

# 土木研究所資料

## 赤崎地すべり調査報告書

昭和62年5月

建設省土木研究所  
新潟試験所

「Copyright c (1987) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W. R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。」

# 赤崎地すべり調査報告書

建設省土木研究所 吉松 弘行  
近藤 政司  
白石 一夫  
丸山 清輝

## 要 旨

赤崎地すべり調査は、北陸地方建設局飯豊山系砂防工事々務所の依頼により、補足調査を行い、防止工法の検討を行うための基礎資料を得ることを目的として実施したものである。主な調査としては、(1)地すべり粘土のリングせん断試験、(2)リングせん断試験結果を用いた安定解析、(3)数値解析によるトンネル排水工の効果、(4)間隙水圧の観測などである。

キーワード：リングせん断試験、安定解析、数値解析、間隙水圧

# 赤崎地すべり調査報告書

## まえがき

赤崎地すべりは、新潟県東蒲原郡鹿瀬町の一級水系阿賀野川右岸に位置している。地すべりは標高50~190mの赤崎山南斜面にあり、斜面長約1,000m、先端の阿賀野川河岸部では約500mの幅を有し、先端部を底辺とする二等辺三角形を呈している。また、面積は、約40ha（主動ブロック25ha）に達している。地質は、地すべり左岸側に流紋岩の貫入帯（赤崎山）が存在し、新第三系の津川層に相当する凝灰岩と砂岩の互層から成る。基盤は全体的に流れ盤であるが、先端部で受け盤構造となっている。本地すべりは、すべり面が阿賀野川河床面下に達しているため、治水防災面上で、上・下流に影響が大きいことから昭和56年度に直轄地すべり対策事業区域に指定された。

新潟試験所では、昭和59年度から61年度までの3ヶ年計画で、補足調査と防止工法の検討を行うための基礎資料を得ることを目的として地すべり調査を実施した。本資料は、3ヶ年の調査をまとめたものである。以下に、その調査項目を示す。

- (1) 現地踏査と既存資料の収集および補足調査項目についての検討
- (2) 移動杭(観測帯)から見たブロック分けの検討
- (3) 集水井から採取した試料およびボーリングコアを用いたリングせん断試験
- (4) リングせん断試験結果を用いた主測線上での安定解析
- (5) トンネル排水工の効果
- (6) 間隙水圧の観測
- (7) 三次元地下水解析プログラムの開発

最後に、本調査を行うにあたり、御協力下さった北陸地方建設局飯豊山系砂防工事々務所の方々、また、御指導助言を賜った新潟試験所歴代の所長といろいろ御手伝い下された新潟試験所の皆様に厚く感謝いたします。

昭和62年5月

建設省土木研究所 吉松 弘行  
近藤 政司  
白石 一夫  
丸山 清輝

# 目 次

1. 地すべりの概要	1
2. 現地踏査と既存資料の収集および補足調査項目についての検討	11
3. 移動杭(観測帯)から見たブロック分けの検討	12
4. 集水井から採取した試料およびボーリングコアを用いたリングせん断試験	15
5. リングせん断試験結果を用いた主測線上での安定解析	21
6. トンネル排水工の効果	34
6.1 解析方法	34
6.2 解析結果	39
7. 間隙水圧の観測	46
8. 三次元地下水解析プログラムの開発	52
9. 今後の課題	52
参考文献	54

### 1. 地すべりの概要<sup>1)・2)</sup>

赤崎地すべりは、図-1に示すように新潟県東蒲原郡鹿瀬町の一級水系阿賀野川右岸に位置している。地すべりの地形の特徴としては、図-5に示すように南東向きに発達した斜面であり、斜面長約1,000m、幅は地すべり先端部の阿賀野川河岸部で約500mを有し、先端部を底辺とする二等辺三角形を呈している。また、面積は約40ha（主動域約25ha）に達する。地形勾配は、全体的には約8度となだらかである。地すべり地内の支沢は、いずれも地すべり斜面の北側に存在する赤崎山山麓に端を発し、南東方向に卓越している。この他、地すべりの脚部台地に、JRの盤越西線ならびに県道が横断し、その先の河岸は阿賀野川の水衝部であり、脚部が侵食されて崖となっている。なお、地すべり先端部においては、すべり面が阿賀野川の河床面下に達している。

地すべり斜面は、標高130m付近で大きくは上部（平均勾配約3度、平均すべり面深度約18m）と下部（平均勾配約11度、平均すべり面深度約26m）に分けられる。近年における移動量は、上部で約0.3~0.4m、下部で約0.5~1.0m程度である。

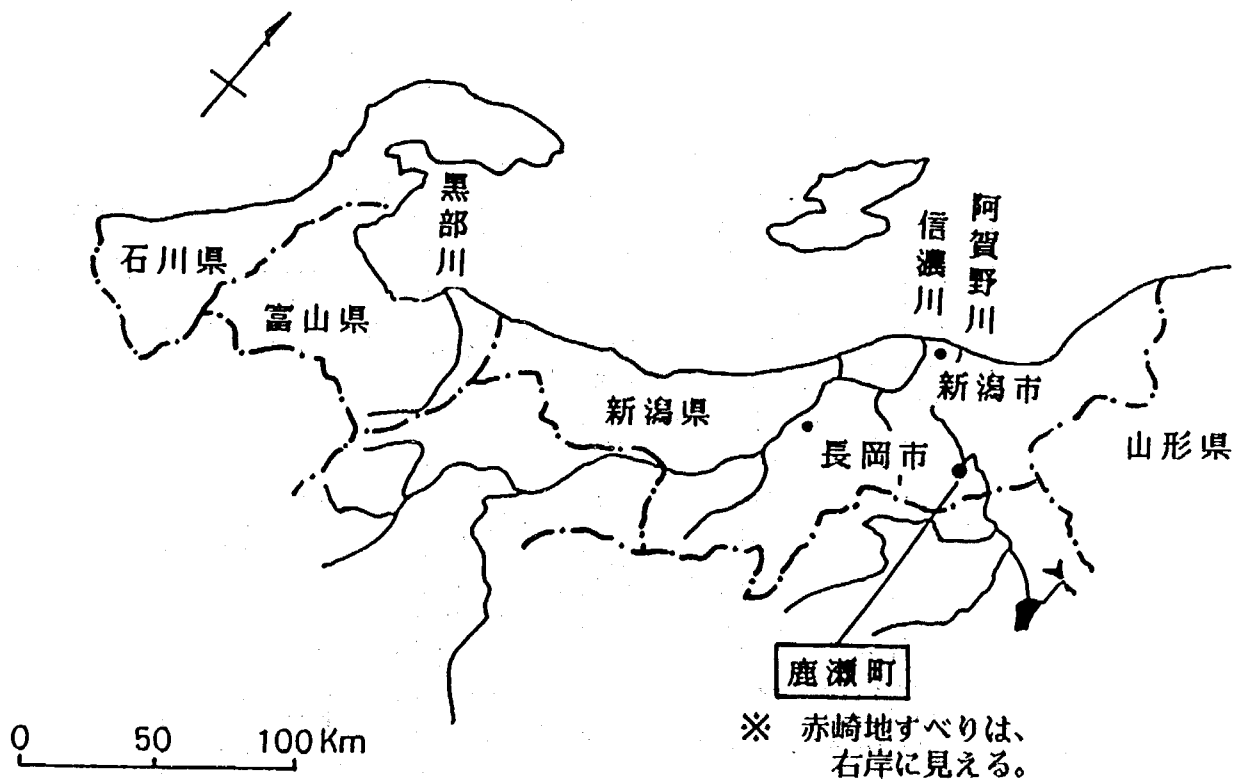


図-1 位置図

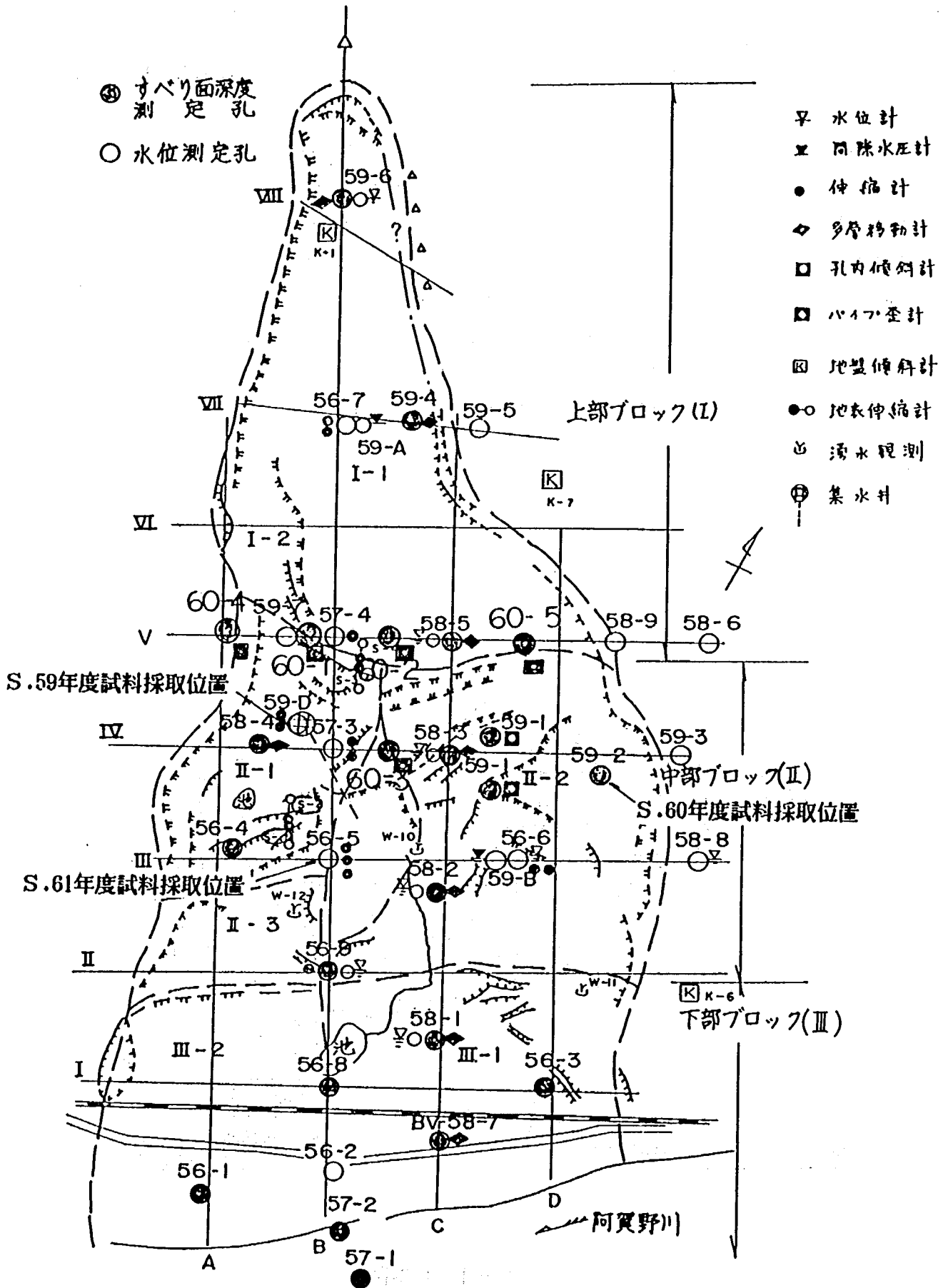


図-2 平面図

赤崎地すべり一帯の地質は、表-1の地質層序に示すように、新第三紀津川層の最下部層とされているアルコース砂岩と中・上部層の凝灰岩が分布している。地すべり斜面の北側に接する赤崎山は、これらを含む流紋岩から成る。流紋岩が分布する斜面は急峻であるのに対し、砂岩、凝灰岩が分布する斜面は、なだらかな丘陵地となっている。また、赤崎山の北側には、津川層より下位の三川層と古生層の粘板岩が分布する。

赤崎地すべりを構成する主な地質は、図-3のB測線縦断面図に示すように津川層下部のアルコース砂岩とそれに挟在する緑色凝灰岩から成る。アルコース砂岩は、花崗岩起源の中～粗粒の粒子から成り、比較的新鮮である。挟在される凝灰岩は、部分的に泥質部を挟み軟質化している。全体的に基盤岩の走向はNE方向で南傾斜となっており、地すべり斜面に対して流れ盤であるが、先端部では北傾斜となり受け盤構造を呈している。なお、図-4(a)～(f)には、B測線縦断面図のボーリング柱状図を示した。

表-1 地質層序

地質時代				標準層序	津川地方(1976吉村他)	
新 生 代	新 第 三 紀	中 新 世	中	女川層	新谷層	泥岩 (砂岩・凝灰岩)
				西黒沢層	津川層	凝灰岩 (礫岩・砂岩)
				台島層	三川層	凝灰角礫岩 安山岩溶岩
	前期	西男鹿層群				
先 第三紀	新 第三紀	先 第三紀	基盤岩類	古生層	砂岩、粘板岩 チャート、シャールスタイン	



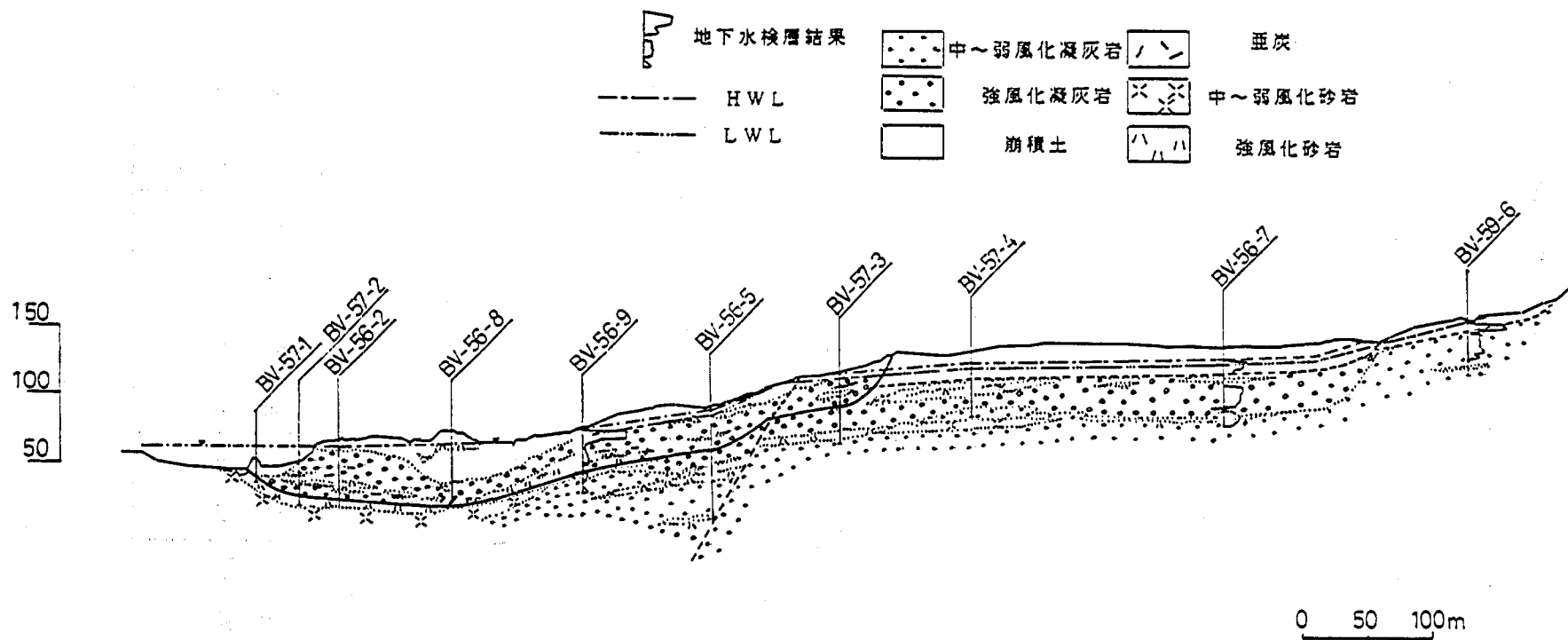
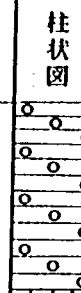
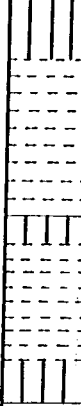
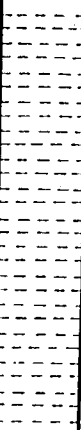
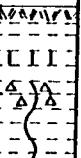



圖 - 3 B 測線断面圖

深度 (m)	柱状図	地質	色調	硬軟	記事
2.0 2.9		転石	灰白	硬	φ5~20mmのチャートおよび砂岩を含有する砂岩。
		転石混り土 河床堆積物	茶褐色	中	φ8~30mmのチャート、砂岩の円礫~亜角礫。マトリクスは、中~粗粒砂を主体とする。
11.4 16.0		凝灰岩	青灰色	硬	セッケン質凝灰岩。岩組織明瞭である。

深度 (m)	柱状図	地質	色調	硬軟	記事
		砂岩	暗青灰色	中	0.0~1.0m: 細粒砂岩。 1.0~2.5m: 砂質泥岩。 2.5~7.9m: 硬質の細~粗粒砂岩。
7.9		凝灰岩・砂岩	暗緑灰	軟	7.9~8.5m: 強風化凝灰岩。 8.5~9.3m: 中粒砂岩。 9.3~10.7m: 強風化凝灰岩。 10.7~13.2m: 砂岩。 13.2~16.4m: 強風化泥岩、褐色土混入。
16.4		砂岩	暗青灰色	中	
25.1		凝灰岩	暗緑 青灰色	軟 硬	16.4~20.1m: φ2~10mm石英粒含有する砂岩 20.1~22.0m: 泥岩、凝灰岩挟む砂岩。 22.0~25.1m: φ10mmの石英粒含有する砂岩
32.0					25.1~27.2m: 強風化泥岩。 27.2~27.9m: 強風化凝灰岩。 27.9~32.0m: 凝灰岩。

図-4(a) ボーリング柱状図

深度 (m)	柱状図	地質	色調	硬軟	記事
7.2		礫混り粘土	褐色	軟 / 硬	2.5~2.6m: 花崗岩礫含有する全体的にφ50~100mmの流紋岩礫を混入する粘土。
15.0		泥岩・砂岩	青	硬	7.2~9.6m: 砂質泥岩。 9.6~15.0m: 細粒砂岩。一部粗粒砂挟む。 15.0~16.0m: 砂質泥岩 16.0~20.8m: 細~粗粒砂岩。 20.8~22.4m: 泥質部挟む砂岩
22.4		砂岩	灰色	軟	22.4~31.6m: 中~粗粒砂岩。所々に泥岩挟む 31.6~34.4m: 粗粒砂岩。 34.4~35.0m: 細粒砂岩。 35.0~38.4m: 粗粒砂岩 38.4~39.0m: 凝灰質砂岩。 41.7~44.0m: 細~中粒砂岩で泥岩質部挟み軟質
38.4		岩	中	中	
44.0		凝灰岩	白灰色	硬	44.3~44.5m: 泥壱状コアでキレツを有する。 43.0~44.0m間 でケーシング曲がり生じる。 44.5m以深は送水掘削可能。

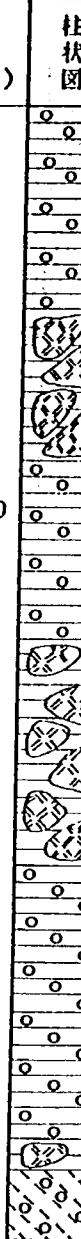
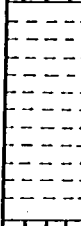

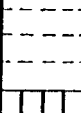
深度 (m)	柱状図	地質	色調	硬軟	記事
15.0		礫混り粘土	褐色 / 青灰色	軟 / 中	0.0~8.0m: φ5~200mmの流紋岩礫を含有する全区间漏水。 8.0~13.1m: 強風化凝灰岩転石を多く含有し泥を壱状コア採取となる。 13.1~20.0m: φ8~80mmの石英粒および流紋岩礫を含有する粘土。 13.1~16.1m間は旧表土。 20.0~25.7m: 強風化凝灰岩転石を多く含有し泥壱状コア採取となる。 25.7~39.0m: φ8~80mmの石英粒および流紋岩礫を含有する粘土。 39.0~39.8m: 強風化凝灰岩転石。 39.8~42.4m: φ75mmの砂岩転石を混じえた砂質土。
30.0		砂岩	白色 / 青灰色 / 褐色	中 / 軟 / 硬	
42.4		砂岩	白灰色	中 / 中	42.4~44.7m: 強風化砂岩。 44.7~50.0m: 軟質の粗粒砂岩
50.0		泥岩	黒色 / 暗灰	軟 / 中	50.0~51.4m: 炭化物挟む泥岩 51.4~54.2m: 炭化物含む砂岩 54.2~55.0m: 泥岩

図-4(b) ボーリング柱状図

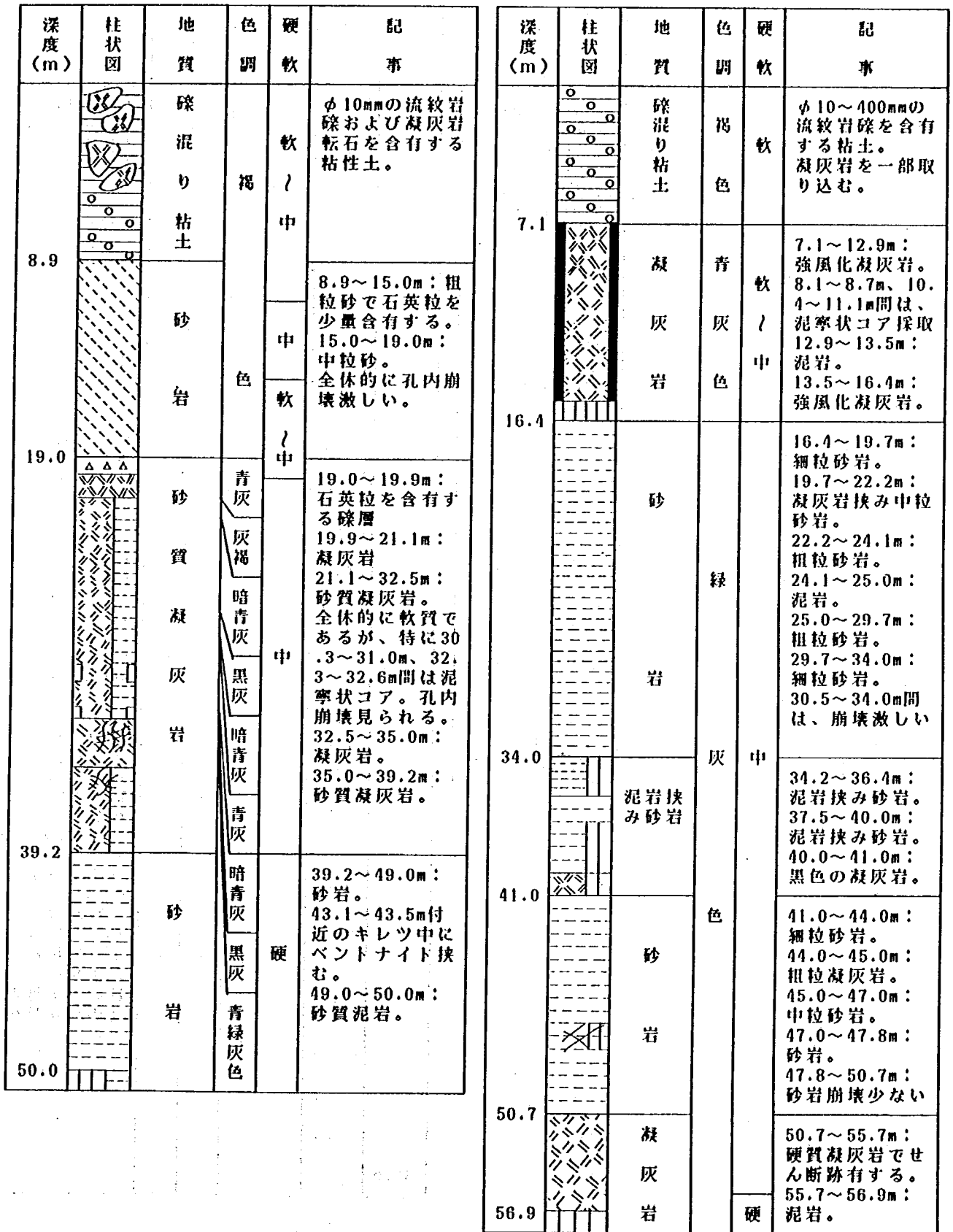


図-4(c) ボーリング柱状図

深度 (m)	柱状図	地質	色調	硬軟	記事
79.9	[Pattern]	砂岩	緑色	中	56.9~70.0m: 細粒砂岩。一部送水掘削可能。57.0m以深は孔内崩壊少ない。 70.0~72.6m: 中粒砂岩。 72.6~74.1m: 細粒砂岩。 74.1~75.9m: 中粒砂岩。 75.9~76.5m: 粗粒砂岩。 76.5~79.9m: 凝灰岩挟む砂岩
				中	
				硬	
84.5	[Pattern]	凝灰岩	青緑色	硬	79.9~80.4m: 凝灰岩。 80.4~82.5m: 硬質の砂岩。 82.5~84.5m: 硬質の凝灰岩。
	砂岩	青灰色	軟	84.5~87.2m: 硬質の砂岩。 87.2~90.0m: 砂岩。泥準状コア	

深度 (m)	柱状図	地質	色調	硬軟	記事
6.2	[Pattern]	砂岩	青灰色	中	細粒砂岩。ただし、9.2~9.25m間に礫岩挟む。
				中	
12.5	[Pattern]	凝灰岩	暗青灰	中硬	12.5~13.2m: 凝灰岩。 13.2~15.6m: 礫岩。 15.6~19.65m: 凝灰岩。17.1m付近にせん断跡およびコアぶくれ。
			白灰	中	
19.6	[Pattern]	砂岩	青灰色	中	19.65~23.3m: 粗粒砂岩。 23.3~24.6m: 砂質凝灰岩。 24.6~33.2m: 粗粒砂岩。26.1m付近軟質のコアにてせん断跡有する。 33.2~33.5m: 砂質泥岩。 33.5~44.55m: 細~粗粒砂岩。ただし、36.5~36.8mおよび40.0~41.2m間に石英粒含有する。 44.55~45.0m: 砂質泥岩。 45.0~55.0m: 中~粗粒砂岩。含水比の高い軟質のコア採取。孔内崩壊は少ない。
24.6	[Pattern]			硬	
55.0	[Pattern]	岩	色	硬	

図-4(d) ボーリング柱状図

深度 (m)	柱状図	地質	色調	硬軟	記事
22.1		礫混り粘土	褐色	軟	φ10~300mmの流紋岩礫を含有する粘土。孔内は全区間漏れ水し孔内崩壊見られる。「ガラ場」を形成する地層。
				硬	
				中	
37.0		凝灰岩	白灰色	中	22.1~26.0m: 凝灰岩。24.7m 25.5m付近にせん断跡。 26.0~29.7m: 砂質凝灰岩。φ10mmの石英粒含有する。 29.7~36.1m: 凝灰岩。 36.1~37.0m: 砂質泥岩。
				中	
				硬	
50.0		砂岩	暗青色	中	37.0~43.0m: 中粒砂岩。 43.0~44.0m: 細粒砂岩。 44.0~50.0m: 細粒砂岩。せん断跡有する
				中	
				硬	

深度 (m)	柱状図	地質	色調	硬軟	記事
20.7		礫混り粘土	黄褐色	軟	φ20~200mmの流紋岩礫を混入する粘土。掘削時孔内崩壊激しい。「ガラ場」を形成する地層。
				硬	
				中	
34.7		砂岩	暗灰色	軟	20.7~21.65m: 凝灰岩。泥寧状コア採取。 21.65~27.05m: 砂岩。かなり軟質コア。 27.05~27.5m: 凝灰岩。石英礫混入。 27.5~34.7m: 固結度弱い砂岩
				硬	
				中	
60.0		砂岩	暗灰色	軟	34.7~36.0m: 送水掘削可能な泥岩。 36.0~40.7m: 泥寧状コアとなる砂岩。 40.7~41.0m: 泥寧状コアとなる泥岩。 41.0~47.0m: 細~粗粒砂岩。 47.0~48.1m: 泥寧状コアとなる泥岩。 48.1~50.8m: 細粒砂岩。 50.8~52.6m: 砂質泥岩。 52.6~57.2m: 細粒砂岩。 57.2~58.6m: 送水掘削可能な泥岩。 58.6~60.0m: 細粒砂岩。
				硬	
				中	

図-4(e) ボーリング柱状図

深度 (m)	柱状図	地質	色調	硬軟	記 事
0.0 ~ 7.8		転石混り土	黒 褐色	軟 / 硬	0.0~1.0m: 表土 1.0~7.8m: 転石混じり土 φ80mmの流紋岩転石を含有する砂質土。 1.0~5.0m間は、粘性土に富む。 6.0~7.8m間は、砂質土に富む。
7.8 ~ 9.5		凝灰岩砂岩	暗	硬	凝灰質の中粒砂岩。風化粘土化進行中のコア。
9.5 ~ 10.0		泥岩	暗		風化泥岩でコアぶくれ見られる。
10.0 ~ 19.5		砂岩	灰色		10.0~12.3m: 細粒砂岩。10.0~10.7m間は、風化した砂岩となる。 12.3~12.8m: 中粒砂岩。 12.8~16.5m: 細粒砂岩。 16.5~19.5m: 中粒砂岩。 固結弱いため、一部コア流出見られる。掘削中孔内は、安定している。
19.5 ~ 20.4		砂質泥岩	暗		19.5~20.0m間は、中粒砂岩混える。
20.4 ~ 32.9		砂岩	青 灰		20.4~21.5m: 凝灰質中粒砂岩 21.5~22.0m: 中粒砂岩。 22.0~32.9m: 粗粒砂岩。 24.9~28.0m間は、泥掬状コアとなる。 掘削中20.0~28.0m間は、全漏水し孔内崩壊有る。また、25.0~28.0mは、ルーズな状態にあり孔内崩壊激しい。
32.9 ~ 33.7		泥岩	色	細粒砂岩を含む泥岩。	
33.7 ~ 40.0		砂岩		33.7~35.9m: 粗粒砂岩。 35.9~36.8m: 細粒砂岩。 36.8~37.7m: 中粒砂岩。 37.7~38.7m: 細粒砂岩。一部凝灰岩を挟在する。 38.7~40.0m: 中粒砂岩。	

図-4(f) ボーリング柱状図

## 2. 現地踏査と既存資料の収集および補足調査項目についての検討

新潟試験所では、調査を開始するに先立ち現地踏査と既存資料をもとに3か年の調査項目として、

- (1) 地盤調査
- (2) 地下水調査
- (3) 移動量調査
- (4) 土質調査

について提案を行った。その内容を以下に示す。

### 2.1 地盤調査

ブロック分けおよび各ブロック毎の最適主測線の選定を行う。それには、縦横断のすべり面形状と地すべり移動量との関係を把握するために、この点を考慮した調査ボーリングの配置を行う必要がある。

すべり面については、昭和58年度までの調査により、AおよびC測線の縦断すべり面形状と各観測帯に沿った横断すべり面形状が明らかにされつつある。しかし、22孔のボーリングにおいて、すべり面の確定したものは、BV-56-7、BV-57-4、BV-56-9、BV-56-1、BV-56-3、BV-56-2の6孔で、他は準確定となっている。この点の補足調査としては、重錘による方法あるいはすべり面検知ケーブルの埋設によって確認する必要がある。

### 2.2 地下水位調査

降雨と地下水位との関係および各観測孔の相関々係によって、浅層および深層地下水の関係を把握するためには、既存の地下水位観測孔に加えて深度毎の間隙水圧計の設置が望ましい。この間隙水圧計の設置が無理であれば、深度毎の地下水位観測孔が必要である。また、この他防止工事のための限界地下水位(移動量と地下水位との関係から求める)を求めるためには、少なくとも各ブロック毎に地下水位計の配置が必要である。これらは、安定解析を行う場合の重要なデータとなる。なお、観測はAC電源による自記記録が望ましい。

いづれにしても、現在の地下水位観測孔(4孔)では少ないと思われる。この他、防止工事の効果判定を行う上で、上記の他に湧水および横ボーリング、集水井の排水量の自記観測が必要である。

### 2.3 移動量調査

移動計の配置は、ほぼ良いと考えられる。しかし、AおよびD測線上に追加する必要があると思われる。この配置に関しては、ブロックと間隙水圧計および地下水位計の配置との関係によって検討する必要がある。測定方法としては、多層移動計または猿供養寺方式<sup>3)</sup>とする。

### 2.4 土質調査

テストピットでの試料の力学試験に重点をおく。主にリングせん断試験を行う。

新潟試験所では、これらの提案をもとに次ぎに示す補足調査を実施してきた。



- |                                       |           |
|---------------------------------------|-----------|
| (1) 移動杭(観測帯)から見たブロック分けの検討             | (S.59)    |
| (2) 集水井から採取した試料およびボーリングコアを用いたリングせん断試験 | (S.59~61) |
| (3) リングせん断試験結果を用いた主測線上での安定解析          | (S.60~61) |
| (4) トンネル排水工の効果                        | (S.61)    |
| (5) 間隙水圧の観測                           | (S.59~61) |
| (6) 三次元地下水解析プログラムの開発                  | (S.61)    |

### 3. 移動杭(観測帯)から見たブロック分けの検討

図-5は、昭和56年10月から昭和59年12月までの移動杭の観測結果とキレツ分布を重ね合わせたものである。この図の移動量から、上部のⅠブロックと下部のⅡおよびⅢのブロックの二つに大別される。更に、各々のブロックは、移動量とキレツ分布から細かく検討すると次のようになる。すなわち、Ⅰブロックは、Ⅰ-1、Ⅰ-2に、Ⅱブロックは、Ⅱ-1、Ⅱ-2、Ⅱ-3に、Ⅲブロックは、Ⅲ-1、Ⅲ-2に分けられる。移動量は大きい順に、Ⅱ-3、Ⅱ-1、Ⅱ-2、Ⅲ-1、Ⅲ-2、Ⅰ-2、Ⅰ-1となっている。これらの移動量の差から、ⅠとⅡブロックの間に明瞭な滑落崖が形成されている。しかし、ⅡとⅢブロックの間には、移動量の差が小さいために明瞭な滑落崖はみられない。

図-6は、B測線の移動杭の移動経年変化を示したものである。Ⅰ(Ⅰ-1)ブロックでは、昭和58年12月からの累積移動量が、Ⅷ-2で0.168m、Ⅶ-3で0.150m、Ⅵ-2で0.143m、Ⅴ-3で0.205mとなっている。また、ⅡとⅢブロックでは、昭和56年10月からの累積移動量が、Ⅳ-4で2.227m、Ⅲ-3で1.512m、Ⅱ-4で1.276m、Ⅰ-4で1.026mとなっている。このことから、ⅠブロックおよびⅡ、Ⅲブロックのいずれも斜面上部の移動が大きいことが分かる。また、図-6に示すように、地下水位(BV-56-6)の高い時期に移動量が大きくなっていることが分かる。

凡 例

(77)	滑落崖および側壁
~~~~~	側方キレット
- - - - -	不鮮明な側方キレット
.....	陥没帯 (大)
.....	陥没帯 (小)
.....	横断キレット (大)
.....	横断キレット (小)
⊖	陥没地
⊕	湿地

凡 例

- 昭和56年10月~昭和58年12月
- 昭和57年11月~昭和58年12月
- 岩-1 昭和56年10月~昭和56年12月
- 岩-2 昭和56年10月~昭和57年11月
- 岩-3 昭和57年9月~昭和58年9月
- 0-1 昭和56年10月~昭和57年11月
- 0-2 昭和57年9月~昭和58年9月
- 昭和57年3月5日~昭和57年3月24日

↓ ↓ ↓	100 cm
↓	200 cm
↓	30 cm

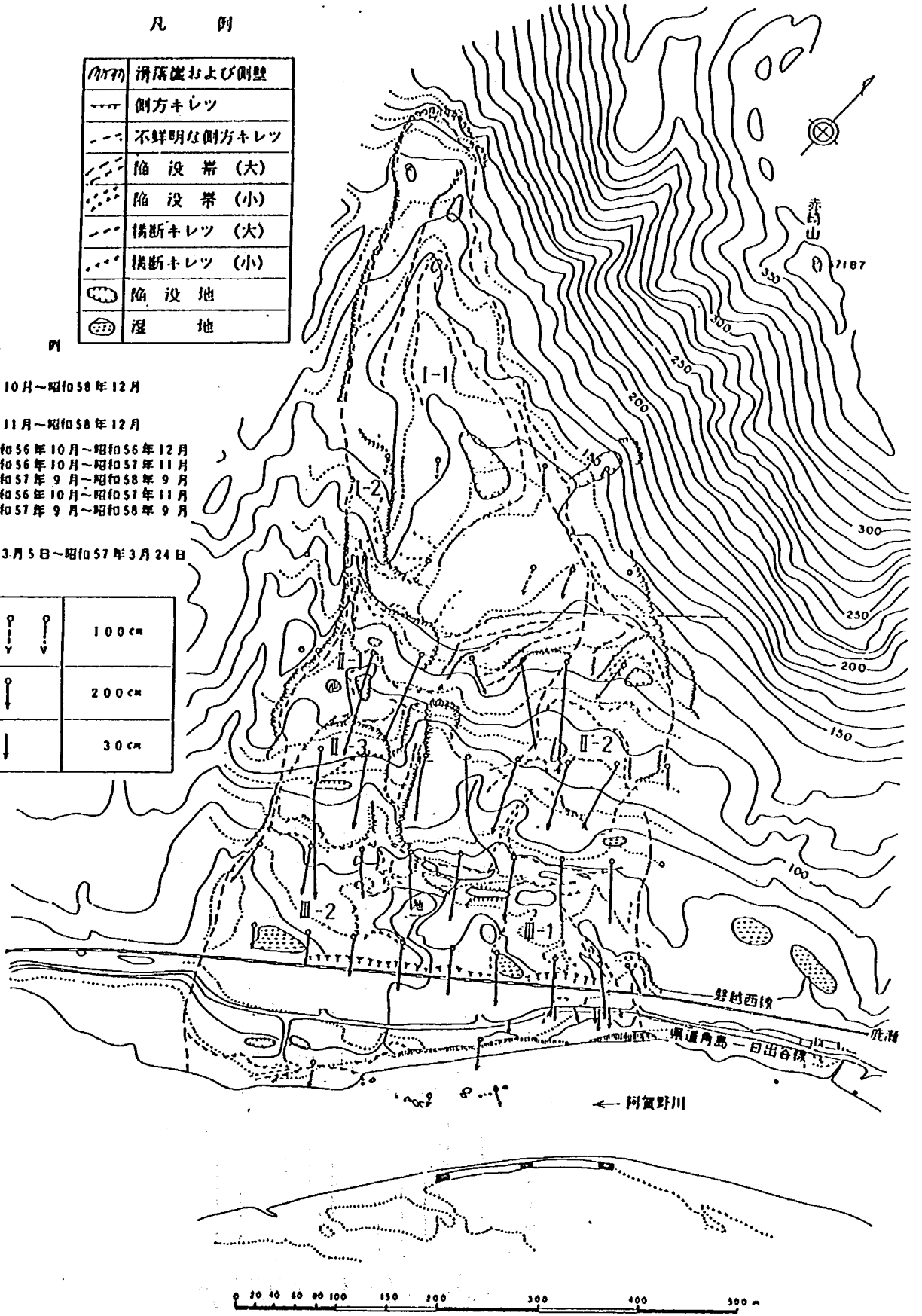


図-5 移動量とキレット分布

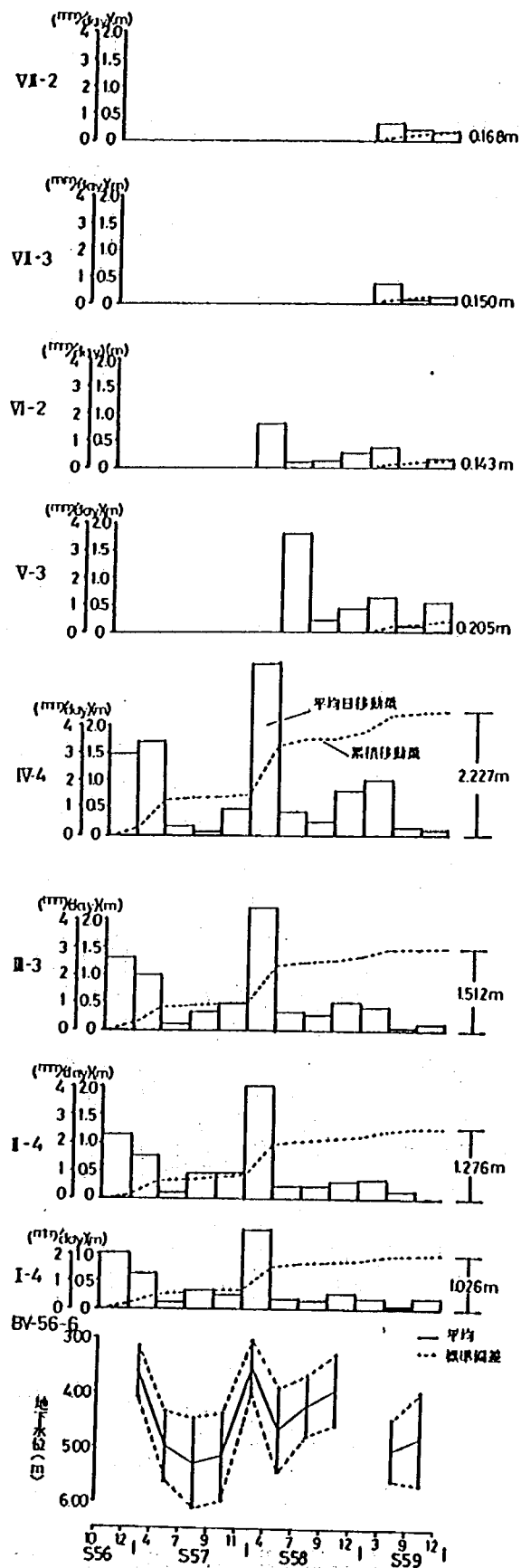


图-6 B測線移動杭経年変化

#### 4. 集水井から採取した試料およびボーリングコアを用いたリングせん断試験

地すべり斜面における対策工の合理的な設計を行うためには、斜面の安定度を正確に評価する必要がある。そのためには、すべり面形等の斜面形状やすべり面に作用する間隙水圧の測定、すべり面のせん断強さ等を求めることが非常に重要な作業である。一般的には、すべり面のせん断強さを決定する方法として、現状の斜面の安全率を1.0と仮定し逆算によりせん断強さ ( $C$ 、 $\phi$ ) の関係を求め、定数の一方 (普通は粘着力) を適当に仮定し、他方を求める非常に実用的ではあるが経験的要素が多分に加味される解析方法が用いられている。しかし、この方法では、降雨量の多少および防止工事による斜面の安全率の変化を正確に求めることはできない。

すべり面における長期的なせん断強さは、図-7に示すようにピーク強さ、完全軟化強さ、残留強さの3種類がある。これらの強さを求めるには、大変形のせん断試験を実施する必要がある。リングせん断試験は、その一つの方法である。リングせん断試験機は、簡単に説明すると図-8に示すように、ドーナツ型の供試体の中央に下部せん断箱から一方向のトルクを与えることにより、試験中にせん断面を変えることなく、任意の変位量まで自由にせん断させることのできる試験機である。今回の試験供試体の寸法は、外径15.0cm、内径10.0cm、高さ2.0cmである。

試料は、図-2に示すように地すべり斜面の中間部の昭和59、60年度に集水井が施工された位置およびボーリングBV-56-5の3ヶ所(すべり面付近)のものと、阿賀野川沿いの地すべり先端部の河岸部に絞り出されたものである。採取された試料は、レキ等が含まれているため不攪乱での試験ができないことから、以下の方法により供試体を作成した。すなわち、すべり面付近の土をナ

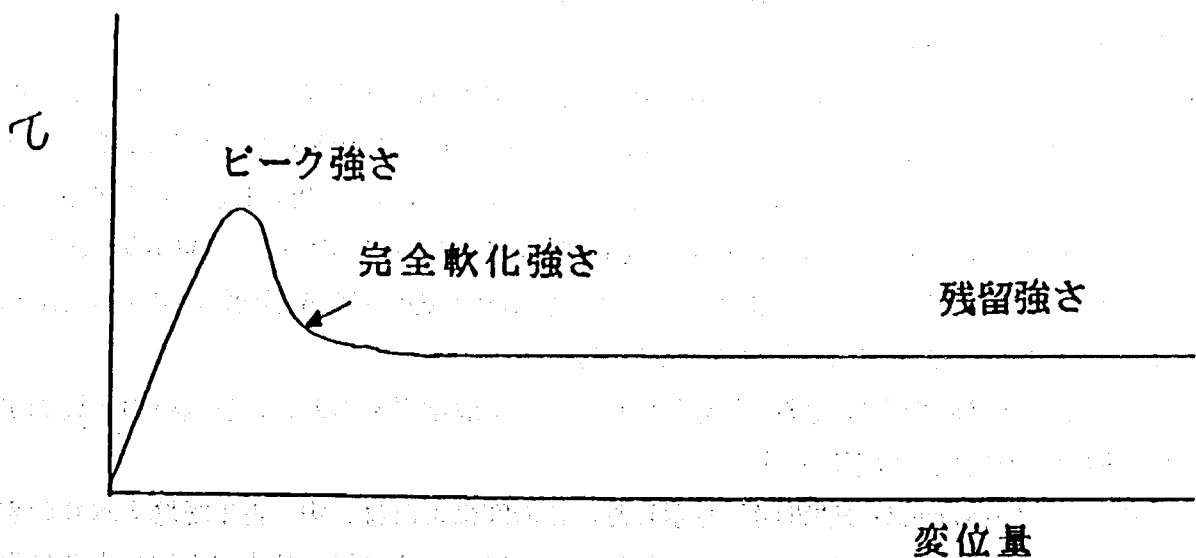


図-7. 粘土のせん断強さ

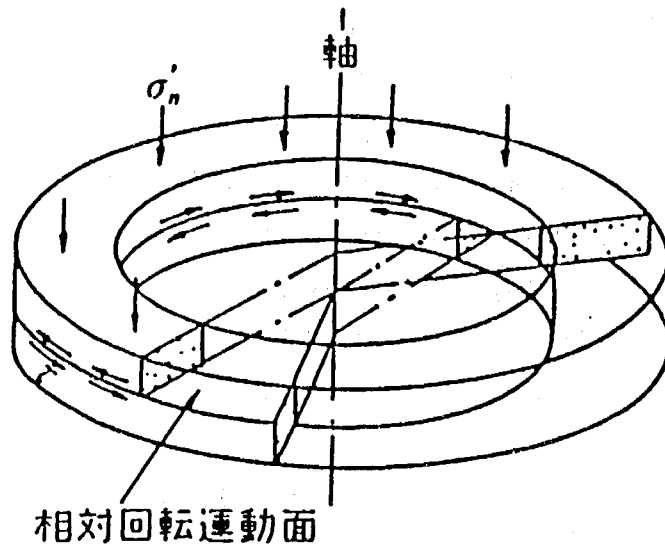


図-8 リングせん断試験サンプル  
(Bishop et al. 1971による)

イフで切り出し、蒸留水を加えミキサーにかけ、スープ状になるまで十分にかき混ぜる。その後、レキ等を除くため、420 $\mu$ フルイを通過させる。このようにして出来た試料を適当な含水比になるまで50 $^{\circ}$ C前後の乾燥機で乾燥させスラリー試料を作成し、試験機にセットするというものである。

試験条件は圧密排水とし、載荷後約48時間程度圧密した後、せん断速度を0.01mm/minにして、せん断試験を行っている。

図-9、10、11には、垂直応力 $\sigma_n$ とせん断抵抗力 $\tau$ の関係を示した。 $\tau/\sigma_n$ のバラツキはほとんどなく、S.59年度試料採取位置(深度10.5m)では、ピーク強さとして $C'_r=0.49\text{ tf/m}^2$ 、 $\phi'_r=13.8^{\circ}$ 、残留強さとしては、 $C'_{r,r}=0.30\text{ tf/m}^2$ 、 $\phi'_{r,r}=4.8^{\circ}$ が得られ、S.60年度試料採取位置(深度8.0m)では、ピーク強さとして $C'_r=0.95\text{ tf/m}^2$ 、 $\phi'_r=18.0^{\circ}$ 、残留強さとしては、 $C'_{r,r}=0.50\text{ tf/m}^2$ 、 $\phi'_{r,r}=6.0^{\circ}$ が得られた。また、S.61年度のBV-56-5(深度33.8~34.2m)では、 $C'_{r,r}=0.51\text{ tf/m}^2$ 、 $\phi'_{r,r}=4.9^{\circ}$ が得られている。

表-2には、各試料の土質試験結果を示した。この試験結果をもとに、各試料の土質力学特性について検討した結果を以下に示す。

図-12には、Casagrandeの塑性図<sup>4)</sup>を示した。この図によれば、中・古生層地すべりのすべり面粘土は低塑性のCL領域に属し、第三紀層地すべりは中~高塑性の粘土でA線の上部に平行したゾーン(CH領域)に属す。今回の試料は、いずれもCH領域に属し、第三紀層地すべりのすべり面粘土の特性を有することになる。

一方、残留強さと塑性指数とは、相関性が高いと言われている<sup>4)</sup>。図-13には、わが国の地す

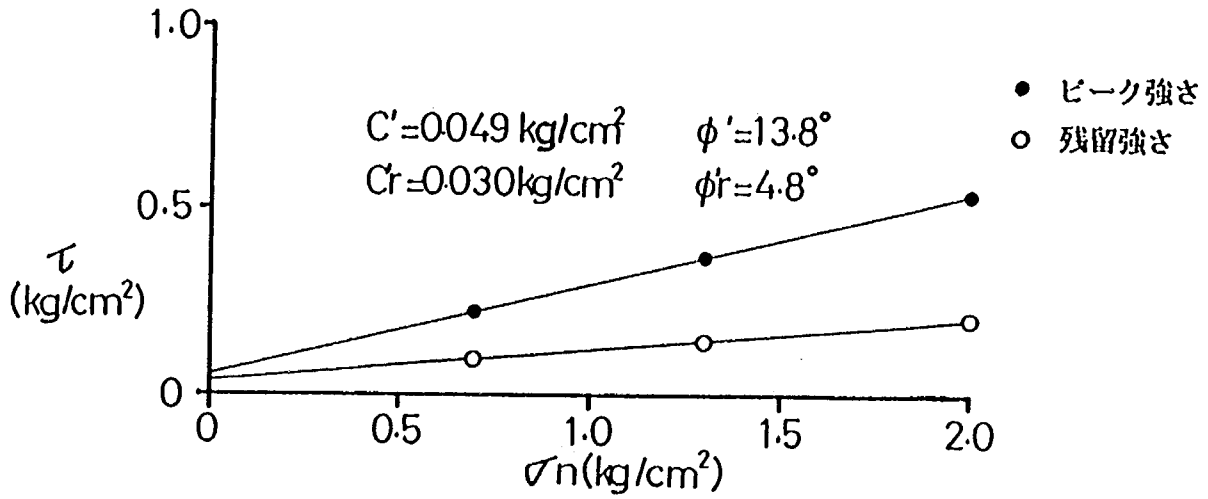


図-9 リングせん断試験結果 (S.59試料)

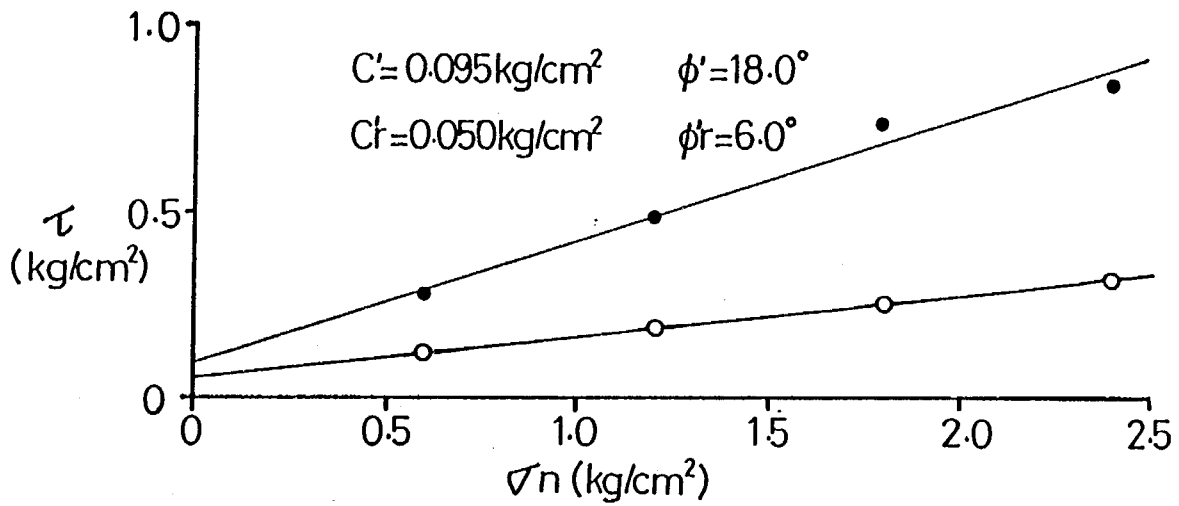


図-10 リングせん断試験結果 (S.60試料)

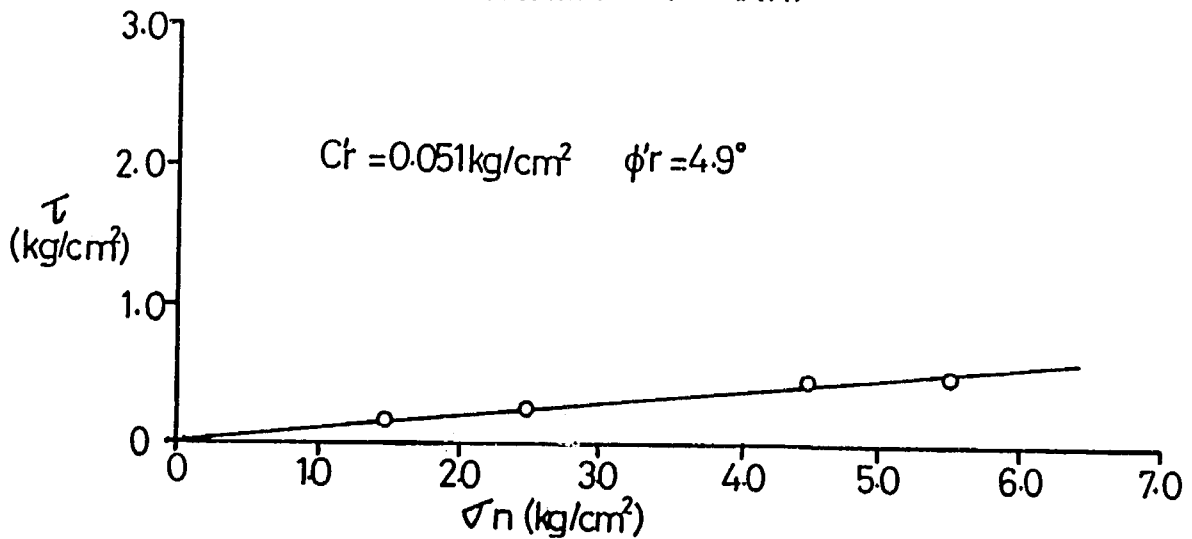


図-11 リングせん断試験結果 (BV-56-5)

表-2 土質試験結果

試料	S.59試料	S.60試料	BV-56-5	地すべり先端部
深度 m	10.5	8.0	33.8~34.2	—
液性限界 $W_L\%$	200.0	126.8	286.0	68.4
塑性限界 $W_p\%$	20.7	20.2	13.5	20.3
塑性指数 $I_p$	179.3	106.6	272.5	48.1
日本統一土質分類	CH	CH	CH	CH
三角座標	細粒土	細粒土	細粒土	—
残留強さ $\phi'_r,^\circ$	4.8	6.0	4.9	13.5

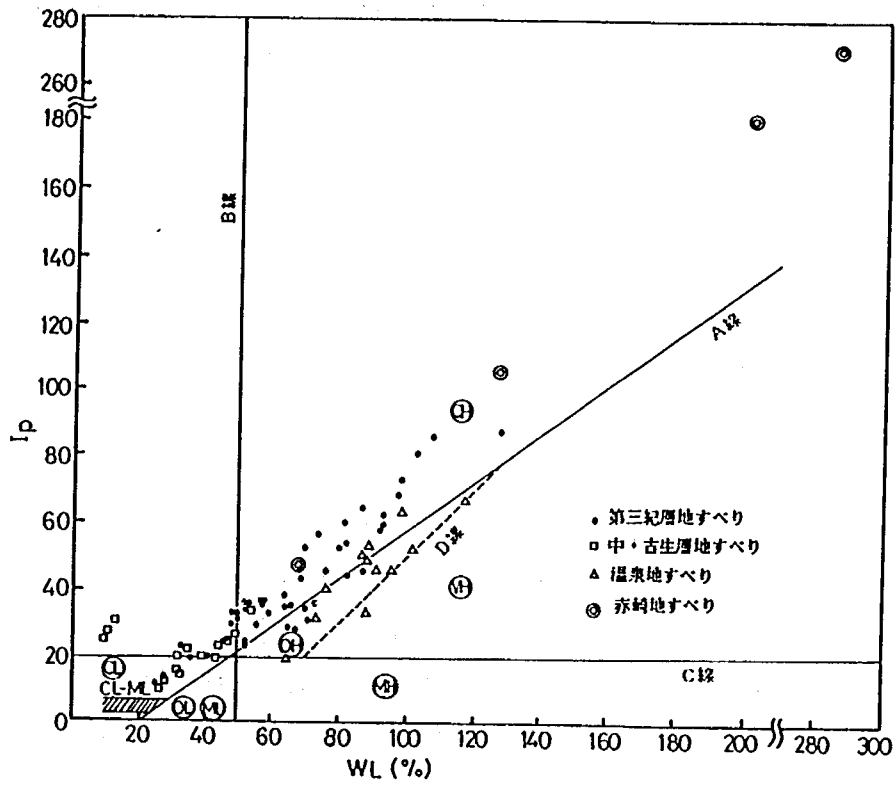


図-12 Casagrandeの塑性図<sup>4)</sup>

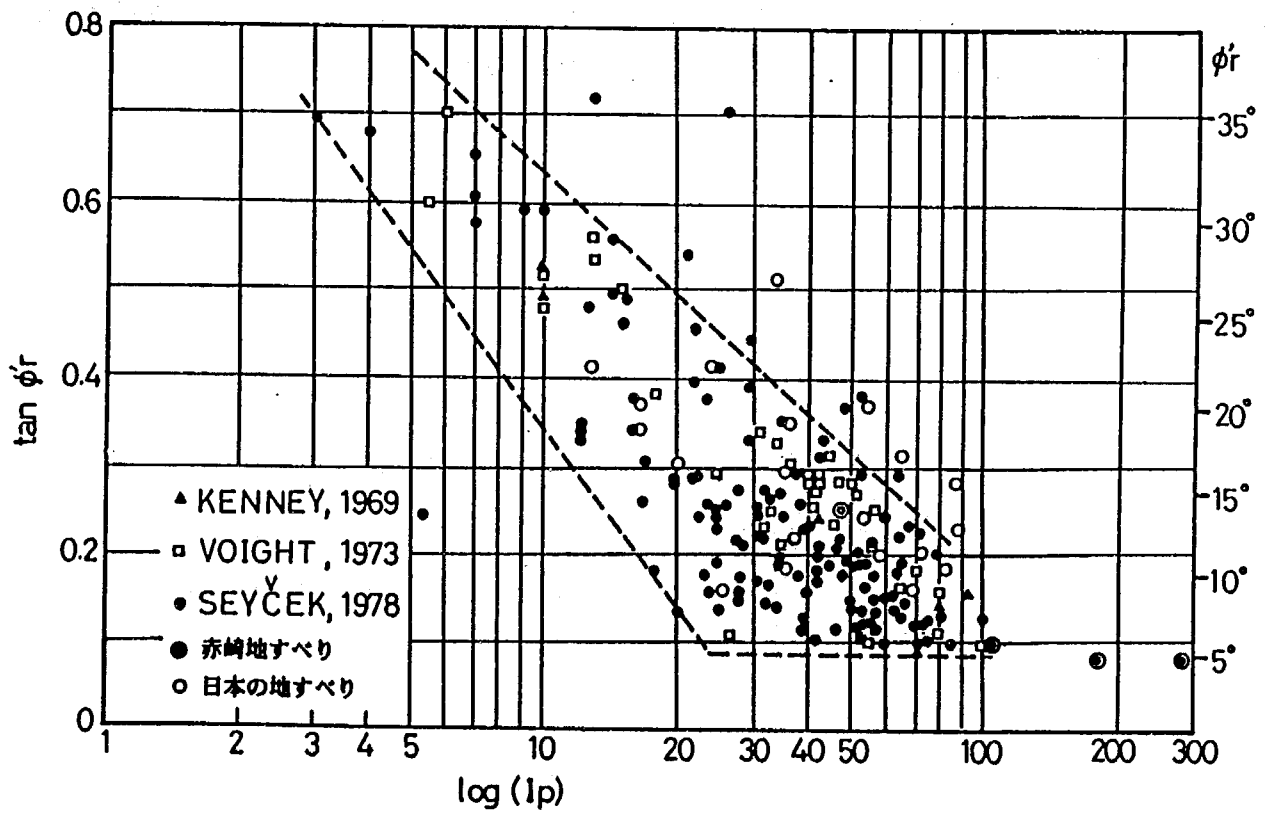


図-13 残留強さと塑性指数の関係<sup>4)</sup>



べり地で測定された残留強さと塑性指数が白丸印でプロットされている。点線は、seyček(1978)によって示された領域である。わが国の地すべりは、ほぼこの領域内に含まれている。

以上のことから、既に地すべり運動をしてすべり面が残留強さまで低下している地すべりでは、中・古生層地すべりについては、低塑性で塑性指数が小さく残留強さは大きい。また、第三紀層地すべりでは、中～高塑性の地すべり粘土であるため残留強さは比較的小さくなる傾向がある。今回の試料を図中に◎で示した。いずれも塑性指数が100%を越えており、このため残留強さ $\phi'_r$ が $5\sim 6^\circ$ と小さくなっている。

一般に残留強さは鉱物組成や化学結合に左右されると言われている<sup>4)</sup>。石英、長石、方解石、ドロマイトに対しては、 $\phi'_r=30^\circ$ であり、その他多くの鉱物に対しては、 $\phi'_r=16^\circ$ 、モンモリロナイト鉱物に対しては、 $\phi'_r=11^\circ$ である。したがって、残留強さ $\phi'_r$ が小さいのは、多量のモンモリロナイトを含む土の特性であり、それらの土の塑性指数 $I_p$ は一般的に50より大となる。このことから、今回の3試料は、残留強さ $\phi'_r$ が小さく塑性指数 $I_p$ についても100以上と極めて大きいことから、多量のモンモリロナイトを含む土であると判断される。

一方、阿賀野川沿いの地すべり先端部で採取した試料の土質試験結果を、前述した他の3試料と比較すると、液性限界が68.4%、塑性限界が20.3%、塑性指数48.1で、塑性限界に差はないが、液性限界については60～220%小さい。したがって、塑性指数についても50～220小さな値を示し、土の物理的性質が他の3試料と異なっていることを示している。これらの物理的指標は、残留強さに差となって現れている。つまり、地すべり先端部試料の $\phi'_r=13.5^\circ$ に対して他の3試料が $5\sim 6^\circ$ とかなり大きな値となっている点である。これは、図-13の残留強さと塑性指数の関係において、塑性指数が小さくなるにつれ残留強さが大きくなる傾向と一致している。

## 5. リングせん断試験結果を用いた主測線上での安定解析

斜面安定の問題は、不静定問題である。このため、実用式にするためには種々の仮定を試み静定問題化している。安定計算式としては、地すべりのような長大斜面では、一般にスライス分割法が用いられている。しかし、スライス法においてもすべり面形状により、円形すべり面だけに適用できる方法と非円形すべり面にも適用できる方法とがある。前者については、Bishop法と一般に広く用いられている簡便法等がある。一方、後者については、簡便法の他にJanbu法、Morgenstern and Price法などがある。今回の安定解析は、この中から簡便法とMorgenstern and Price法を用いて行っている。

簡便法については、以下に示す(1)式により求められる。

$$F = \frac{\sum \{c' l + (N - u l) \tan \phi'\}}{\sum W \sin \alpha} \quad \text{----- (1)}$$

F : 安全率

$\phi'$ ,  $c'$  : 土の有効応力による内部摩擦角と粘着力

w : スライスの重量

$\alpha$  : すべり面と水平面とのなす角

l : すべり面長

u : 平均間隙水圧

N :  $W \cos \alpha$

Morgenstern and Price法については、詳しくは土研資料第1510号を参照されたい。本方法は、静的つり合い条件のすべてを満足する合理性の高い方法である。スライスに作用する力と座標は図-14に示すとおりで、スライス間に働く水平力Eと鉛直方向のせん断力Xとの間に、次の仮定を設ける。

$$X = \lambda f(x) E \quad \text{----- (2)}$$

$\lambda$  : 未知の定数

f(x) : スライスの各境界について与えられる任意分布関数でスライス内では、直線的に変化するものとする。

(今回は、 $f(x)=1.0$ として計算を実施した。)

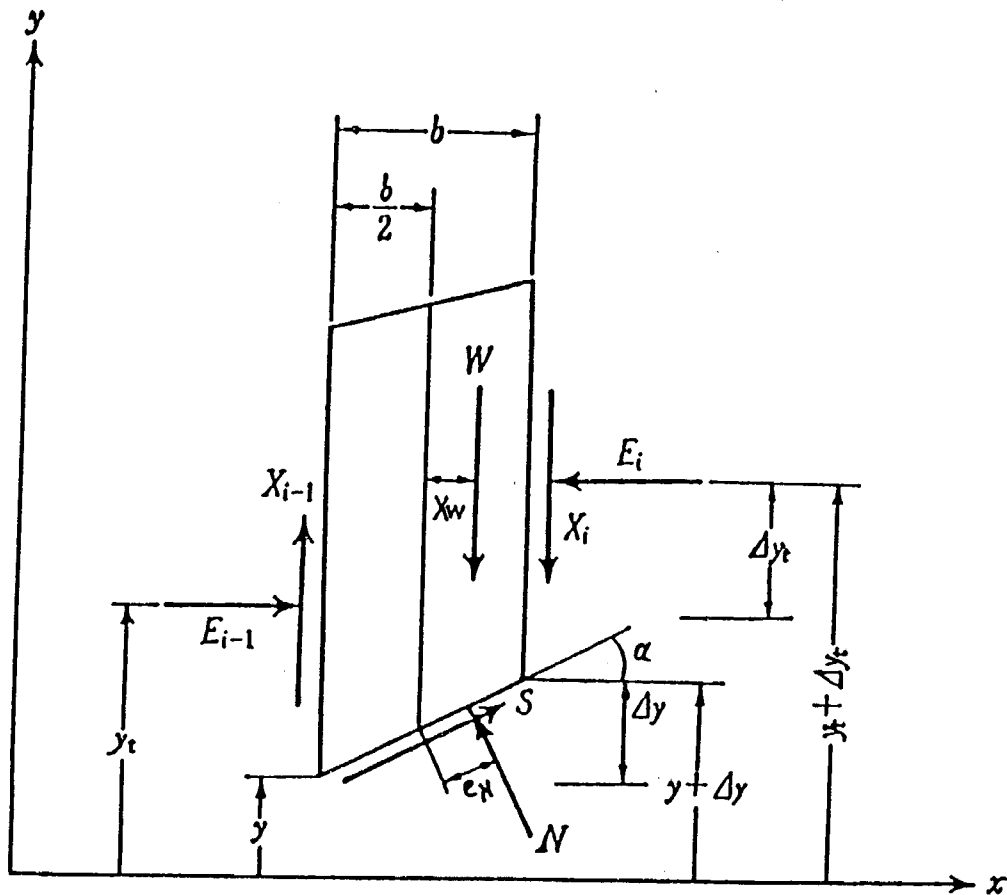


図-14 スライスに作用する力と座標

まず、力の鉛直、水平方向のつり合い条件

$$\begin{aligned} W + (X_i - X_{i-1}) &= N \cos \alpha + S \sin \alpha \\ (E_i - E_{i-1}) &= N \sin \alpha - S \cos \alpha \quad \text{----- (3)} \end{aligned}$$

について、モール・クーロンの基本式

$$S = \frac{1}{F} \{ c' l + (N - u l) \tan \phi' \} \quad \text{----- (4)}$$

を代入しEの項について整理すると、

$$\begin{aligned} E_i - E_{i-1} &= [ \{ -W - (X_i - X_{i-1}) \} (\tan \alpha - \tan \phi' / F) \\ &+ (c' b - u b \tan \phi') \sec^2 \alpha / F ] / ( 1 + \tan \alpha \tan \phi' / F ) \quad \text{-- (5)} \end{aligned}$$

となる。

これに、 $b = dx \rightarrow 0$ として微分式で示せば

$$\frac{dE}{dx} = \frac{-(\tan\alpha - \tan\phi' / F) \left( \frac{dW}{dx} + \frac{dX}{dx} \right) + (c'b - ub \tan\phi') \frac{\sec^2\alpha}{F}}{1 + \tan\alpha \tan\phi' / F} \quad \text{----- (6)}$$

となる。

ところで、式(2)から

$$\frac{dX}{dx} = \lambda \left\{ \frac{d}{dx} f(x) + f(x) \frac{dE}{dx} \right\} \quad \text{----- (7)}$$

これを(6)式に代入して

$$\begin{aligned} \frac{d}{dx} [E \{ 1 + \tan\alpha \tan\phi' / F + \lambda f(x)(\tan\alpha - \tan\phi' / F) \}] \\ = (c' - u \tan\phi') \sec^2\alpha / F - \frac{dW}{dx} (\tan\alpha - \tan\phi' / F) \quad \text{--- (8)} \end{aligned}$$

最初のスライスの左端を  $x = 0$  とすれば、この点では  $E = 0$  であるから  $x = x_i$  での横方向力  $E_i$  は、(8)式を  $x = 0$  から  $x = x_i$  まで積分して次式により求まる。

$$E_i = \frac{\int_0^{x_i} \left\{ (c' - u \tan\phi') \sec^2\alpha / F - \frac{dW}{dx} (\tan\alpha - \tan\phi' / F) \right\} dx}{1 + \tan\alpha \tan\phi' / F + \lambda f(x_i)(\tan\alpha - \tan\phi' / F)} \quad \text{----- (9)}$$

次に、スライス低面の中点のまわりのモーメントのつり合い条件を取り

$$X_i b - \Delta X \cdot \frac{b}{2} - E_i \Delta y_i - \Delta E \left( y_i - y - \frac{\Delta y}{2} \right) + W X_w - N e_n = 0$$

$$\Delta X : X_i - X_{i-1}$$

$$\Delta E : E_i - E_{i-1}$$

ここで、 $b = dx \rightarrow 0$ とすれば

$$X = \frac{d}{dx} (E \cdot y_i) - y \frac{dE}{dx} \quad \text{----- (10)}$$

となる。

これを積分し、スライス底面上の1点のまわりのモーメント $M_i$ は $E \cdot (y_i - y)$ に等しく、 $x = 0$ で $M_i = 0$ であることに着目すれば各スライスでのモーメントは

$$M_i = \int_0^{x_i} E \{ \lambda f(x) - \tan \alpha \} dx \quad \text{-----} \quad (11)$$

として求まる。

以上より、最終スライスにおいて $E_N = 0$ 、 $M_N = 0$ となるまで、 $F$ と $\lambda$ の値を変化させることにより安全率 $F$ が求まる。

次に、2つの安定解析法により計算を行った結果を示す。赤崎地すべりは、V測線付近を境に大きく上部ブロックと下部ブロックとに分けられる。まず、下部ブロックについての計算結果を示す。断面図は、事務所の調査結果によるもので、単位体積重量は、昭和59年度集水井施工の際に測定した結果の平均値を用い $\gamma_t = 1.75 \text{ t/m}^3$ とした。なお、参考までに $\gamma_t = 1.90 \text{ t/m}^3$ についても計算を行っている。地下水位については、事務所の調査結果による、HWL、限界水位、LWLである。土質強さ定数は、リングせん断試験により求めた表-3の値を用いた。安定解析結果を地下水位別に、表-4に限界水位、表-5にHWL、表-6にLWL、をそれぞれ示す。なお、解析断面図は図-15に示す。

表-4の限界水位時の各 $\phi$ 、 $c$ をもちいた安全率の結果をみると、ピーク強さについては、Morgenstern and Price法では、 $\gamma_t = 1.75 \text{ t/m}^3$ でいずれも $F = 1.000$ よりも大きな値を示している。しかし、簡便法については前者に比較して安全率が小さな値を示している。そして、その差は $\phi'$ が大きくなるに従い大きくなり、最大で $\phi' = 18.1^\circ$ で0.206、最小で $\phi' = 13.8^\circ$ で0.153の差となっている。一方、残留強さについてMorgenstern and Price法( $\gamma_t = 1.75 \text{ t/m}^3$ )による安全率をみると、昭和59年度および昭和60、61年度の $\phi'_r$ 、 $c'_r$ を用いた結果では、安全率が $F = 1.000$ を大きく下回る $F = 0.393$ 、 $F = 0.509$ 、 $F = 0.460$ を示す。また、下部ブロック先端阿賀野川沿いで採取した試料による試験結果である $\phi'_r = 13.5^\circ$ 、 $c'_r = 0.25 \text{ tf/m}^2$ を用いた結果では、 $F = 1.040$ 、簡便法で $F = 0.887$ を示した。地すべり斜面はかなり大きな変位をしており、すべり面強さは残留強さ近くまで低下していると考えられることから、残留強さを用いた場合、限界水位時には安全率が1.000前後を示すはずである。この点を考えると、これらの結果はあまりにも小さな安全率である。

限界水位時に、安全率が $F = 1.040$ を示した $\phi'_r = 13.5^\circ$ 、 $c'_r = 0.25 \text{ t/m}^2$ を用いて、地下水位がHWL、限界水位、LWL時の安全率をまとめて示すと表-7のようになる。Morgenstern and Price法では、限界水位時で $F = 1.040$ 、HWL時で $F = 0.974$ 、LWL時で $F = 1.048$ と限界水位前後で微妙につり合っている結果となっている。一方、簡便法についてはMorgenstern and Price法に比較して、前述したように小さな安全率を示し、その差は、HWL時で0.158、限界水位時で0.153、LWL時で0.152となっている。また、地下水位の変化による安全率の変化は簡便法の方が若干大きな値を示す。その他、単位体積重量を $\gamma_t = 1.75 \text{ t/m}^3$ と $\gamma_t = 1.90 \text{ t/m}^3$ にした場合

表-3 土質強度定数

$\phi' = 13.8^\circ$	$c' = 0.49 \text{ tf/m}^2$	昭和59年度リングセン断 試験結果
$\phi'_{r} = 4.8^\circ$	$c'_{r} = 0.30 \text{ tf/m}^2$	
$\phi' = 18.0^\circ$	$c' = 0.95 \text{ tf/m}^2$	昭和60年度リングセン断 試験結果
$\phi'_{r} = 6.0^\circ$	$c'_{r} = 0.50 \text{ tf/m}^2$	
$\phi'_{r} = 4.9^\circ$	$c'_{r} = 0.51 \text{ tf/m}^2$	昭和61年度リングセン断 試験結果
$\phi' = 18.1^\circ$	$c' = 0 \text{ t/m}^2$	地すべり末端部での採取 試料によるリングセン断 試験結果
$\phi'_{r} = 13.5^\circ$	$c'_{r} = 0.25 \text{ tf/m}^2$	

表-4 安定解析結果 (下部ブロック限界水位)

$\phi'$ °	$\phi'_r$ °	$c'$ tf/m <sup>2</sup>	$c'_r$ tf/m <sup>2</sup>	$\gamma_s$ t/m <sup>3</sup>	安全率 F	
					Morgenstern and Price法	簡便法
13.8		0.49		1.75	1.096	0.939
				1.90	1.162	1.008
	4.8		0.30	1.75	0.393	0.339
				1.90	0.414	0.360
18.0		0.95		1.75	1.492	1.238
				1.90	1.576	1.370
	6.0		0.50	1.75	0.509	0.441
				1.90	0.534	0.467
	4.9		0.51	1.75	0.460	0.395
				1.90	0.482	0.418
18.1		0		1.75	1.369	1.163
				1.90	1.464	1.261
	13.5		0.25	1.75	1.040	0.887
				1.90	1.107	0.957

表-5 安定解析結果 (下部ブロックHWL)

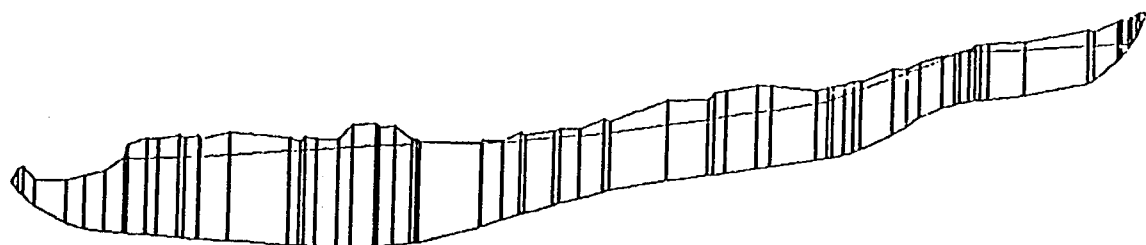
$\phi'$ °	$\phi'_r$ °	$c'$ tf/m <sup>2</sup>	$c'_r$ tf/m <sup>2</sup>	$\gamma_t$ t/m <sup>3</sup>	安全率 F	
					Morgenstern and Price法	簡便法
13.8		0.49		1.75	1.029	0.866
				1.90	1.100	0.941
	4.8		0.30	1.75	0.370	0.314
				1.90	0.393	0.338
18.0		0.95		1.75	1.403	1.186
				1.90	1.494	1.281
	6.0		0.50	1.75	0.480	0.410
				1.90	0.508	0.438
	4.9		0.51	1.75	0.437	0.370
				1.90	0.460	0.395
18.1		0		1.75	1.280	1.066
				1.90	1.381	1.171
	13.5		0.25	1.75	0.974	0.816
				1.90	1.046	0.891



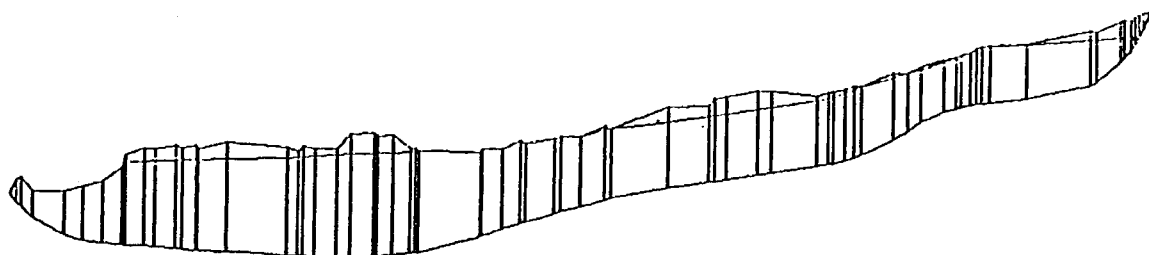
表-6 安定解析結果 (下部ブロックLWL)

$\phi'$ °	$\phi'_r$ °	$c'$ tf/m <sup>2</sup>	$c'_r$ tf/m <sup>2</sup>	$\gamma_t$ t/m <sup>3</sup>	安全率 F	
					Morgenstern and Price法	簡便法
13.8		0.49		1.75	1.104	0.948
				1.90	1.170	1.016
	4.8		0.30	1.75	0.396	0.342
				1.90	0.417	0.364
18.0		0.95		1.75	1.502	1.295
				1.90	1.586	1.381
	6.0		0.50	1.75	0.513	0.445
				1.90	0.537	0.471
	4.9		0.51	1.75	0.432	0.376
				1.90	0.451	0.396
18.1		0		1.75	1.380	1.175
				1.90	1.474	1.272
	13.5		0.25	1.75	1.048	0.896
				1.90	1.114	0.965

赤崎地すべり下部ブロック 限界水位



赤崎地すべり下部ブロック HWL



赤崎地すべり下部ブロック LWL

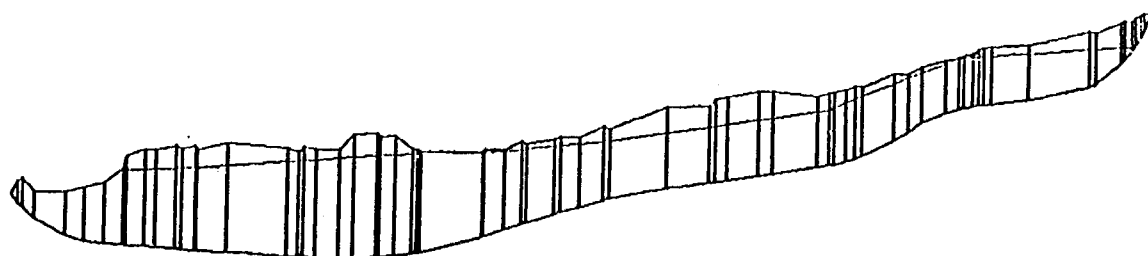


図-15 安定解析断面図 (下部ブロック)

表-7 安定解析結果(下部ブロック)

地下水位	安全率 F		
	Morgenstern and Price法	簡便法	
HWL	0.974	0.816	$\phi'_r = 13.5^\circ$ $c'_r = 0.25\text{tf/m}^2$ $\gamma_t = 1.75\text{t/m}^3$
限界地下水位	1.040	0.887	
LWL	1.048	0.896	

では、後者の方が大きな安全率を示している。

次に、上部ブロックの安定解析結果を表-8に、断面図を図-16に示す。上部ブロックについては、すべり面形状等まだ不明な点が多いのであるが参考までに計算を行った。土質強度定数は、前述した下部ブロックの安定解析にも用いた昭和59年度および昭和60、61年度の試験結果の残留強さである。単位体積重量は、流紋岩のレキが多く含まれていることから $\gamma_s=2.10\text{t/m}^3$ とした。

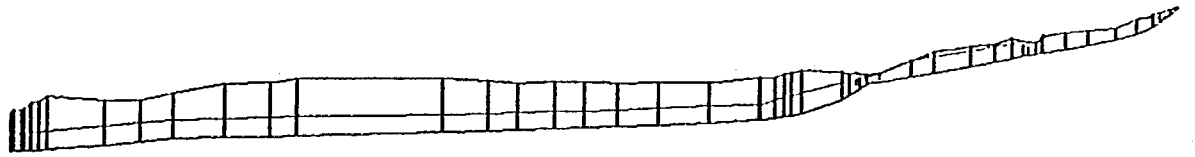
Morgenstern and Price法によれば、 $\phi'_r=6.0^\circ$ 、 $c'_r=0.50\text{tf/m}^2$ については、限界水位時 $F=1.185$ 、HWL時 $F=1.083$ 、LWL時 $F=1.216$ と安全率が1.000以上を示し、 $\phi'_r=4.8^\circ$ 、 $c'_r=0.30\text{tf/m}^2$ については、同じく $F=0.914$ 、 $F=0.833$ 、 $F=0.939$ 、となり、安全率が1.000以下になっている。また、 $\phi'_r=4.9^\circ$ 、 $c'_r=0.51\text{tf/m}^2$ については、同じく $F=1.000$ 、 $F=0.917$ 、 $F=1.025$ 、となり安全率が1.000前後を示している。簡便法については、Morgenstern and Price法より若干安全率が小さくなっているものの、下部ブロックに比較すると差は小さなものである。これは、推定したすべり面が単調であるためと思われる。

以上、安定解析を行った結果を示したが、昭和59年度および昭和60、61年度実施した土質試験結果を用いた場合、現状と合わない安全率が算出された。今後は、下部ブロックおよび上部ブロックにおいて、数ヶ所の試料について土質試験を実施し安全率を求める必要がある。また、三次元的で安定解析を実施する必要も考えられる。

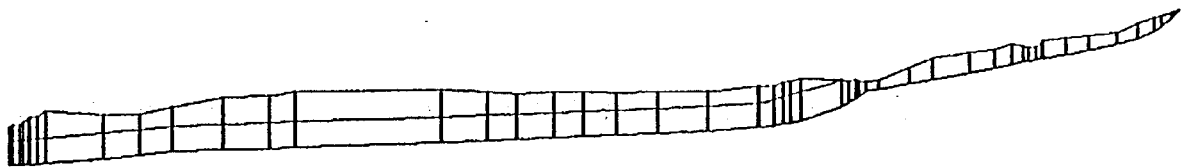
表-8 安定解析結果 (上部ブロック  $\gamma_s = 2.10 \text{t/m}^3$ )

地下水位	$\phi'_r$ °	$c'_r$ tf/m <sup>2</sup>	安全率 F	
			Morgenstern and Price法	簡便法
限界水位	6.0	0.50	1.185	1.181
	4.8	0.30	0.914	0.911
	4.9	0.51	1.000	0.997
HWL	6.0	0.50	1.083	1.078
	4.8	0.30	0.833	0.828
	4.9	0.51	0.917	0.913
LWL	6.0	0.50	1.216	1.213
	4.8	0.30	0.939	0.937
	4.9	0.51	1.025	1.023

赤崎地すべり 上部ブロック 限界水位



赤崎地すべり 上部ブロック HWL



赤崎地すべり 上部ブロック LWL

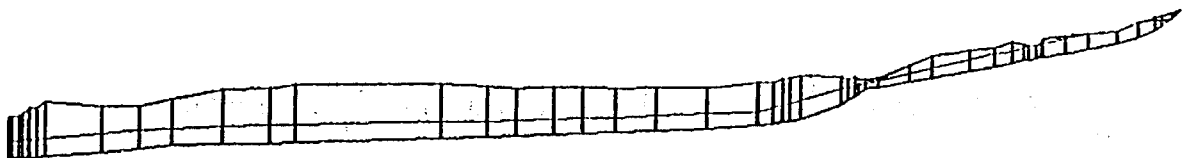


図-16 安定解析断面図 (上部ブロック)

## 6. トンネル排水工の効果

地すべりは、多くの素因誘因が複雑に作用して発生している。誘因の主なものとしては、降雨、融雪水等がある。これらは、地下に浸透することにより地下水位の上昇を招き、間隙水圧を増大させ土塊のせん断強さを低下させる。このため、地すべり地においては、各種の地下水排除工が施工されている。主な地下水排除工法としては、集水井工、横ボーリング工、暗渠工、トンネル排水工等がある。しかし、これらの工法が施工されることにより、どの程度の地下水位の低下がみられるか推定した例は少ない。赤崎地すべりでは、将来トンネル排水工が計画されている。そこで、今回地すべり斜面内の地下水位に、この工法が及ぼす影響範囲を定量的に把握することを目的として、数値解析を試みた。

自由水面を有する地下水流の数値計算法としては、有限要素法、差分法、境界要素法等がある。一般に有限要素法は、不均質、異方性を有する地盤あるいは複雑な境界条件に対し適用範囲が広く実用的であるといわれている。しかし、現場から得られるデータに限りがあることや、入力データの簡便さ、計算機の記憶容量が少なくすむことから（パソコンでの解析が可能）境界要素法を用いることにした。

### 6.1 解析方法

解析は、均質、等方性二次元浸透場とし、多孔体および間隙流体とも非圧縮性であると仮定し定常解析を行った。

地下水流の支配方程式は、ポテンシャル関数  $u$  を用いて、次のLaplace式で与えられる。

$$\nabla^2 u = 0 \quad \text{-----} \quad (1)$$

この式を満足するように領域  $\Omega$  上のポテンシャル関数  $u$  を考える。

境界条件には、図-17に示すように二つの型がある。すなわち、固定境界条件(Dirichlet型)  $u = \bar{u}$  が与えられる  $\Gamma_1$  境界と、自然境界条件(Neumann型)  $\partial u / \partial n = \bar{q}$  が与えられる  $\Gamma_2$  境界である。ここで、領域  $\Omega$  内で連続な一次導関数をもつ重みつき関数  $u^*$  ( $u$  の近似関数) を導入して  $\Gamma_1$ 、 $\Gamma_2$  上の条件を取り入れ、さらに、Greenの定理を適用してまとめると次式を得る<sup>5), 6)</sup>。

$$\int_{\Omega} (\nabla^2 u^*) d\Omega = - \int_{\Gamma_2} \bar{q} u^* d\Gamma - \int_{\Gamma_1} q u^* d\Gamma + \int_{\Gamma_2} u q^* d\Gamma + \int_{\Gamma_1} \bar{u} q^* d\Gamma \quad \text{-----} \quad (2)$$

ここで

$$q = \frac{\partial u}{\partial n} \quad , \quad q^* = \frac{\partial u^*}{\partial n} \quad \text{である。}$$

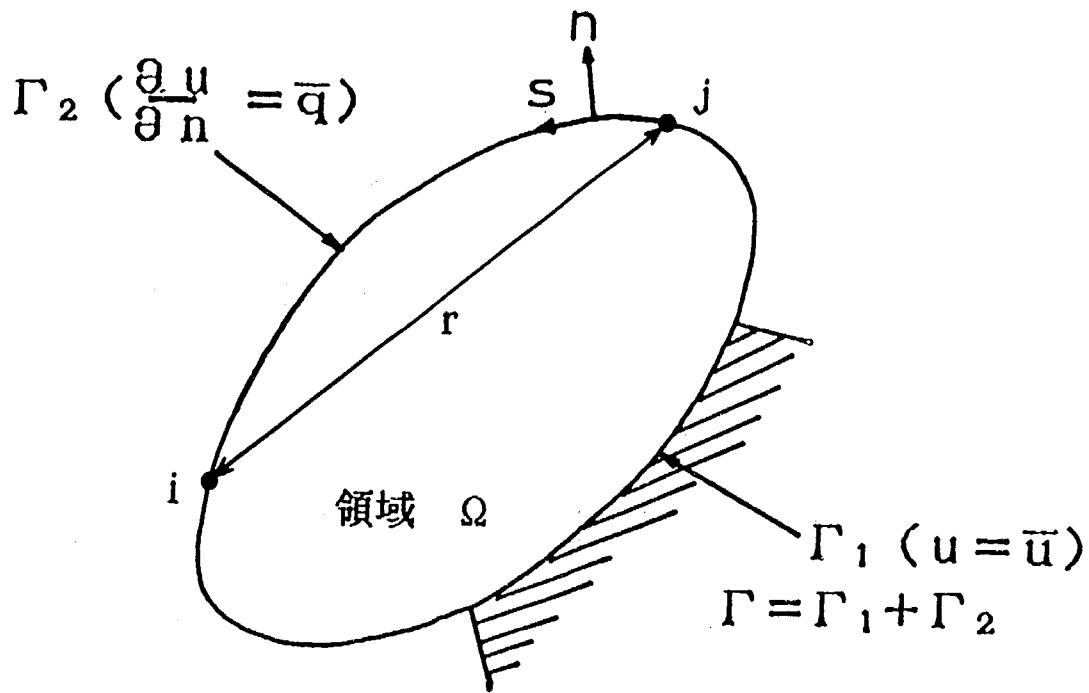


図-17 境界条件

そして、基本解は与えられた点  $i$  にポテンシャルがある場合で、(2) 式は次式となる。

$$u' + \int_{\Gamma_2} u q^* d\Gamma + \int_{\Gamma_1} \bar{u} q^* d\Gamma = \int_{\Gamma_2} \bar{q} u^* d\Gamma + \int_{\Gamma_1} q u^* d\Gamma \quad (3)$$

ここに、 $u'$  はポテンシャルを与えた点における未知関数  $u$  の値である。また、二次元等方性問題においては、すでに次式のように基本解が求まっている。

$$u^* = \frac{1}{2\pi} \ln\left(\frac{1}{r}\right) \quad (4)$$

ここに、 $r$  はポテンシャルを与えた点と考えている点までの距離である。また、境界上の点に関しては、

$$\frac{1}{2} u' + \int_{\Gamma} u q^* d\Gamma = \int_{\Gamma} q \bar{u} d\Gamma \quad (5)$$



と書くことができる。

つぎに、 $u$ 、 $q$ の変化が要素内で線形であるとするとき(5)式は、 $N$ 個の要素に対して次式のようになる。

$$c' u' + \sum_{j=1}^N \int_{\Gamma_j} u q^* d\Gamma = \sum_{j=1}^N \int_{\Gamma_j} q u^* d\Gamma \quad \text{-----} \quad (6)$$

ここで、なめらかな境界では $u'$ の係数は $1/2$ であるが、一般的な表示として $u'$ の係数を $c'$ で置き換えている。

つぎに、図-18に示すように任意の要素を考えると、 $u$ 、 $q$ の値は内挿関数を使って書くと、

$$u(\xi) = \phi_1 u_1 + \phi_2 u_2 = [\phi_1, \phi_2] \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} \quad \text{-----} \quad (7)$$

$$q(\xi) = \phi_1 q_1 + \phi_2 q_2 = [\phi_1, \phi_2] \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \end{Bmatrix}$$

となる。ここで、

$$\xi = \frac{2x}{l}, \quad \phi_1 = \frac{(1-\xi)}{2}, \quad \phi_2 = \frac{(1+\xi)}{2}$$

である。

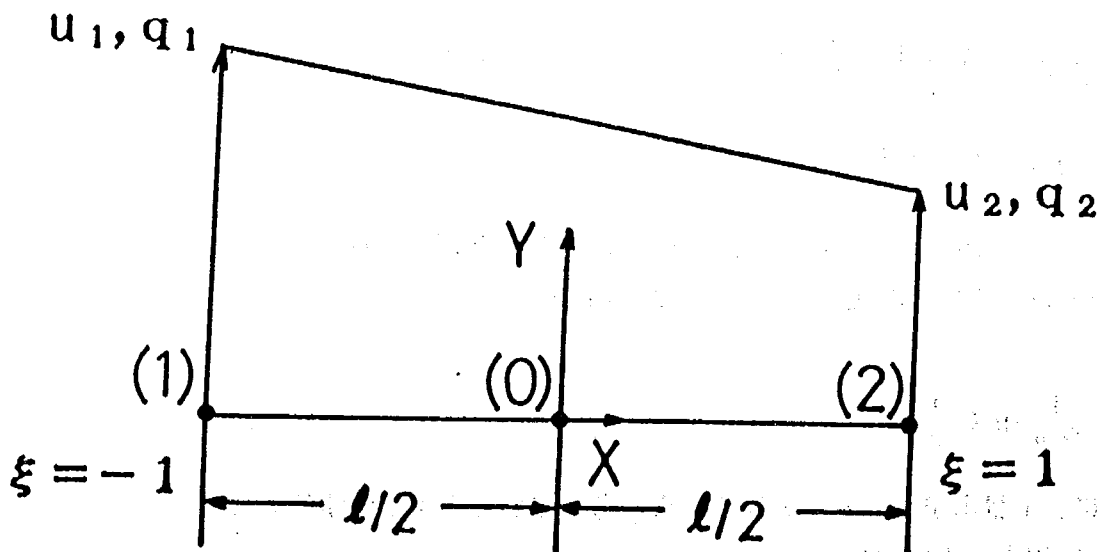


図-18 要素上の取り扱い

$$h_{ij}^1 = \int_{\Gamma_j} \phi_1 q^* d\Gamma, \quad h_{ij}^2 = \int_{\Gamma_j} \phi_2 q^* d\Gamma$$

$$g_{ij}^1 = \int_{\Gamma_j} \phi_1 u^* d\Gamma, \quad g_{ij}^2 = \int_{\Gamma_j} \phi_2 u^* d\Gamma$$

として、それぞれ  $h_{ij}^1$  と  $h_{ij}^2$  を  $\hat{H}_{ij}$  で、 $g_{ij}^1$  と  $g_{ij}^2$  を  $G_{ij}$  と書くとする、 $\hat{H}_{ij}$  の項は要素  $j$  の  $h_{ij}^1$  項と要素  $(j-1)$  の  $h_{ij}^2$  項の和に等しい。 $G_{ij}$  についても同様である。すなわち、節点  $i$  に関する全体系の方程式は次のようになる。

$$c^i u^i + \sum_{j=1}^N \hat{H}_{ij} u_j = \sum_{j=1}^N G_{ij} q_j \quad \text{-----} \quad (8)$$

あるいは、 $H_{ij} = \hat{H}_{ij}$  ( $i \neq j$ )、 $\hat{H}_{ij} = H_{ij} + c^i$  ( $i = j$ ) とおくと、

$$\sum_{j=1}^N \hat{H}_{ij} u_j = \sum_{j=1}^N G_{ij} q_j \quad \text{-----} \quad (9)$$

となる。

また、自然境界条件と固定境界条件の境界（角点）においては、二重節点法を用いることにし、(9) 式は次式とした。

$$\sum_{j=1}^{N+K} \hat{H}_{ij} u_j = \sum_{j=1}^{N+K} G_{ij} q_j \quad \text{-----} \quad (10)$$

ここで、上式では角点が  $k$  個あると仮定する。

境界条件の与え方は、図-19に示すように地層や岩の表面のような水を浸透させない境界（自然境界）では、 $q=0$ （図中BC面）、水の浸透する領域の上流面ABと下流面CDの境界（固定境界）では、 $u=一定$ 、地下水面ADで  $u=x_2$ 、 $q=0$  とする。計算は、観測されている地下水面（HWL等）に境界条件  $q=0$  を与え、地下水面のすべての節点で計算されたポテンシャルを地下水面の高さと比較する。これらの二つの値の違いが許容される最大誤差より大きければ、この差を代数的に節点の高さに加え、新たに反復計算を行う。以上のようにして、許容される最大誤差内に入るまで繰り返すことにより、定常状態の地下水面を求める。

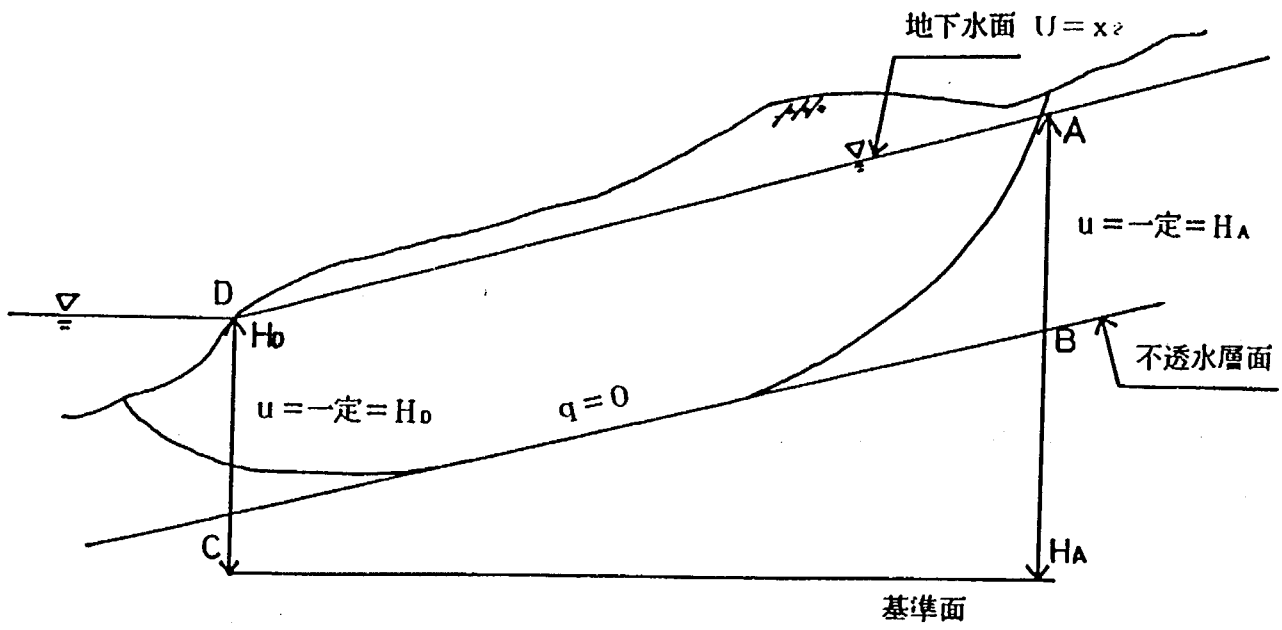


図-19 自由水面問題に対する境界条件

## 6.2 解析結果

まず、前述した解析方法を検証するために、杉尾によって理論解が求められている不圧浸透層内の円形暗きょ排水による自由水面問題<sup>7)</sup>について解析を行った。計算条件および結果を図-20に示す。自由水面の形状は理論解と一致している。また、排水量については $Q \doteq 32 \text{cc/sec}$ となり、やはり、理論解と一致している。

つぎに、赤崎地すべりについて解析を行った結果を示す。解析断面は、昭和60年度に主測線断面について不透水層面の推定を実施したが、良い結果が得られなかったことから、地下水検層が、多数実施されているC測線断面について行うことにした。解析範囲は、地下水位観測の実施されている範囲で行うことになるので、地すべり頭部からHWL時に阿賀野川の水面と一致するBV-58-1付近までとなる。不透水層面の推定に際しては、地下水検層結果と地質断面を考慮して仮定し、定常状態において観測地下水面(HWL)と境界要素法による計算地下水面が、できるだけ一致するように試行錯誤を繰り返しながら求めた。以上のようにして求めた不透水層面を図-21に示した。不透水層面は、BV-58-3より上部では深く、BV-58-3からBV-58-2にかけての斜面勾配の急な部分では浅くなっている。

排水トンネルは、図-21に示すようにC測線上では地すべり上部のBV-58-5の位置に計画されている。今回の解析では、BV-58-5の位置で不透水層面上に一辺が2mの矩形のトンネルを考え、ト

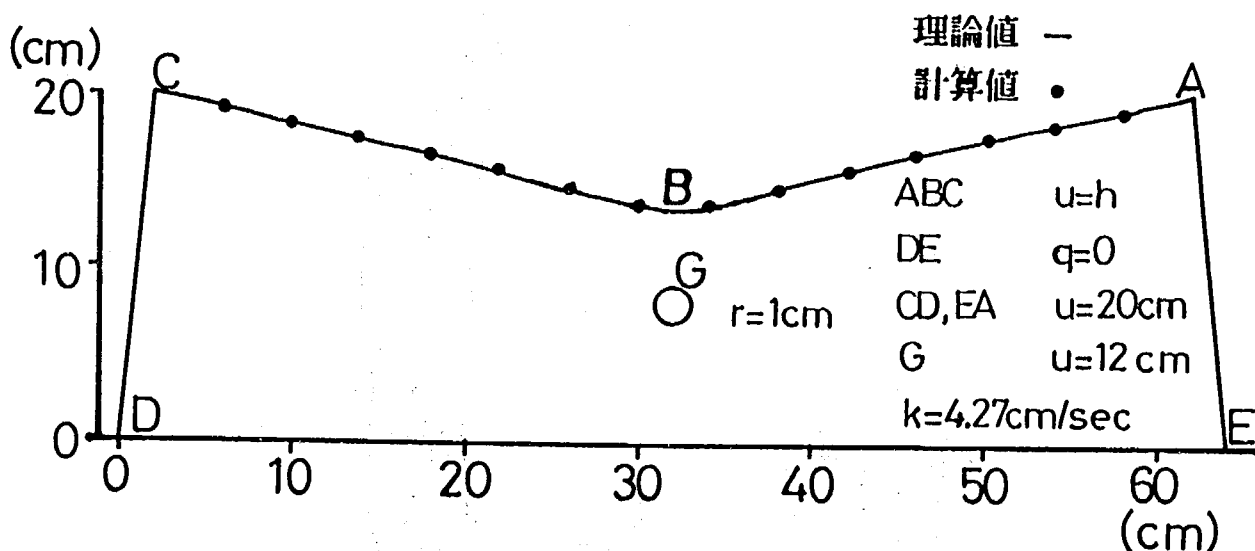


図-20 暗きょ排水中の自由水面形状

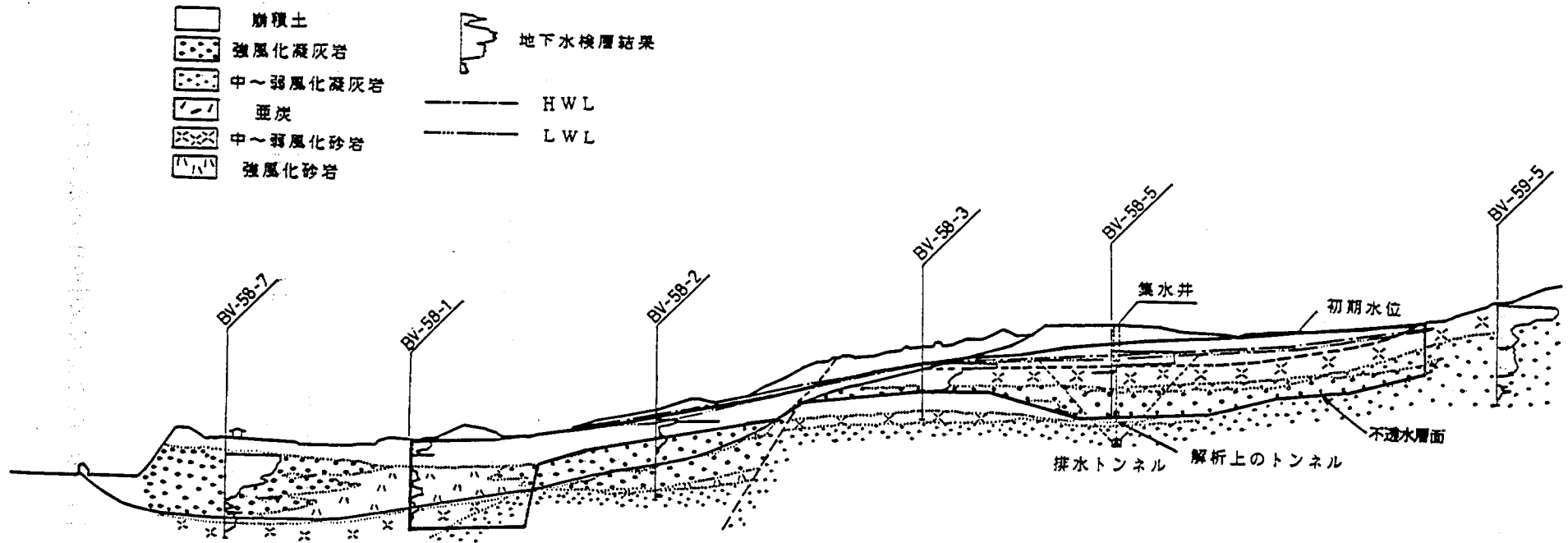


図-21 解析範囲

ンネルの壁面から排水されるものとし、解析を行うことにした。なお、初期地下水面は、先の方法により求めた不透水層面を用いて計算された定常地下水面であり、透水係数は $1.0 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ を用いた。解析を実施する場合、トンネル内でのポテンシャルの与え方が問題となる。つまり、ポテンシャルを小さくすると、地下水位の下がり方が大きくなり過ぎる点である。そこで、トンネル内のポテンシャルをトンネルの設置位置より高めにとり計算することにし、トンネル排水量をパラメーターに整理することにした。

図-22に計算結果を示した。トンネル排水量( $\text{l/min/m}$ )が、0.99、1.13、1.27、1.41、1.57、1.70あった場合の地下水位の変化である。地下水位の低下は、排水トンネルの直上で一番大きく、排水トンネルから離れるに従って小さくなっている。しかし、地すべり先端からの距離で410m~510mの間においての低下量が、排水トンネルの近くであるにもかかわらず小さくなっている。これは、不透水層面の標高が排水トンネルの位置のものより高くなっていることや、地すべり斜面勾配が急なために、地下水の動水勾配が大きいことなどによるものと考えられる。図-23には、初期水位からの地下水位の低下量を示した。前述した地下水位の低下量の分布が良くわかる。

図-24には、トンネル排水量と地下水位の最大低下量との関係を示した。地下水位の最大低下量は、トンネル排水量の増加に対して直線的に増加し、 $0.96 \text{ l/min/m}$ で5.5m、 $1.70 \text{ l/min/m}$ では10.0mとなっている。一般的に、排水トンネルを施工することによる地下水位の低下量は5~8mであると言われている。この低下量は、図-24では5mで $0.9 \text{ l/min/m}$ 、8mで $1.4 \text{ l/min/m}$ のトンネル排水量になる。では、排水トンネルを施工した場合、実際にどの程度の排水量があるのか。現場計測をした例を表-9に示す。トンネル排水量は、計測時の降雨量に影響される他、地すべりの地形地質および施工位置等により各々異なるので、比較検討するには問題があると思われるが、参考までに示した。甚之助谷地すべり<sup>8)</sup>では、排水トンネルの全長55mに対して最大2,250  $\text{l/min}$ 、最小600  $\text{l/min}$ 、谷地地すべり<sup>9)</sup>では全長469mに対して最大4,000 $\text{m}^3/\text{day}$  (2777.8  $\text{l/min}$ )、最小500 $\text{m}^3/\text{day}$  (347.2  $\text{l/min}$ )、茶白山地すべり<sup>9)</sup>では全長262mに対して最大50  $\text{l/min}$ 、最小25  $\text{l/min}$ 、長者地すべりでは全長98mに対して最大797  $\text{l/min}$ 、最小186.3  $\text{l/min}$ 、の排水量が観測されている。トンネル排水量を、排水トンネルの全長で除した排水トンネル1m当りの排水量についてみると、甚之助谷地すべりでは、最大40.9  $\text{l/min/m}$ 、最小10.9  $\text{l/min/m}$ 、谷地地すべりでは最大5.9  $\text{l/min/m}$ 、最小0.7  $\text{l/min/m}$ 、茶白山地すべりでは最大0.2  $\text{l/min/m}$ 、最小0.1  $\text{l/min/m}$ 、長者地すべりでは最大8.1  $\text{l/min/m}$ 、最小1.9  $\text{l/min/m}$ となっている。トンネル排水量の最小値は、甚之助谷地すべりを除くと0.1~0.9  $\text{l/min/m}$ となり、今回解析したトンネル排水量は、この範囲に入っていることからほぼ現実的な値ではないかと思われる。

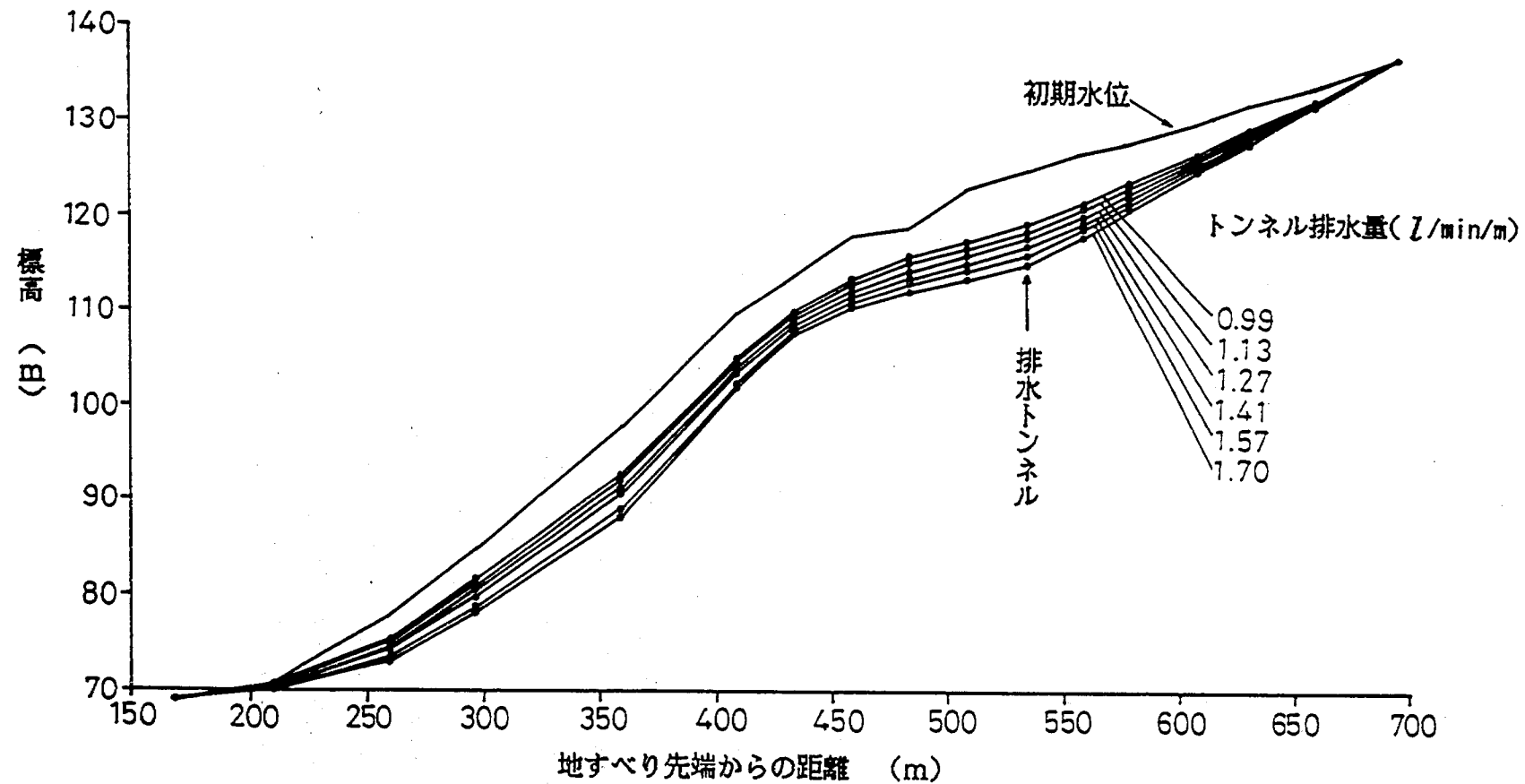
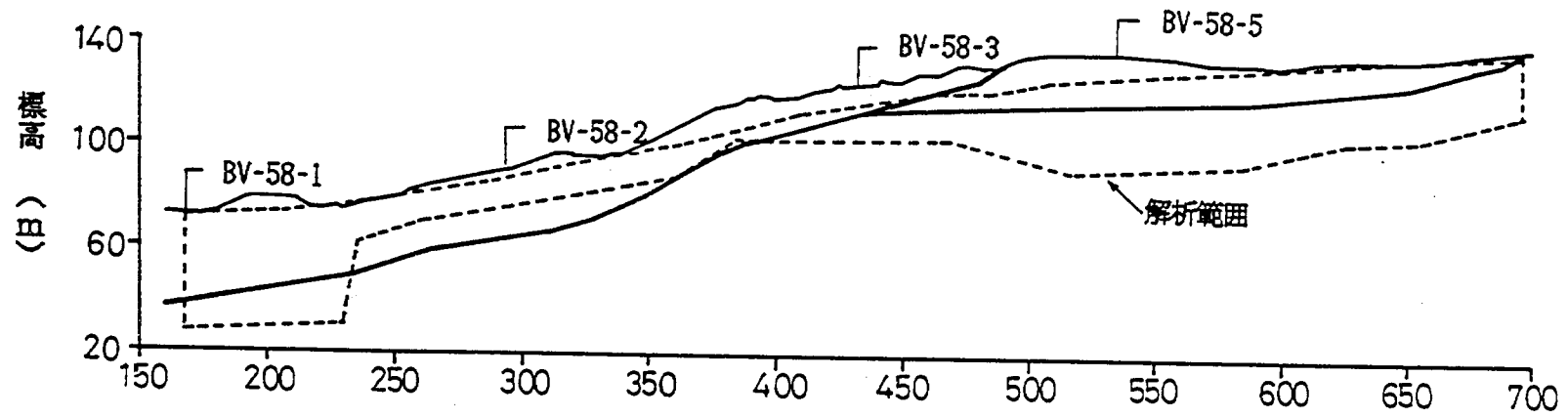


図-22 トンネル排水効果

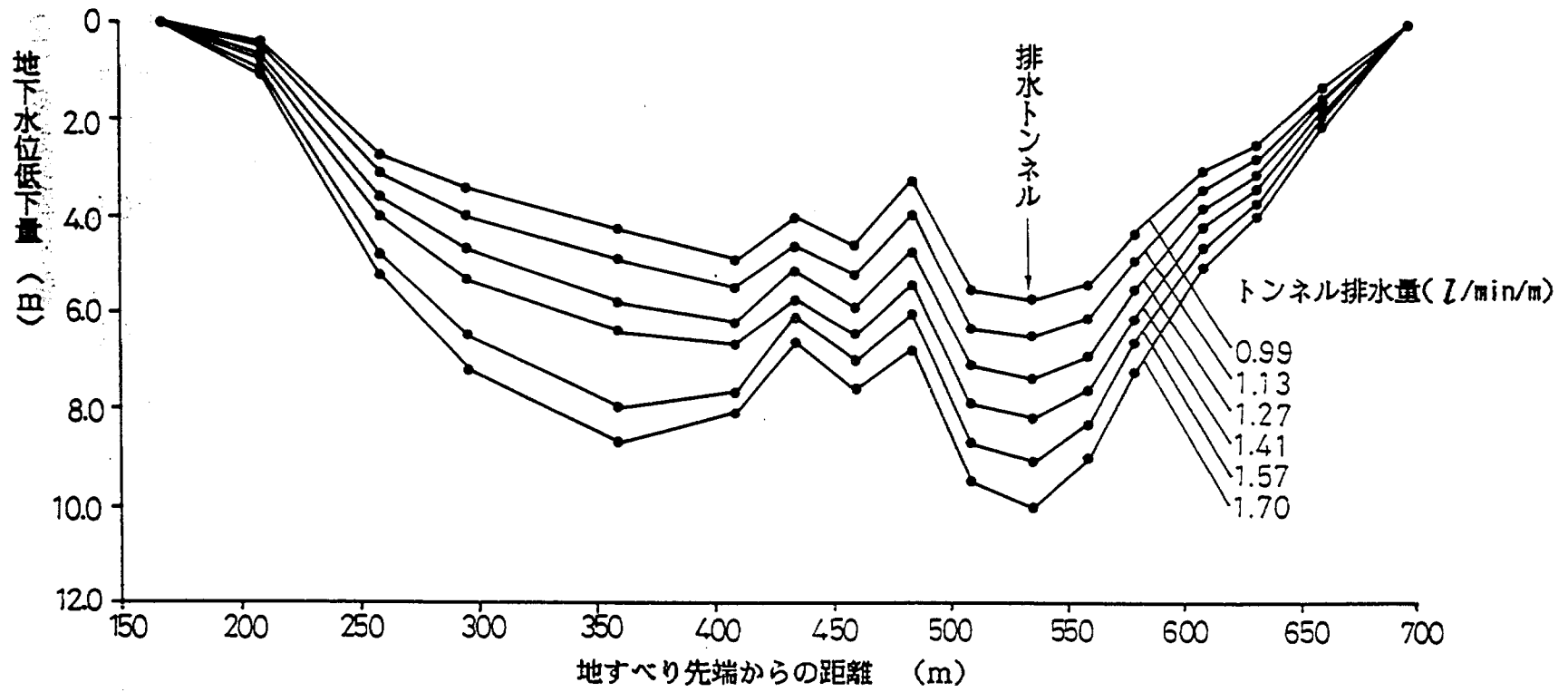
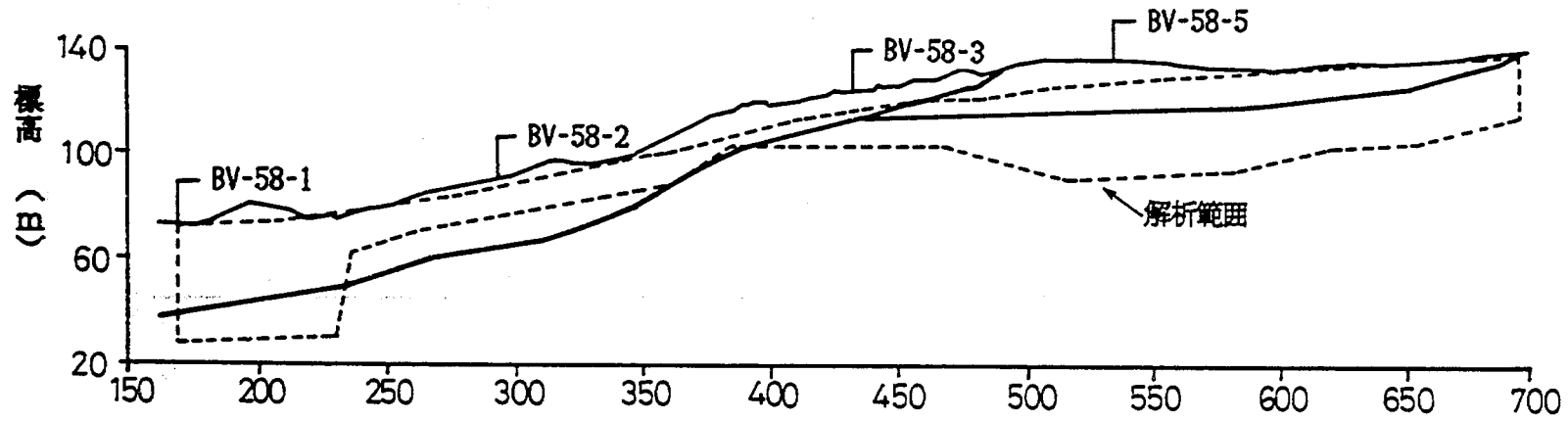


図-23 地下水位低下量



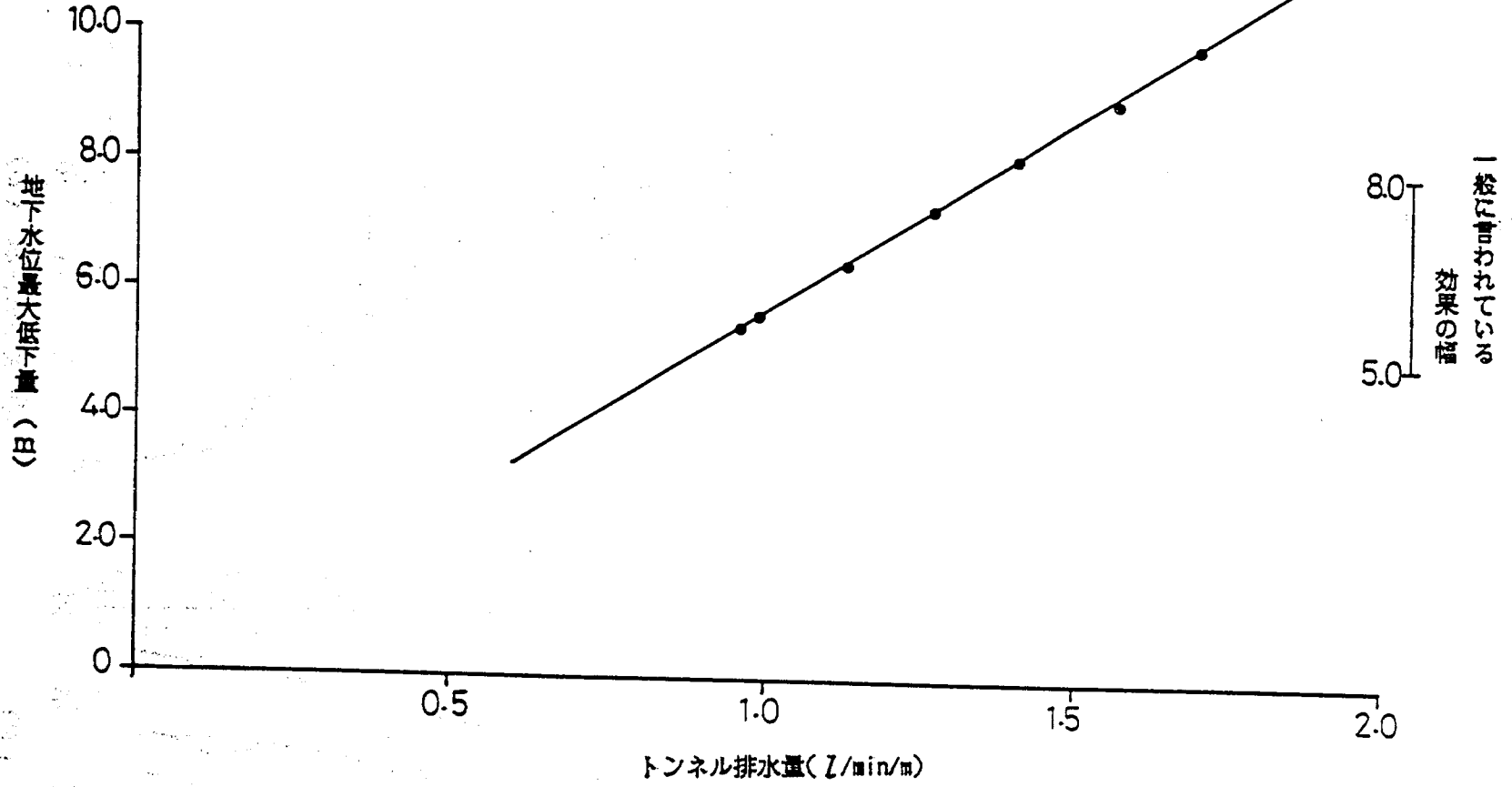


図-24 トンネル排水量と地下水位最大低下量

表-9 トンネル排水量現場観測結果

	甚之助谷地すべり	谷地地すべり	茶白山地すべり	長者地すべり
所在地	石川県石川郡白峰村白峰	秋田県雄勝郡東成瀬村谷地	長野市篠の井	高知県高岡郡 仁淀村大字長者
規模	白山の西側斜面に位置する 流域面積0.7km <sup>2</sup> の荒廃溪流	東西方向 延長約1,300m 南北方向 延長約 950m	延長 約2,000m 幅 130~430m 面積 約46ha 移動層の深さ 平均20m	延長 約900m 幅 約200m
地質	基盤は中生代手取層群の桑 島層であり、砂岩、頁岩と それらの互層からなる。 崩積土は、安山岩の亜角礫 礫岩のチャート円礫、礫混 じり粘土等である。	新第三紀層とこれを覆う 第四紀の堆積物からなり、 基盤岩が頁岩であり、崩 積土は風化泥岩礫、凝灰 岩礫、硬質頁岩塊、凝灰 岩塊である。	第三紀層及び第四 紀層の火山岩礫か らなり、基盤岩は 凝灰岩（裾花凝灰 岩）、崩積土は砂 岩、泥岩、礫岩質 である。	古生層二疊紀の秩父 累帯に属し、基盤岩 は粘板岩、蛇紋岩等。 崩積土は、蛇紋岩の 風化粘土、または粘 板岩の風化粘土等か らなる。
トンネル 排水工	(第2号排水トンネル) φ=2.0m 円形 地すべり斜面中間部に横断 的に施工 全長 55m	φ=2.0m 馬蹄型 地すべり斜面上部に横断 的に施工 全長 469m	φ=2.0m 円形 地すべり斜面上部 に縦断的に施工 全長 262m	φ=2.0m 馬蹄型 地すべり斜面中間部 に横断的に施工 全長 98m
トンネル 排水量	最大 2,250 l/min (40.9 l/min/m) 最小 600 l/min (10.9 l/min/m) (S58 8/1 ~ 10/30の計測)	最大 4,000m <sup>3</sup> /day (2,777.8 l/min) (5.9 l/min/m) 最小 500m <sup>3</sup> /day (347.2 l/min) (0.7 l/min/m) (S52 3 ~ 12 の計測)	最大 50 l/min (0.2 l/min/m) 最小 25 l/min (0.1 l/min/m) (S48 5~S50 12 の計測)	最大 797 l/min (8.1 l/min/m) 最小 186.3 l/min (1.9 l/min/m) (S61 6/18~12/18 の計測)

## 7. 間隙水圧の観測

間隙水圧の埋設は、以下に示すことを目的としている。

- (1) 各ブロック毎の間隙水圧と移動との関係から限界地下水位を求める。
- (2) 防止工事の効果判定を行う。
- (3) すべり面での間隙水圧を測定する。

間隙水圧計は、昭和59年度に図-2に示すBV-59-A(18m)とBV-59-B(12.0m,23.0m)の2孔において、確定および推定すべり面と思われる深度に3ヶ所埋設を行っている。すなわち、BV-59-Aについては、BV-56-7の確定すべり面深度が20.2mと20.8mとなっていることから18.0mの深度に、BV-59-BについてはBV-56-6の準確定すべり面深度が12.9m、14.9m、25.2mであることから、12.0mと23.0mの二ヶ所の深度に埋設した。埋設方法は、図-25に示すように、φ66mmのボーリング孔に間隙水圧計を挿入し、上下1mは砂で、その上部はベントナイトでシールするというものである。

図-26には、間隙水圧と間隙水圧計の埋設位置に近接した位置の地下水位、移動量、降雨量、および、積雪深の観測結果を示した。各観測位置は、図-2に示した。なお、間隙水圧は、地下水位に換算して示してある。期間は、間隙水圧計を埋設した昭和59年12月から昭和61年5月までである。

地下水位BV-56-6およびBV-56-7と間隙水圧BV-59-A-18は、降雨に敏感に反応した変化を示している。しかし、間隙水圧BV-59-B-12、23については、BV-59-A-18とは違い、非常に緩慢な変化を示す。地下水検層の結果をみると、BV-59-A-18に近接したBV-56-7と、BV-56-B-12、23に近接したBV-56-6における間隙水圧計を埋設した深度付近の地下水の流動状況は、BV-59-A-18が流動性が一番高く、BV-59-12、BV-59-13の順に流動性低くなっている。このことから、この3つの間隙水圧の変化の違いは、土層の透水性の違いによるものと考えられる。

地下水位BV-56-7と間隙水圧BV-59-A-18の変化をみると、ピークがBV-59-A-18の方がほぼ1日程度遅れているのが分かる。また、地下水位BV-56-6と間隙水圧BV-59-B-12、23の変化については、6月から7月の変化の大きい時期について注目すると、降雨により、まずBV-56-6が上昇し、ついでBV-59-B-12、そして、BV-59-B-23の順になっており、一番深いすべり面での変化が一番遅れて上昇するという結果が出ている。

この他、被圧地下水の観測孔であるBV-58-8の変化をみると、間隙水圧BV-59-B-12、23と同じく非常に緩慢であり、類似したものとなっている。

なお、間隙水圧と移動量および降雨量との定量的な関係についての検討は、間隙水圧の観測が防止工事によるケーブルの断線やセンサーの故障等により、十分得られていないためできなかった。

参考資料として、昭和59年から昭和61年までの移動量、降雨量、地下水位の観測結果を、図-27(a)~(c)に示した(各観測位置は図-2に示す)。

BV-59-A

BV-59-B

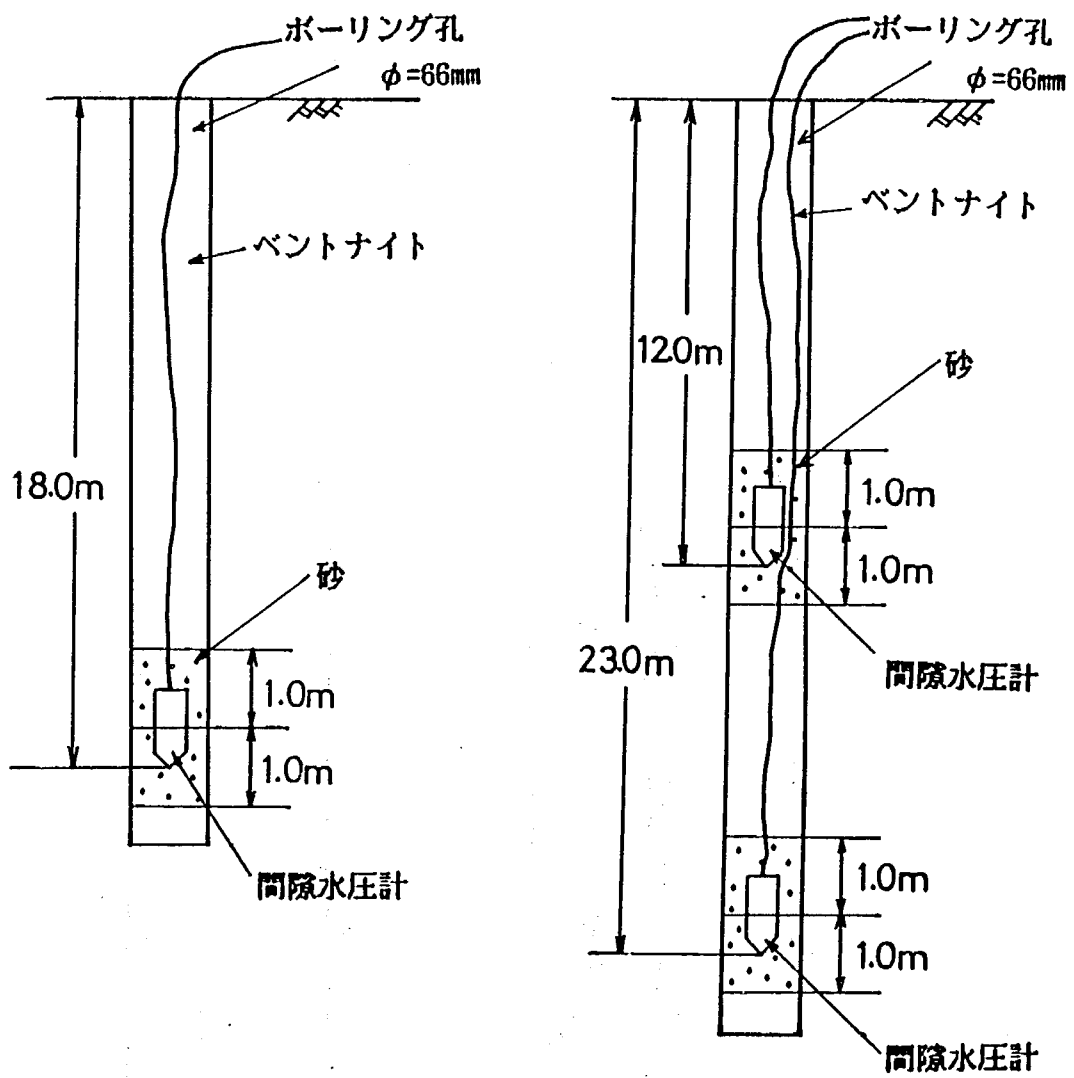


図-25 間隙水圧計埋設方法

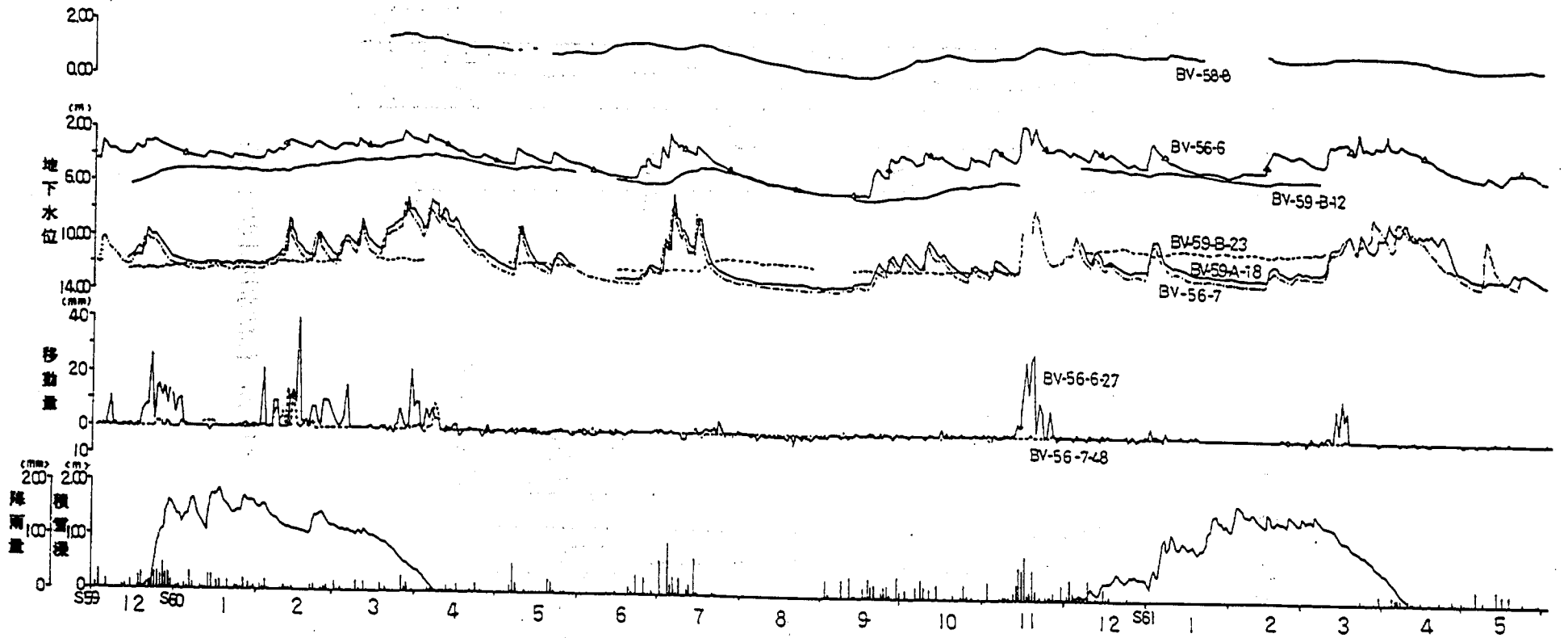


圖-26 間隙水圧計觀測結果

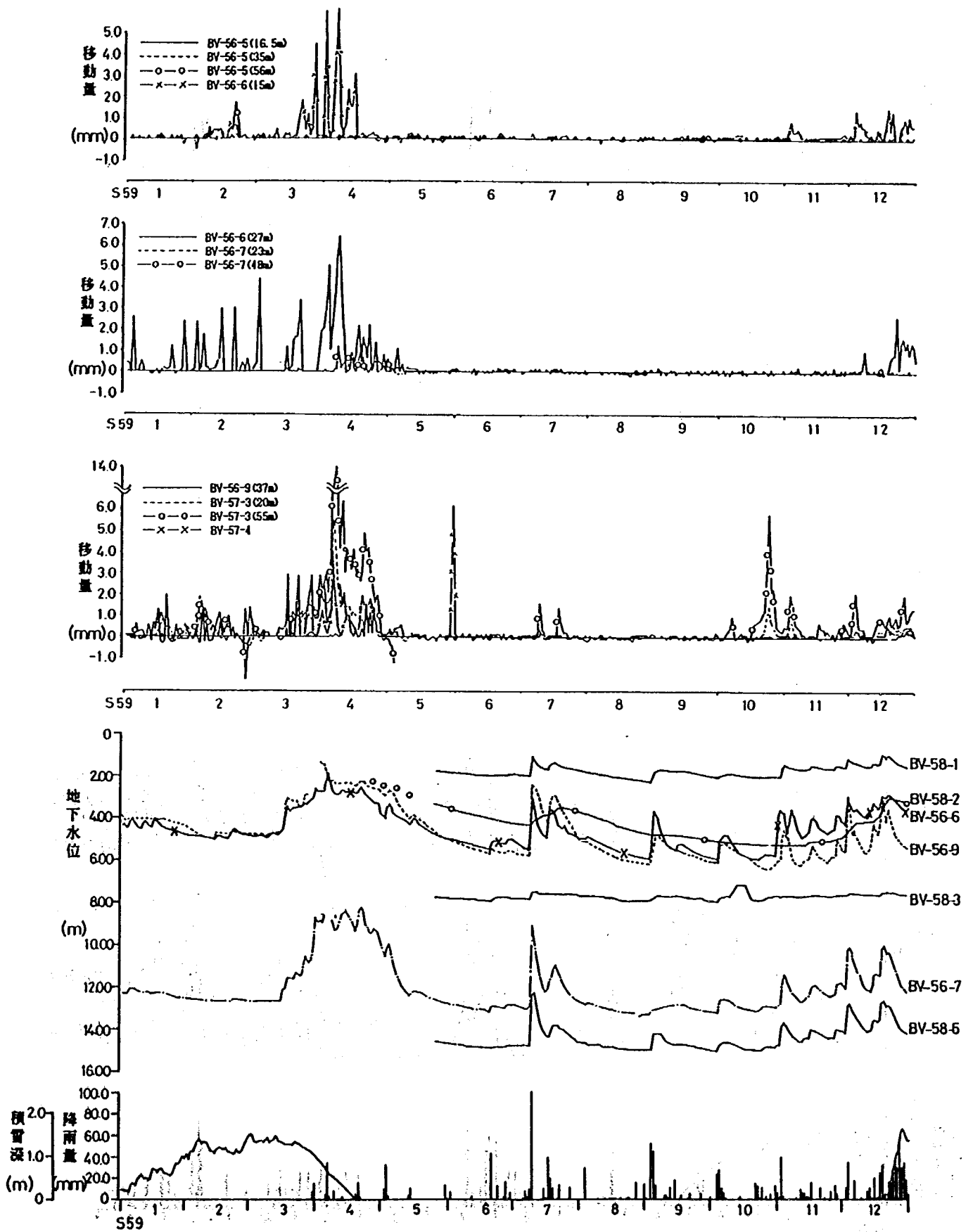


图-27(a) 観測結果

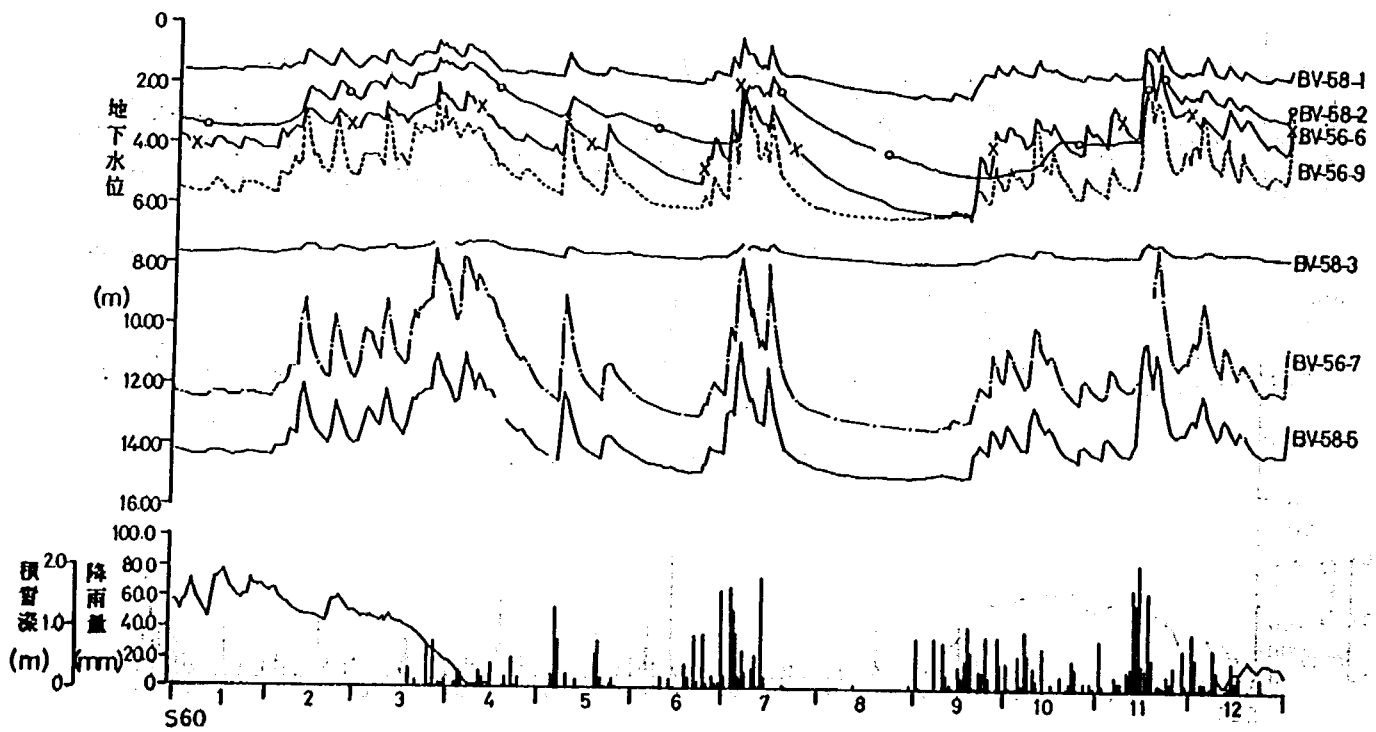
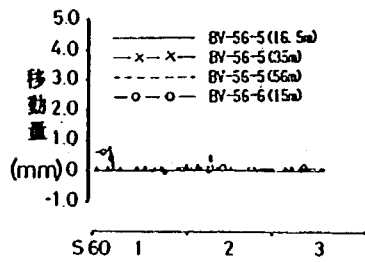
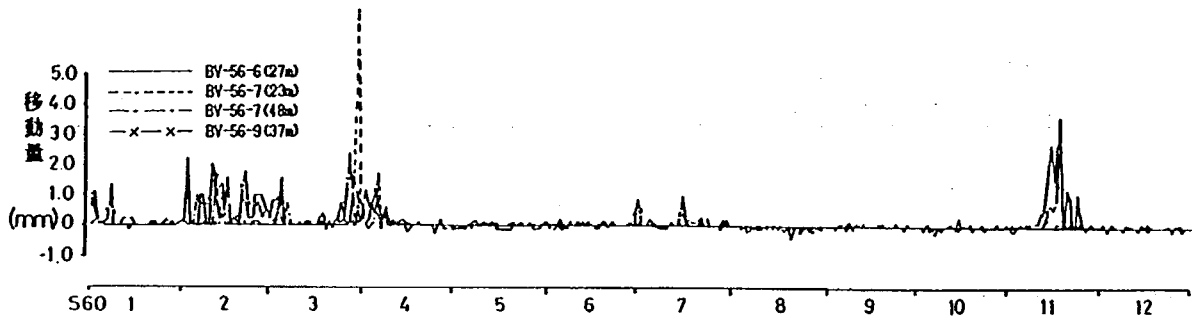
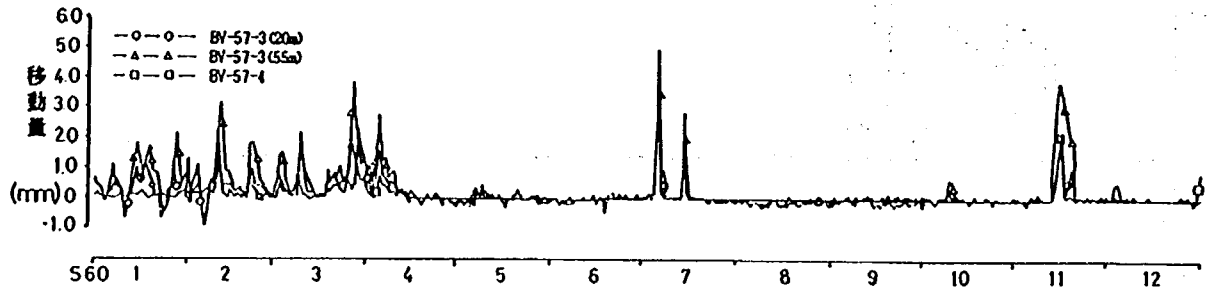


图-27(b) 観測結果

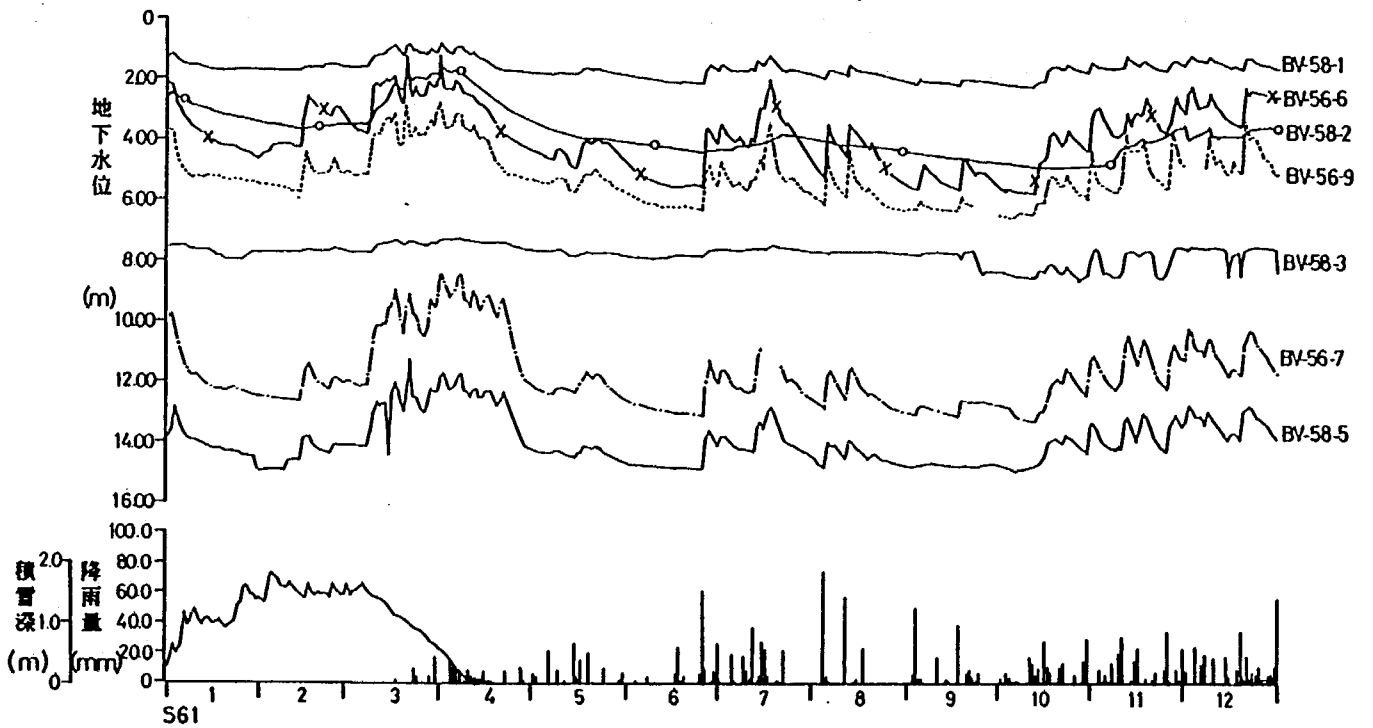
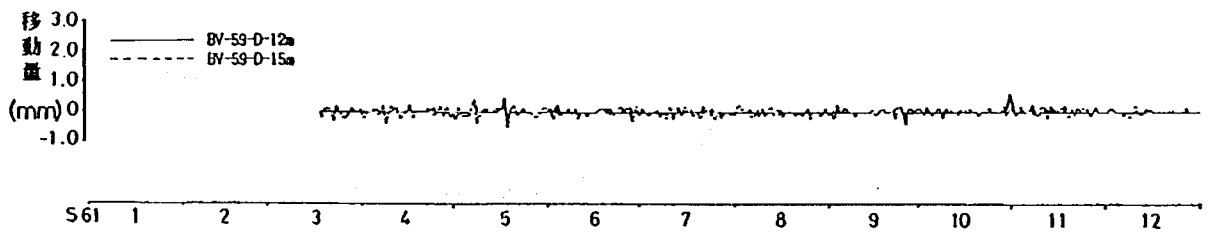
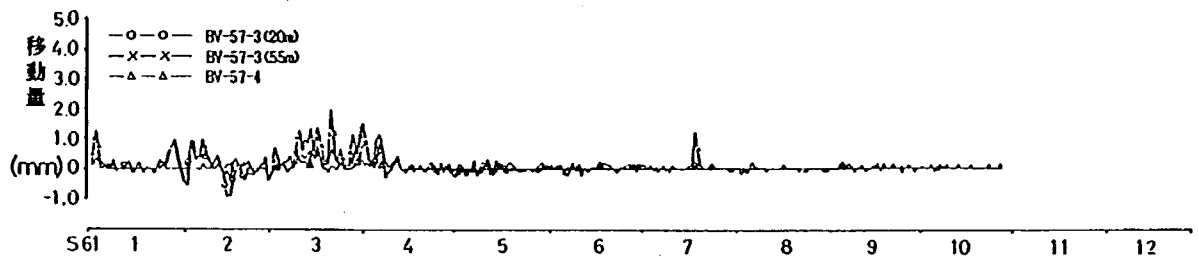
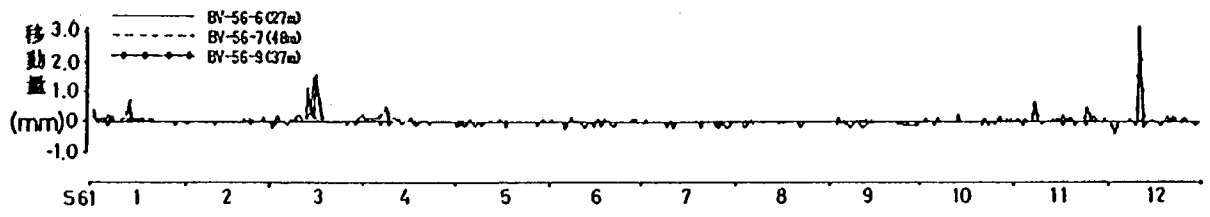


図-27(c) 観測結果



## 8. 三次元地下水解析プログラムの開発

三次元地下水解析プログラムは、図-28に示すような地山内の地下水の状態を解析できるものである。以下に、解析モデルについて示す。

- (1) 地山は、弱風化帯、風化帯、および割れ目を有する岩盤からなるものとする。
- (2) 弱風化帯に地下水面が存在し、上部下部はそれぞれ不飽和帯、飽和帯とする。
- (3) 弱風化帯および風化帯の浸透流は平面的準一様流とみなせるものとする。
- (4) 割れ目に流れ場がある。
- (5) 割れ目と風化帯の浸透流は水理的に連続しているものとする。

なお、このプログラムは昭和62年度以降も開発を続け、防止工事の効果判定調査に用いる予定である。

## 9. 今後の課題

3ヶ年にわたる調査の結果、今後の課題として以下の点が挙げられる。

- (1) リングせん断試験結果を用いて安定解析を行った結果、現状と合わない安全率が算出された。今後は、他の位置でも試験を実施するとともに、三次元の安定解析も考える必要がある。
- (2) 地下水排除工に関する数値解析を実施した結果、主測線上での地下水検層の実施点数が少ないため、不透水層の推定が困難であった。このため、主測線上での解析が実施できなかったことから、主測線上での地下水検層等の追加調査が必要である。
- (3) 間隙水圧の観測を実施したが、センサーの故障やケーブルの断線等により移動量および降雨量との関係について、定量的な検討を行うことができなかった。今後は、センサーを再埋設し観測を実施する必要がある。

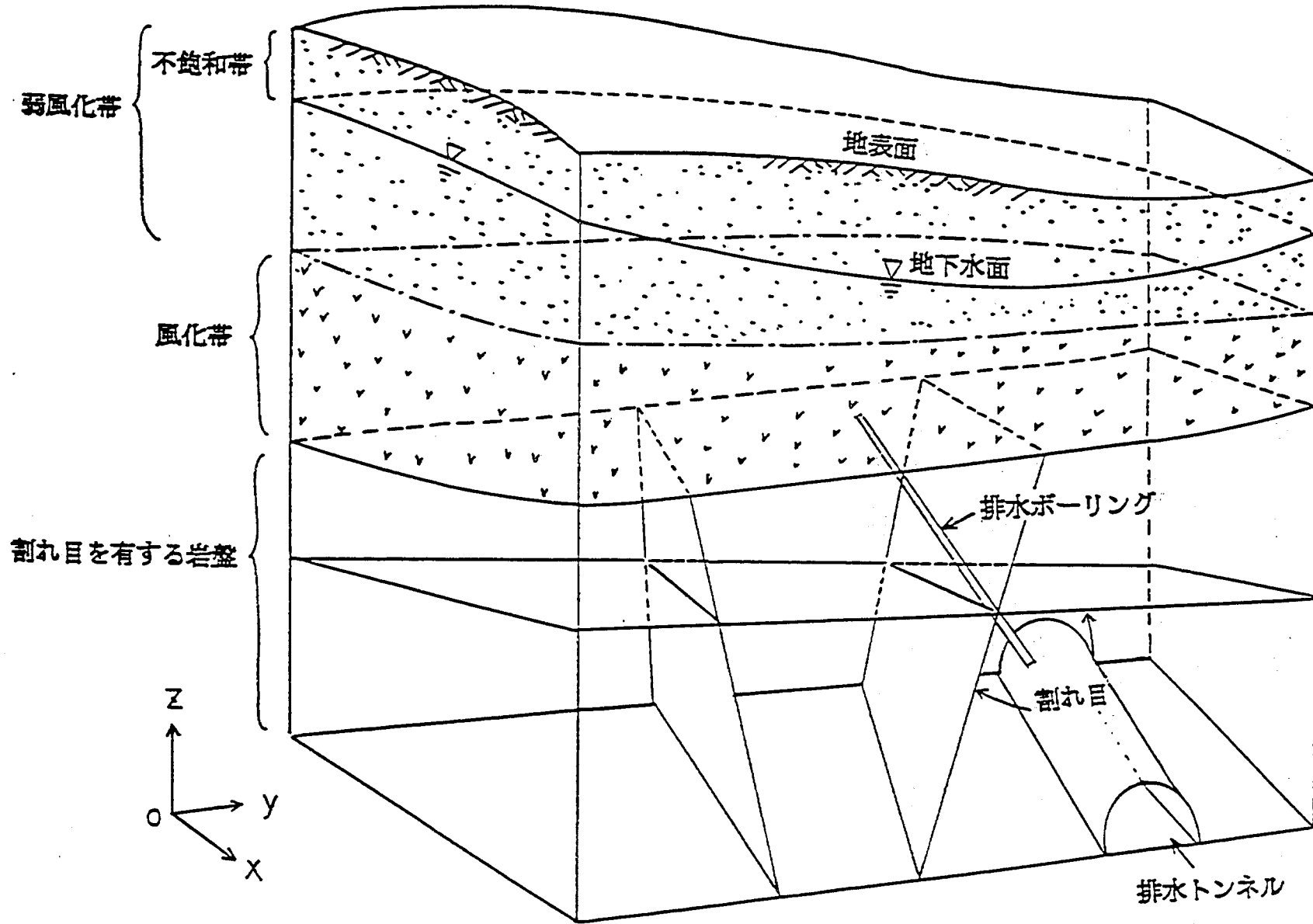


図-28 三次元地下水解析モデル

## 参考文献

- 1) 赤崎地すべり調査報告書 建設省北陸地方建設局 飯豊山系砂防工事事務所 昭和59年4月
- 2) 赤崎地すべり調査(中間報告その1) 飯豊山系砂防工事事務所 北陸技報,第6号,PP.52~60,1982.
- 3) 猿供養寺地すべり調査報告書 土木研究所資料第1770号 昭和57年3月
- 4) 中村浩之:土質調査ポケットブック 山海堂
- 5) 近藤 武,河端俊紀:境界要素法によるフィルダム浸透流量に関する一考察,農業土木学会論文集第104号,PP.81~87,1983.
- 6) 榎園正人:マイコンによる境界要素法解析,培風館,1984.
- 7) 杉尾 哲:水平帯状の不圧浸透層内の円形暗きよへの浸透流,土木学会論文報告集,第321号,P.71~78,1982.
- 8) 谷地地すべり,全国地すべりがけ崩れ対策協議会,地すべり記録集 NO.11,1978.
- 9) 茶臼山地すべり,全国地すべりがけ崩れ対策協議会,地すべり記録集 NO.9,1976.

# 赤崎地すべり調査報告書

ISSN 0386-5878  
土木研究所資料 第2499号  
昭和62年5月 (1987)

吉松弘行  
近藤政司  
白石一夫  
丸山清輝

## 要旨

赤崎地すべり調査は、北陸地方建設局飯豊山系砂防工事々務所の依頼により、補足調査を行い、防止工法の検討を行うための基礎資料を得ることを目的として実施したものである。主な調査としては、(1)地すべり粘土のリングせん断試験、(2)リングせん断試験結果を用いた安定解析、(3)数値解析によるトンネル排水工の効果、(4)間隙水圧の観測などである。

キーワード：リングせん断試験，安定解析，数値解析，間隙水圧

郵便はがき

9 4 4 - □ □

四十円切手を  
はって下さい。

新潟県新井市錦町  
二丁目六番八号

建設省土木研究所  
新潟試験所 御中

No. 7

土木研究資料第2499号

部

上記のとおり受領しました。

所属(住所)

氏名

印