$$\phi = 10^\circ \quad c = 1.61 \text{ ''}$$

となる。また、 $\phi = 7^\circ$ 、 $c = 1.90 \text{ t/m}^2$  の条件により移動時の安全率を求めると、 $F_s = 0.80$  となる。

②  $PR_2$  で安定したと仮定すると、

$$\phi = 5^\circ \quad c = 1.77 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 7^\circ \quad c = 1.58 \text{ ''}$$

$$\phi = 10^\circ \quad c = 1.30 \text{ ''}$$

となる。また、 $\phi = 7^\circ$ 、 $c = 1.58 \text{ t/m}^2$  の条件により移動時の安全率を求めると、 $F_s = 0.70$  となる。

したがって、実際の安全率は、 $0.70 < F_s < 0.80$  とみることができる。

以上の計算値をまとめると表-II-7のとおりとなる。

表-II-7 移動斜面土塊の逆算的強度および安全率

断面 地すべり 円弧	移動斜面土塊の逆算的強度		移動中の安全率
	$PR_1$ で安定したと仮定する場合	$PR_2$ で安定したと仮定する場合	
A-A'	$\phi = 5^\circ$ とすると $c = 1.10 \text{ t/m}^2$ $\phi = 7^\circ$ とすると $c = 0.95 \text{ ''}$ $\phi = 10^\circ$ とすると $c = 0.74 \text{ ''}$	$\phi = 5^\circ$ とすると $c = 0.66 \text{ t/m}^2$ $\phi = 7^\circ$ とすると $c = 0.47 \text{ ''}$ $\phi = 10^\circ$ とすると $c = 0.17 \text{ ''}$	$0.62 < F_s < 0.75$
I	$\phi = 5^\circ$ とすると $c = 1.48 \text{ ''}$ $\phi = 7^\circ$ とすると $c = 1.28 \text{ ''}$ $\phi = 10^\circ$ とすると $c = 0.98 \text{ ''}$	$\phi = 5^\circ$ とすると $c = 1.23 \text{ ''}$ $\phi = 7^\circ$ とすると $c = 0.96 \text{ ''}$ $\phi = 10^\circ$ とすると $c = 0.72 \text{ ''}$	$0.68 < F_s < 0.81$
B-B' II	$\phi = 5^\circ$ とすると $c = 2.09 \text{ ''}$ $\phi = 7^\circ$ とすると $c = 1.90 \text{ ''}$ $\phi = 10^\circ$ とすると $c = 1.61 \text{ ''}$	$\phi = 5^\circ$ とすると $c = 1.77 \text{ ''}$ $\phi = 7^\circ$ とすると $c = 1.58 \text{ ''}$ $\phi = 10^\circ$ とすると $c = 1.30 \text{ ''}$	$0.70 < F_s < 0.80$

$PR_1$  : 杭径 318.5 mm, 厚 10.3 mm のせん断強度

$PR_2$  : 杭径 406.7 mm, 厚 12.7 mm のせん断強度

この表が示すごとく、地すべり斜面の移動中の土塊のせん断強さはきわめて低く、 $B-B'$  II 以外は土質試験によっては得られない小さい値である。しかしこの値は四十刈地すべり地特有のものではなく、県下の地すべり斜面の一般的値である（新潟県治山課：地すべり調査総括書Ⅱ編参照）。しかも、原位置クリープ試験によって得られる土のせん断強度ときわめて近似する。

## 参 考 文 献

- ① 昭和46年度 第24-2号 地すべり防止（溪流）工事報告書
- ② 昭和48年度 第29-2号 地すべり防止（溪流）調査報告書
- ③ 昭和48年度 第35-2号 地すべり防止（溪流）調査報告書
- ④ 昭和52年度 第28-2号 地すべり防止（溪）調査委託報告書
- ⑤ 昭和53年度 第28-2号 地すべり防止（溪）調査報告書
- ⑥ 昭和54年度 第30-2号 地すべり防止（溪） ”
- ⑦ 昭和55年度 県営農地災害復旧事業  
3-23瀬戸地区 地質調査委託報告書

福本安正

矢島和昭（1980）：クリープ性地すべり斜面土塊の挙動について

森清広 - 四十刈地すべり地の例 -

地すべり Vol 17 No.1

福本安正（1976）：地すべり粘土のクリープ特性

地すべり Vol 13 No.3

福本安正（1977）：地すべり粘土のクリープ特性

地すべり Vol 13 No.4

福本安正

寺川俊浩（1979）：地すべり斜面の安定解析と原位置大型供試体の長期クリープ試験

小宮利彦

地すべり Vol 15 No.4

### Ⅲ 大貫（平山）地すべり

新潟県治山課防災係  
新潟県上越林業事務所  
興和地下建設株式会社

#### 1 地すべり地の概況

大貫地すべり地は上越市旧高田市街地から西へ約3 kmほど入った標高約100~200 mの丘陵性山地で、南東~東流して関川に合流する大瀬川の上流域~谷頭部に位置し、土地利用は大半が山林である。

大瀬川の谷筋に沿って県道横畑高田線が走り、儀明、中之俣などの部落に通ずる唯一の生活道路になっている。

地すべり地周辺には、この県道のほかに公共構造物はないが、地すべり末端部に専光寺霊園があり、また大瀬川の嶺筋には東北電力の高圧送電線の鉄塔が点在している。

地すべり防止区域の指定は、昭和54年11月18日の地すべり発生のおと、翌昭和55年4月14日に面積42.3 haが林野庁所管で告示されている。

#### 2 地すべり発生の状況

昭和54年11月18日の朝6時頃、大音響とともに延長約600 m、幅約100 m余におよぶ大規模な地すべりが発生し、県道横畑高田線が長さ320 mにわたって流失し、末端にある専光寺霊園で墓石倒壊などの被害をもたらした。

地すべりの前兆は約1カ月前からあり、10月19日の約70mm/日の集中豪雨を契機に最初の亀裂が発見され、その後断続的な降雨が続き、11月16日の震度3の糸魚川沖地震の2日後に大地すべりが発生したものである。この前兆期間に上半部の中段滑落崖と、下半部中央部のタテ割れの地すべり亀裂が同時的に発生拡大していく様子が観察されている。

地すべりの発生により、頭部には比高約40 m余の大滑落崖が形成され、上半部にあった杉林は縦長にくずれながらほぼ塊状に約100 mあまり押し流された。また、もともと低い尾根状地形であった下半部は上方からの移動土塊により圧縮破壊を起し、土砂は南北の谷地形部に拡散流出して谷をせきとめ、いくつかの湛水池が出現した。

地すべりブロックは、上半部の凹状斜面でⅠおよびⅡブロック、下半部の凸状屋根地形部でⅢとⅣブロックが区分される。とくにⅠブロックとⅡブロックの間は比高10数mの2次滑落崖で明瞭に区界される。しかしⅡとⅢおよびⅢとⅣの各ブロック境界は必ずしも画然としていない。相対的には、上半部のⅠ~Ⅱブロックは“引張り部”、下半部のⅢ~Ⅳブロックは“圧縮部”とみることができ、とくにⅡブロックには大小無数の引張り開口亀裂が発達している。

地すべり地区内の地下水湧水点は、Ⅰ~Ⅱブロックの北側頭部滑落崖下とⅡブロックの2次滑落崖

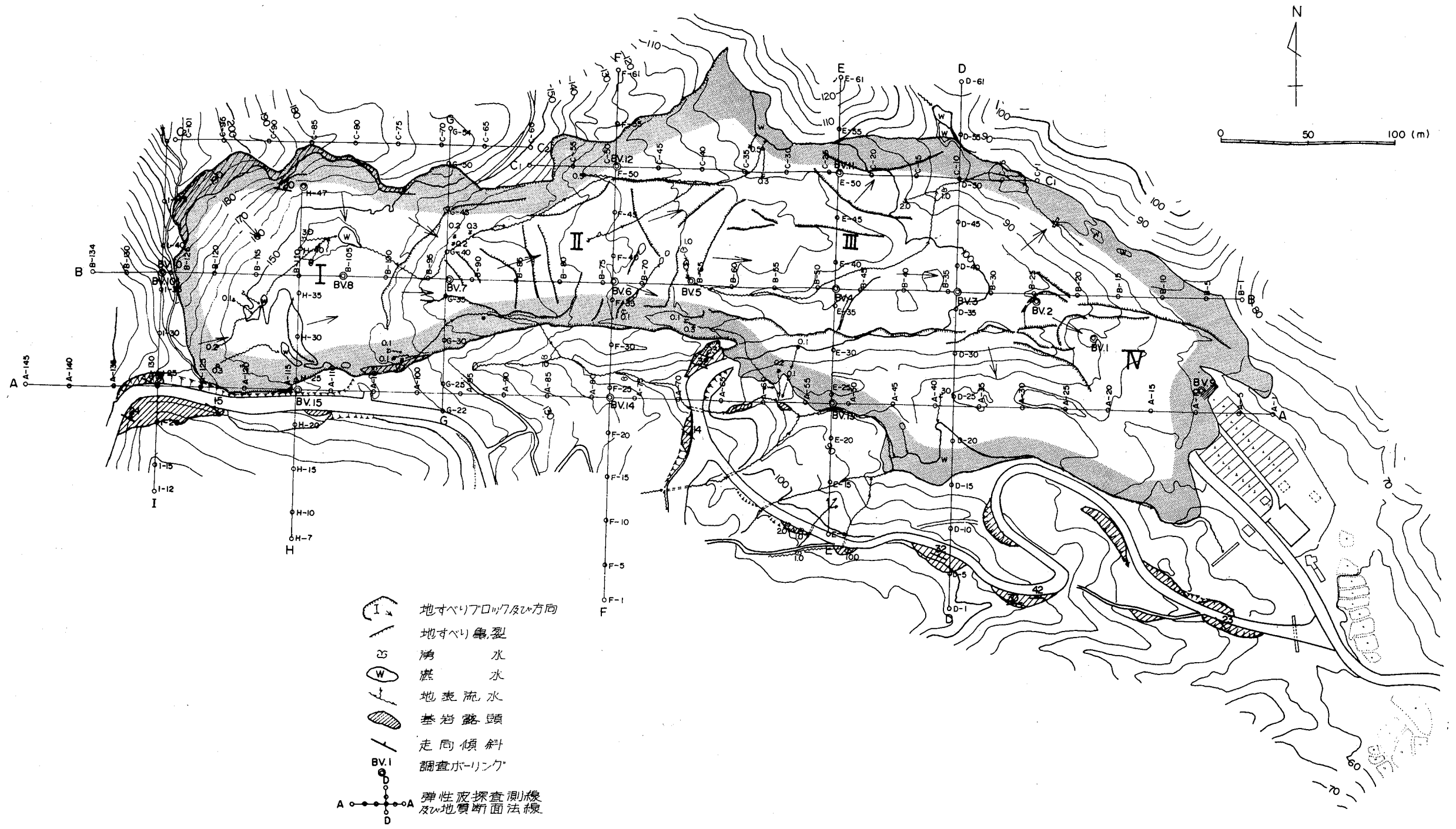


図-III-1 大貫地すべり平面図

下に線状に点在するほか、Ⅲブロックの南北両サイドの斜面にスポット的にみられる。

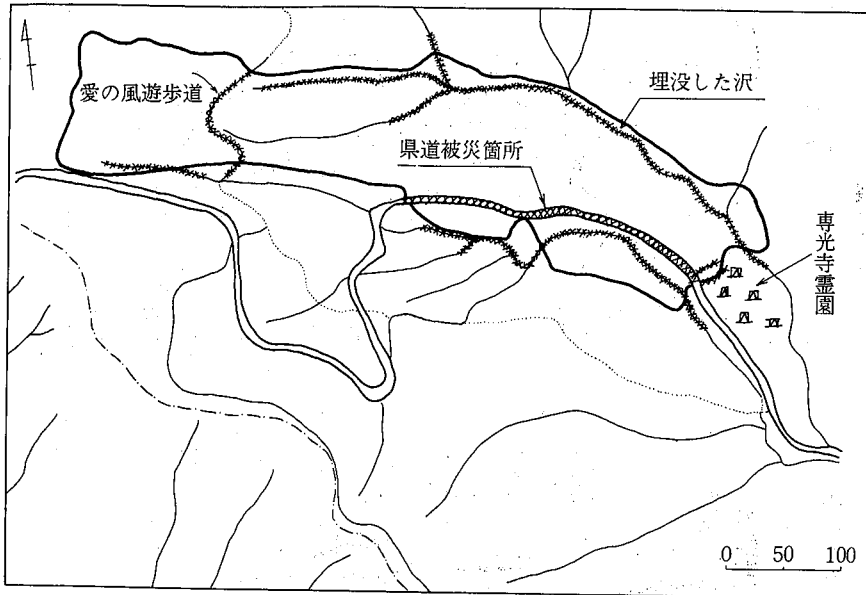


図-Ⅲ-2 地すべり範囲と被害力所

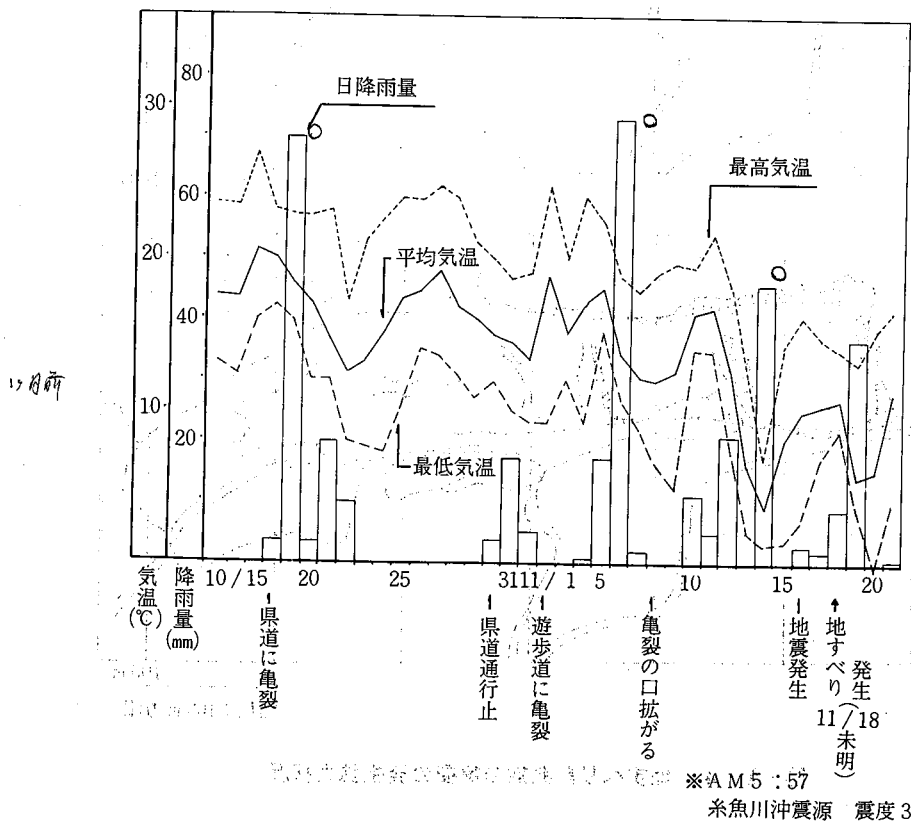
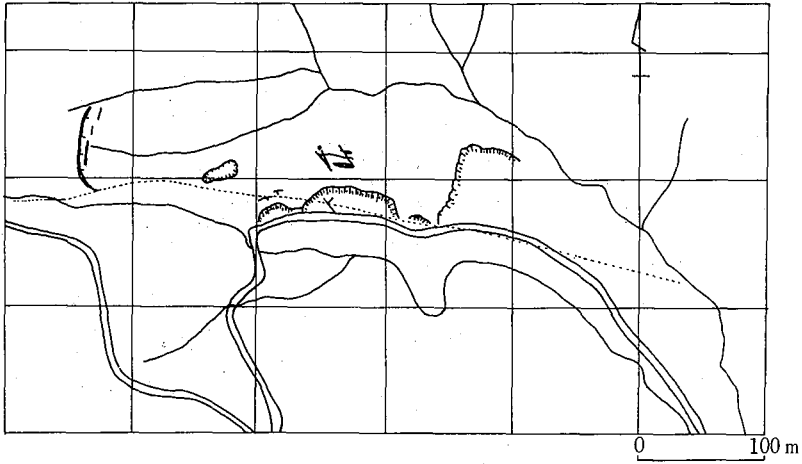
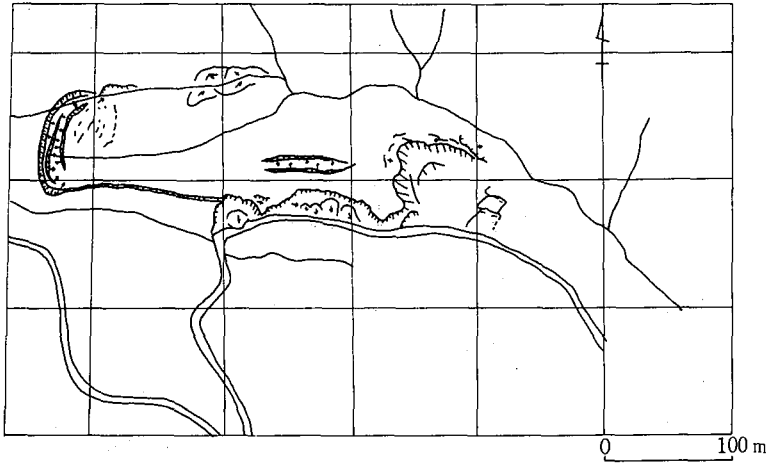


図-Ⅲ-3 地すべり前兆期の気象状況

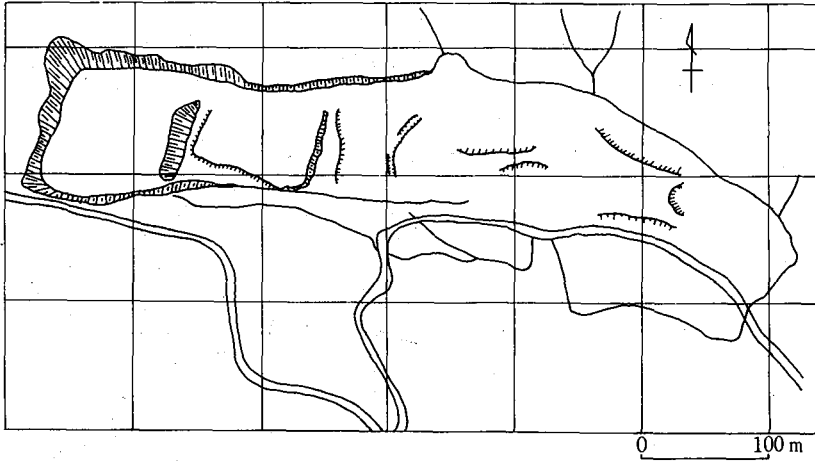
十一月二日の亀裂分布図



十一月九日の亀裂分布図



十一月十八日地すべり発生直後の  
主要な亀裂分布図

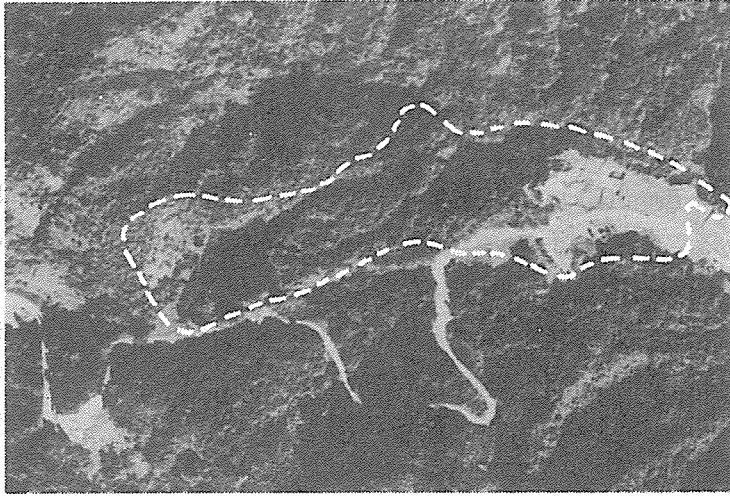


縮尺：100 m 方眼

図-Ⅱ-4 地すべり前兆期の亀裂の発生拡大状況



(地すべり発生前の航空写真)



(地すべり発生後の航空写真)

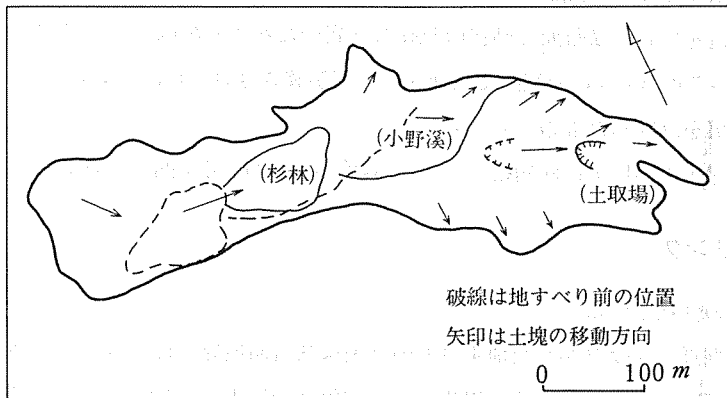
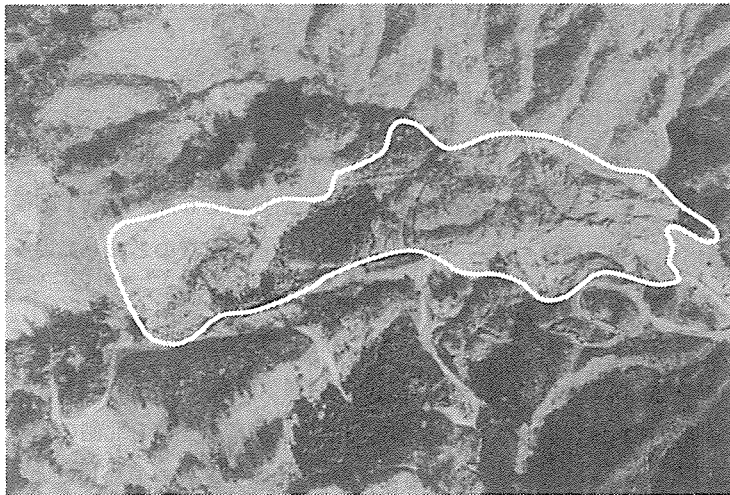


図-Ⅱ-5 地すべり土塊の移動状況

### 3 地形地質の概要

当地域の構成地質は、新第三紀中新世能生谷層下部の砂泥互層からなり、地層構造は $N60^{\circ}\sim 80^{\circ}W20^{\circ}\pm N$ の概ね単斜構造とみられる。したがってこの地すべりは全体としては走向すべりないしゆるい流れ盤すべりとみることができる。

当地すべり地のすぐ西には、いわゆる郷津背斜がほぼ南北に走り、この造背斜地殻変動にともなう基岩の破砕構造があって、当地すべりを含めてこの地域一帯の地すべり発生に重要な地質的素因を形成していると推定される。

おおきくこの地域周辺の水系稜線を見ると、大瀬川にみられる北西～南東方向のほか、これとほぼ直交する北東～南西方向およびやや東西に近いものが卓越している。一般に地形的差別侵食の多くは岩質の違い、あるいは基岩の構造的な断裂系（断層あるいは亀裂構造系など）を指示しているとみられる。図-6は、当地すべりの頭部滑落崖で測定した基岩中の亀裂系をウルフネットに投影してその集中度を解析した1例であるが、滑落崖が基岩中に発達した亀裂面をなぞって形成されていることが明らかである。

### 4 弾性波探査

測線は地すべり主軸方向の中央部（B測線）と、地すべり両サイドに平行する測線（A、C測線）を主測線とし、さらにこれらの主測線に直交する方向の副測線を6列（D～I測線）設定した。

走時曲線は2層構造と3層構造を示し、各速度層と対応地質は次のとおりである。

第1層……………400～700 m/sec ……………表土層及び新規崩土層

第2層……………1,000 m/sec ……………風化岩層、脆弱破砕層

第3層……………2,000 m/sec ……………堅硬基岩層（砂泥互層）

3層構造を示すところは、Ⅰ～Ⅱブロックにかけての大滑落崖を含む北側の屋根筋に沿って偏在しており、他方南側では一様に2層構造で1000 m/secの中間速度層を欠除している。そして第2層と第3層の境界面はゆるく北へ沈む傾向があり、これは基岩の層理面構造に近似している。Ⅲ～Ⅳブロックでは2層構造を呈し、横断面で凸状の堅硬な基岩のたかまりがはっきり識別される。

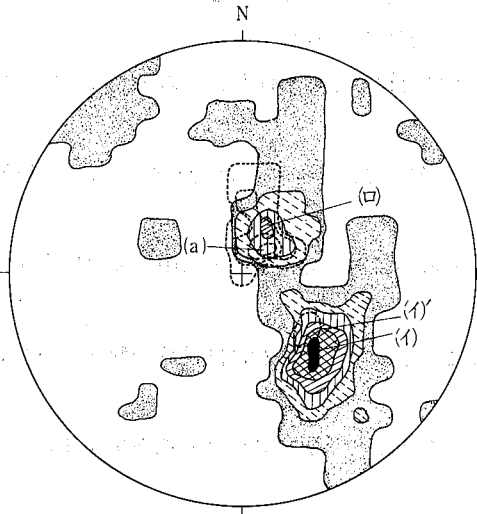
第1層は400～700 m/secの範囲で数種類の速度が確認されるが、これは各地すべりブロックの引張り部と圧縮部を反映したものと考えられる。

なお、弾性波探査の結果では断層帯と目される顕著な低速度帯は抽出されなかった。

### 5 調査ボーリング

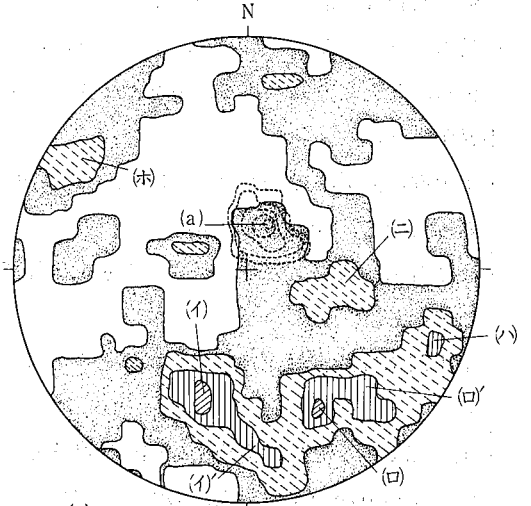
#### (1) 移動土塊の性状と分布

ボーリングの掘進率グラフから当地すべりの堅硬な基盤面境界がはっきりと識別できる。当地すべり地には、この基盤面の上に基岩色の風化岩層と褐色調の崩土が約10～15m厚さで被覆し、頭部大滑落崖下の台地と下半部の屋根地形部でやや厚い。また、概して地すべりの北側サイドでやや厚く、南側サイドでうすい傾向があり、とくに上半部のⅠ～Ⅱブロックではっきりしている。



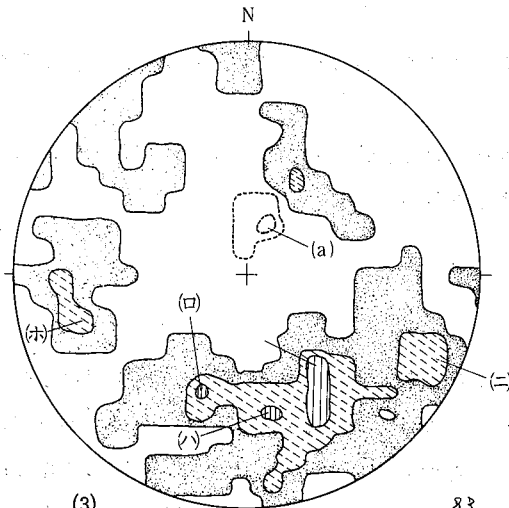
(1)

	走 向	傾 斜	備 考
(イ)	N40~55 E	45~55 S	
(イ')	N30~65 E	40~60 S	
(ロ)	N50~70W	20~30 N	
(a)	N35~55W	15~25 N	層理面



(2)

	走 向	傾 斜	備 考
(イ)	N65~75W	55~65 S	
(イ')	N85W~N80E	70~80 S	
(ロ)	N60~65 E	65~70 S	
(ロ')	N40~55 E	70~80 S	
(イ')	N18~25 E	80~85 S	
(二)	N~N20 E	35~55 S	
(ホ)	N30~40 E	80~85 N	
(a)	N60~80W	20~30 N	層理面

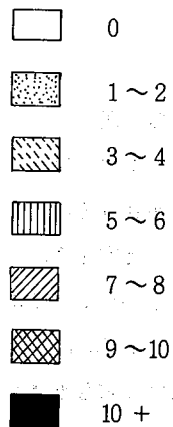


(3)

83

	走 向	傾 斜	備 考
(イ)	N50~65 E	50~70 S	
(ロ)	N70W	55 S	
(イ')	N75~85 E	60~65 S	
(二)	N20~30 E	80~85 S	
(ホ)	N15~20W	70~75 S	
(a)	N60~75W	20~30 N	層理面

## 凡 例



※ 破線は層理面構造

図-III-6 頭部大滑落崖の基岩中の亀裂系

風化岩層は掘進率グラフの凹凸がいりくんでいることから不安定な層であることが知られ、これも移動層に含まれる。すなわち、地すべり面は、概ね堅硬な基岩面に一致している。

相対的な引張り部である上半部と圧縮部である下半部とでは移動土塊の性状に次のような特徴的な相違がある。 ※

- ・上半部の掘進率は30～40 m/hときわめて軟弱であるのに対して、下半部では10 m/h程度と比較的締っている。(※純削孔掘進率)
- ・硬度計によるコアの硬度グラフでも上半部で極軟弱であるのに対して下半部では中程度の硬度を示している。
- ・上半部には砂岩泥岩礫の混入がほとんどないのに対して、下半部には全般に同礫片の混入がみられる。
- ・上半部では全般に黄褐色系の強い色調を示すが、下半部の1部では灰色系の基岩色を呈する。

## (2) すべり面 (≡基盤面) の性状と形態

すべり面は概ね堅硬な基盤面に沿っているが、下半部では一部風化岩あるいは崩土を切って2次的に形成されている。また上半部ではすべり面 (≡基盤面) が明瞭で、かつ基盤の層理面構造に規制されている傾向が認められるが、下半部ではやや不鮮明で基盤の構造よりは“尾根状の地形”に左右されて形成されている。

すべり面 (≡基盤面) の形態は、各ブロックで次のような特徴がある。

- ・Ⅰブロックのすべり面は頭部滑落崖下でやや弧状を示すが、下部では地表地形と相似な台地状で、全体としては“椅子型”を呈する。
- ・Ⅱブロックの基盤面は、地表形態から推定されるさらに小さな地すべり活動サイクルに呼応するゆるい凹凸のうねりが認められる。
- ・Ⅲ～Ⅳブロックでは、屋根状地形と呼応して基盤面形状は横断面的に凸状を呈し、移動土塊は抑えない屋根面サイドの谷へ向う弧状の2次小すべり面を形成している。

## 6 地すべり機構

### (1) 地すべり発生の素因

地形的特徴として、まず上半部 (Ⅰ～Ⅱブロック) の凹状斜面に対する下半部 (Ⅲ～Ⅳブロック) の凸状屋根地形が指摘される。このような地形特性から、地すべり全体としては下半部は“地形的に”抑制効果をもっていたと推定されるし、一方アクティブな滑動という面では上半部が今回の主要な地すべり活動部であるといえる。これは地すべり発生前兆期の地すべり亀裂の発生拡大徴候からもいえることである。また上半部の凹状地形は、降雨水地下水の集積を促進して地すべり発生に有意に関与したであろうことは容易に想像される。

次に、比高30～40 mに達する頭部急崖地形をあげることができる。ここには今回の地すべりの発生前にも同程度の急崖があったもので、古い地すべり活動の旧滑落崖が今回さらに拡大したものとみなされる。

この頭部滑落崖の基岩中には急角度でたった亀裂 (節理、ヒビ割れなど) 群が発達しており、これ

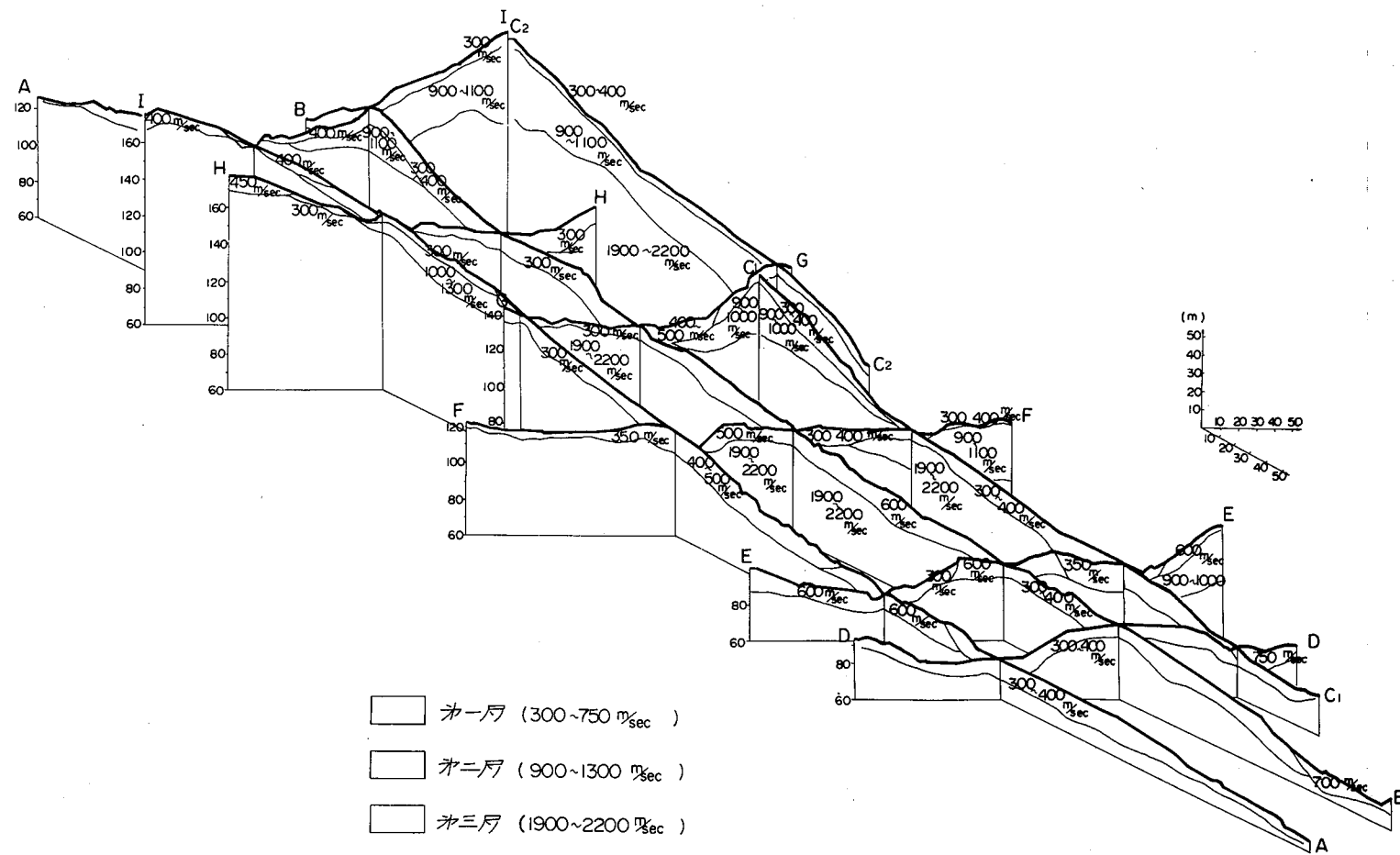
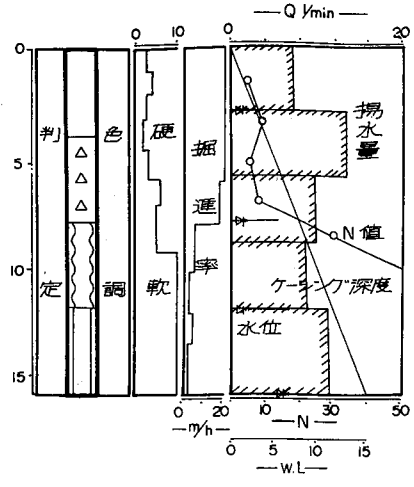


図-Ⅱ-7 弾性波探査結果のパネルダイアグラム

凡例



- 地質柱状図凡例
- 粘土質表土
  - △ 崩土
  - 〰 風化岩
  - 基礎岩
  - SP 推定寸切り面
- 色調凡例
- ybr 黄褐
  - brb 黒褐
  - g 灰
  - rbr 赤褐
  - blg 青灰
  - lg 灰白
  - gbr 褐灰
  - b 黒

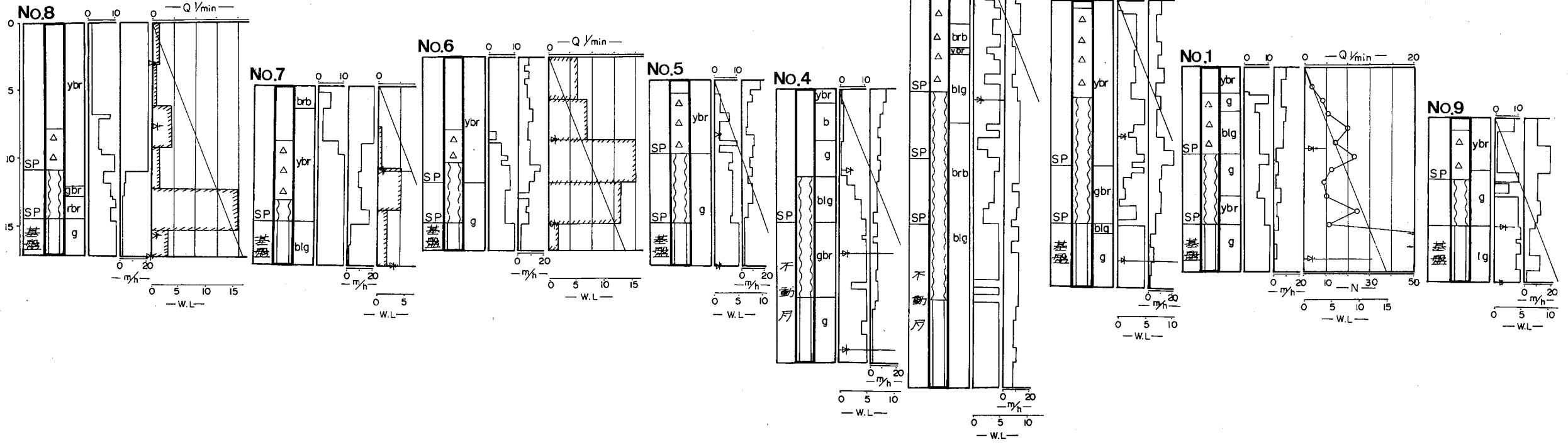


図-Ⅲ-8 地すべり主軸断面のボーリング結果対比図

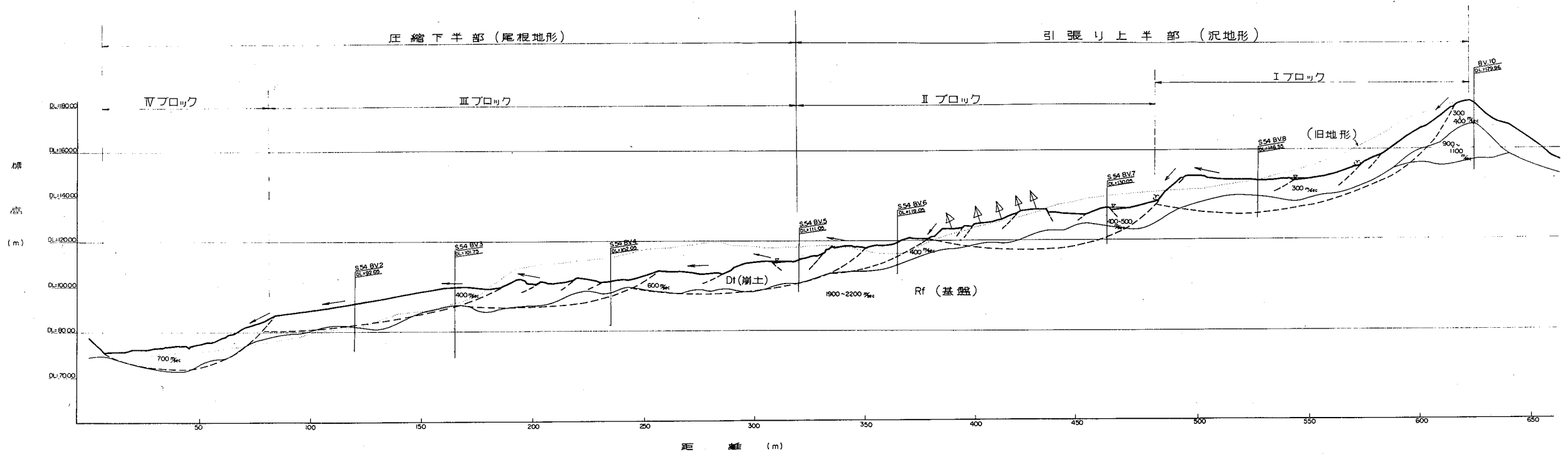


図-III-9 地すべり主軸法線の地質断面図 (B測線)

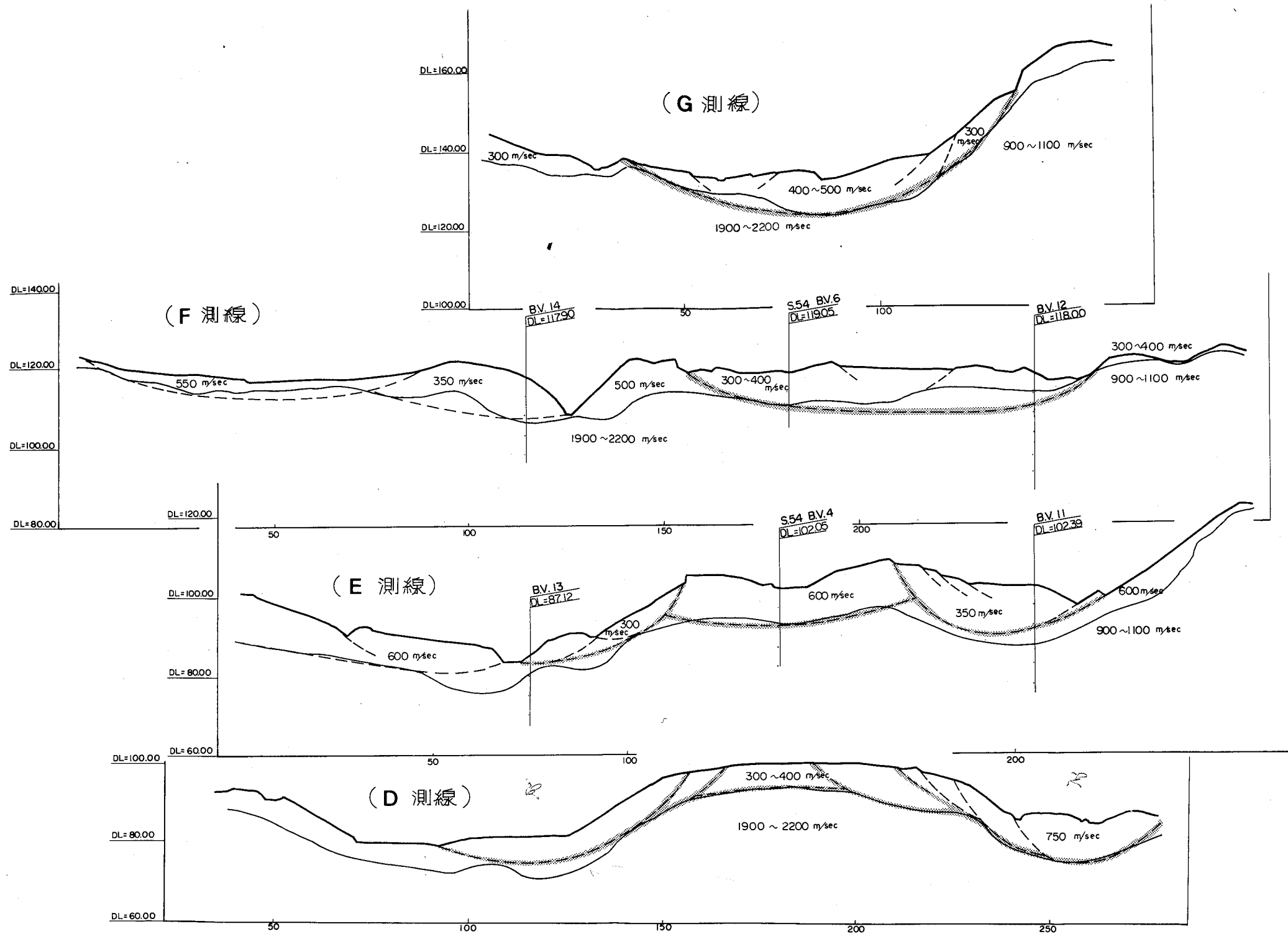


図- II - 10 地質横断面図 ( D, E, F, G 測線 )



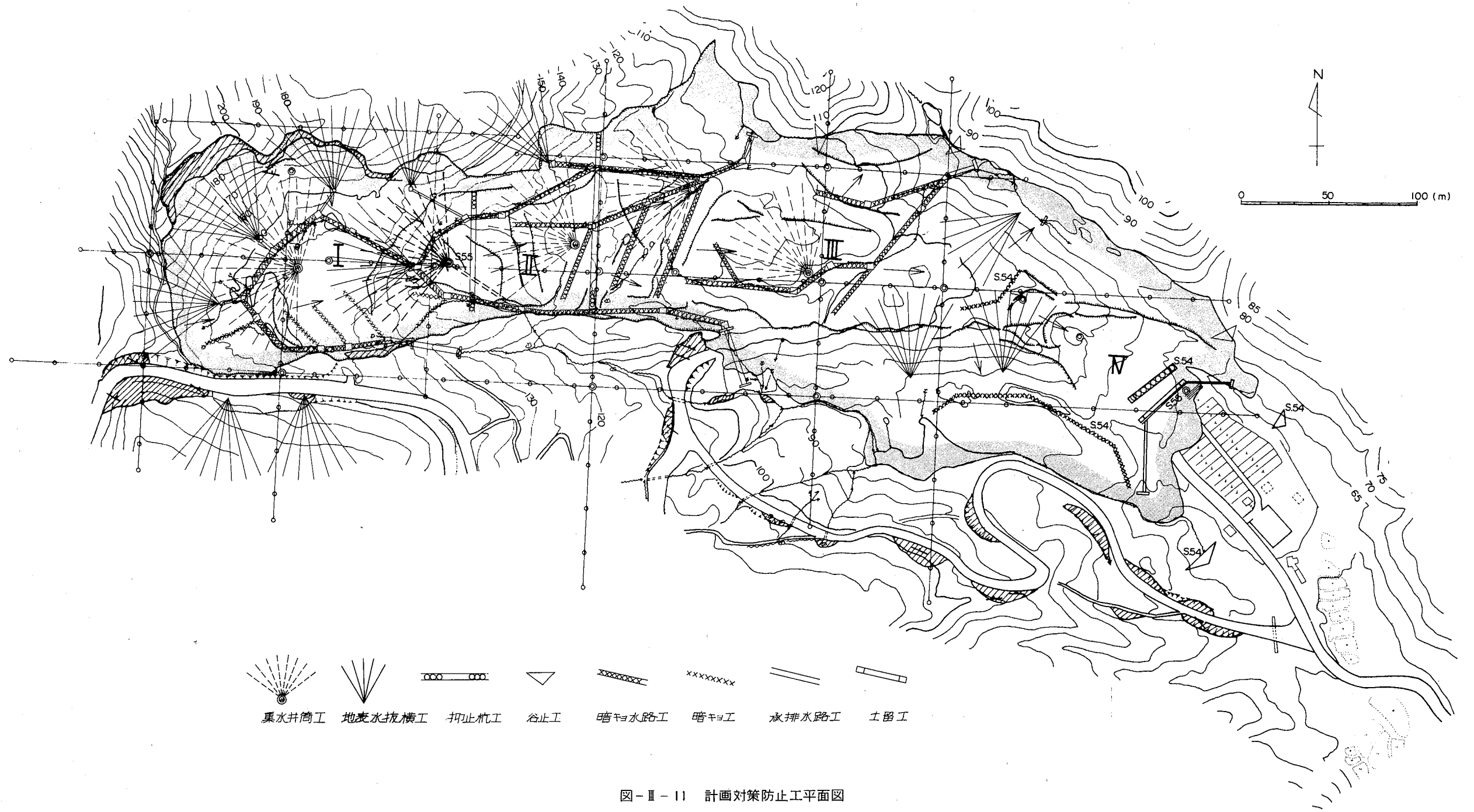


图-III-11 計画対策防止工平面図

が急崖形成の大きな要因になっていると考えられる。このような亀裂群は、頭部大滑落崖の形成にあずかるとともに、Ⅱブロック頭部の2次滑落崖あるいは側面滑落崖などの形成にもその素因になっていると推定される。

地質的には、当地域は砂泥互層からなり、概ね単調な単斜構造で地すべりは全体として走向すべりないしゆるい流れ盤すべりといえるが、実際の地すべり運動との関係からいえば、この地層構造は上半部の滑動により強く作用している。

以上のように当地すべりは、その下半部よりも上半部で地形的にも地質的にも地すべり発生につながる不安定要因（素因）がより多く直接的に介在していたと考えられる。

## (2) 地すべり発生の誘因

頸城地方の地すべりの大半が3月～4月の融雪期に集中的に発生活動しているのに対して、この地すべりは11月に発生したもので、その規模の大きさからしてもまれな例である。

地すべり発生の直接的な誘因は、断続的な降雨と地震であると考えられるが、最初の亀裂が入り始めてから約1カ月ものあいだ破壊的な滑動に至らなかったことは、亀裂の発生拡大（＝移動地塊の分割作用＝地すべり応力の集中と再配分）と降雨およびその浸透水の作用などの微妙なバランスのためとはいえ特異なケースといえる。

## 7 地すべり防止対策工

I～Ⅱブロックの北側頭部滑落崖およびⅡブロックの頭部2次滑落崖の拡大崩壊、それにⅢブロックの南北両サイド斜面の2次すべりの発生拡大が今後に予想される。

また、ブロック別にみた場合、地すべり運動が最も活発で地塊の攪乱が顕著なⅡブロックが最も不安定であるとみられる。

さらに地すべり機構の面から、この地すべり発生活動の主要部は上半部（I～Ⅱブロック）にあり防止対策も上半部に力点をおくるべきであると考えられる。

以上のことを考慮して防止対策工は図-Ⅲ-11と表-Ⅲ-1のように計画した。なお、これまでの実績防止工は表-Ⅲ-2のとおりである。

表-Ⅱ-1 計画防止対策工一覧表

工 種	工 事 概 要
杭 工	$\phi 318.5 \text{ mm}$ , $t 6.9 \text{ mm}$ 鋼管 $D 2 \text{ m}$ , $\ell 13.5 \text{ m/本}$ 上段 $n 36$ 本, 下段 $n 52$ 本
集水井筒工	$\phi 3500 \text{ mm}$ , $L 10 \text{ m}$ , ライナープレート 5 基
地表水抜横孔	11 群 (集水孔 $\phi 50 \text{ m/本}$ )
暗渠水路工	$\Sigma L = 1200 \text{ m}$
暗 渠 工	$\Sigma L = 220 \text{ m}$
排水路工	$\Sigma L = 130 \text{ m}$
承水路工	$\Sigma L = 80 \text{ m}$
谷 止 工	5 基 ( $H = 5 \text{ m} \pm$ )

表-Ⅱ-2 主要実績防止工

施工年度	工 種	規 格 員 数	備 考
S 54	谷止工 (No.1)	$L = 29 \text{ m}$ , $H = 5 \text{ m}$ , $V = 222.4 \text{ m}^3$	コンクリート
	谷止工 (No.2)	$L = 23 \text{ m}$ , $H = 5.5 \text{ m}$ , $V = 199.0 \text{ m}^3$	コンクリート
	杭 工	$\phi 318.5 \text{ mm}$ , $t 10.3 \text{ mm}$ 鋼管 19 本	$\ell = 9 \sim 13 \text{ m/本}$ $D = 2 \text{ m}$
	土留工 (特殊フトン籠)	$L = 34 \text{ m}$ , $H = 3 \text{ m}$ , $V = 268 \text{ m}^3$	
	土留工 (コンクリート)	$L = 42 \text{ m}$ , $H = 1.5 \text{ m}$ , $V = 46.9 \text{ m}^3$	
	のり切土	$V = 14792.5 \text{ m}^3$	
	暗渠工	$L = 180 \text{ m}$	
S 55	井筒工	$\phi 3.0 \text{ m}$ , $H = 10 \text{ m}$	コンクリート

(文責：興和地下建設 牛沢克己)