

土 木 研 究 所 資 料

静岡県口坂本地すべり災害

現地調査報告書

平成2年3月

建設省土木研究所
砂防部地すべり研究室

Copyright © (1990) 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。

静岡県口坂本地すべり災害 現地調査報告書

地すべり研究室	室長	中村 浩之
	主任研究員	綱木 亮介
		吉田 克美

要 旨

本報告は、静岡県静岡市の安倍川上流域に発生した口坂本地すべりの移動状況、間隙水圧の変動、すべり面の分布形状及びそのせん断強度、発生・移動メカニズム、対策工の考え方等について、現地調査をはじめとする諸調査・観測結果に基づいてとりまとめたものである。

キーワード：地すべり，口坂本地すべり，せん断試験

ま え が き

口坂本地すべりは静岡市の北北西約25kmの安倍川上流域に位置する大規模な地すべりである。地すべりによる変状はかなり以前から認められていたが、昭和63年6月頃から特に移動状況が活発化してきたため、昭和63年度災害関連緊急地すべり対策事業として採択された。

しかしながら、平成元年2月15日～18日の210.5mmに達する豪雨によって、63年度の移動範囲に隣接した斜面において新たな亀裂や滑落崖が発生し、末端部においては崩壊が発生した。そのため、この新たなブロックについても災害関連緊急地すべり対策事業が実施されることになった。

本報告は口坂本地すべりの調査結果についてとりまとめたものである。

現地調査を始めとして、この調査を進めるにあたっては静岡県土木部砂防課の方々並びに静岡土木事務所の関係の方々に大変お世話になった。ここに記して感謝の意を表する次第である。

目 次

まえがき	
1. 静岡県概要	1
1-1 静岡県の地形・地質	1
1-2 静岡県の地すべり分布	1
2. 調査地の概要	3
2-1 地形・地質概要	3
2-2 口坂本地すべりの概要	3
3. 調査結果	10
3-1 口坂本地すべり周辺の地すべり分布	10
3-2 Aブロックの調査結果	10
3-2-1 ブロック区分	10
3-2-2 移動状況	16
3-2-3 間隙水圧の観測	19
3-2-4 推定すべり面	19
3-2-5 すべり面粘土の土質試験	25
(1) リングせん断試験について	25
(2) リングせん断試験の結果	27
(3) すべり面を挟んだ一面せん断試験	28
(4) 土質試験結果に基づく安全率の試算	28
3-3 Bブロックの状況	30
3-3-1 移動範囲	30
3-3-2 移動状況	30
3-3-3 推定すべり面	32
3-4 口坂本地すべりの発生及び移動状況に関する考察	32
4. 対策工	35
5. 結語	43

1. 静岡県の概要

1-1 静岡県の地形・地質¹⁾

静岡県は県北部に 3,000 m 級の赤石山脈（南アルプス）、その北側には木曽山脈、県北東には富士山と箱根山、そして西には浜名湖を経て湖西連峰が連なっており、三方を高山に囲まれた地形となっている。

これらの山脈に源を発する主要河川は水量が豊富で、高所から流下するため、いずれも急流をなしており、沖積平野は極めて狭い。県西部には三方原、磐田原、牧ノ原の海拔 200 m の台地が南北に細長く展開し、東西約 70 km に及ぶ遠州灘は砂丘海岸となっている。伊豆半島の海岸線はほとんど平地が無く、複雑な海岸線は断崖をなし、河川はいずれも短くて急流である。

一方、静岡県の地質構造は、日本列島の縮図といわれるほど複雑で、列島を構成する代表的な地質のほとんどが分布する。西日本を南北に分断する中央構造線は県北西部を斜めに横断しており、さらに県中部を南北に走る糸魚川—静岡構造線（フォッサマグナ）によって東西に分割されている。

地質の分布をみると、県西部には結晶片岩地帯や古生代・中生代の地層がみられ、中部にはフォッサマグナ沿いに新第三紀層が帯状に分布し、東部・伊豆地域には第三紀以降の火山活動による新生代火山地帯が広がり、多くの温泉が湧出する。

1-2 静岡県の地すべり分布¹⁾

静岡県には、県内全域にわたって多くの地すべり地が分布している（図-1）。表-1 には、昭和 62

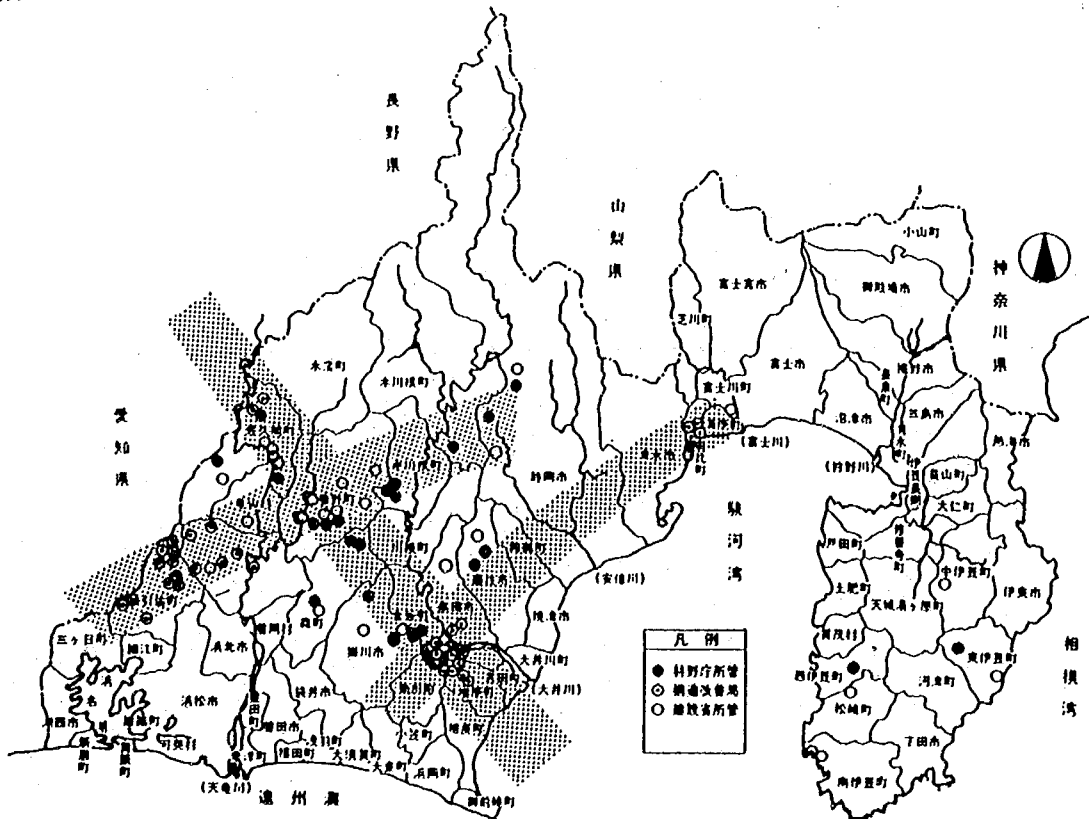


図-1 静岡県の地すべり防止区域の位置

年3月31日現在の県内の地すべり防止区域の状況を示す。また、前述のように種々の地質帯が分布していることから、さまざまなタイプの地すべりが存在する。表-2には、県内の代表的な地すべり地帯を地質ごとに整理しているが、特に由比、金谷、春野、引佐に集中していることがわかる。

表-1 静岡県の地すべり防止区域の指定状況¹⁾

(昭和62年3月31日現在)

所 管 別	地 区 数	指 定 面 積	摘 要
農 林 水 産 省	構 造 改 善 局	37箇所	1,903.35 ha
	林 野 庁	24箇所	1,381.57 ha
建 設 省	30箇所	1,133.18 ha	
計	91箇所	4,418.10 ha	

表-2 静岡県の地すべり地帯の分類¹⁾

* () はデータ数

	地 質 時 代	地 層 名	地すべり防止区域のある市町村名
A	新生代第4紀	火 山 岩 類 *(2)	東伊豆町・富士川町
B	新生代新第3紀	白 浜 層 群(4)	南伊豆町・中伊豆町・松崎町
		湯 ケ 島 層 群(2)	西伊豆町・東伊豆町
C	新生代新第3紀	浜石岳類層群(8)	由比町・榛原町
		倉 真 層 群(11)	金谷町・掛川町・菊川町
D	古生代新第3紀	瀬戸川層群(9)	金谷町・島田市・静岡市・藤枝市・掛川市
		三 倉 層 群(14)	森町・静岡市・藤枝市・春野町・島田市・本川根町・掛川市
		犬 居 層 群(10)	春野町・中川根町
E	中・古生代	秩父古生層(1)	引佐町
		三波川変成岩類(22)	佐久間町・天竜市・引佐町・竜山村
		御 荷 鉾 岩 類(4)	引佐町

2. 調査地の概要

2-1 地形・地質概要²⁾

口坂本地すべりは、図-2にも示したとおり、大井川流域と安倍川流域の分水嶺となっている尾根筋の安倍川流域側の斜面、中河内川の源流部に位置している。この尾根は標高1,300～1,500 mほどで北北東-南南西または北-南方向に標高を減じながら連なっており、調査地から15kmほど北には安倍川源頭部の大崩壊地、大谷崩れが位置している。図-3に調査地周辺の1/2.5万地形図を示すが、調査地の東線に接して勘行峰から口坂本へ南北に伸びる尾根沿いには笹山構造線が走っている。その西側斜面には幅50～400 mの広い緩傾斜地が連続し、笹山構造線の明瞭なリニアメントとして読みとれる。

地質的に見ると、静岡県西部地域には糸魚川-静岡構造線に沿ってほぼ南北に四万十帯が広く分布する。この四万十帯の地質は糸魚川-静岡構造線に支配されており、北東-北北東のトレンドをもって帯状に分布する。

調査地付近においては、図-4に示すように笹山構造線の西側には白亜系（～古第三系）の三倉層群が分布している。三倉層群は笹山構造線を介して、その上位の瀬戸川層と接する。位置的には調査地域に分布する地層は三倉層群であるが、三倉層群の層序はまだ確立されておらず、また瀬戸川層群も含めて、その層序区分は研究者によって見解が異なる。

三倉層は単調な砂岩-頁岩互層が卓越する海成層で、全体にN20～40°Eの走向を以て北に傾斜する。地層は著しくせん断され、無数の小断層、小褶曲が認められる。互層中の頁岩にはせん断面が発達し、砂岩層のレンズ化が進行している。互層中には凝灰質砂岩層が数枚挟まれるが、同層は一般に硬く、侵食・風化に取り残され、しばしば沢の中に小さな滝を形成している。

全体的な構造は、一部に逆転層が認められるものの、これは局所的なもので、地層は北に上位であり、大規模な褶曲は認められない。

2-2 口坂本地すべりの概要²⁾

口坂本地すべりは、かなり以前から地すべりによる変状を示しており、昭和35年に地すべり防止区域に指定されている。これは、静岡県内の建設省所管の地すべり防止区域としては三番目の指定地にあたる。指定地の面積は図-3に示した範囲185.94 haであるが、今回の調査はこの指定地の中でも特に活発な移動の認められるブロックを主たる対象としている。

防止区域は、写真-1にも示したように、巨視的にみればほぼ尾根の陵線から沢筋まで、凹型かつ扇型の斜面形状を示しており、最大幅約2,000 m、長さ約2,000 mに達する。尾根の直下には傾斜が30～35度、比高50 m程度の斜面が連なり、その下部は平坦面となる。さらにその下部には平均傾斜約20度ほどの斜面が続くが、地すべりによる変状はこの斜面を中心に発生している。そのため等高線は乱れ、階段状の段差が広く分布している。

この地すべり防止区域の最下端には口坂本の集落があるため、多くの砂防工事も実施されているが、地すべり末端部の崩壊地が拡大しつつあることから、地すべり本体への対策工事が必要な状況となって



図-2 口坂本地すべり位置図（国土地理院 1/20 万地勢図「静岡」）



図-3 口坂本地区の1/2.5万地形図(国土地理院1/2.5万地形図「湯の森」,
「駿河落合」,「井川」,「千頭」)

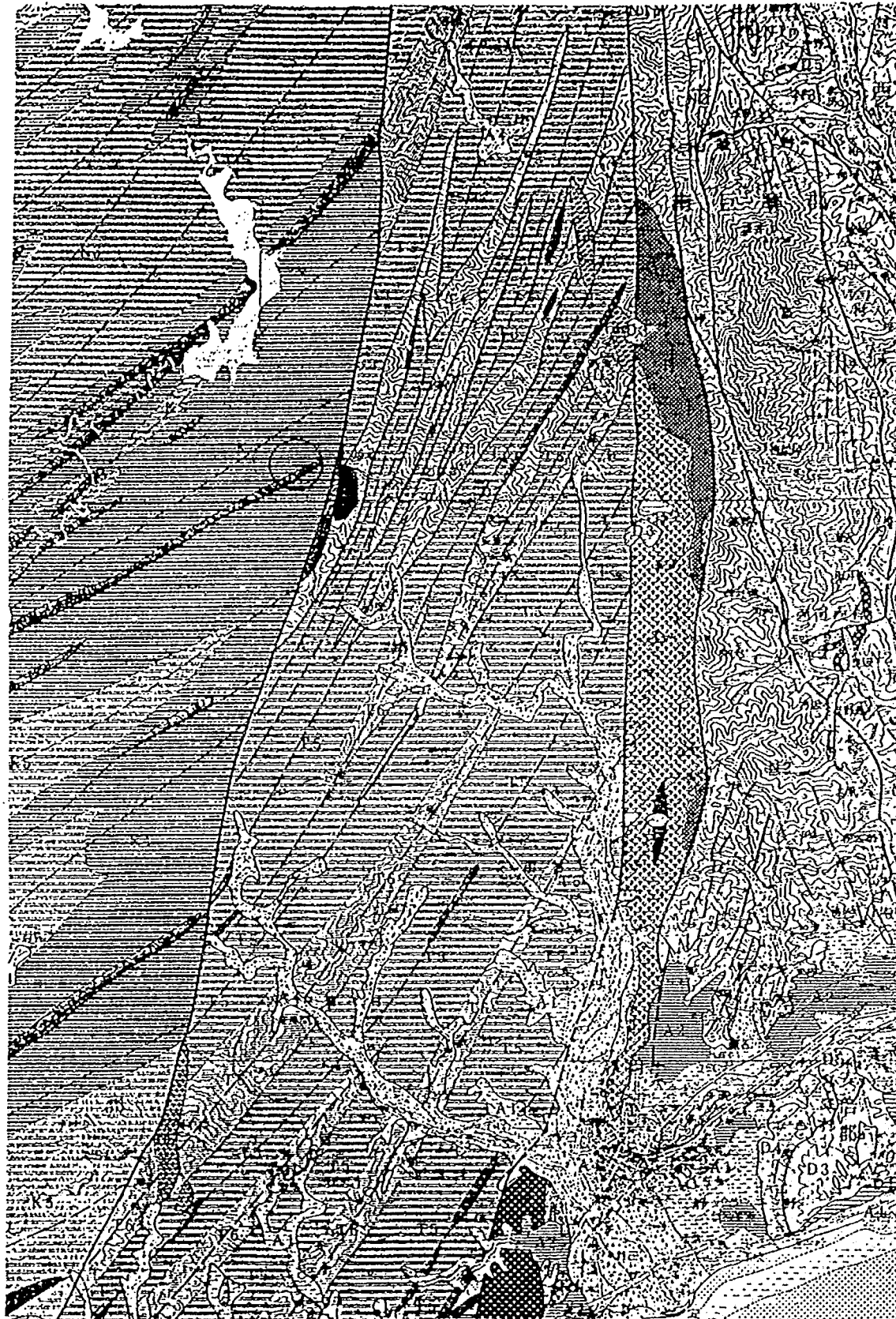


図-4 口坂本地すべり地周辺の地質図
(静岡県発行「静岡県地質図」, 縮尺 1:200,000)

第四系 Quaternary 第四紀 Holocene	A1	堆積 Gravel	
	A2	泥層 Mud	
		砂泥交互層 Mud, sand and gravel	
第四系 Quaternary 更新統 Pleistocene	D5	低段および未区分段堆積物 Low-level and unclassified terrace deposits	
	D4	中段段丘堆積物 (砂ノ原段丘, 三方原段丘など) Middle-level terrace gravels	
	D3	高段段丘堆積物 (小笠山段丘, 久岐山段丘など) High-level terrace gravels	
	D1	初期堆積物 (砂層, 砂質, 泥質) Lower Pleistocene deposits (gravel, sand, silt)	
第三系 Neogene 中新統 Miocene	N3	礫層, 砂層, シルト層, それらの互層 (相良層群など) Conglomerate, sandstone, siltstone, and their alternations (Sakura group, etc.)	
	N2	白旗層群など Kurami group, etc.	
	N1	主として火山砕屑物からなる層 (御所層群など) Pyroclastics (Misaka group, etc.)	
		はんばい岩 Gabbro	
		流紋岩類 Rhyolites	
		玄武岩 Basalt	石英閃緑岩 Quartz diorite
		粗面岩 Trachyte	蛇紋岩類 Serpentinities
		安山岩類 Andesites	
		閃緑岩 Diabase	
		砂岩を主とする層 Sandstone	
		頁岩および砂岩, 頁岩互層, 下部に玄武岩質火砕岩 Shale and alternation of sandstone and shale (with metabasite)	
古第三系 Paleogene	T4	タービダイト, 頁岩, 下部に玄武岩質砂岩 Turbidite and shale (with basaltic lava in base)	
	T3	黒色頁岩 Black shale	
	T2	砂岩および下部に頁岩 Sandstone (with shale in lower part)	
	T1	上部タービダイト Turbidite	
中生界白亜系 Mesozoic Cretaceous	K5	凝灰質頁岩, 下部に安山岩質凝灰岩 Tuffaceous shale (with andesitic tuff)	
	K4	下部タービダイト, 下部に玄武岩質砂岩 Turbidite (with metabasite in lower part)	
	K3		

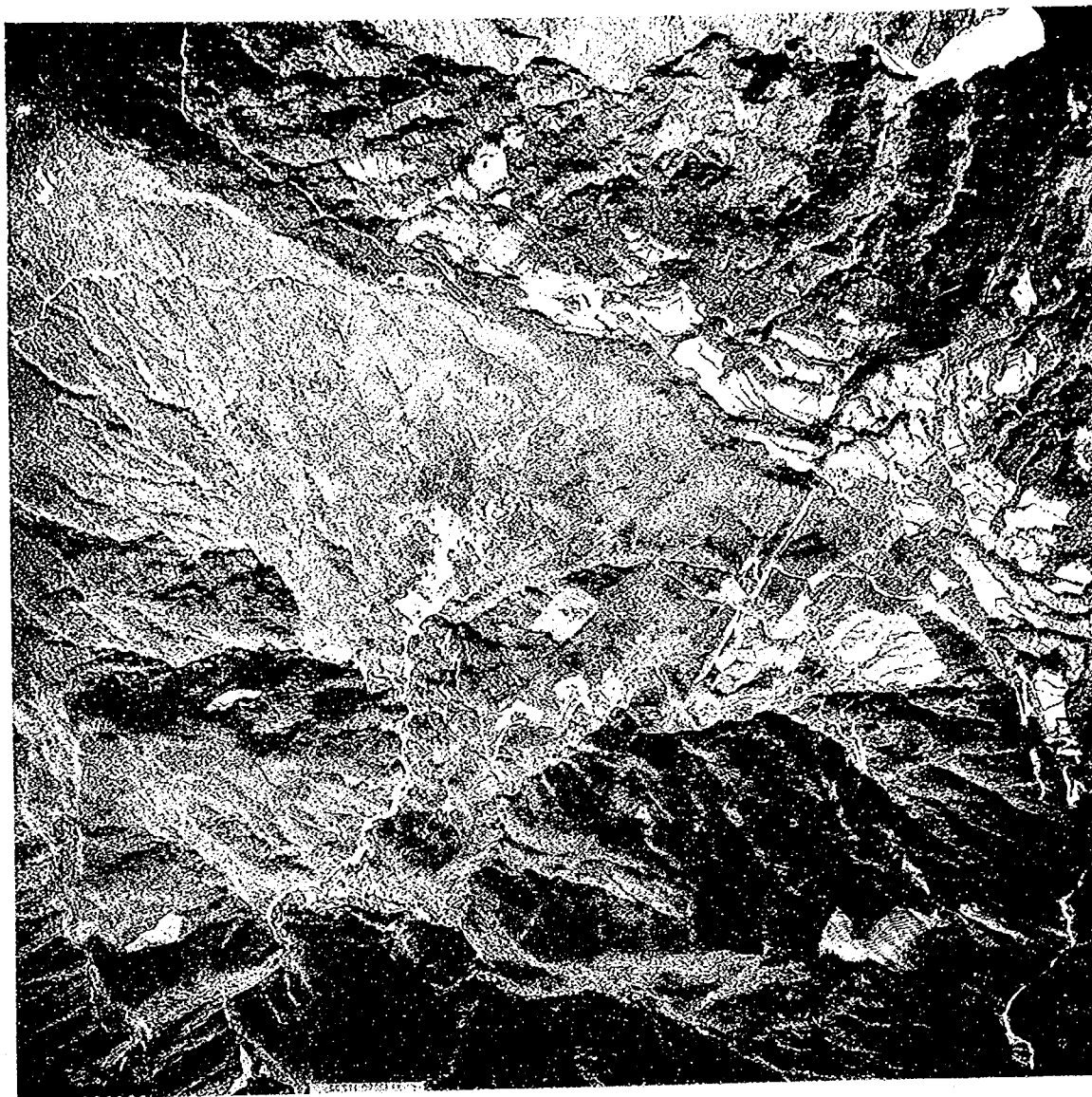


写真-1 口坂本地すべり全景

いる。また、地すべり頭部には静岡市の中心部と井川の集落をつなぐ県道南アルプス公園線が走り、たびたび地すべりによる被災を受けている。

3. 調 査 結 果

3-1 口坂本地すべり周辺の地すべり分布²⁾

空中写真判読と地形図から、口坂本地すべり周辺の地すべり地形を抽出したものが図-5である。地すべりの分布は、三倉層群西縁の F_2 断層に沿って幅約2kmの区間に集中している。それらの一部は F_2 断層西側の犬居層群中及び笹山断層東側の瀬戸川層群中にも分布しているが、ほとんどが F_2 断層東側の三倉層群中に分布している。この分布傾向は北東～南西の方向性を有し、三倉層群の走向方向及び F_2 断層の方向と調和的である。

このような地すべり分布の特性は、当地区一帯の地すべり地形が三倉層群を構成する地層の物性及び地質構造に大きく規制されていることを示している。すなわち、三倉層群のうちでも、特に頁岩が優勢な区域で、笹山断層と F_2 、 F_3 断層に挟まれて大きく変形を受けた部分に多くの地すべり地形が分布しているものと考えられる。

3-2 Aブロックの調査結果²⁾

口坂本地すべりの移動ブロックは現在までのところ、図-6に示すように分割される。これらのブロックのうち、Aブロックについては、昭和63年度から調査が開始されているためある程度の成果が得られている。平成元年に移動が顕著となった新しいブロックに関する検討を進める上でそれらの成果が重要な情報となるものと考えられるため、以下にAブロックの調査結果について簡単に述べる。

3-2-1 ブロック区分

現地調査及び空中写真判読から、Aブロックは、巨視的にみると図-6に示すように、幅約300m、長さ約600mの大規模なものであると考えられる。さらにこのブロックは変動状況や亀裂の分布状況から、上部よりA-1、A-2、A-3の三つの部分に分割可能である。これらの小ブロックの概要は以下のとおりである。

<A-1>

標高約1,060m～1,130m間の斜面で、長さ200m弱のブロックである。当ブロックの最上部は斜面長50～80mにわたって広い緩斜面となっている。この緩斜面の下には傾斜25～30度程度の斜面が続いているが、新鮮な亀裂や樹木の変状は現在のところ認められていない。また、水系の発達もそれほど著しくはない。したがってA-1ブロックは現状では比較的安定した状態にあると考えられる。

<A-2>

Aブロックの中心となる小ブロックで、標高約950～1,060m間に広がる長さ約300mの斜面である。平均的な斜面勾配は上部で急で(20～25度)、下部で緩く(約10度)になっている。

このブロックでは、斜面の変状が比較的明瞭で、新しい引張り亀裂が随所に認められる(写真-2)。しかも、小規模な帯状の陥没帯や、古い地すべり滑動の結果と考えられる階段状の段差が広く分布していることから、緩慢に移動しているものと推定される。また、微地形をみると、ところどころに小規模で鱗状の地すべりブロック的な地形が認められる。特に勾配の大きな斜面では、このような浅い

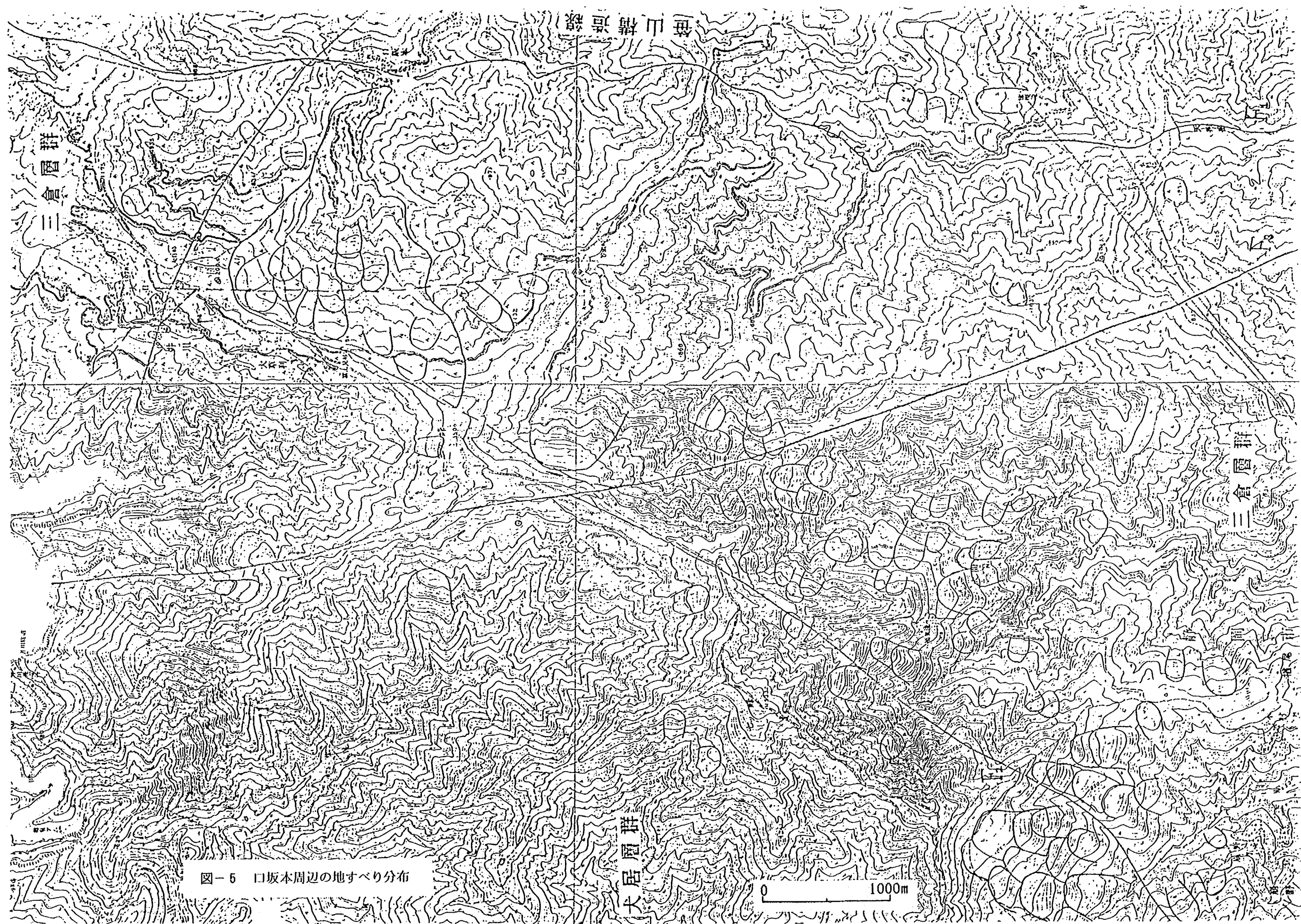


図-5 口坂本周辺の地すべり分布

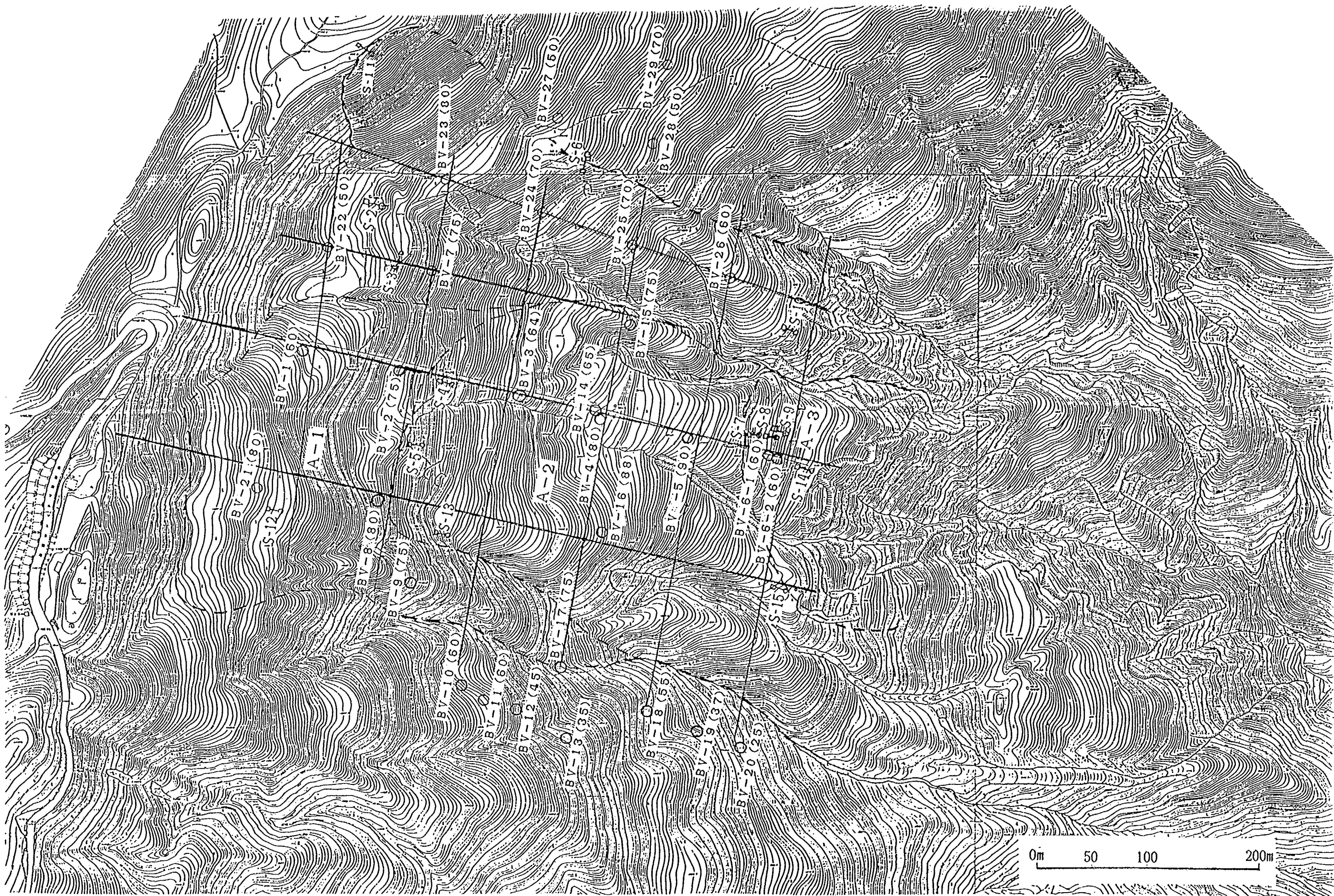


図-6 口坂本地すべりのブロック区分及び調査配置

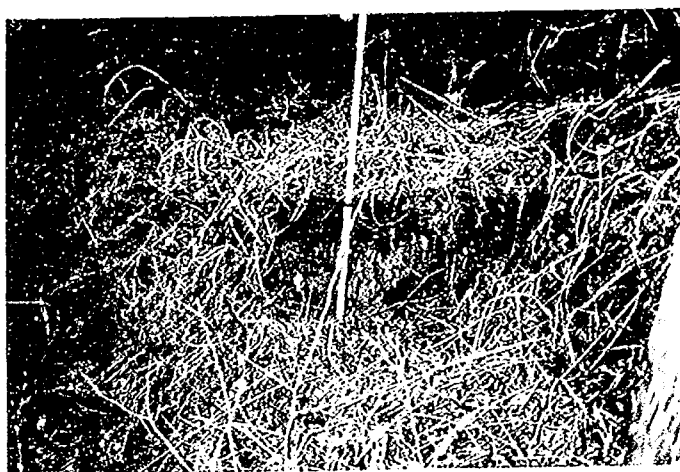


写真-2 A-2ブロックの亀裂

地すべり面を有する小さな地すべりブロックが時として滑動している可能性もある。

さらに、A-2ブロックにはところどころ湧水箇所が分布しており、多量の湧水の噴出が原因とみられる小崩壊地も認められる（写真-3）。このような多量の湧水地点の下部には沢が発達し、両岸の侵食が進んでいる区間もある。したがってA-2ブロックでは、特に降雨時に地下水が豊富に供給され、それがあふれる部分で地表に現れていることが考えられる。



写真-3 A-2ブロックに見られる小崩壊地

<A-3>

最下端の小ブロックで、標高930～950mよりも下部の斜面にあたる。当ブロック上部はA-2ブロックから連続した傾斜20度程度の斜面となっているが、末端部は土塊の押し出しによって大規模な崩壊地となっている。

このブロックの頭部には最大落差5mにも達する顕著な滑落崖が連なっており、さらに落差が拡大する傾向にある（写真-4, 5）。その下部の斜面においても明瞭で新鮮な陥没帯や数mの段差を伴

った引張り亀裂が何条も分布し、非常に活発に移動していることを示している。また、斜面上の樹木も傾動しているものが多数認められる。



写真－４ A－３ブロック頭部滑落崖



写真－５ A－３ブロック頭部滑落崖

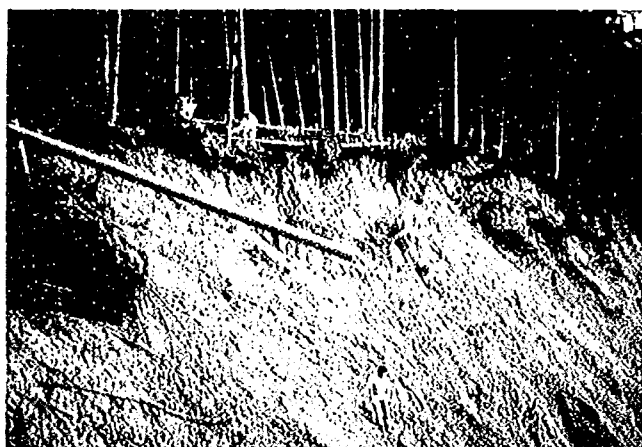
一方、上述のとおり、A－３ブロック末端部は崩壊地となっており、斜面上部から次々に土塊が供給されている（写真－６，７）。この崩壊地の下部からは多量の湧水が常に認められる（写真－８）。

以上がAブロックの基本的なブロック区分とその状況である。

3－2－2 移動状況

移動土塊の移動状況を調べるために、図－６に示した位置において伸縮計の観測が行なわれている。その観測結果（図－７）を要約すると次のようになる。

- ① 最も移動量が大いのは地すべり末端部に設置された伸縮計S－14である。この伸縮計は地すべり末端部の崩壊地直上部の亀裂を挟んで設置されているため、少量の降雨によっても加速されて非常に不安定な状況にある。そのため、降雨量の多い時期に設置されたこともあって、この伸縮計は設置後



写真一6 A-3ブロック末端部の崩壊地



写真一7 A-3ブロック末端部の崩壊地



写真一8 A-3ブロック末端崩壊地からの湧水

累計変動量

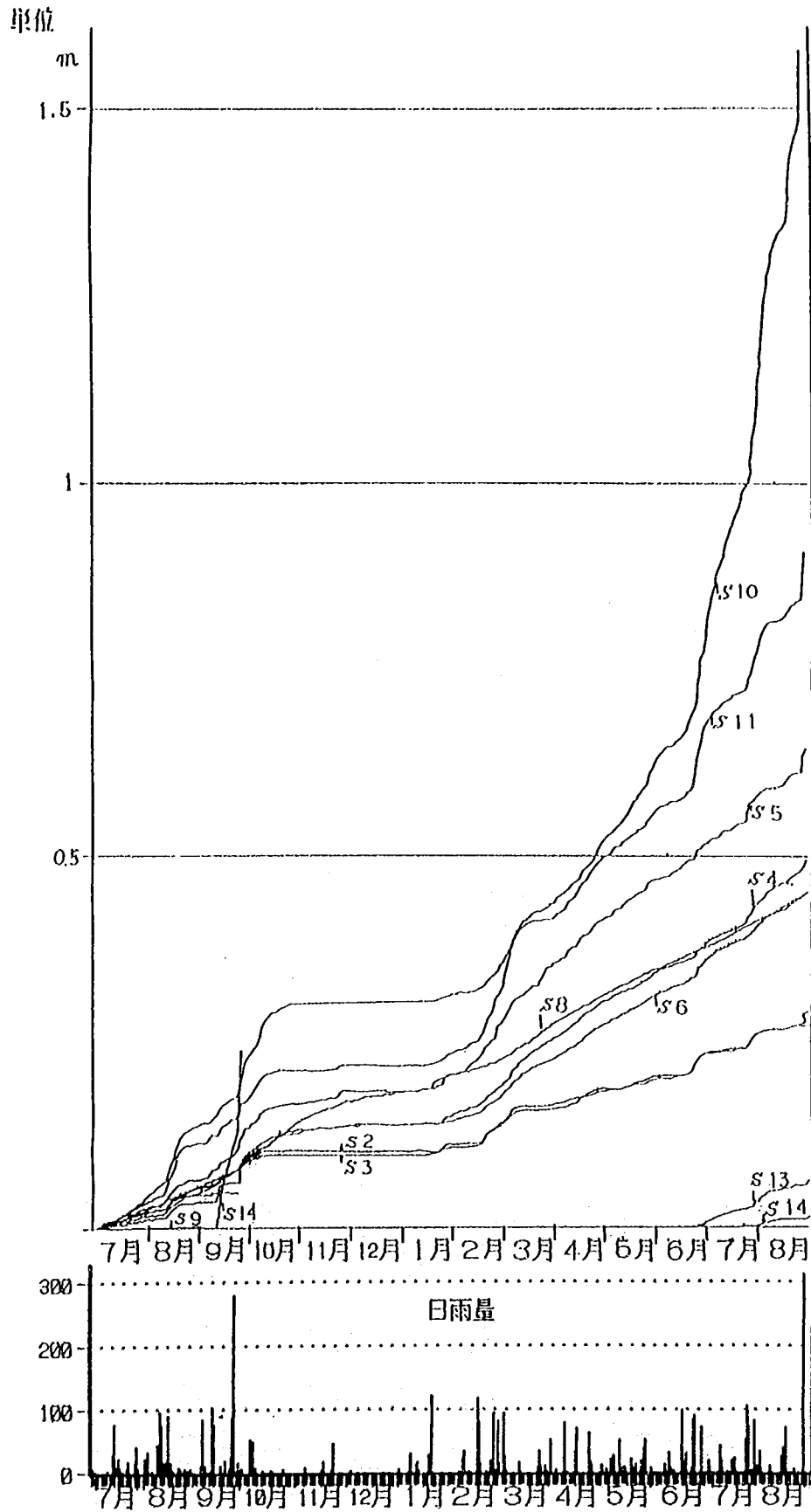


図-7 伸縮計の観測結果

15日ほどでインバー線が断線するような状況であった。

② A-2ブロック頭部に当たる伸縮計S-4及びS-5については、いずれも降雨に非常に敏感に反応し、特に日雨量で40~50mmを超えると急激に移動量が増加する。

③ A-3ブロック頭部に当たるS-8では、非常に移動速度が大きく、降雨によって加速される傾向も若干見られるが、降雨のほとんど無い期間においても1mm/day弱の割合で定常的に移動している。

このブロックの末端部は崩壊地となっているため、滑落崖の落差は目に見えて拡大している。

3-2-3 間隙水圧の観測²⁾

上記のような観測結果から、口坂本地すべりは当初から想定されていたように、降雨に敏感に反応して移動速度が増加するタイプの地すべりであることが明らかとなった。そのため、Aブロックの主滑動土塊を形成していると考えられるA-2ブロック内のBV-4孔に隣接したBV-22孔に間隙水圧計を設置して、さらに詳細に降雨量~間隙水圧~移動量の関係を調べることにした。

BV-4孔は地表から深度80mまで掘削され、コアの状況から59.6m付近がすべり面となっている可能性が大きいものと判断されている。掘削後BV-4孔中には多層移動量計が設置されたため隣接してBV-22孔が間隙水圧計設置用に掘削された。

BV-22孔中に、合計4本の間隙水圧計が設置されたが、それらの深度は地表から65.0m(Na1)、43.0m(Na2)、36.0m(Na3)、27.0m(Na4)とした。当初これらの設置深度は、BV-4のコアの状況から、推定すべり面以下の65.0m、推定すべり面である60.0m付近、粘度化の著しい36.0m付近、強風化頁岩と中風化頁岩の境界である27.0m付近の4箇所としていた。しかしながら推定すべり面付近で孔内崩壊が発生したため、結局推定すべり面付近には間隙水圧計が設置できなかった。

これらの間隙水圧計の観測結果を図-8(a), (b)に示す。

4箇所に設置された間隙水圧計のうち、深度27mのものはこの図を見る限り、他の3箇所に設置されたものとは異なる応答を示している。その他の3箇所については降雨との応答も明瞭で、50mm程度以上の降雨で間隙水圧が上昇する状況を示している。

3-2-4 推定すべり面²⁾

図-6に示した調査計画に従って地質調査ボーリングが実施されている。その結果及びパイプ歪計、孔内傾斜計、多層移動量計等の観測結果等から、主測線沿いのすべり面は図-9のように推定された。

ボーリングコアの状況を簡単に述べると概ね次のようになる。

主測線沿いのボーリング孔BV-1~BV-6のうち、BV-5孔を除くと、推定すべり面以深にはそれより上部とは非常に相の異なる岩が現れる。すなわち、推定すべり面よりも上部には部分的に柱状のコアも見られるものの、ほとんどが強い破碎を受けた(特にすべり面付近で著しい)頁岩であるのに対し、それ以深においては概ね柱状のコアで採取された頁岩に変化する。このような点から、これらのボーリング孔のすべり面深度を推定した。さらに、BV-5孔については深度65.2m以深に強く破碎を受けた粘土状の頁岩が続いたが、前後のつながりから図-9に示したようなすべり面位置が想定された。

一方、これらの主測線沿いのボーリング孔には、パイプ歪計、孔内傾斜計、多層移動量計等が設置されており、それらの観測結果の一部を図-10(a), (b)に示した。BV-4では深度約53m、BV-6では

1972年2月22日～1972年6月20日

(Kg/m²)

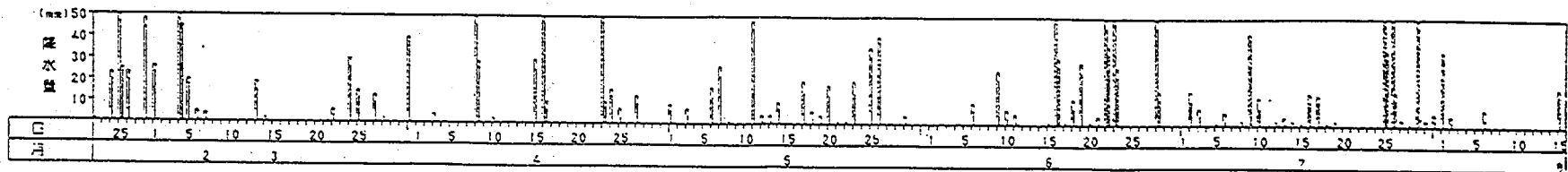
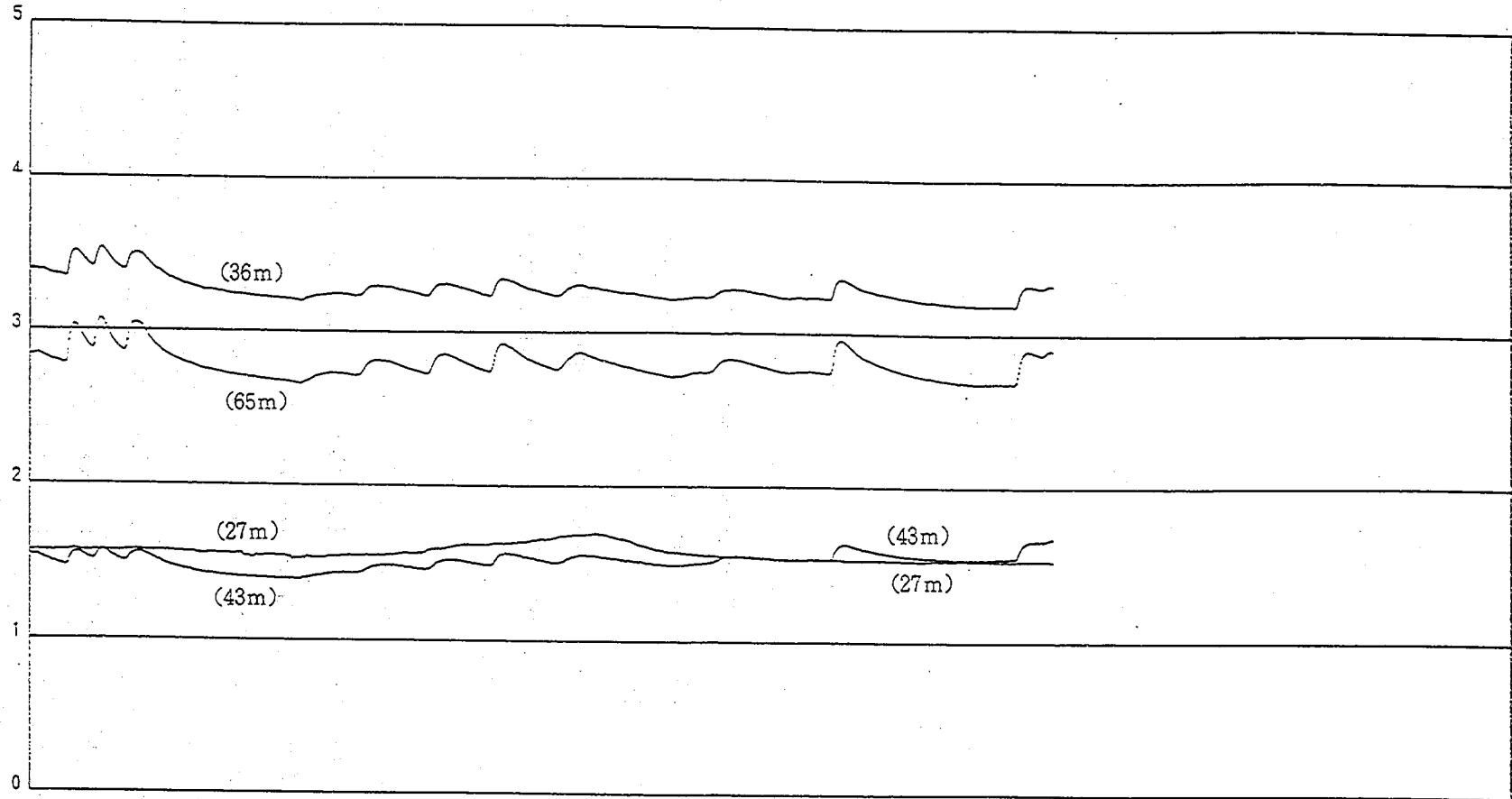


図-8(a) 口坂本地区間隙水压測定結果図 (B V-22)

1年 6月 20日 - 1年 11月 25日

(Kgf/m²)

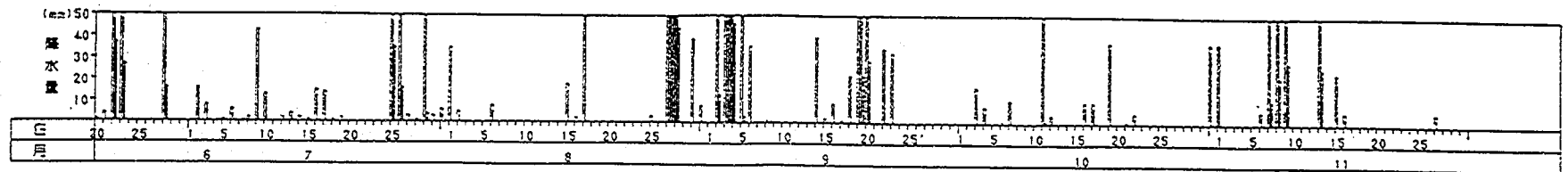
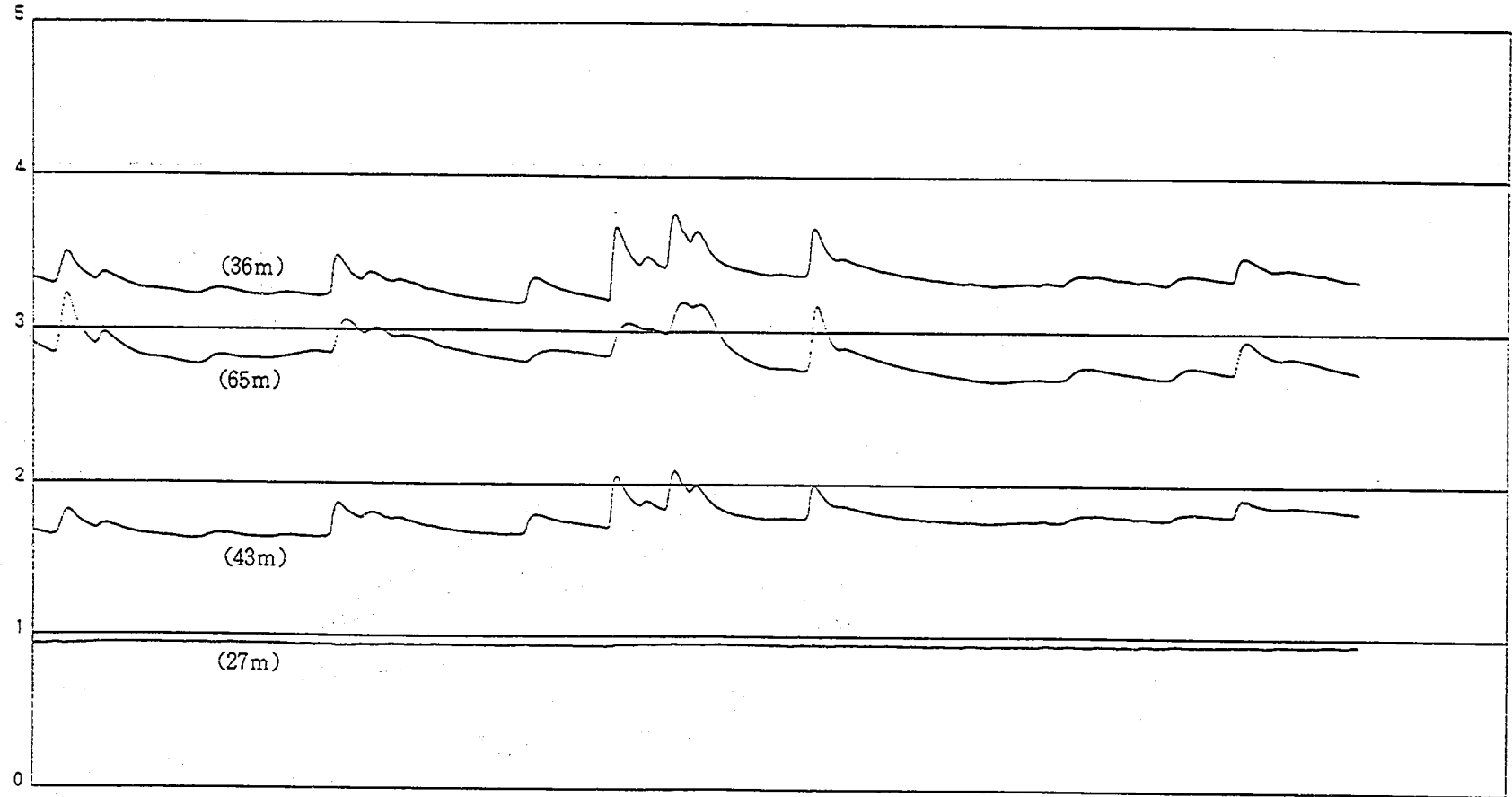


図-8(b) 口坂本地区間隙水圧測定結果図 (B V-22)

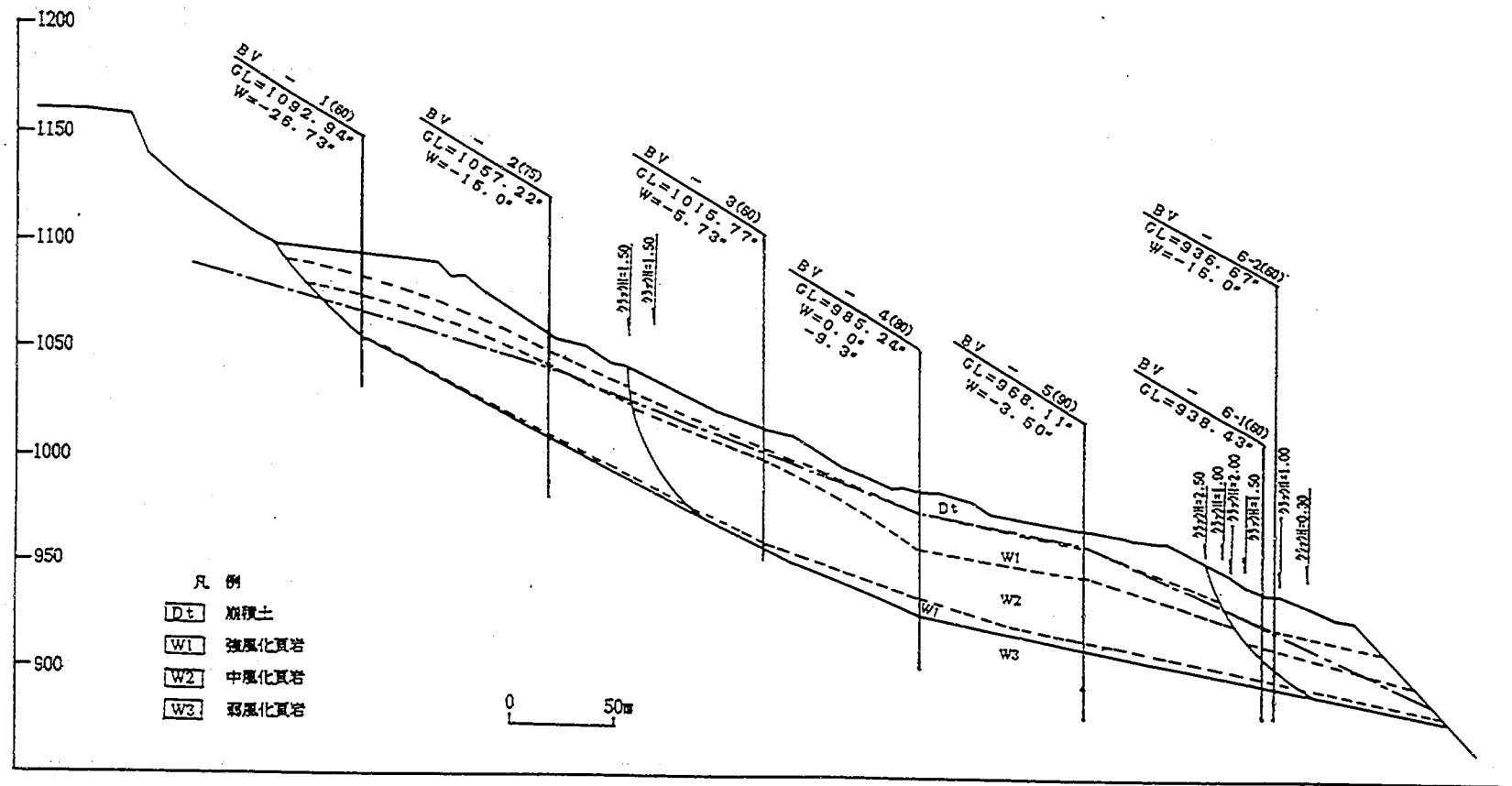


図-9 Aブロックの推定断面図

←→ 1 cm

64年 6月 1日 - 64年 11月 2日

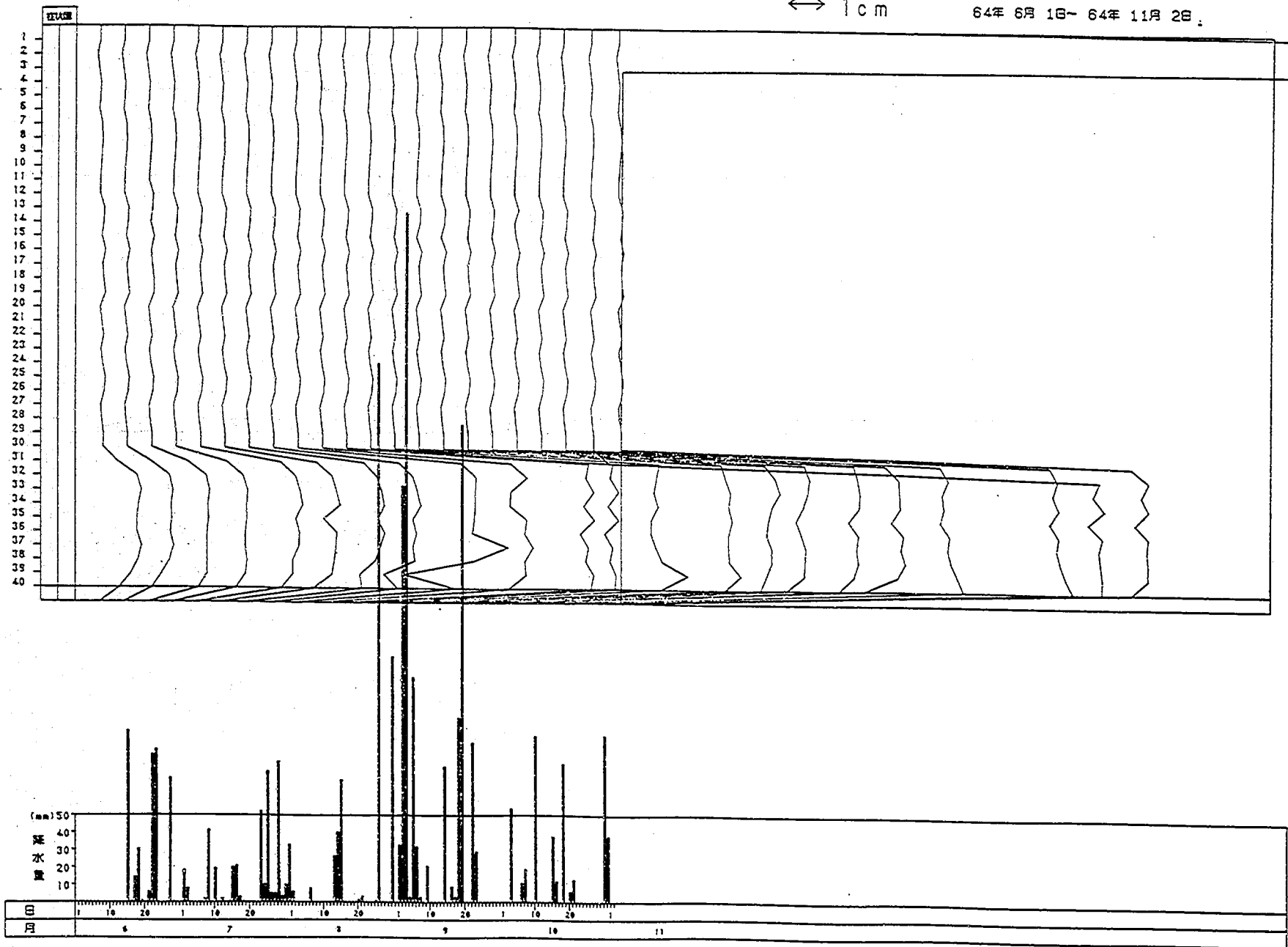


図-10(a) 多層移動量計変動図 (BV-4)

↔ 1cm

64年 6月 18 - 64年 11月 28

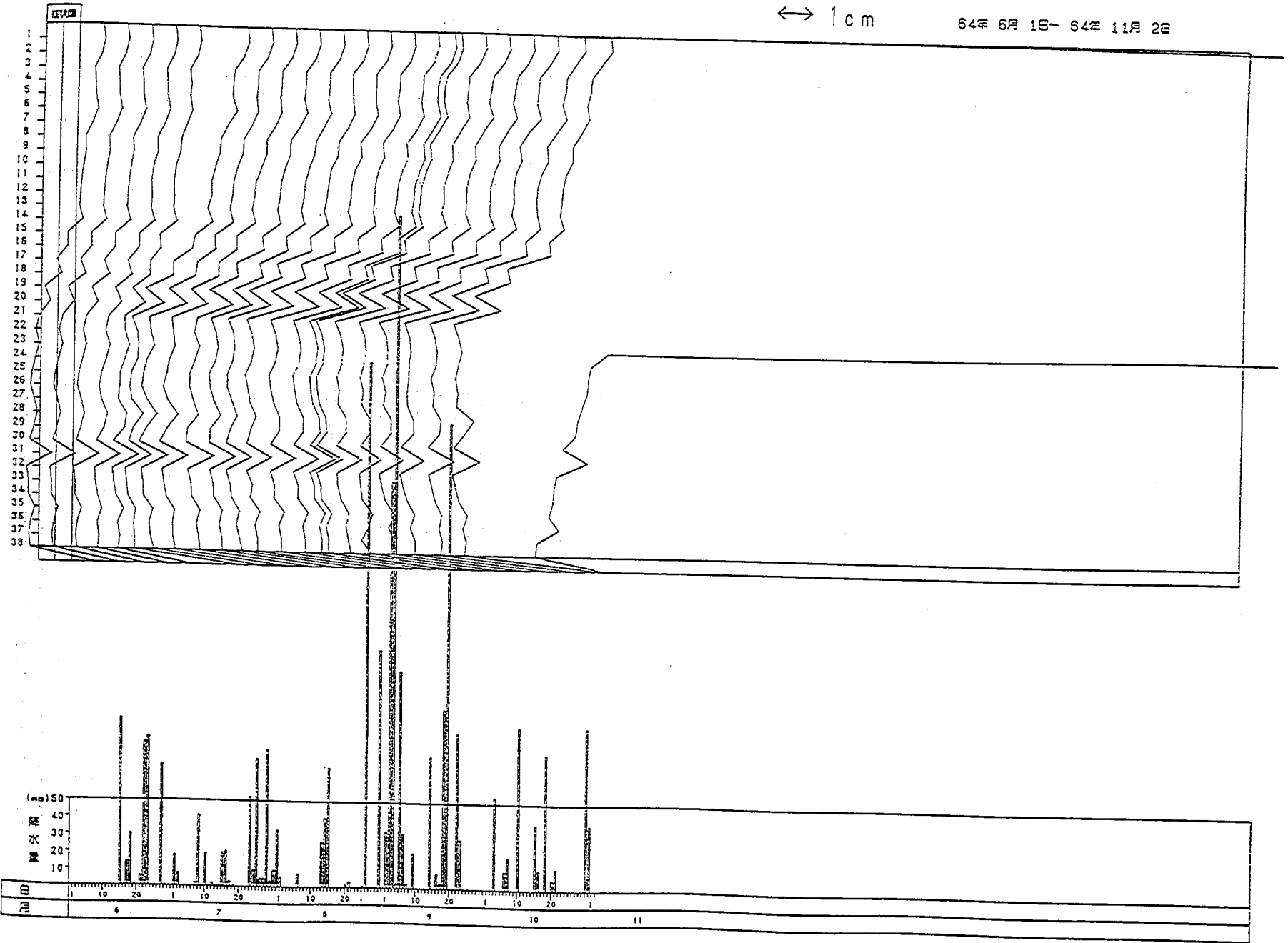


図-10(b) 多層移動量計変動図 (BV-6)

深度約20mに顕著な変状が認められる。

さらに、これらの調査のほかに、平成元年度にはB V - 2付近での集水井の掘削に伴って深度約43mにおいて明瞭なスリッケンサイドを有するすべり面が確認されている。

以上述べてきたとおり、Aブロックの地すべり移動層の最大層厚は60mにも達するものであることが明らかとなった。

3-2-5 すべり面粘土の土質試験²⁾

すべり面の土質強度定数を調べる目的で昭和63年度には、リングせん断試験、平成元年度には、すべり面を挟んだ一面せん断試験を行っている。以下にその結果を述べる。

(1) リングせん断試験について

すべり面粘土試料についてせん断試験を実施した場合、ほとんどのものは与えられたせん断歪の大きさによって図-11に示すように、ピーク強度、完全軟化強度、残留強度の三種類の異なる強度レベルを示す。それらの値を求めるための試験方法及び試料の条件についてはさまざまな提案があるが、いずれの試験方法についても地すべり粘土に関する統一的な試験方法が確立されているとは言い難い。しかしながら、これらの試験方法の中でも、せん断面の一様性やせん断面積が一定で、かつ長いせん断ストロークが得られる等の利点から現時点で残留強度を短時間で正確に測定できる試験法としてリングせん断試験が最も適切であるといえることができる。

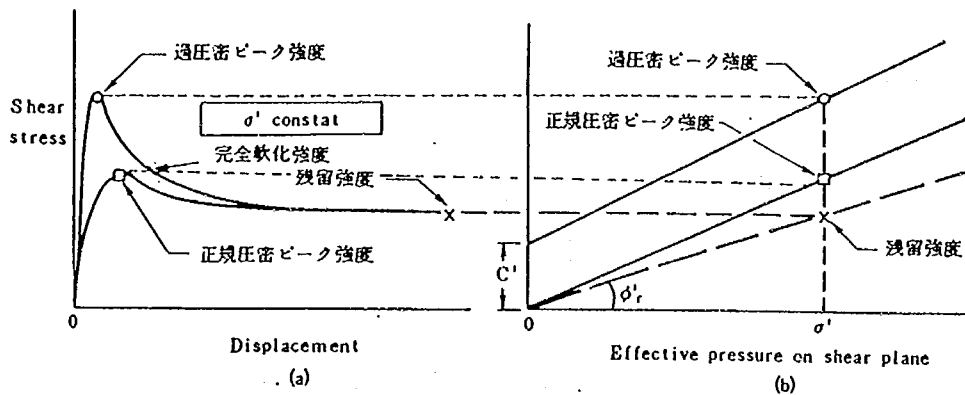


図-11 地すべり粘土のせん断強度レベル

リングせん断試験機についてはBishopら³⁾が非常に詳細に記載しているので、ここでは簡単に説明する。これは図-12に示すようにドーナツ型の供試体を、その中央で一方向にトルクを与えることにより、せん断強度を得る試験機である。この利点は一面せん断試験機と違い、せん断面積が変化せず、任意の変化量までせん断させることができる点である。この試験機の全体図と供試体部の拡大図を図-13、14に示す。

垂直応力はペローフラムシリンダーにより供試体上部に載荷するようになっている。また、せん断方式は歪制御と応力制御の兼用型で、歪制御で行う場合はせん断速度を0.0001~10mm/minまで変化させることができ、応力制御の場合はせん断箱下部よりワイヤーを介し、カウンターウェイトを作用させることによってせん断荷重を作用させる仕組みになっている。なお、せん断速度はドーナツ型

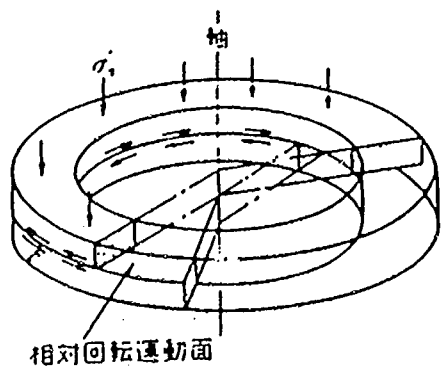


図-12 リングせん断試験のサンプル

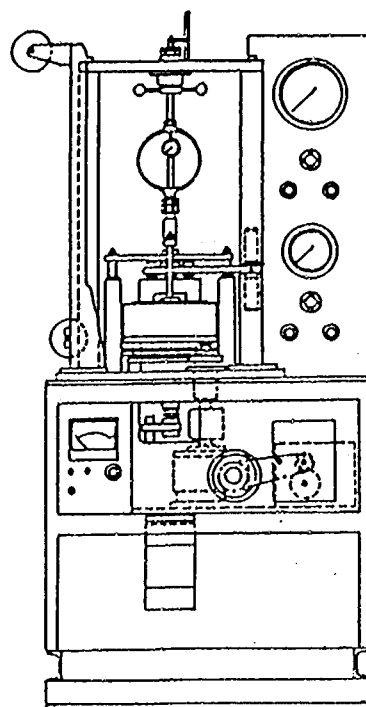


図-13 リングせん断試験機

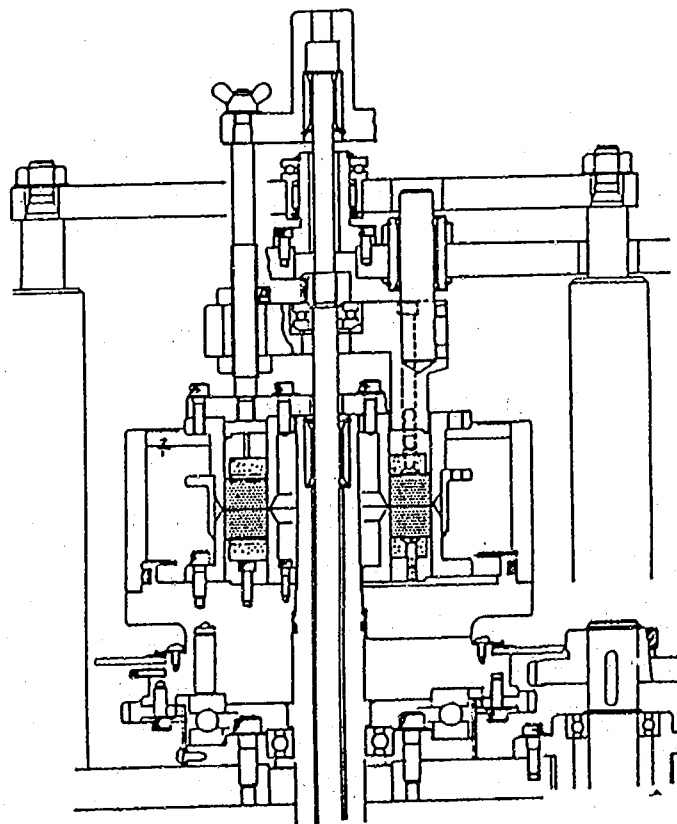


図-14 リングせん断試験機断面図

の供試体の幅の中心部（外径15cm、内径10cmの場合には径12.5cmの円周上）におけるものである。

せん断応力の測定は、下部のせん断箱が回転することにより供試体がせん断され、そのせん断力は上部せん断箱からトルクアームを介してロードセルへ伝達され、これを回転モーメントとして測定する。供試体の寸法は外径15cm、内径10cm、高さ2cmであり、せん断を行う際にせん断箱と供試体との接触面においてすべりを起こさないように、下部せん断箱と上部載荷盤には高さ2mmの刃が取り付けられている。また上下せん断箱の金属摩擦を防ぐために、上部せん断箱に取り付けてあるプルビングリングを引張ることによってギャップを開けることができ、またこれにより側面摩擦を計測できる。

(2) リングせん断試験の結果

上述したような理由から、口坂本地すべり地から採取した粘土試料を用いてリングせん断試験を実施した。今回用いた粘土試料は、A-3ブロック末端部の崩壊地に露頭していた黒色の粘土で、頁岩起源のものであると考えられる。

この粘土試料を0.42mmのフルイにかけ、スラリー試料を作成した後、外径20.0cm、内径15.0cmのリングせん断試験機にセットし、有効垂直応力1.0kgf/cm²、2.0kgf/cm²、4.0kgf/cm²で多段階载荷をしてせん断を行った。せん断速度は、せん断の開始からなめらかなせん断面が形成されるまで、及び残留強度を求める最終段階で0.001mm/min.とし、それ以外の区間（残留強度まで低下させるために必要なストローク）では0.05mm/min.とした。

試験結果は図-15、16に示すように、残留強度として $\phi_r = 17.03$ 度、 $C_r = 0.134$ kgf/cm²という値が得られた。

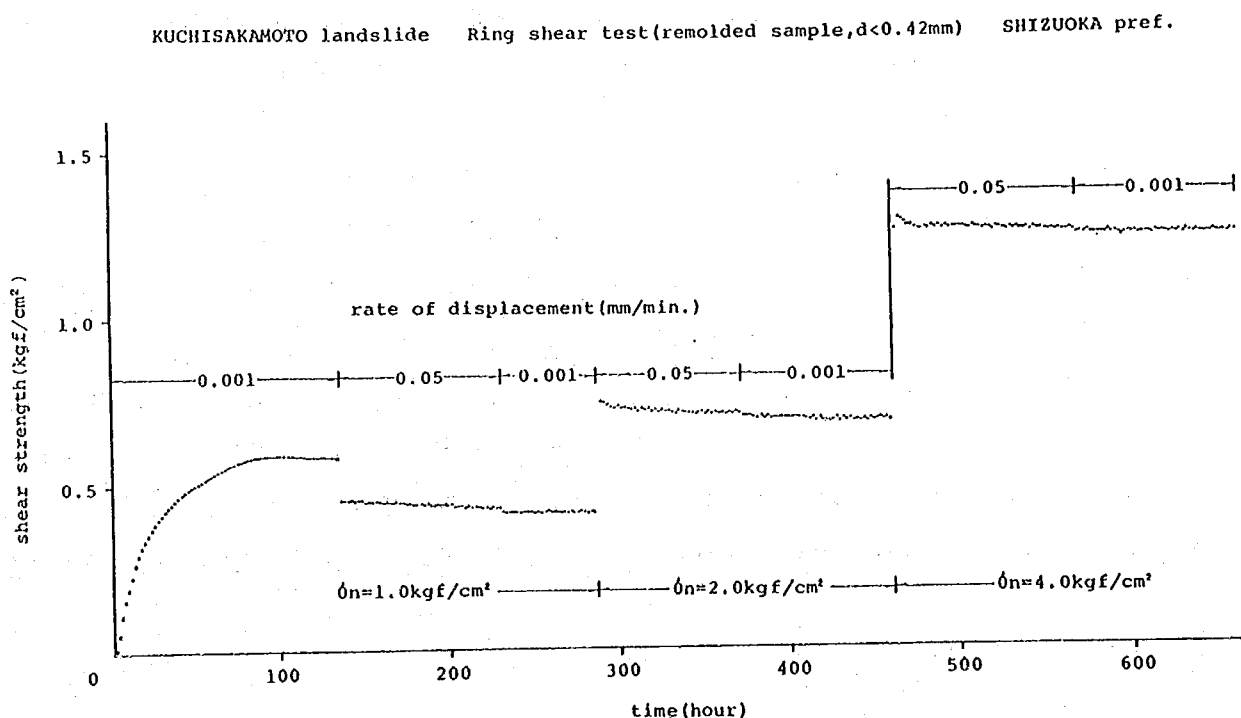


図-15 リングせん断試験結果（応力-歪関係）

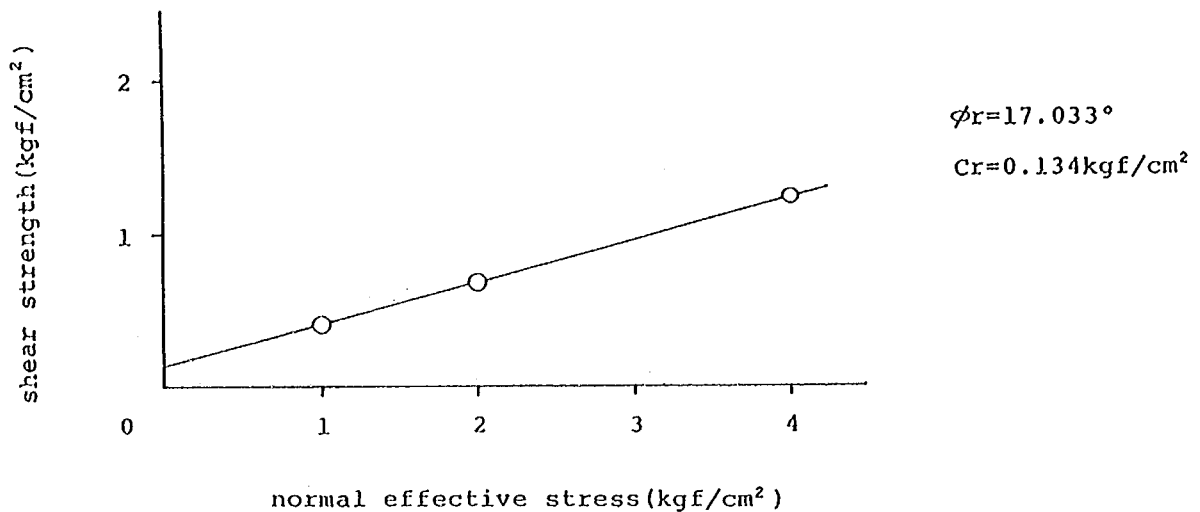


図-16 リングせん断試験結果 ($\sigma - \tau$ 関係)

(3) すべり面を挟んだ一面せん断試験

3-2-4でも述べたように、平成元年度に、BV-2付近で施工された集水井内ですべり面が確認された。そこで、すべり面を挟んで地すべりの移動層と基盤の試料を採取し、すべり面をせん断面として一面せん断試験を行うことにした。

試料の採取深度は、前述の集水井内の深度43m付近の位置で、 $50 \times 50 \times 40\text{cm}$ のブロックサンプルとして採取した。このブロックサンプルを、しっかりした岩が確認されるまで上・下面及び岩石カッターでカットし、 $35 \times 35 \times 20\text{cm}$ のサンプルとした。次に $\phi 66\text{mm}$ のコアカッターにより16本のコアを採取した。それらのうち試験可能な供試体は9供試体であった。これらの供試体の上下面を一面せん断試験機に合った高さ(すべり面上部16mm、下部4mm)になるよう岩石カッターでカットした。地すべりの移動方向とせん断の方向とが一致するように供試体をセットし、所定の圧力で2日間圧密した後、垂直応力 0.5 kgf/cm^2 、 1.0 kgf/cm^2 、 2.0 kgf/cm^2 、 3.0 kgf/cm^2 、 4.0 kgf/cm^2 で、合計9回のせん断を行った。せん断速度は 0.01 mm/min として、供試体の15% (9mm)あるいはピーク強度が確認されるまでせん断を行った。

試験結果として図-17に示すとおり、 $\phi' = 24.8$ 度、 $C' = 0.120 \text{ kgf/cm}^2$ という値が得られた。

(4) 土質試験結果に基づく安全率の試算

リングせん断試験から求められた残留強度値 $\phi'_r = 17.03$ 度、 $C'_r = 0.134 \text{ kgf/cm}^2$ 及び、不攪乱のすべり面を挟んだ一面せん断試験から求められた土質強度定数 $\phi = 24.8$ 度、 $C' = 0.120 \text{ kgf/cm}^2$ を用い

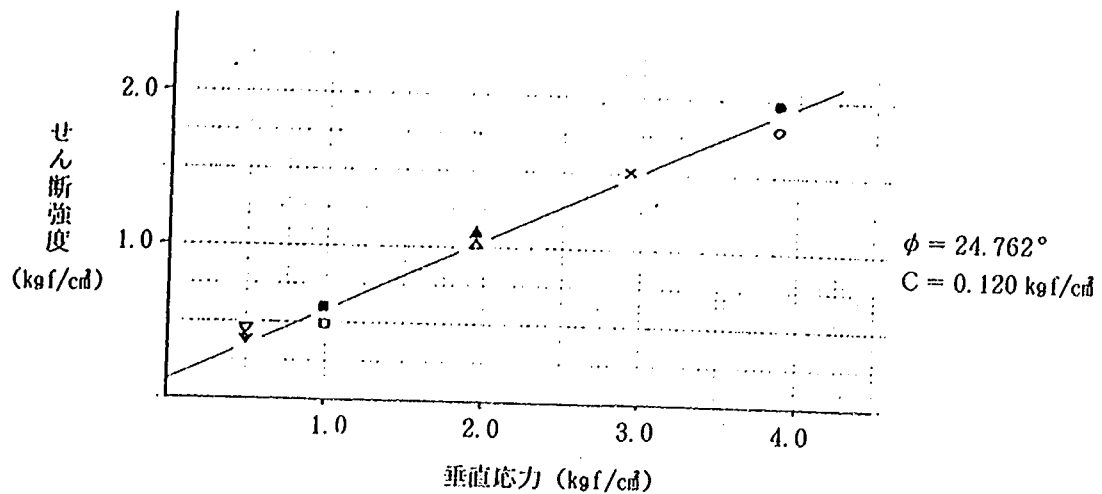


図-17 すべり面の一面せん断試験結果

て、Morgenstern-Price法によってAブロックについて安全率の試算を行ってみた。

また、計算断面は、①Aブロック全体、②A-2とA-3ブロックの複合ブロック、③A-3ブロックの3種類を用いた。ここでの地下水位の条件は、ボーリング掘進中か、掘進後に観測された最高水位とした。

表-3 土質試験結果に基づく安全率の試算

安定解析手法	計算断面		
	Aブロック全体	A-2及び A-3ブロック	A-3ブロック
リングせん断試験結果 ($\phi_r=17.03^\circ$, $C_r=0.134 \text{ kgf/cm}^2$)	0.596	0.626	0.600
一面せん断試験結果 ($\phi=24.8^\circ$, $C'=0.120 \text{ kgf/cm}^2$)	0.883	0.935	0.854

これらの計算の結果を表-3に示す。

算出された安全率の値をみると、リングせん断試験から得られた残留強度を用いた場合には、全体的に1.0を大きく下回る結果となった。一方、不攪乱のすべり面を挟んだ一面せん断試験の結果を用いた場合についても1.0を下回る結果となっている。

土質試験のデータ数が限られており、地下水位の精度や三次元的な評価では無いといった問題もあるため、この点についてはさらに検討を要するものと考えられる。

3-3 Bブロックの状況

3-3-1 移動範囲及び移動ブロック

空中写真判読や現地調査結果、伸縮計の観測結果からみると、Bブロックの範囲は、図-6に示したように考えられる。この移動範囲のうちのほとんどの部分は、地形的にみるとAブロックに連なる斜面となっているが、Bブロック最上部の伸縮計S-11が設置されている比較的急な斜面は、多少浅いすべり面を有する一つのブロックとして考えられる。

また、Bブロックの末端部は、A-3ブロックから連絡する顕著な滑落崖が完全に形成され、それより下部の斜面はAブロックの末端部と同様に風化岩の転石の多い崩壊地となっている。

これらのことを考え合わせると、Bブロックについても、その斜面の頭部、中部及び末端の三つの小ブロックに分割してその状況を考えることができると思われる。

3-3-2 移動状況

3-3-1で述べたようにBブロックを分割し、その各々について移動状況の概要を述べると次のようになる。

<頭部>

現在、Bブロックの頭部と考えられる部分には、図-7に示した伸縮計のうち、S-2、3、11の3基が設置されている。これらのうち、比較的緩い斜面に設置されているS-2、3についてはほとんど同様の動きを示している。すなわち、降雨の無い場合には移動がほとんど停止し、雨期になるとほぼ定常的な動きを示す。また、約100mmを超える日雨量に反応して急激に移動量を増加させている。

一方、S-2、3よりも北側の急斜面に設置されたS-11は、降雨が無い場合にはほとんど停止するが、雨期には非常に大きな移動を示し、少量の降雨に対しても極めて敏感に反応して移動速度を増加させている。図-7に示す観測期間中の累積移動量もS-2、3の3倍以上に達している。

これらの観測結果をみると、S-11の設置された斜面は、明瞭な馬蹄形の滑落崖で画される（写真-9）ひとつのブロックを形成していて、その斜面勾配や降雨に対する移動状況等から、Aブロックのような深いすべり面を有するものではないものと考えられる。また、S-2、3の観測結果は、対



写真-9 Bブロック頭部の滑落崖

照的にAブロックから連続する深いすべり面における移動状況を表しているものと思われる。

＜中央部＞

Bブロックの中央部の斜面には、A-2ブロックと同様に、明瞭な亀裂や（写真-10）、多量の湧水の噴出が原因とみられる小崩壊地がところどころに認められる。また、S-6の伸縮計の観測結果からも現在活発に移動しているブロックであることがわかる。



写真-10 Bブロック中央部の亀裂

このS-6の観測結果をみると、A-2ブロック頭部に設置されたS-4、5とほぼ類似の移動状況を呈しており、無降雨期においては、ほとんど移動が停止するのに対し、日雨量40～50mmを超えると、急激に移動量が増加する。このことから、Bブロック中央部の斜面は、A-2ブロックに連動して移動している可能性が高いと思われる。

＜末端部＞

A-3ブロック北側に隣接したBブロック末端部の滑落崖には、伸縮計S-10が設置されている。前述のとおり、この部分ではS-10以下の斜面は、ほとんど崩壊地となり、現在、移動量は降雨に無関係に増加の一途をたどっている状況にある。その結果、累積移動量は、観測中の伸縮計のなかでも最大となっている。写真-11、12はそれぞれ末端部の滑落崖及び崩壊地の状況を示している。

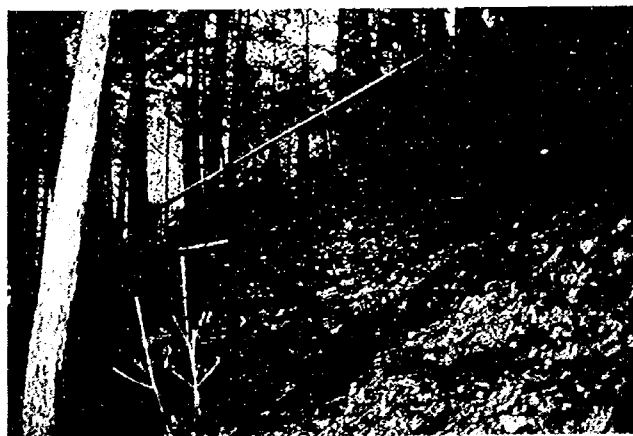


写真-11 Bブロック末端部の滑落崖



写真-12 Bブロック末端の崩壊地

3-3-3 推定すべり面

Bブロックにおいては図-6に示したような位置で調査ボーリングが実施されている。地すべりの移動量がかなり大きい期間中の調査であるため、現時点でまだ掘進中のものもある。また、パイプ歪計や孔内傾斜計の観測結果も得られていないため、正確なすべり面の判定は今後の調査結果を待たなければならない。しかしながら、Aブロックの既往の調査結果及びBブロック上部のBV-23、24の調査ボーリング結果から当地区の概略の断面を推定すると図-18のようになり、すべり面深度はほとんどAブロック同様であることがわかる。

3-4 口坂本地すべりの発生及び移動状況に関する考察

2-1でも既に述べたとおり、口坂本地すべり地区の周辺には笹山構造線、 F_2 断層、 F_3 断層（図-3）等の大規模な構造線が走っている。また、口坂本地すべりの頭部の境界は非常に直線的に北々東～南々西の方向に並んでおり、 F_2 断層の方向と調和的である。3-1で述べた周辺の地すべりの分布状況から判断して、このような地質構造が口坂本地すべりの素因のひとつとなっていることは明らかである。

また、Aブロック上部の、勘行峰から続く尾根沿いには幅10～20mほどの凹地が連続的に分布している。このような凹地や、Aブロック上部の比高約50mに達する急崖が、地すべり運動の結果形成されたのか、断層運動によるものか、あるいはそれらの複合された結果であるのかは現段階で断定することはできない。しかし、すべり面の深度が50m以深という規模からみれば、この急崖がAブロックの滑落崖であったとしても不自然ではない。

さらに、頁岩層の優勢な部分に地すべりが発生しており、Aブロックに隣接した南側の斜面のように砂岩の分布地帯は比較的安定していると思われる。

このような地質や地質構造上の素因のほかに、地下水の豊富なこともまた重要な誘因のひとつである。地下水位の変動と地すべりの挙動との関係を調べるためにBV-22孔（BV-4孔）に間隙水圧計を設置したわけであるが、深度によっては自噴するほどの被圧水が認められている。このような地下水によ

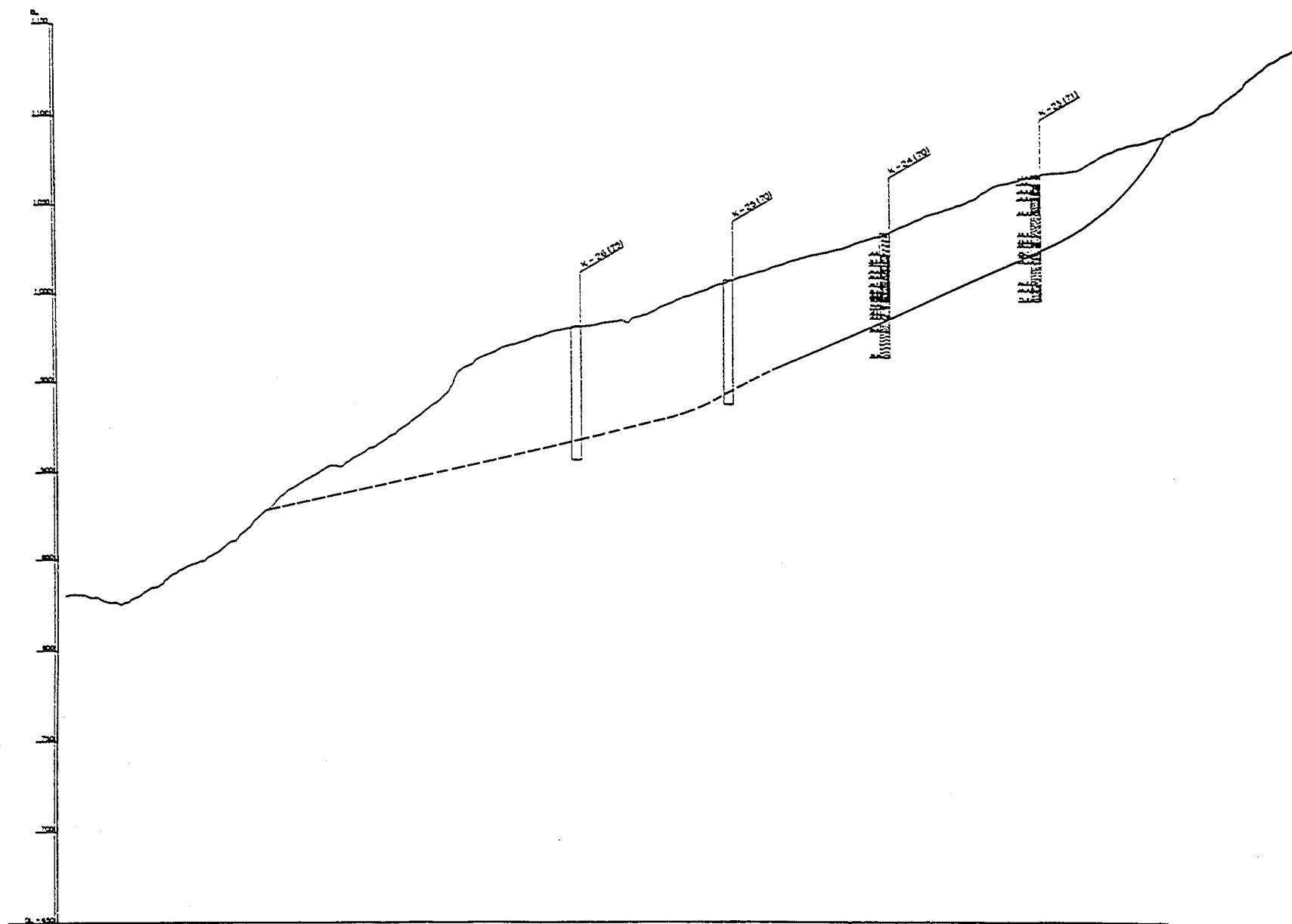


図-18 Bブロックの推定断面図

って地すべりの移動量が大きく規制されていることは間隙水圧計及び伸縮計のデータ等からほぼ明らかとなっている。

一方、現在のAブロックの相対的な移動量を伸縮計の観測結果からみると、A-3ブロックが最も大きく、次にA-2ブロック、A-1ブロックの順となる。したがって現状の地すべり移動の状況は、A-3ブロックが末端部の崩壊によって不安定化してほとんど定常的な移動をし（伸縮計S-8）、その移動に伴って不安定となったA-2ブロックが降雨のインパクトによって移動する、というようなことが繰り返されているものと推定される。

次に、平成元年度に移動が活発化したBブロックのほとんどは、その規模やボーリングによる地質調査の結果から、Aブロックから連続するすべり面を境界にして移動している可能性が高い。したがって、Bブロック末端部の斜面は、Aブロックの末端崩壊の影響を受けて不安定化し、移動量が次第に大きくなったものと考えられる。そのためにAブロック同様、斜面の末端部が不安定化した後、徐々に上部斜面が安定を失って地すべり活動が助長されているものと考えられる。

4. 対 策 工

3で述べたような調査結果から口坂本のAブロックは、最大幅約300m、長さ約600m、すべり面の深度40～60m、Bブロックは、最大幅約200m、長さ約600m、すべり面の深度45～60mと非常に大規模なものであることが明らかとなった。しかも、多くの伸縮計が降雨に敏感に反応して移動量を増加させており、いずれのブロックも活発に移動していることを示している。また、地すべり地内における豊富な湧水の分布や、豪雨後のそれらの噴出によるとみられる不自然な小崩壊～沢地形（水系）の分布等から判断して、降雨による間隙水圧の上昇が、当地すべりの誘因のひとつになっていることは明らかである。

したがって、当地区においては可能な限り排水工を施工することが最優先の対策工になるものと考えられる。その後、移動速度の低下状況を確認しながら、現状では移動量が大きくて排水工の施工が困難な地区に新たに排水工を計画する、といったように、順次不安定な地区を安定化させる。もし、最終的に何らかの抑止構造物が必要であれば、このようにして排水工によってかなり安定化した地区の範囲を拡大させた後に施工することが望ましいと考えられる。

このような点を念頭において計画された対策工の配置が図-19である。ブロックごとの対策工の基本的な考え方は次のとおりである。

A-1ブロックは他のブロックほど移動が激しくないため、集水井工を主体とした排水工を計画する。集水井からの排水ボーリングによる排水は、集水井の深度や斜面形状の関係からかなり困難となるため、1号排水トンネルを介して行うことにする（図-20）。また、集水井内からの集水ボーリングでカバーしきれない集水域においては、排水トンネル内にボーリング室を設けて、そこからの集水ボーリングによってカバーする。

A-2ブロックにおいては、相当量の移動量が確認されているため、2号排水トンネルを第一に施工する必要がある（図-21）。トンネル内に何箇所かのボーリング室を設け、すべり面より上部へ集水ボーリングを行って排水する。A-1ブロックにおける排水工と、この排水トンネル工によって移動速度が低下した後排水トンネルよりも上部の斜面において集水井工を計画する。また、2号排水トンネルよりも下部の斜面についても移動状況をみて集水井工あるいは地表からの集水ボーリングを実施する。

A-3ブロックにおいては、現状では地表からの集水ボーリングを実施することが最善の策であると思われるが、A-1及び2ブロックの排水工の効果が現れれば、移動速度も相当低下するものと推定される。

次に、Bブロックの頭部においては、S-11の設置されている、比較的すべり面深度の浅いブロックについては地表からの集水ボーリングが可能であり、かつ効果的であると考えられる。

また、A-1ブロックから連続したすべり面を境界にして移動していると考えられるS-2、3付近については、1号排水トンネルを延長して対処することも考えられるが、すべり面の横断的な形状から（図-20）、トンネルとの距離が大きくなるため、集水井を中心にして立案することとした。そして、集水井からの排水ボーリングをφ40cm程度の大口径のものとして1号排水トンネルに連結することとし

た。

A-2ブロックに対応するBブロックの中央部においては、A-2ブロックと同様に移動状況が非常に活発なため、Bブロック境界外の不動地側に、亀裂に沿って集水井を計画する。一方、2号排水トンネルを延長して、これらの集水井と連結して排水を行う。

さらにBブロック末端部については、移動量が極めて大きいために、集水井等の施工は困難であることから、地表からの集水ボーリング工が最適であると考えられる。

最後に、地すべり地全体に対しては、地表面水の排除工あるいは明暗渠工も有効であると考えられる。したがって現状での沢地形の部分にはもちろんのこと、降雨後に湧水が分布するような箇所にも木目細かな排水対策を施すことも重要であると考えられる。

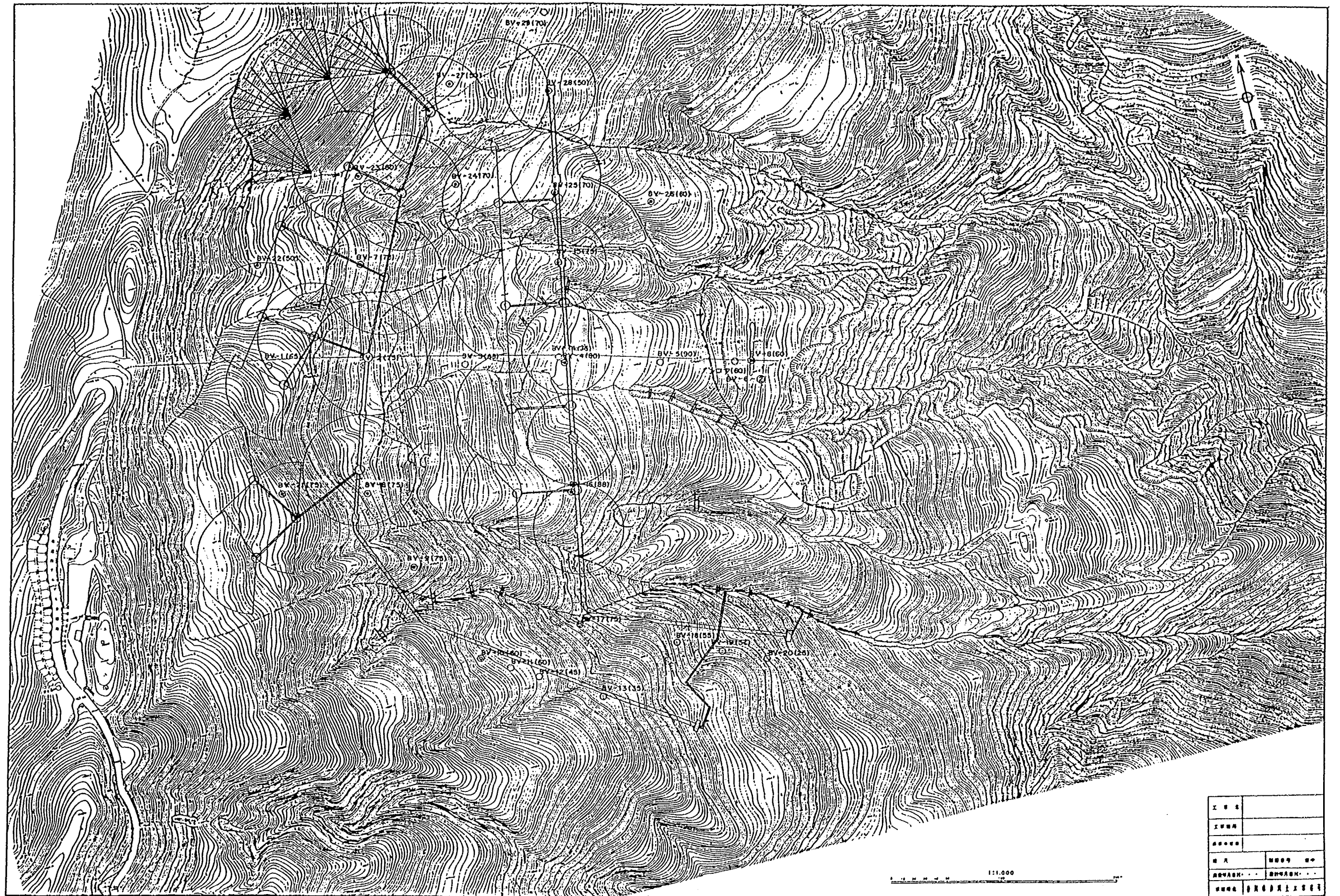


図-19 対策工の配置

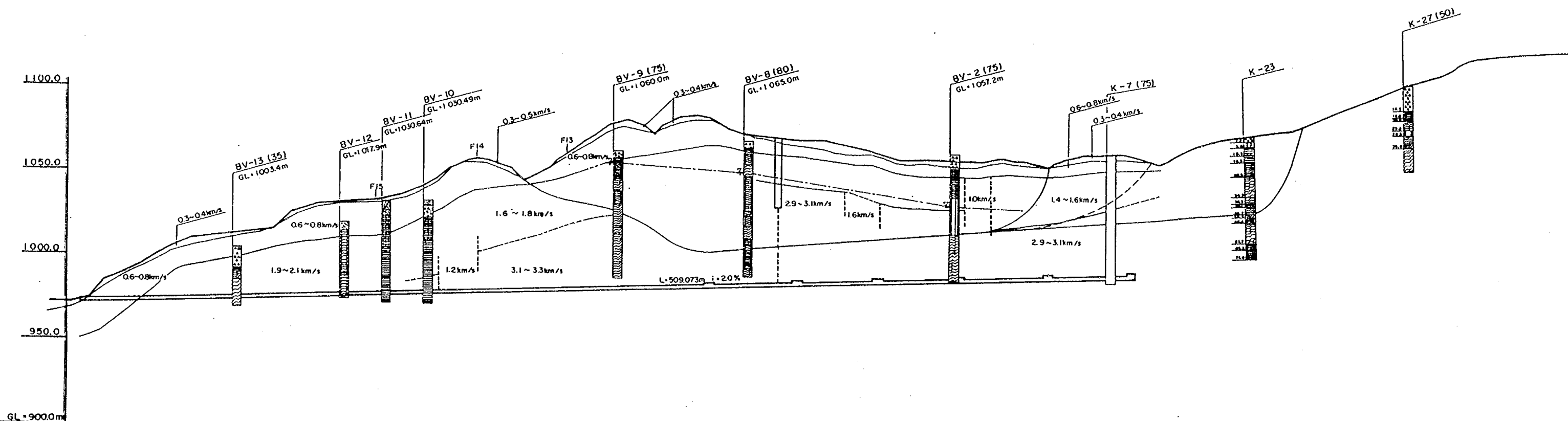


図-20 1号排水トンネル推定断面図

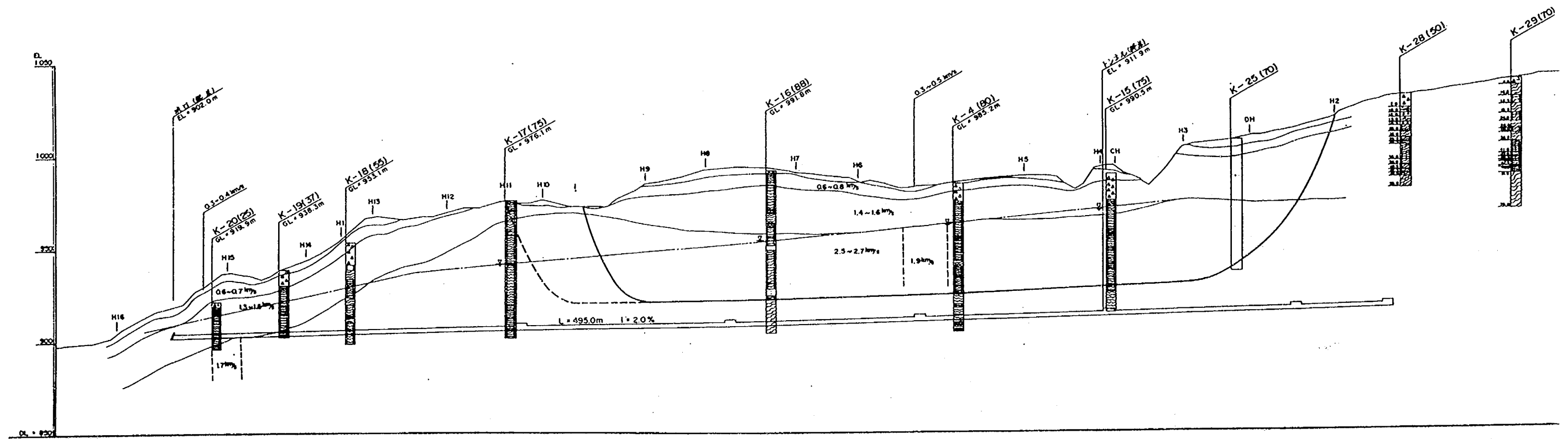


図-21 2号排水トンネル推定断面図

5. 結 語

以上述べてきた口坂本地すべりの調査結果を要約すると以下ようになる。

- ① 口坂本地すべりの素因としては、地質及び地質構造があげられる。これは、当地区周辺の地すべり分布が大規模な構造線によって大きく規制されていることから明らかである。
- ② 一方、誘因としては、非常に豊富な地下水があげられる。
- ③ 地すべりの移動形態は、地すべり末端部の崩壊によってその上部斜面が不安定化し、降雨による間隙水圧の上昇を直接的な引き金として移動している可能性が高い。
- ④ すべり面の深度は、地表から40～60mと、非常に深い部分に分布している。
- ⑤ Aブロック末端部の崩壊地から採取した頁岩起源の黒色粘土についてリングせん断試験を実施した結果、 $\phi_r = 17.03$ 度、 $C_r = 0.134 \text{ kgf/cm}^2$ という残留強度の値が得られた。また、集水井工内から採取されたすべり面について、一面せん断試験を実施した結果、 $\phi' = 24.8$ 度、 $C' = 0.120 \text{ kgf/cm}^2$ という値が得られた。
- ⑥ 調査結果から、当地区の対策工としては、排水トンネル工、集水井工等の抑制工を主体にすることが適当であると考えられる。

(参考・引用文献)

- 1) 静岡県、地すべり学会：静岡の地すべり，1987.
- 2) 静岡県静岡土木事務所，建設省土木研究所：口坂本地すべり調査報告書，1989.
- 3) Bishop, A. W. ほか：A New Ring Shear Apparatus and its Application to the Measurement of Residual Strength, Geotechnique Vol. 21, No 4

静岡県口坂本地すべり災害
現地調査報告書

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2857号
平成2年3月(1990)

要 旨

中 村 浩 之 , 綱 木 亮 介
吉 田 克 美

本報告は、静岡県静岡市の安倍川上流域に発生した口坂本地すべりの移動状況、間隙水圧の変動、すべり面の分布形状及びそのせん断強度、発生・移動メカニズム、対策工の考え方等について、現地調査をはじめとする諸調査・観測結果に基づいてとりまとめたものである。

キーワード：地すべり，口坂本地すべり，せん断試験

郵便はがき

305-□□

41円切手
をはって
下さい

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

地すべり研究室

御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第2857号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 ⑩

