

土木研究所資料

口坂本地すべり調査報告書

平成4年6月

建設省土木研究所
砂防部地すべり研究室

Copyright © (1992) 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。

口坂本地すべり調査報告書

地すべり研究室室長 吉松弘行
主任研究員 檜垣大助
研究員 丸山清輝
新潟試験所所長 綱木亮介

要 旨

本調査は、静岡県静岡土木事務所の受託調査として、昭和63年度から平成3年度まで口坂本地すべりにおいて、地すべり発生機構、対策工の立案、対策工の効果判定を行ったものである。

キーワード：地すべり，間隙水圧，効果判定

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、本格的な調査は実施されていなかった。しかし、近年地すべりが非常に活発化してきたため、昭和63年度から詳細な調査が開始された。その一環として、静岡県静岡土木事務所は土木研究所に調査を委託し、地すべり研究室が昭和63年度から平成3年度までの4ヶ年計画で口坂本地すべり調査として地すべり調査を行ってきた。

昭和63年度

- (1) 全体的な調査計画の立案
- (2) 間隙水圧の観測
- (3) リングせん断試験の実施
- (4) リングせん断試験結果を用いた安定解析

平成元年度

- (1) 現地調査及び調査・観測結果の検討（特に間隙水圧の観測値に関する解析検討）
- (2) 土質試験結果とその結果を用いた安定解析等の調査・解析

平成2年度

- (1) 地下水排除施設の効果判定
- (2) 現地調査・空中写真判読による地すべり発生機構の検討

平成3年度

- (1) 地すべり地内地下水の水質調査
- (2) 調査・観測結果のまとめ

本調査では、静岡県土木部砂防課並びに静岡土木事務所の方々には、大変お世話になった。ここに、感謝の意を表します。

平成4年6月

目 次

1. 調査地の概要	1
1.1 口坂本地すべり周辺の地形・地質概要	1
1.2 口坂本地すべりの概要	1
2. 調査内容および結果	5
2.1 口坂本地すべり周辺の線状凹地と地すべり・斜面崩壊との関係	5
2.2 口坂本地すべりの地すべりブロック	15
2.3 すべり面	17
2.4 地すべり機構	20
2.4.1 伸縮計観測結果	20
2.4.2 間隙水圧観測結果	24
2.4.3 間隙水圧と移動との関係	24
2.4.4 間隙水圧の変化に関する考察	30
2.4.5 間隙水圧の変動予測	34
2.4.6 土質試験	37
2.4.7 土質試験結果を用いた安定解析	46
2.4.8 水質調査	46
2.5 対策工	52
2.6 対策工の効果判定	52
3. まとめ	63
参考文献	71

1. 調査地の概要

1.1 口坂本地すべり周辺の地形・地質概要

口坂本地すべりは、図-1.1.1に示したように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斜面の中河内川源流部に位置している。この尾根は、標高1,300~1,500m程度で北北東-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である大谷崩れが位置している。図-1.1.2には、調査地周辺の1/25,000地形図を示す。調査地の東縁に接して笹山構造線が、勘行峠から口坂本へ南北に伸びる尾根沿いに走っている。その西側斜面には、幅50~400mの広い緩傾斜地が連続し、笹山構造線の明瞭なりニアメントとして読みとれる。

地質的には、静岡県西部地域において糸魚川-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-静岡構造線及び中央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。

調査地付近では、図-1.1.3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、三倉層群の層序区分はまだ確立されておらず、また瀬戸川層群を含めて、その層序区分は研究者によって見解が異なっている。

三倉層は、単調な砂岩-頁岩互層の卓越する海成岩で、全体にN20~40°Eの走行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、小しゅう曲が認められる。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おり、凝灰質砂岩層が数枚挟まれる。この層は一般に硬く、浸食・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、大規模なしゅう曲は認められない。

1.2 口坂本地すべりの概要

口坂本地すべりは、「まえがき」でも述べたように、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年には、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-1.1.2に示した範囲185.94haである。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A及びBブロックを主たる対象としている。

防止区域は、巨視的にはほぼ尾根の稜線から沢筋まで、凹型かつ扇型の斜面形状を示しており、最大幅約2,000m、長さ約2,000mに達する。尾根の直下には、傾斜30~35度、比高50m程度の斜面が連なり、その下部は平坦面となる。更に、その下部には平均傾斜約20度ほどの斜面が続いており、地すべりによる変状はこの斜面を中心に発生している。こ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。A

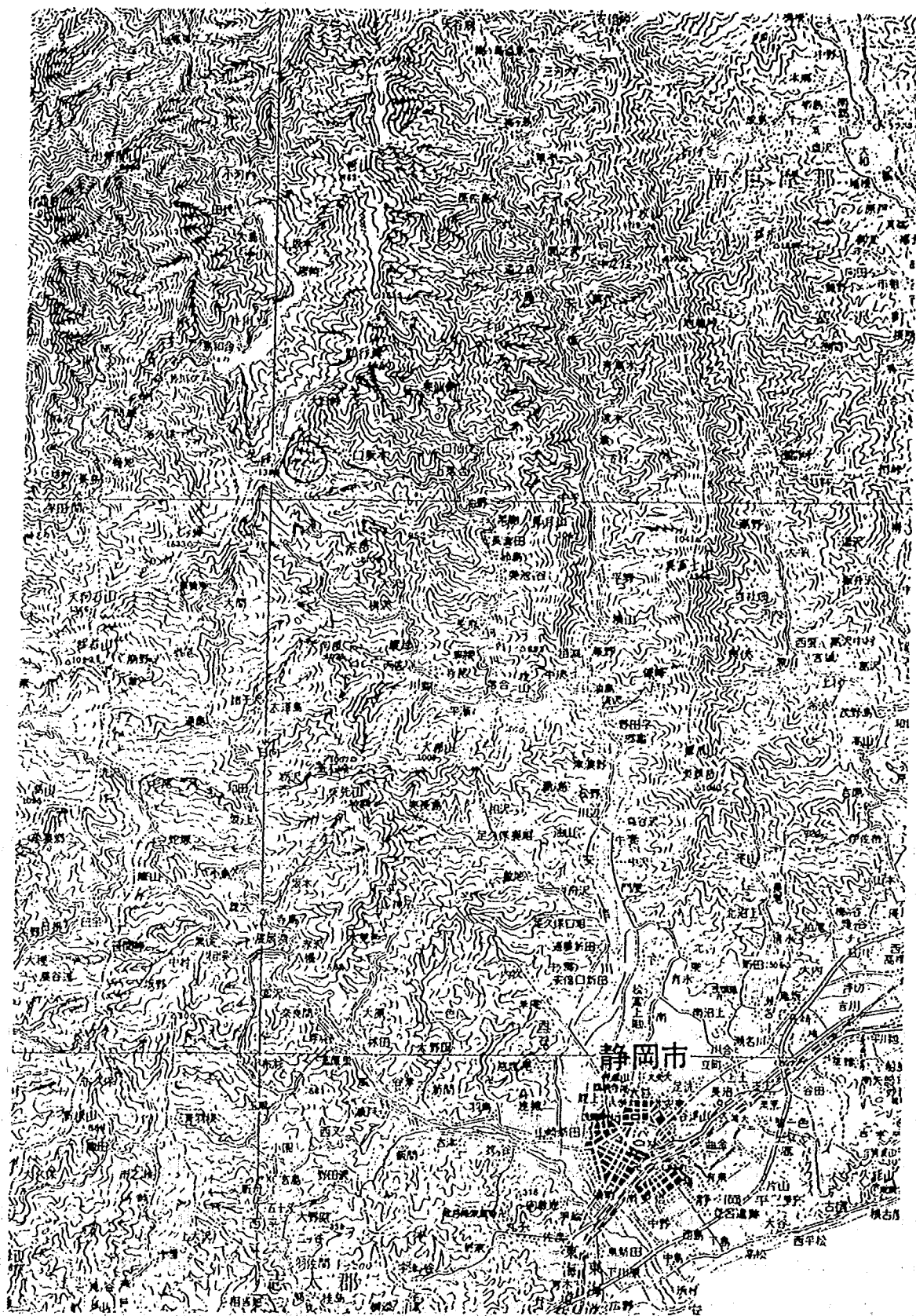


図-1.1 口坂本地すべり位置図
(国土地理院1/20万地勢図「静岡」)

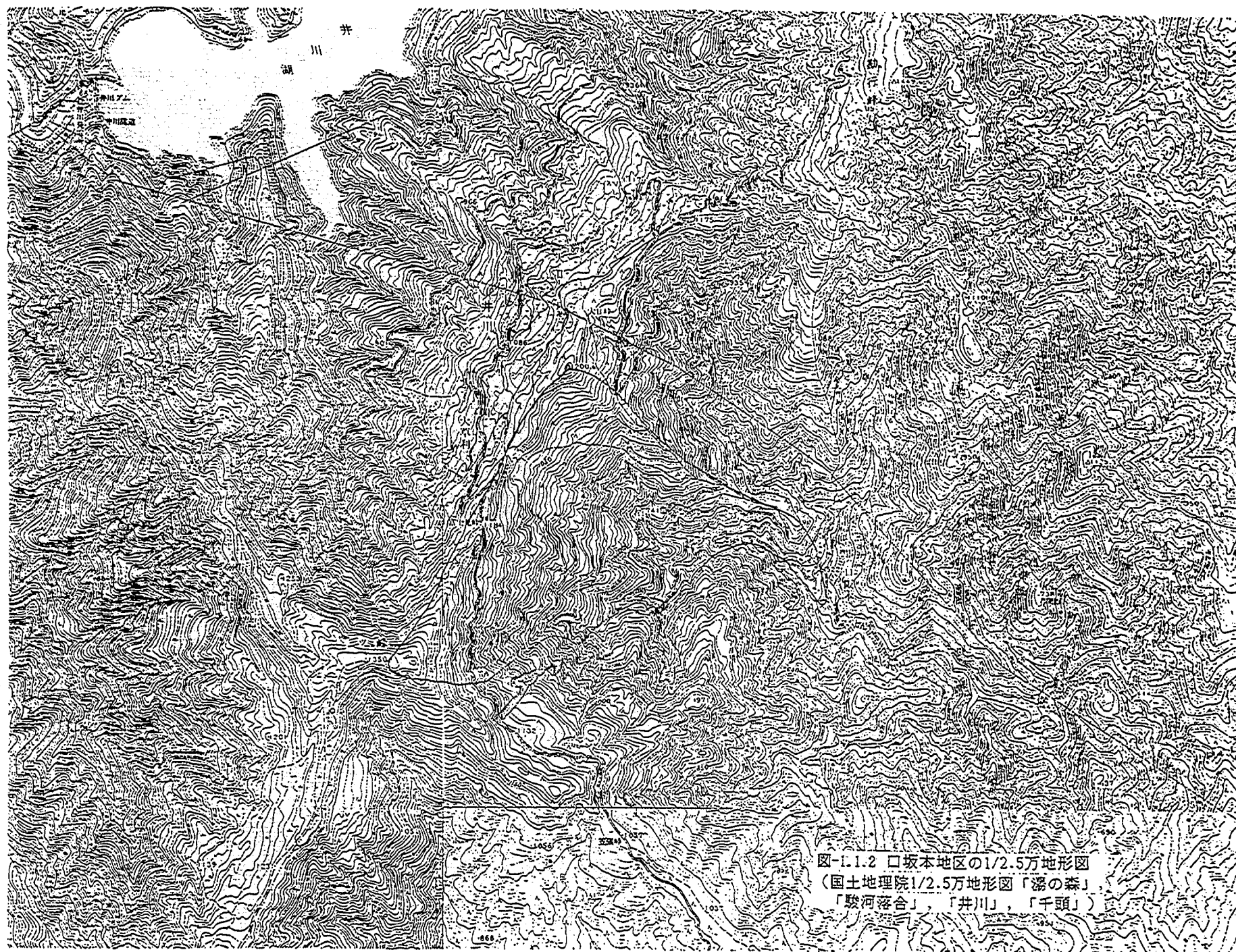


図-1.1.2 口坂本地区の1/2.5万地形図
(国土地理院1/2.5万地形図「湯の森」
「駿河落合」,「井川」,「千頭」)

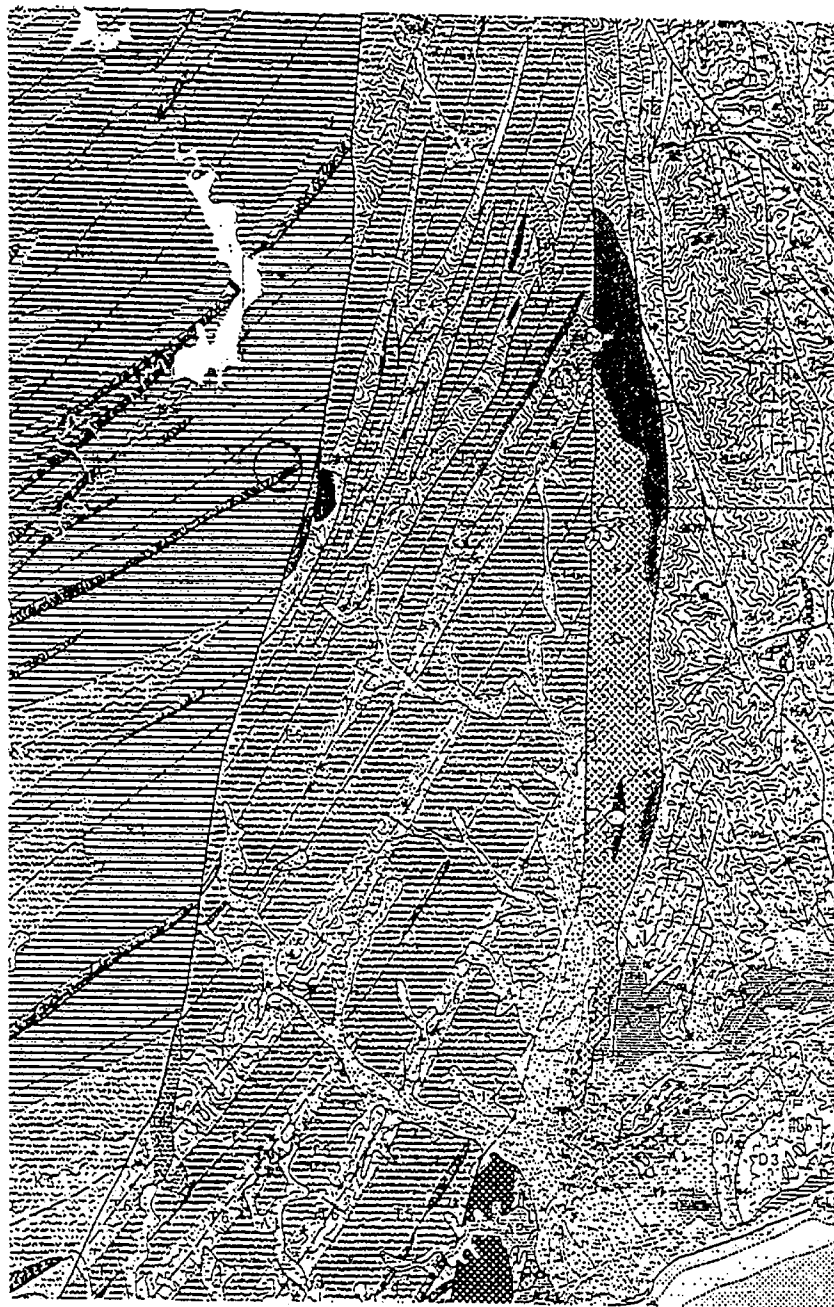


図-1.1.3 口坂本地すべり地周辺の地質図
(静岡県発行「静岡県地質図」, 縮尺1:200,000)

第四紀 Quaternary 第四紀 Holocene	{		礫層 Gravel		
			泥層 Mud		
			泥、砂と礫層 Mud, sand and gravel		
第四紀 Quaternary 第四紀 Pleistocene	{		低レベルの未開削の段丘堆積物 Low-level and unclassified terrace deposits		
			中レベルの段丘堆積物 (礫/砂質土、三方段丘など) Middle-level terrace gravels		
			高レベルの段丘堆積物 (礫/砂質土、三方段丘など) High-level terrace gravels		
			第四紀前期の泥、砂、礫層 Lower Pleistocene deposits (gravel, sand, silt)		
第三紀 Tertiary 第三紀 Miocene	{		礫層、砂岩、シルト岩、それらの互層 (粗粒砂岩など) Conglomerate, sandstone, siltstone, and their alternations (Sagami group, etc.)		
			相模群など Sagami group, etc.		
			磁器質の石質群 (磁器質砂岩など) Porcelaneous lithic group, etc.		
			玄武岩 Gabbro		
			閃輝長石岩 Diorites		
			玄武岩 Basalt		石英閃輝長石岩 Quartz diorite
			斑岩 Trachyte		蛇紋岩 Serpentine
			安山岩 Andesite		
			斑岩 Porphyrite		
			白云岩 Dolomite		
白垩紀 Cretaceous	{		砂岩 Sandstone		
			砂岩と泥岩の互層、砂岩層、上部に玄武岩層が厚く Shale and alternation of sandstone and shale (with metachert)		
			タービダイト、泥岩、上部に玄武岩層が厚く Turbidite and shale (with basaltic lava in base)		
			黒色泥岩 Black shale		
			砂岩 (下部に泥岩を含む) Sandstone (with shale in lower part)		
第三紀 Tertiary 第三紀 Cretaceous	{		タービダイト Turbidite		
			凝灰質泥岩、上部に玄武岩層が厚く Tuffaceous shale (with basaltic lava in base)		
			タービダイト (下部に磁鉄石を含む) Turbidite (with metachert in lower part)		

ブロック及びBブロック末端部の崩壊地が拡大しつつあるため、地すべり本体への対策工事が必要な状況となっている。また、地すべり頭部には、静岡市の中心部と井川の集落を結ぶ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。

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-1.2.2である。地すべりの分布は、三倉層群西縁のF₂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F₂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F₂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F₂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F₂、F₃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。

2. 調査内容および結果

2.1 口坂本地すべり周辺の線状凹地と地すべり・斜面崩壊との関係

わが国の中央構造線に沿う破碎帯には、多数の地すべり地が存在する。特に、三波川帯や御荷鉾帯など変成岩分布域では地すべり地が密に分布しており、空中写真判読によっても、現在活動中の地すべり地の他に、開析の進んだ古い地すべり地形（滑落崖や崩土の堆積地）が認められ、山地は大部分地すべり地で構成されている。

これに対し、非変成または弱変成を受けた堆積岩が卓越する秩父帯・四万十帯では、口坂本地すべりのように面積1km²を越えるような地すべり地が存在するにもかかわらず、地すべり地形の分布密度は小さい。しかし、笹山構造線沿いには、大規模マスムーブメントとの関係が指摘される線状凹地の分布するのが1/25,000地形図から読み取れる。また、口坂本地すべり地の背後の分水界線状にも線状凹地が認められる。（図-2.1.1）。

線状凹地は、稜線上または山腹斜面上部の稜線にほぼ平行に形成された槌状の凹地であり、小崖地形あるいは山稜に着目して二重山稜とも呼ばれている。線状凹地の形成には、周氷河気候下の凍結融解による割れ目形成や融雪水の侵食によるとする考え方（例えば、鈴木¹⁾ や檜垣²⁾）と断層運動で直接形成されたとする説（相馬³⁾）や、山体自重による局所的な地盤内応力によって生ずる重力断層（清水⁴⁾）あるいは岩盤クリープ（Nemcok⁵⁾）の結果である等の説がある。しかし、八木⁶⁾も指摘しているように、線状凹地は必ずしも高高度の地域に分布しているわけではなく、むしろ、起伏量の大きい山稜部に存在することが多い。これらの多くの場合は、重力を起因とする山体内部変形の結果生じたと考えることが妥当であると考えられる。また、この線状凹地の存在は、Nemcok⁵⁾が述べているように、将来の地すべりや大規模

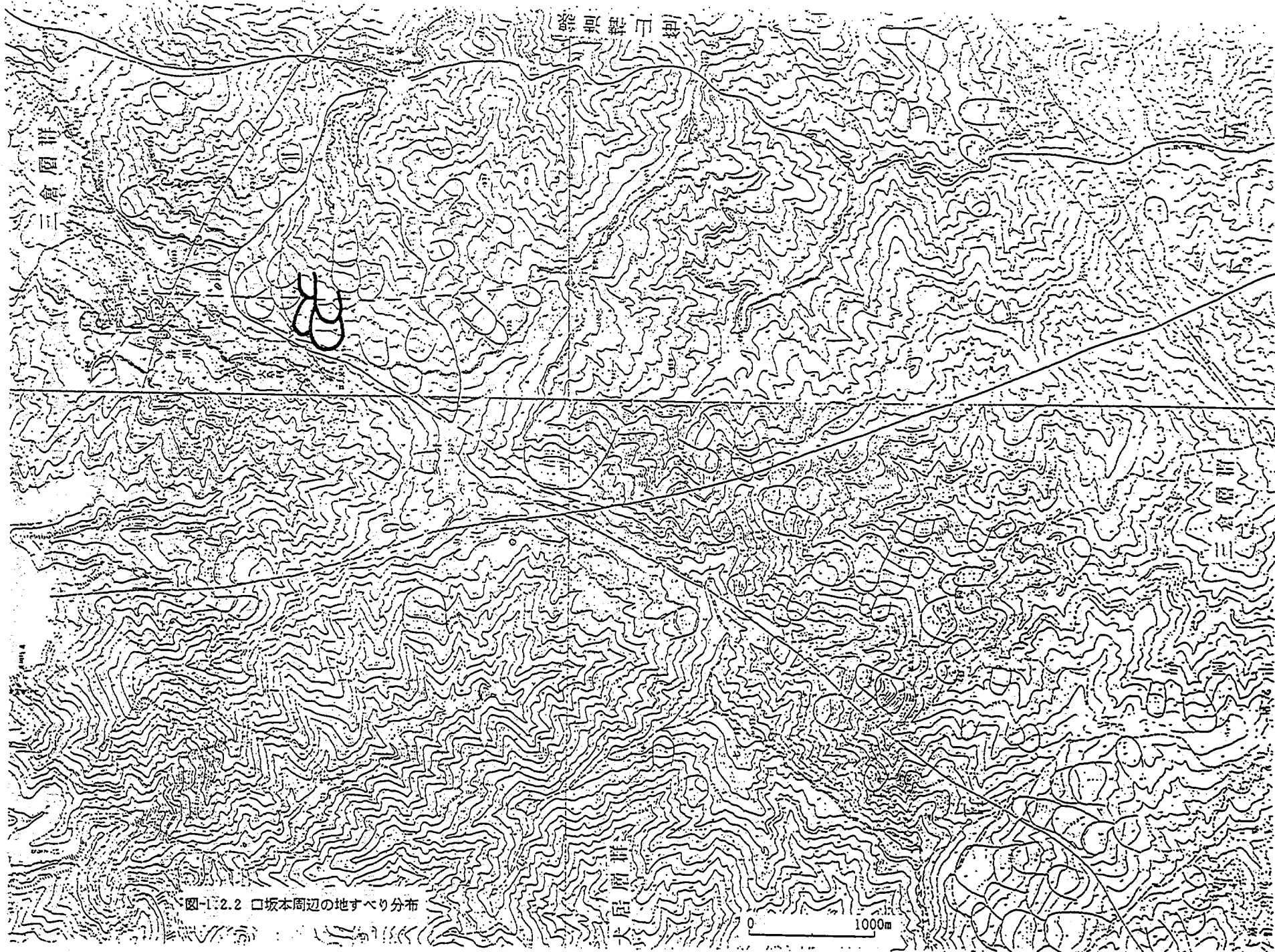


図-1.2.2 口坂周辺の地すべり分布

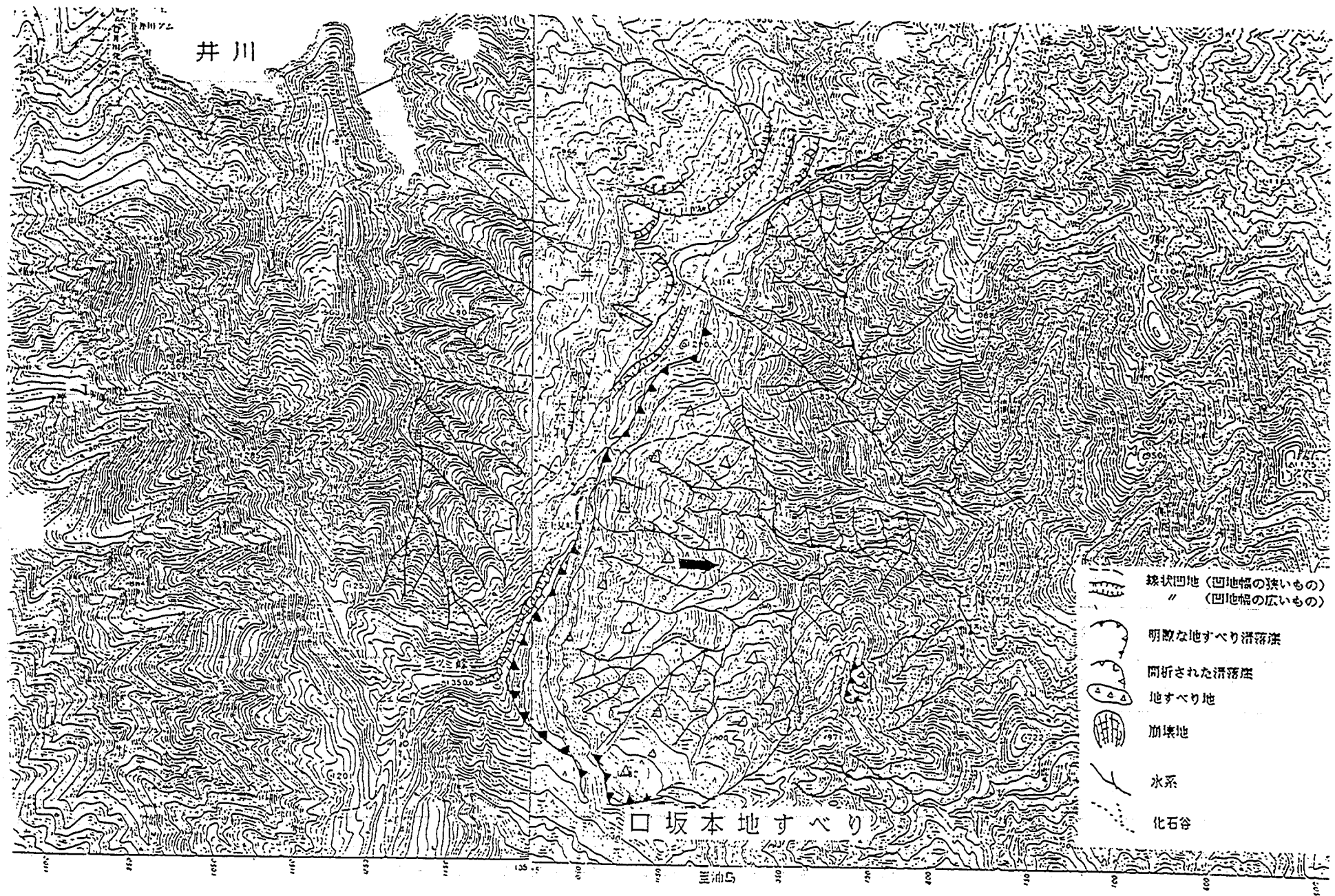


図-2.1.1 口坂本地すべり地背後に分布する線状凹地

表-2.1.1 赤石山地の5地区における稜線両側斜面の谷密度

番号	地区		各メッシュ順の谷密度平均値				各メッシュ順の化石谷密度平均値			
			西 2	西 1	東 1	東 2	西 2	西 1	東 1	東 2
A	湯の森	全 体 区 間	1.4	0.7	1.8	2.0	0.1	0.2	0.4	0.4
		線 状 凹 地 存 在 区 間	1.25	0.5	1.7	2.0	0.1	0.3	0.5	0.5
B	上河内岳	全 体 区 間	2.5	1.3	1.5	2.6	0.25	0.35	0.2	0.1
		線 状 凹 地 存 在 区 間	2.4	0.7	1.3	2.7	0.4	0.2	0.1	0.1
C	切石	全 体 区 間	2.05	0.75	1.95	2.3	0.8	0.9	0.1	0.15
		線 状 凹 地 存 在 区 間	1.1	0.1	2.45	2.75	1.6	1.3	0.2	0.2
D	千頭	全 体 区 間	0.8	0.3	0.15	1.4	1.85	1.0	1.75	1.8
		線 状 凹 地 存 在 区 間	0.95	0.4	0.1	1.0	2.2	1.0	1.5	1.6
E	梅ヶ島	全 体 区 間	2.0	1.05	1.35	2.0	0.15	0.15	0.2	0.05
		線 状 凹 地 存 在 区 間	1.8	0.5	1.0	1.8	0.12	0.2	0.2	0.15
5地区の 平均値		全 体 区 間	1.75	0.82	1.35	2.06	0.60	0.50	0.49	0.41
		線 状 凹 地 存 在 区 間	1.50	0.44	1.31	2.05	0.92	0.66	0.46	0.49

崩壊などの地盤災害に結びつく可能性がある(図-2.1.2)。

四万十帯・秩父帯からなる赤石山地において、1/25,000地形図から判読可能な規模の大きい線状凹地(図-2.1.3)の分布を調べると、線状凹地は高度・地質帯に関係無く分布し、比高が大きく山体横断地形が凸形の力学的に不安定な山体頂部に多く存在することが分かる。

稜線両側斜面の谷系の発達度に着目すると、線状凹地の存在する区間では谷の発達が悪く、しばしば化石谷(水流の跡が見られない細長い浅い谷)が認められる。そこで、四万十帯・秩父帯からなる赤石山地の5地区で、幾つかの線状凹地を含むある区間の稜線両側斜面の谷密度及び化石谷の密度と、線状凹地存在区間のそれらを比較検討した。なお、谷密度は稜線から両側斜面へ250m×250mメッシュを2つずつ設け、メッシュ内の谷数で表すものとした(図-2.1.4)。

各メッシュには、図-2.1.4に示すような番号を付し、稜線から近い順に両側斜面の各メッシュ順(西1,西2,東1,東2)ごとの谷密度平均値を、線状凹地を含むある区間(図-2.1.4のa1~d1,a2~d2,A1~D1,A2~D2)と線状凹地の存在する区間のみ(図-2.1.4のa1~b1,a2~b2,A1~B1,A2~B2)について求めた。谷密度としては、流路のある谷と化石谷のそれぞれについて調べた。それらの結果は、表-2.1.1に示した。稜線状に線状凹地の存在する区間では、そうでない所に較べ稜線両側斜面の谷密度は低い。一方、化石谷の分布密度は線状凹地の存在区間の斜面でやや大きい傾向が認められる。また、安倍川上流部では、大谷崩れ周辺(図-2.1.5)や崩野地区(図-2.1.6)にみられるように、線状凹地存在区間の斜面下部に崩壊地・地すべり地が存在する。

地すべり・崩壊の発生では、一般的に豊富な地下水の供給による地盤内の間隙水圧の上昇が引金になることが多い。そこで、二重山稜の形成と谷の発達及び地すべり・崩壊地の存在に関する前述した事実が、地下水の浸透とどのような関係にあるかを次のように考察した。

山地斜面における降雨の流出は、主に地表流、中間流及び飽和地下水帯内の地下水流による。斜面上の谷では、降雨時の地表流及び中間流出によって侵食(崩壊も含む)が進むと考えられる。山地の隆起・侵食過程で線状凹地が形成されると、地すべり地頭部の引張りゾーンと同様に、降雨は線状凹地や線状凹地形成の原因となる岩盤クリープによる山体の緩みによって地中深く浸透し易くなる。その結果、谷の発達は降雨の地表及び中間流出の減少により、線状凹地形成前に較べて進まなくなり、かつて存在した谷も、流出水量の減少により周囲からの土砂で埋められ化石化してしまう。そして、山体深部に供給された地下水が斜面下部に集中すると、地すべり・崩壊が発生すると考えられる。このような考え方に立つと、線状凹地と谷の発達の悪い斜面の存在は、地すべり・崩壊の潜在的危険斜面を判読するひとつの手段になると考えられる。口坂本地すべりについてこの考え方を適用した場合は、線状凹地→谷の発達の悪い斜面→地すべり・崩壊の位置関係ではなく、線状凹地→地すべり・崩壊の位置関係になっている。このことから、線状凹地に浸透した降雨が、即地すべり斜面に悪影響を与えていることが考えられる。

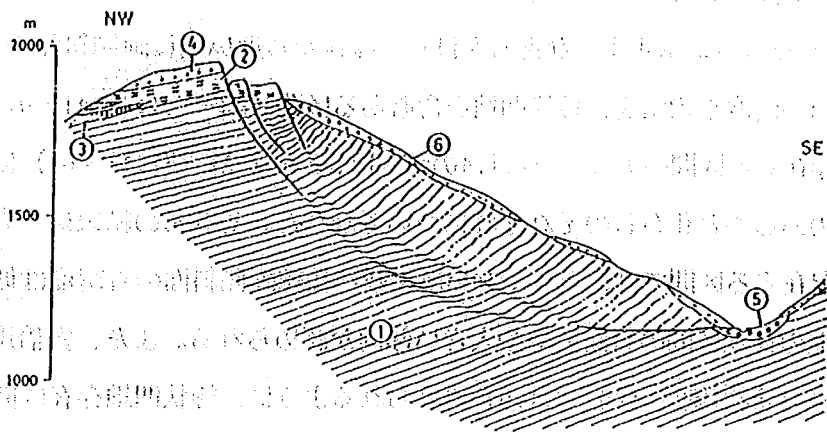


図-2.1.2 Tatra山の重力変形を示す断面⁵⁾

- | | |
|----------|----------|
| ① 雲母質片麻岩 | ④ 花崗岩 |
| ② ミグマタイト | ⑤ モレン堆積物 |
| ③ 角閃岩 | ⑥ 岩屑 |

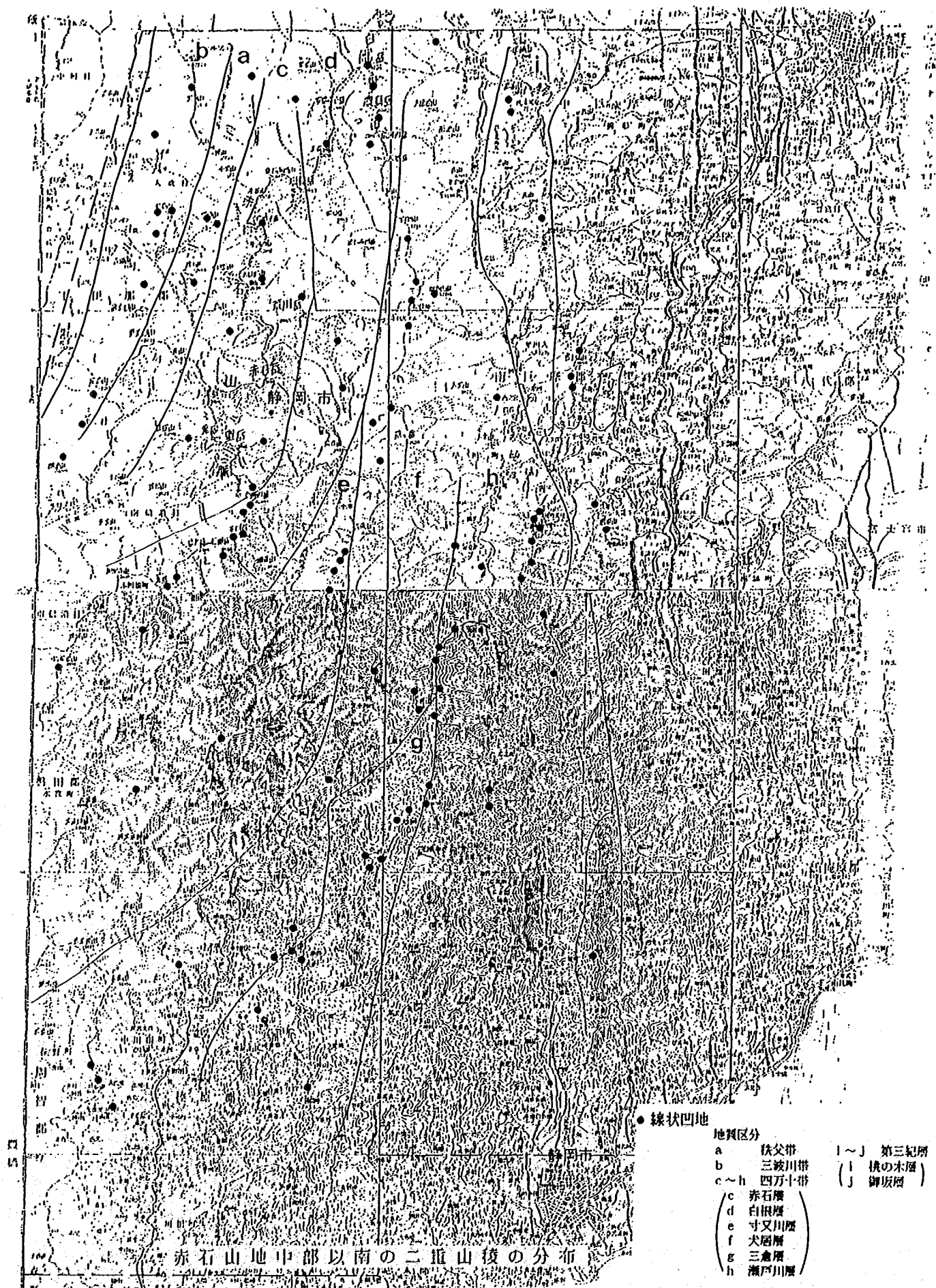
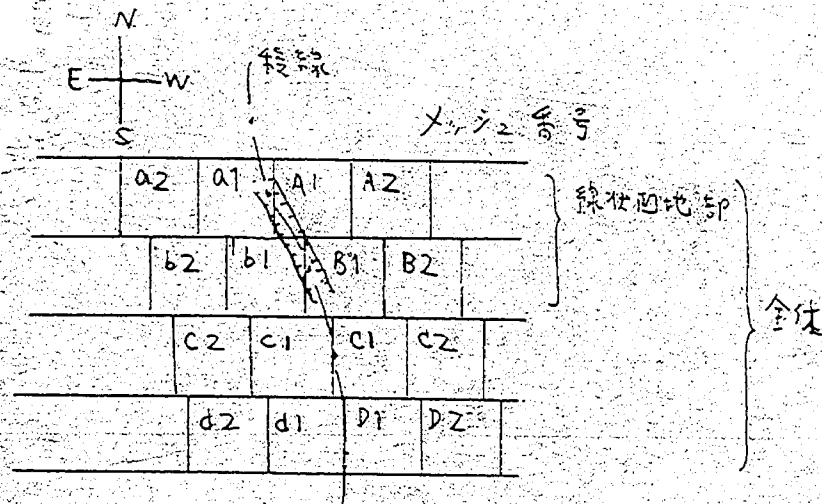


図-2.11.3 赤石山地中部以南の線状凹地の分布 (1/ 25,000地形図で判読可能なもの)



250×250mメッシュ内谷密度(本)

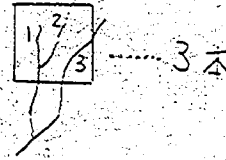


図-2.1.4 稜線両側斜面の谷密度の計測法

(稜線は南北性が卓越するため、メッシュは稜線部を中央とし、東西方向に250×250mの大きさで設ける。)

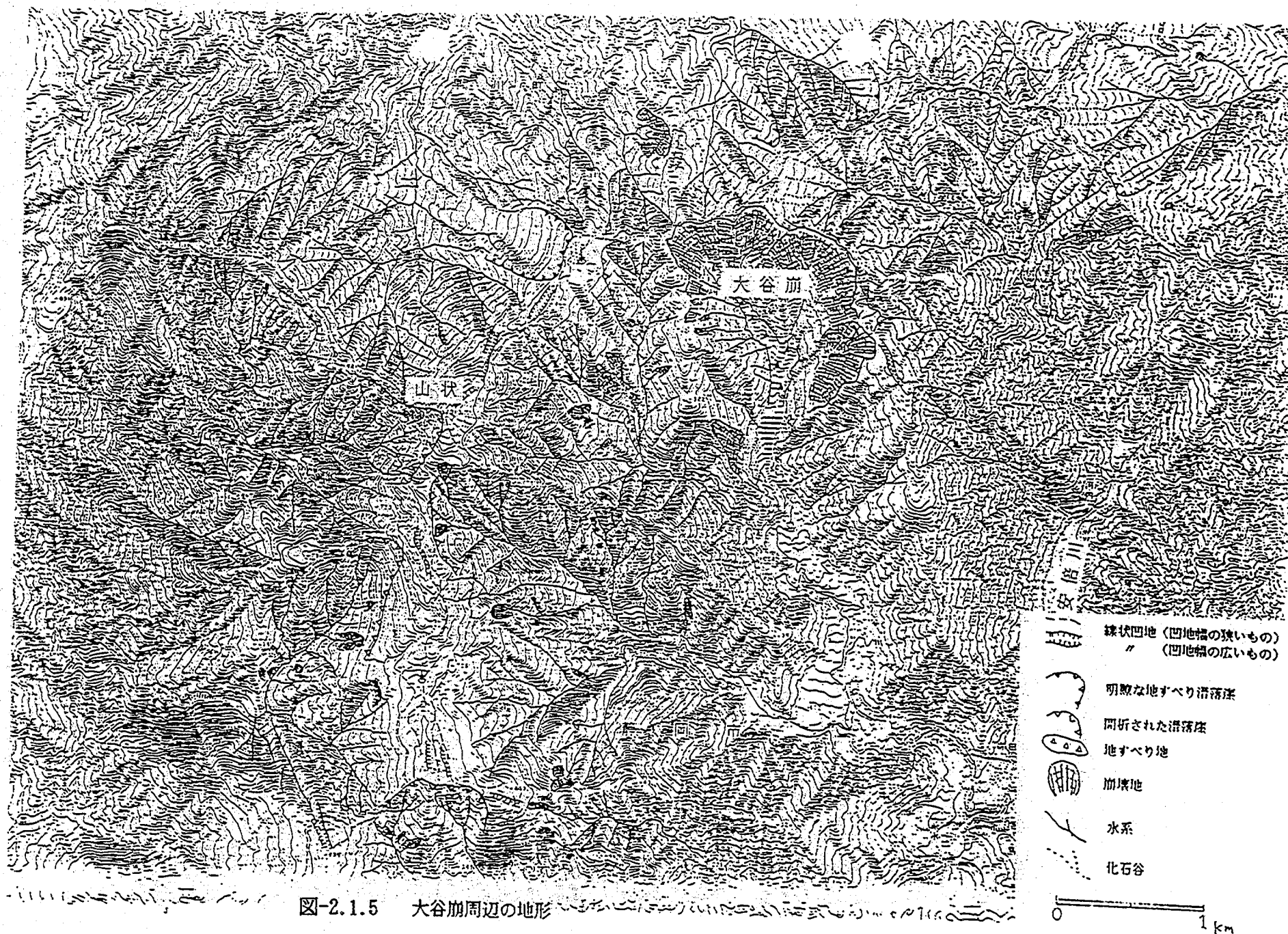


図-2.1.5 大谷崩周辺の地形

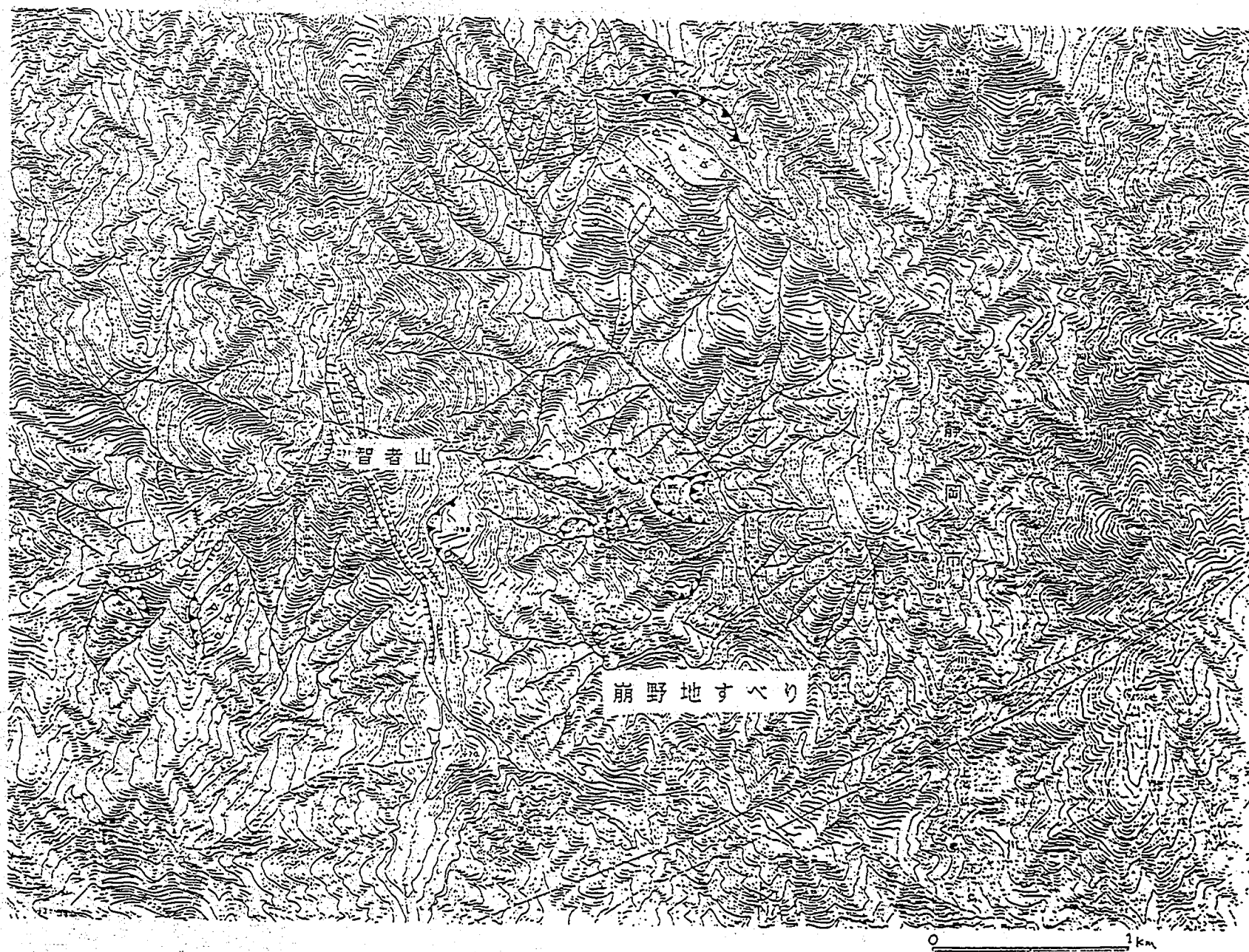


図-2.1.6 崩野地すべり地周辺の地形（凡例は図-2.1.5に同じ）

2.2 口坂本地すべりの地すべりブロック

口坂本地すべりの移動ブロックは、現地調査及び空中写真判読の結果から図-2.2.1に示すように大別するとAブロックとBブロックに分けられる。それぞれのブロックの概況は、以下に示す通りである。

1) Aブロック

〈A-1〉

この地すべりブロックは、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。この緩斜面の下方には、傾斜25～30度程度の斜面が続いており、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、水系の発達は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〉

この地すべりブロックは、Aブロックの中心となる小ブロックであり、標高約950～1,060m間に広がる長さ約300mの斜面である。また、平均的な斜面勾配は、上部が急で(20～25度)であり、下部が緩く(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。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段階状の断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。更に、A-2ブロックには、ところどころに湧水箇所が分布しており、多量の湧水の噴水が原因とみられる小崩壊地も認められる。このような多量の湧水地点の下部には沢が発達し、両岸の浸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、それがあ部分で地表に現れていることが考えられる。

〈A-3〉

A-3ブロックは、最下端の小ブロックで標高930～950mよりも下部の斜面に位置する。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つている。

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。また、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。この他、斜面上の樹木も傾動しているものが多数認められる。

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。この崩壊地の下部からは大量の湧水が常に認められる。

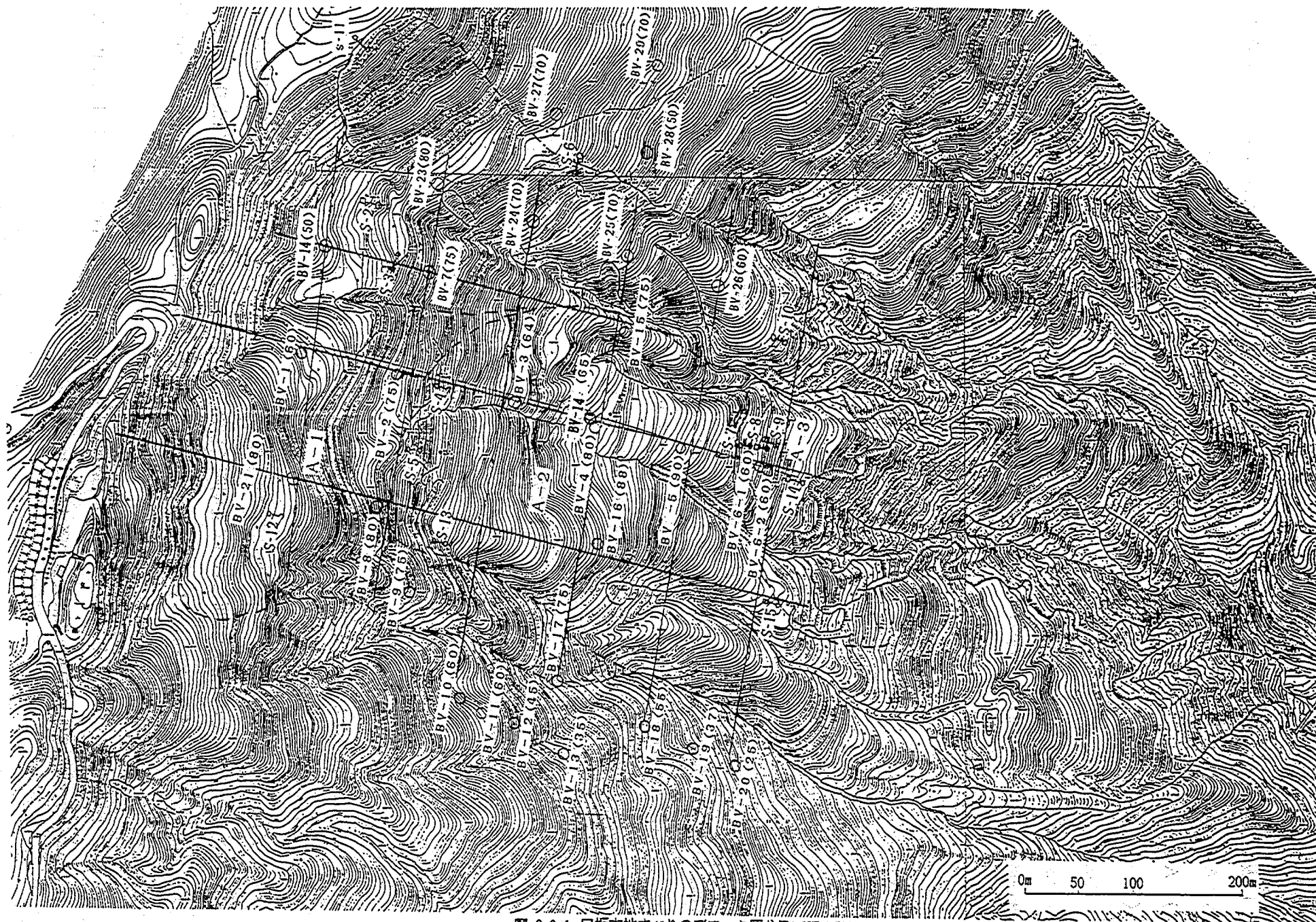


図-2.2.1 口坂本地すべりのブロック区分及び調査計画

2) Bブロック

〈Bブロック頭部〉

現在、Bブロックの頭部と考えられる部分には、図-2.2.1に示した伸縮計の内S-2、3、11の3基が設置されている。この中で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、移動量は、約100mmを越える日雨量に反応して急激に増加させている。

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-2.2.2に示す観測期間中の累積移動量では、S-2、3の3倍以上に達している。

これらの観測結果からS-11の設置された斜面は、明瞭な馬蹄形の滑落崖を有する一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、それほど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、対照的にS-2、3の観測結果は、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。

〈Bブロック中央部〉

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分かる。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とほぼ同じ時期に移動が停止するのに対し、日雨量40～50mmを越えると、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。

〈Bブロック末端部〉

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、観測中の伸縮計の中で最大となっている。

2.3 すべり面

図-2.2.1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-2.3.1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-1～6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では、部分的に柱状のコアが認められるものの、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、それ以深で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-2.3.1に示したようなすべり面位置が想定された。

累計変動量

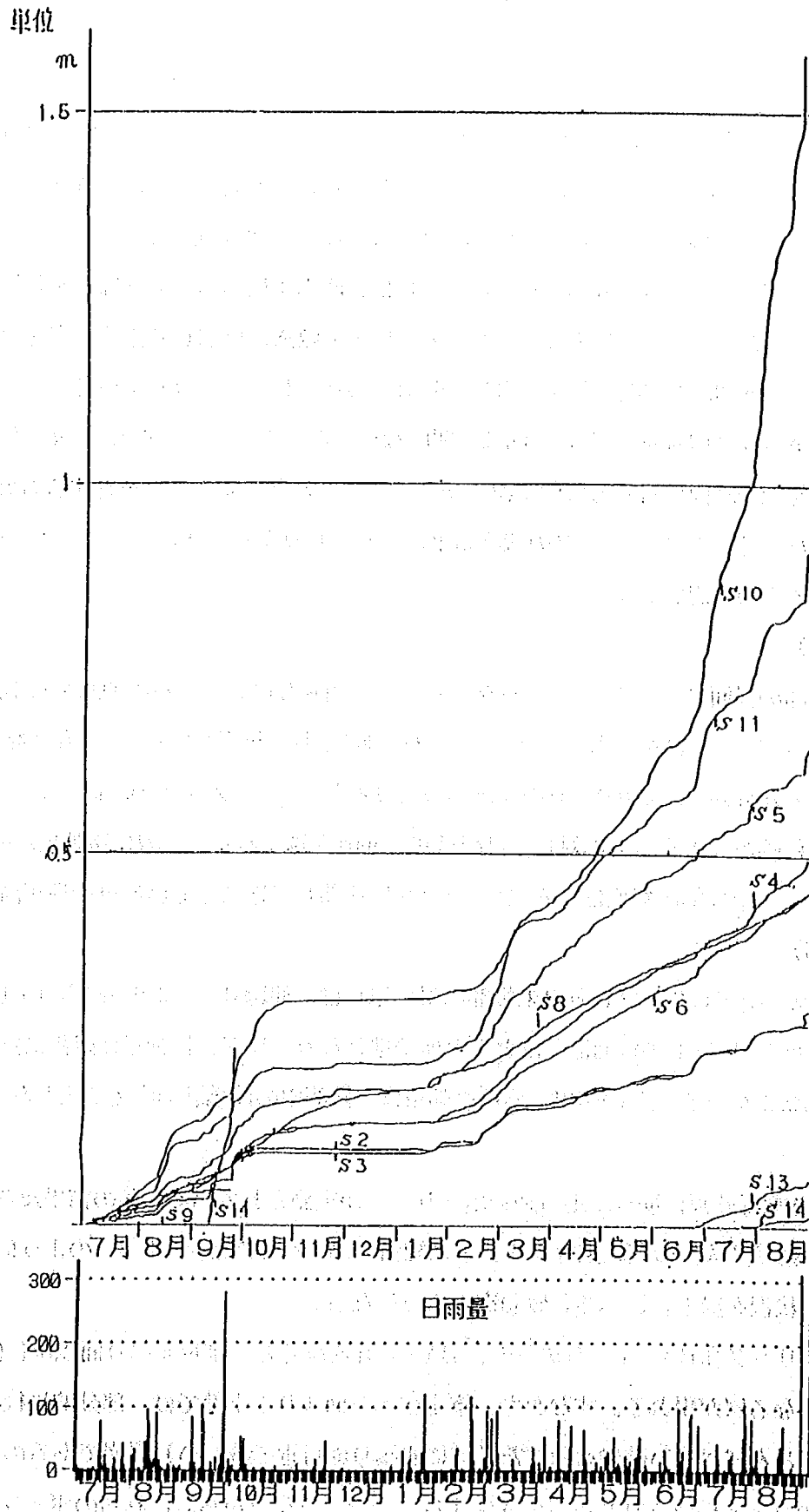


図-2.2.2 伸縮計観測結果

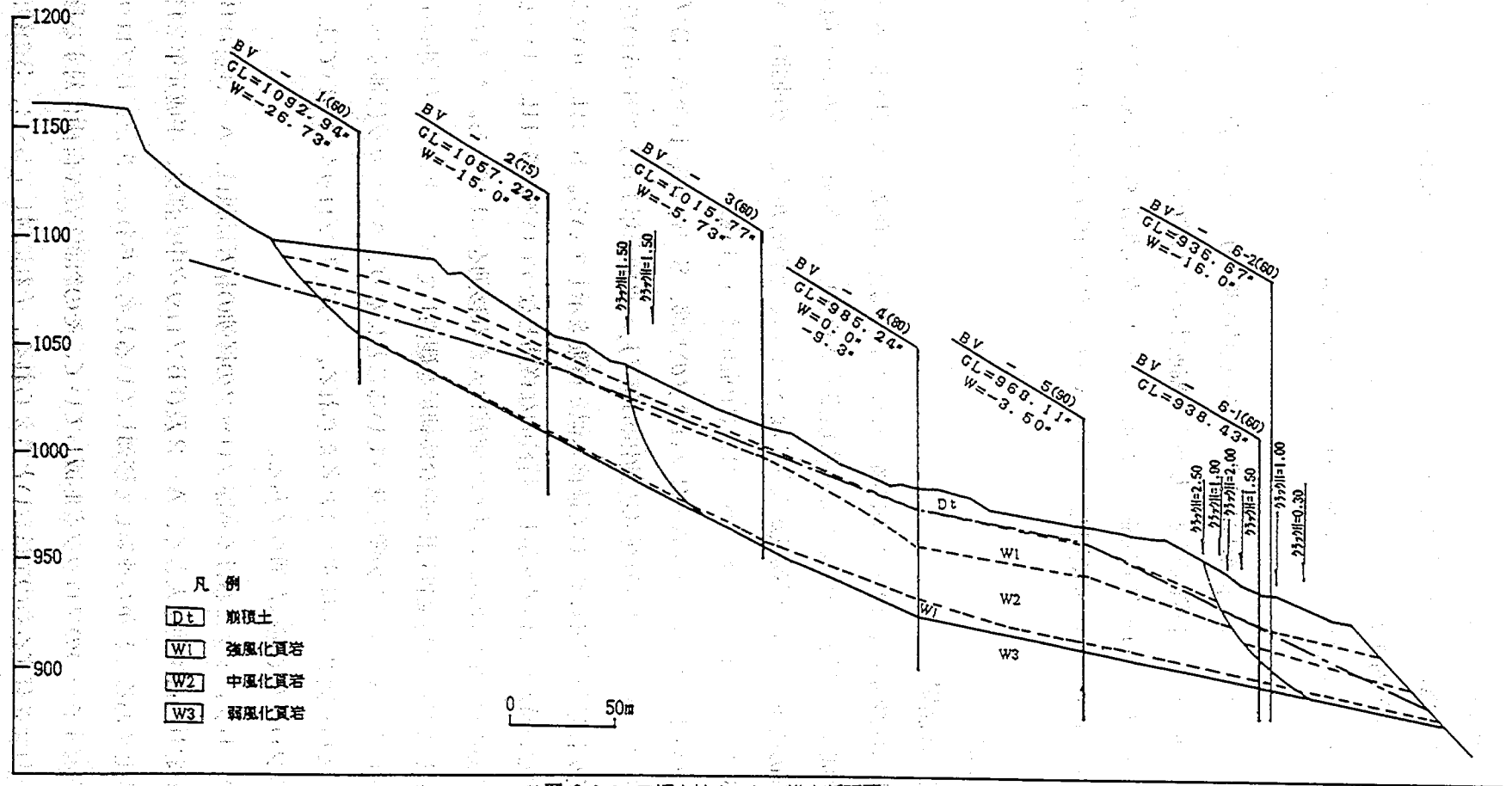


図-2.3.1 口坂本地すべりの推定断面図

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-2.3.2(a),(b)に示した。B V-4 では深度30m、B V-6 では深度16.4mに顕著な変状が認められる。

更に、これらの調査の他に、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に達することが明らかとなった。

Bブロックにおいては図-2.3.3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。移動量が大きかったため、一部のボーリング位置ではすべり面まで掘進することができなかったが、Aブロックの既往の調査結果及びこれらのBブロックで実施された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-2.2.2のようになり、すべり面深度はほとんどAブロックと同様であることが分かる。

2.4 地すべり機構

2.4.1 伸縮計観測結果

伸縮計は、地すべり移動を観測するために図-2.2.1に示すように配置されている。図-2.2.2には、昭和63年7月から平成元年8月までの観測結果を累積移動量で示した。降雨量と伸縮計の観測結果は良く対応しており、降雨の増加とともに移動量が大きくなっていることが分かる。この期間内の累積移動量は、大きいものからS-10、11、5、4、8、6、2、3の順になっている。

Aブロックについては、S-4、5がA-2ブロックの頭部、S-8、9、14がA-3ブロックの頭部に位置している。S-4、5では、累積移動量は昭和63年7月～平成元年1月までS-5の方が大きくなっている。しかし、その後は勾配がほぼ同じで推移し似た移動を示している。S-8についてはS-4、5に比較して降雨量の少ない時期にも移動を示し、持続的な移動となっている。S-14については昭和63年9月の観測データのみであるが、他の伸縮計に比べて非常に大きな移動を示している。Aブロックの移動はどの伸縮計も伸びを示しており、伸縮計は相対的な移動量を観測していることから、絶対的な移動量はA-3ブロックが一番大きく、A-2、1の順となっていることになり、Aブロックは地すべり斜面下部から上部へ移動が波及していく後退型の地すべりと考えられる。一方、Bブロックについては、2.2 口坂本地すべりの地すべりブロックで述べた通りである。

したがって、A、Bブロックにおける各部ブロックの移動の相互関係は、A-3及びBブロック末端部は崩壊地となっており一番移動が大きく、A-2及びBブロック中央部は、平成元年2月以降の累積移動量の勾配がほぼ同じであることから連動して移動していると考えられる。また、Bブロック頭部は明瞭な馬蹄形の滑落崖を有する一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、それほど深いすべり面を有するものではないと考えられる。それに対してS-2、3の観測結果は、対照的に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。

BV-4

□坂本地区 多層移動量計變動圖

↔ 1cm

64年 6月 1日 ~ 64年 11月 29日

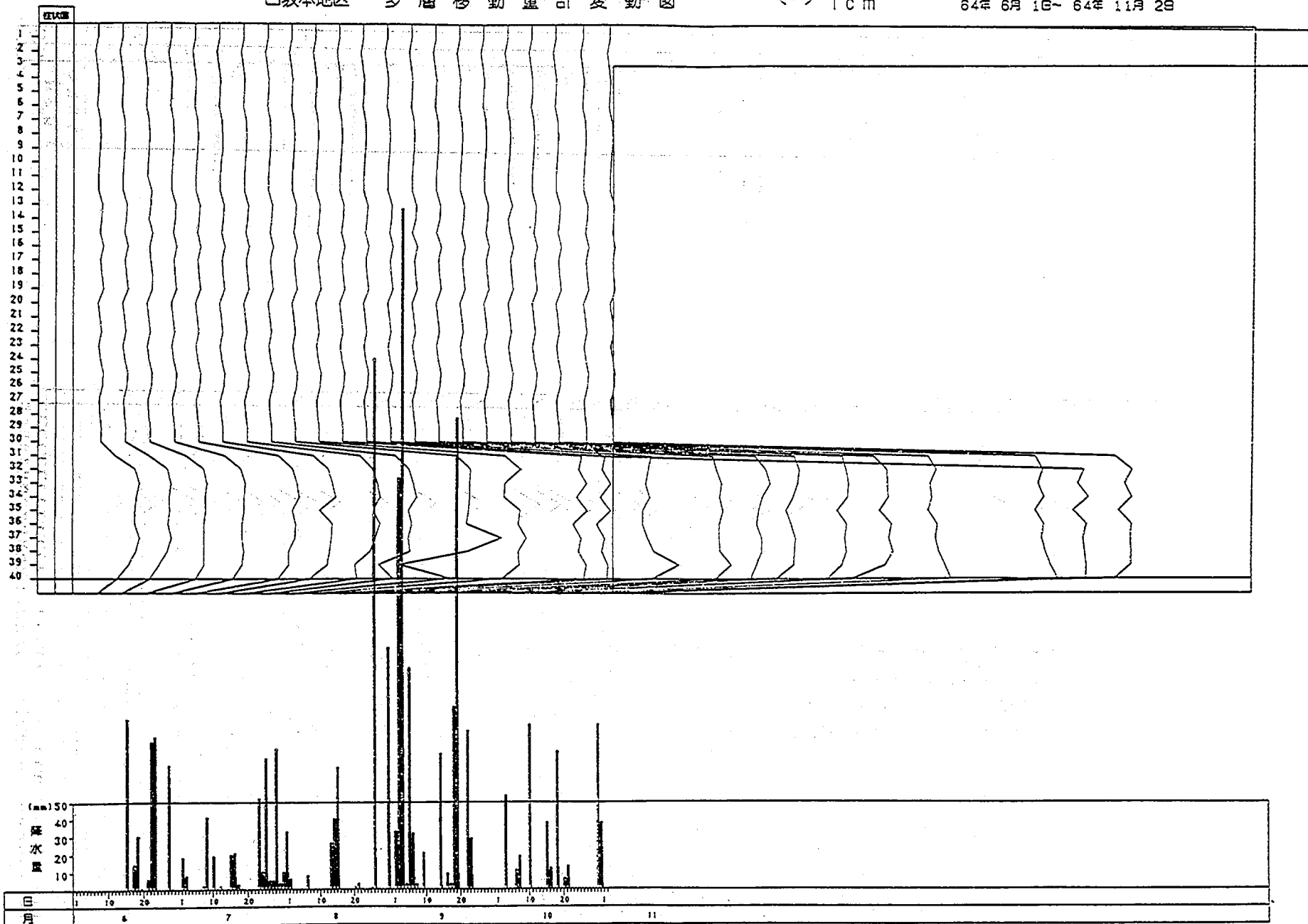


図-2:3.2 多層移動量計計測結果 (a) BV-4

BV-6

□坂本地区 多層移動量計變動図

↔ 1 cm

63年 12月 14日 - 64年 11月 20日

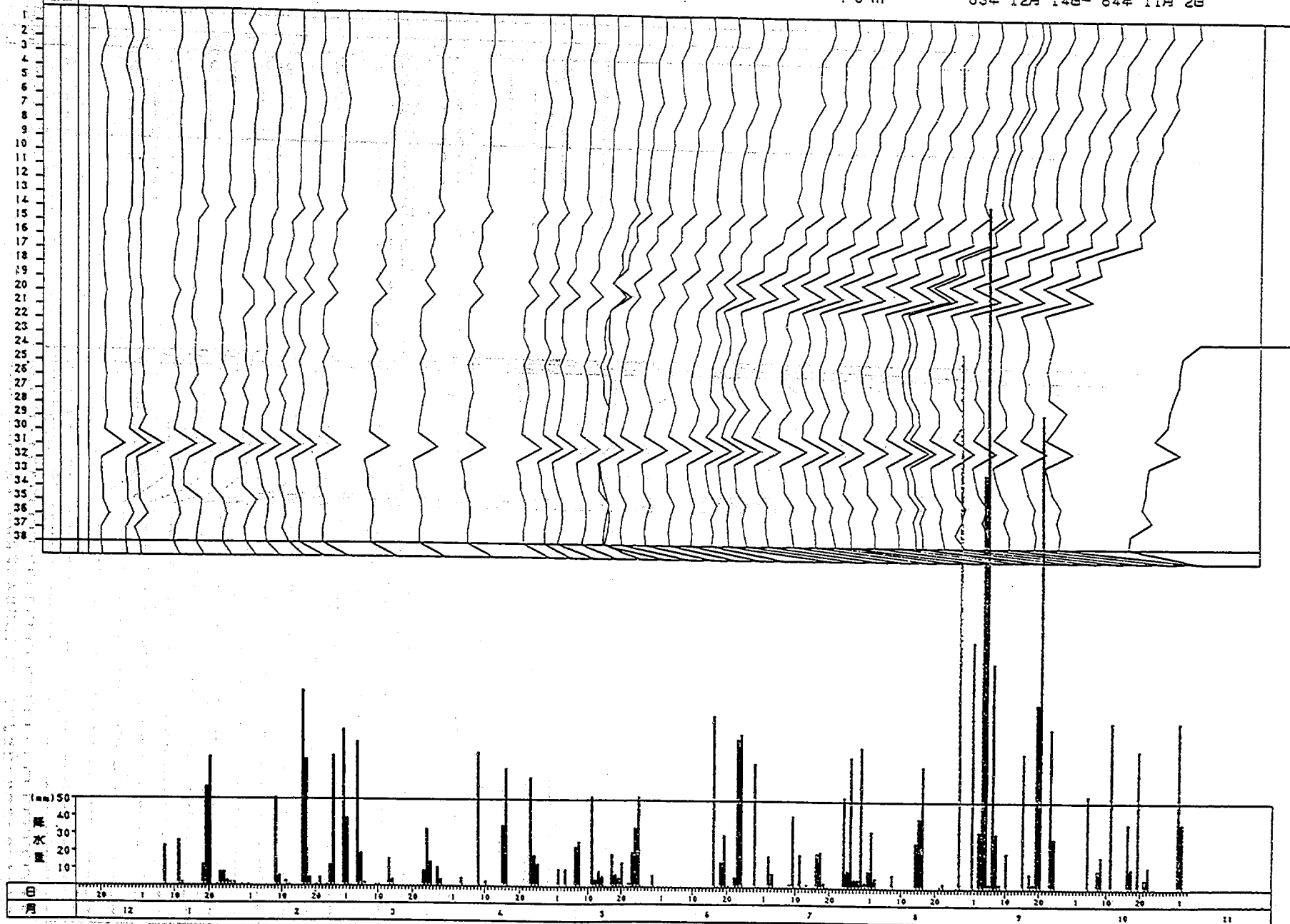
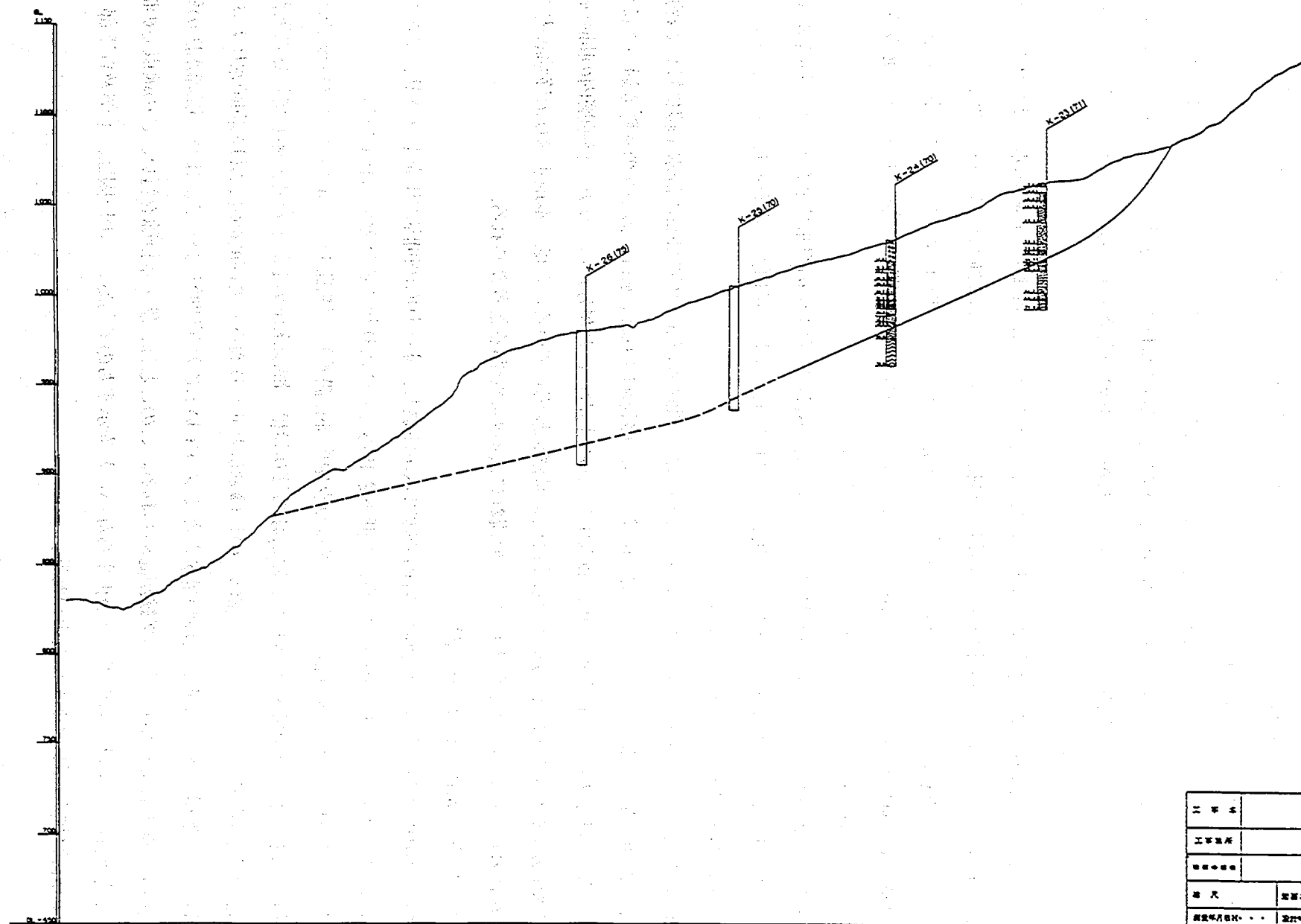


図-2.3.2 多層移動量計計測結果 (b) BV-6



二 等 本	
工事箇所	
調査・調査	
測 尺	測 尺 中
調査年月日	調査年月日
調査所長	調査員

図-2.3.3 Bブロックの推定断面図

2.4.2 間隙水圧観測結果

口坂本地すべりは、伸縮計の観測結果から降雨に敏感に反応して移動量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。そこで、Aブロック内のBV-4に隣接したBV-14に間隙水圧計を設置し、降雨量－間隙水圧－移動量の関係を調査した。

間隙水圧計は、図－2.4.2.1に示すように深度27.0m (No.4)、36.0m (No.3)、43.0m (No.2)、65.0m (No.1) に多段に設置した。なお、BV-4においては、深度60m付近が推定すべり面であったことから、この深度に間隙水圧計を埋設する予定であった。しかし、孔壁の崩壊が発生したことから、結局深度65.0mに設置することになってしまった。

間隙水圧計の埋設方法は、深度43.5mまで $\phi 86\text{mm}$ 、深度43.5～65.5mまで $\phi 66\text{mm}$ のボーリングを行い、その孔内に前述した深度に間隙水圧計を埋設し、間隙水圧計上下50cmには砂を、その上部30cmはベントナイトによりシールした。また、その他の区間については、No.1とNo.2の間は3.7mのセメントミルクと17.0mの崩落土、No.2とNo.3の間は5.7mのセメントミルク、No.3とNo.4の間は7.7mのセメントミルクをそれぞれ充填し、No.4から地表面まではケーシングパイプとした。

図－2.4.2.2には、平成元年2月～11月までのBV-22における間隙水圧の観測結果を示した。間隙水圧は、No.1、2、3とも降雨に敏感に反応し、観測深度が深いにもかかわらず似た変化を示している。なお、No.4については計器の故障と考えられる。

図－2.4.2.3には、移動層内の間隙水圧分布を示した。間隙水圧は、深度36mの静水圧線に対して深度43.0m、65.0mが左側に分布している。このことから、移動層内の地下水は、幾つかの水脈を通して流れていると考えられ、移動層内の間隙水圧は静水圧となっていないことが分かる。また、移動層内の間隙水圧が静水圧分布をしていないにもかかわらず降雨に敏感に反応していることは、本地すべりの移動層内の地下水の流れが、鉛直方向の流れより横方向の流れによるものであると考えられる。

2.4.3 間隙水圧と移動との関係

地すべりの移動は、地すべり斜面に降雨や融雪水が浸透し、すべり面の間隙水圧を上昇させ、その結果有効応力が低下し、すべり面のせん断強さを低下させることにより起こると考えられている。

図－2.4.3.1には、間隙水圧計(A-2ブロック中央部に設置)と伸縮計S-4、5(A-2ブロック頭部に設置)の累積移動量との関係を示した。伸縮計の移動量は、間隙水圧の上昇と良く対応していることが分かる。また、図－2.4.3.2には、伸縮計S-4の日移動量とすべり面下方の深度65mにおける間隙水圧との関係を示した。間隙水圧が上昇すると移動量が大きくなっていることが明瞭に分かる。また、間隙水圧の値が最低値まで低下しても地すべりの移動が認められる。このことは、地下水排除を行い、この地点での間隙水圧を最低値まで下げても地すべりが止まらないことを示すものである。この原因は、上部及び下部ブロックの滑動力の影響によるものと思われる。

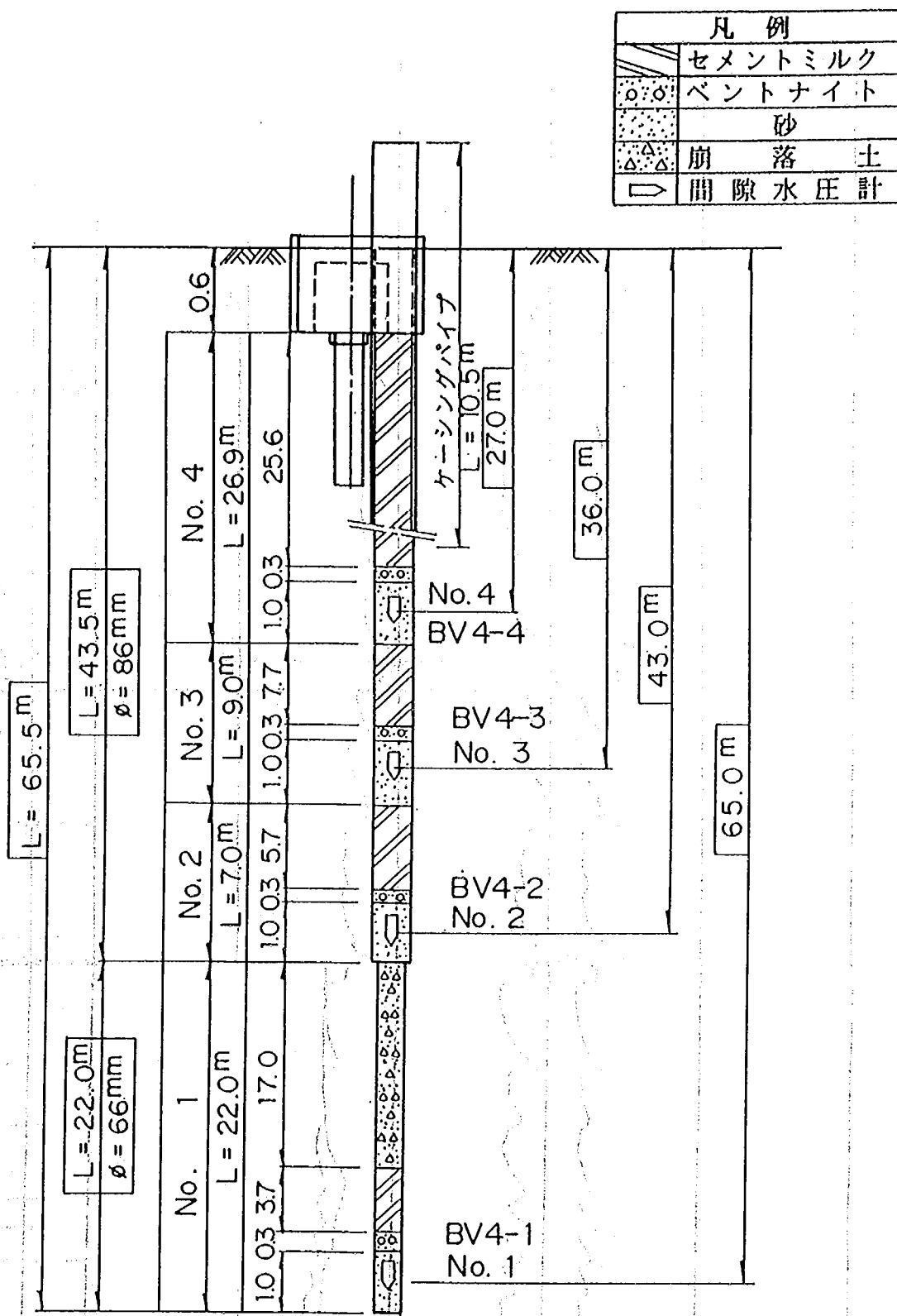
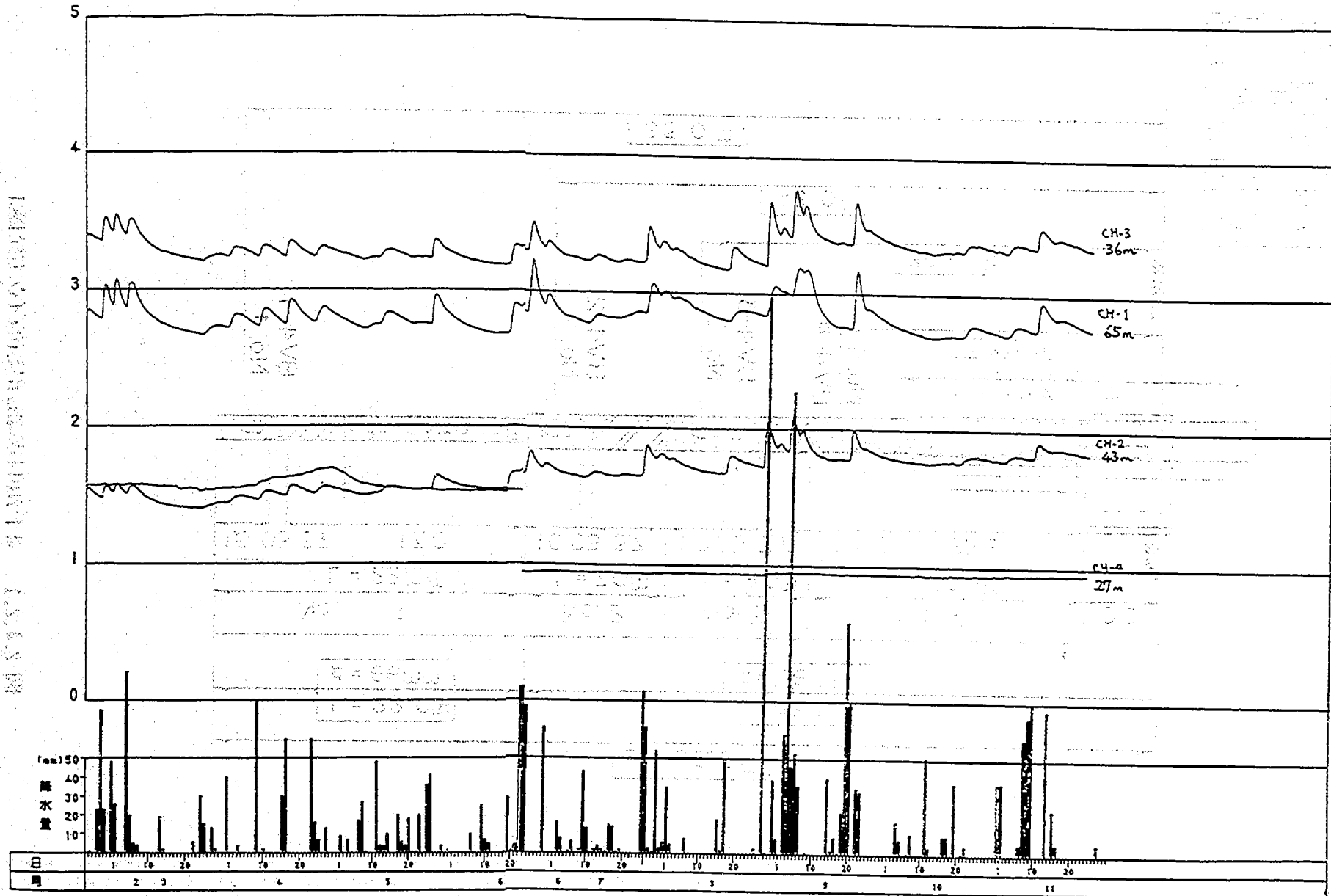


図-2.4.2.1 計測機器設置位置図

図-2.4.2.2 □坂本地区 間隙水圧測定結果図

(2/22 ~ 11/23)

(Kgf/m²)



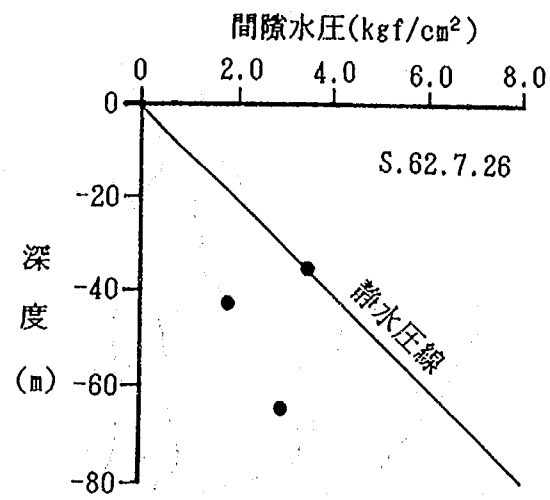


図-2.4.2.3 移動層内の間隙水圧分布

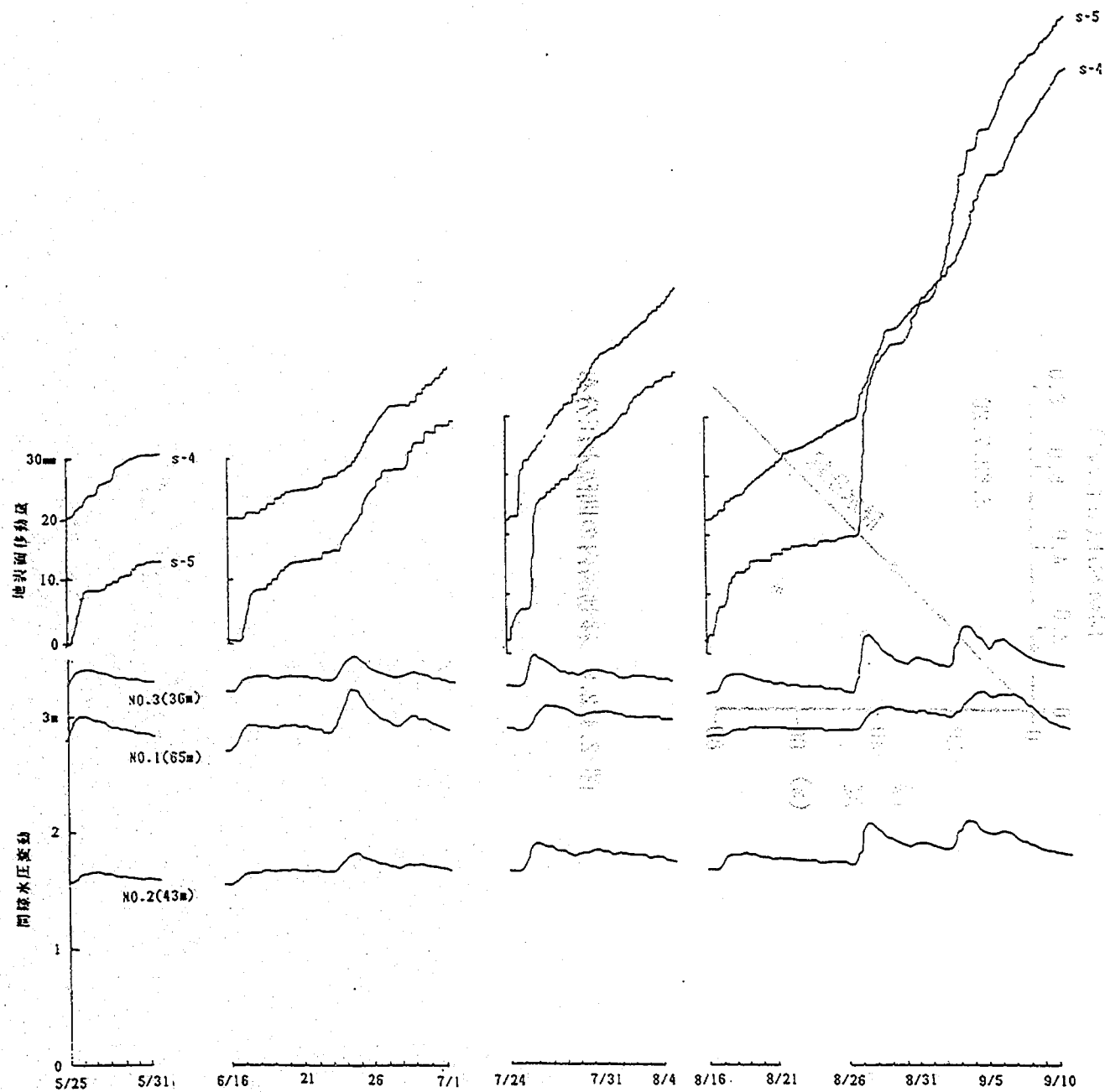


図-2.4.3.1 間隙水圧と移動量の関係

図-2.4.3.2は、移動量（mm）と間隙水圧（m）の関係を示すグラフである。横軸は移動量（mm）で、0から10.0まで表示されている。縦軸は間隙水圧（m）で、-30.0から-40.0まで表示されている。データ点は、S-62.6.1～11.22の範囲で収集されたものである。

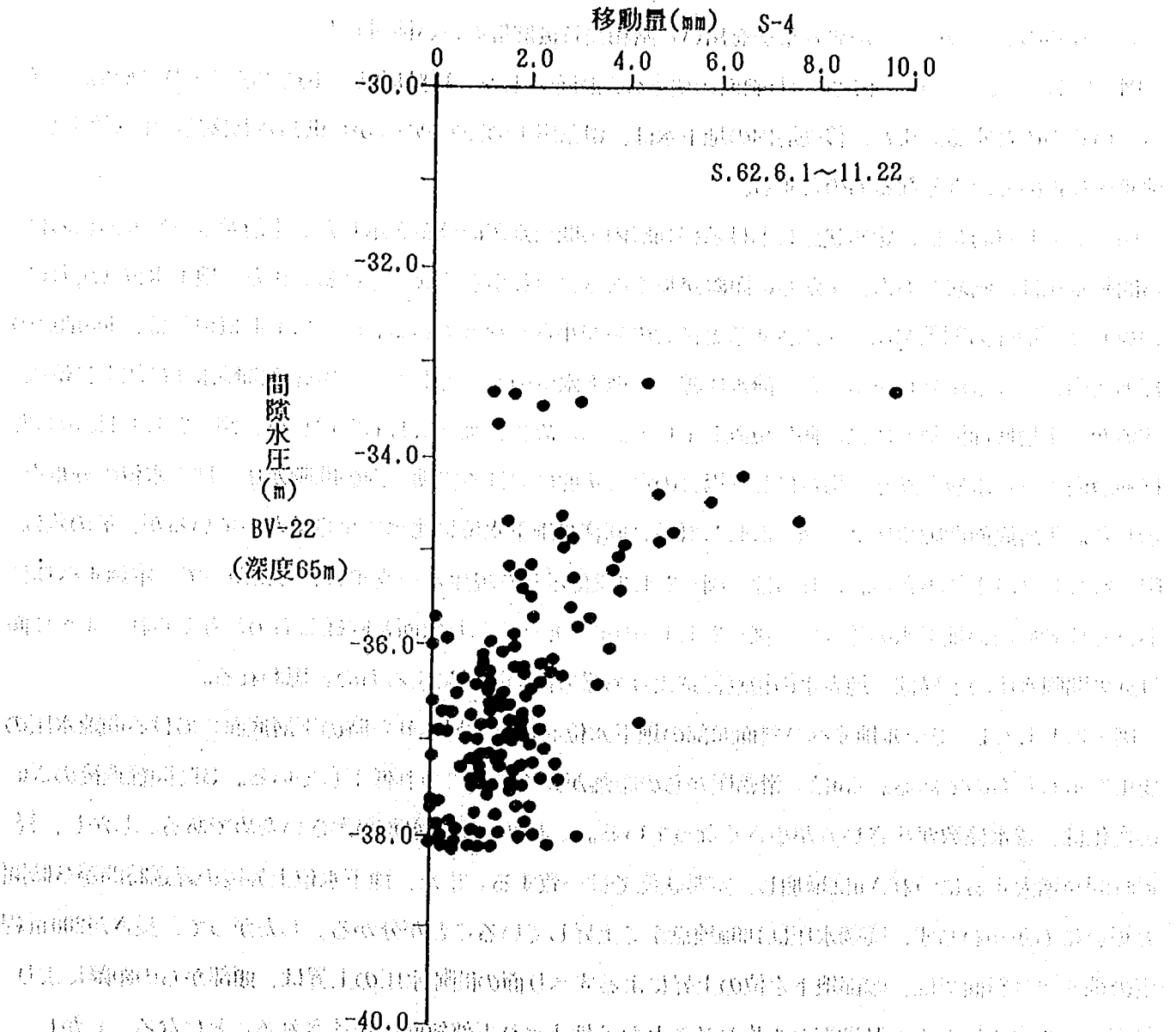


図-2.4.3.2 移動と間隙水圧との関係

図-2.4.3.2は、移動量（mm）と間隙水圧（m）の関係を示すグラフである。横軸は移動量（mm）で、0から10.0まで表示されている。縦軸は間隙水圧（m）で、-30.0から-40.0まで表示されている。データ点は、S-62.6.1～11.22の範囲で収集されたものである。

2.4.4 間隙水圧の変化に関する考察

口坂本地すべりで観測された間隙水圧の移動層内における分布は、静水圧となっていないことが分かった。また、間隙水圧の観測深度が、36~65mと深いにもかかわらず降雨に敏感に反応した変化を示していた。これらの点について、境界要素法を用いた飽和浸透流解析を行い検討した⁸⁾。

図-2.4.4.1には、モデル地すべり斜面の要素分割図を示した。移動層は、不透水層により2層構造になっているものとする。また、移動層内の地下水は、滑落崖下のデコンプレッションから供給され移動層中を流下し、地すべり舌部で湧水となるものとする。

図-2.4.4.2(a)には、定常状態における移動層内の間隙水圧の分布を示した。上層及び下層底面における間隙水圧は、両層とも滑落崖からの距離が長くなるにつれ小さくなっている。また、地下水位（圧力に換算）と下層底面間隙水圧とを比較すると後者の値が小さくなっている。図-2.4.4.2(b)には、80m地点の移動層内の間隙水圧分布を示した。静水圧線は、地下水位のものである。上層底面間隙水圧は線上に位置するが、下層底面間隙水圧は左側に位置している。ちなみに、図-2.4.4.2(c)には、図-2.4.4.1に示した移動層内の不透水層を除き、均質にした場合の定常状態における移動層内の間隙水圧と地下水位の分布を示した。下層底面間隙水圧は、図-2.4.4.2(a)と同様に地下水位に比べて小さくなっているが、その差は図-2.4.4.2(a)より小さい。これらは、図-2.4.2.3に示した現象と一致する。したがって、本地すべりにおける移動層内の地下水の流れは、図-2.4.4.1のモデル地すべり斜面と同様なものと考えられ、すべり面付近の間隙水圧の上昇は、地表水の鉛直浸透よりも横方向の浸透によるものと思われる。

図-2.4.4.3は、モデル地すべり斜面頭部の地下水位を10m上昇させた時の下層底面における間隙水圧の変化を示したものである。 Δu は、滑落崖からの距離が長くなるにつれ低下している。3時間経過後の Δu の変化は、透水係数が小さい方が小さくなっている。これは、損失水頭が大きいためである。しかし、経過時間が増大するにつれ Δu は増加し、定常状態では一致する。また、地下水位上昇後の経過時間が3時間と短いにもかかわらず、間隙水圧は160m地点まで上昇していることが分かる。したがって、長さが200m程度の地すべり斜面では、頭部地下水位の上昇によるすべり面の間隙水圧の上昇は、頭部からの距離により減衰するもののほとんど時間遅れを生じることなく地すべり下部斜面に伝達されることになる。しかし、本地すべりは、2.4.1伸縮計観測結果で述べたようにAブロックにおいては、移動が地すべり斜面下部から上部へ波及して行く後退型地すべりと考えられることから、間隙水圧の上昇は、地すべり斜面頭部地下水位の上昇よりも側面上方の地下水位の上昇によるものと考えられる。

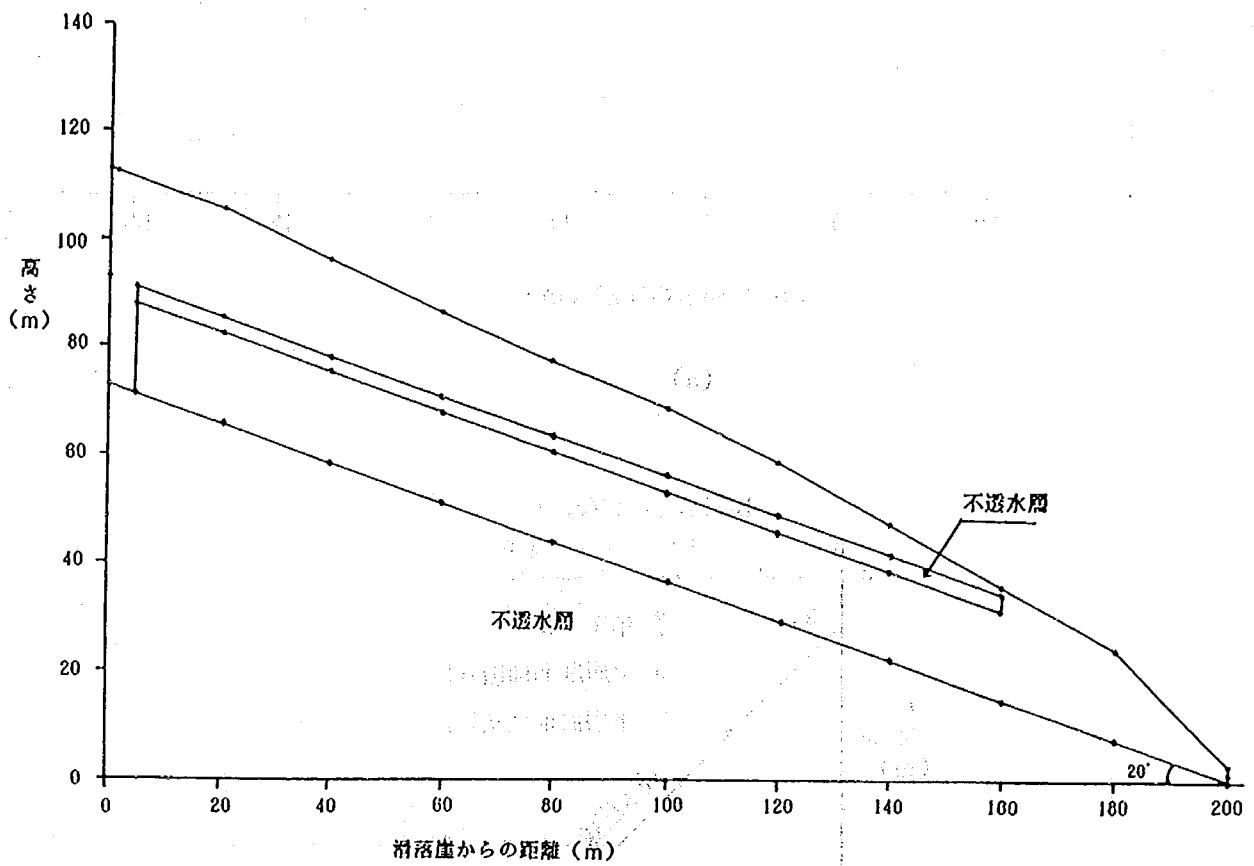


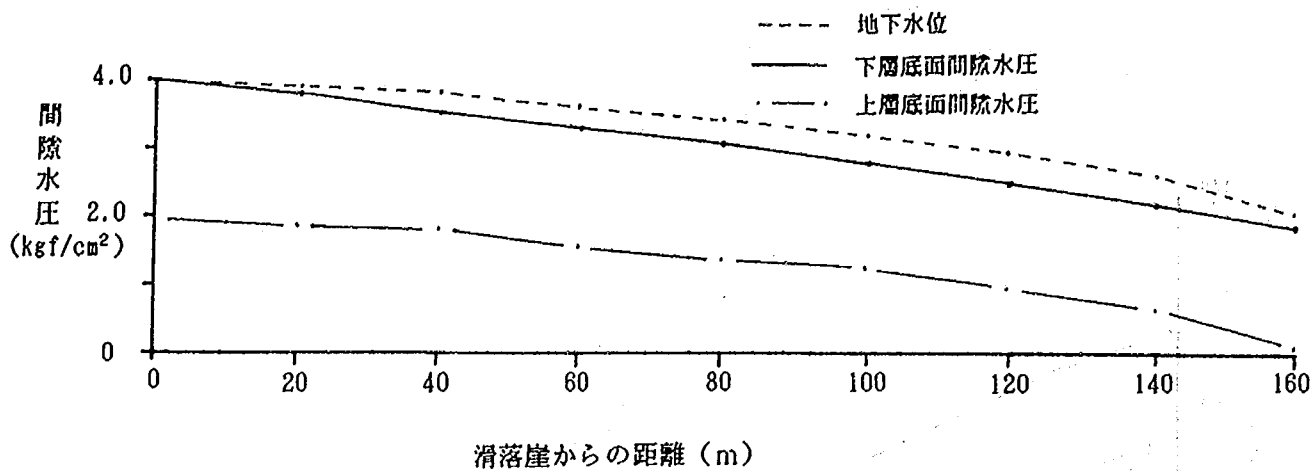
図-2.4.4.1 モデル地すべり斜面要素分割図

(1)

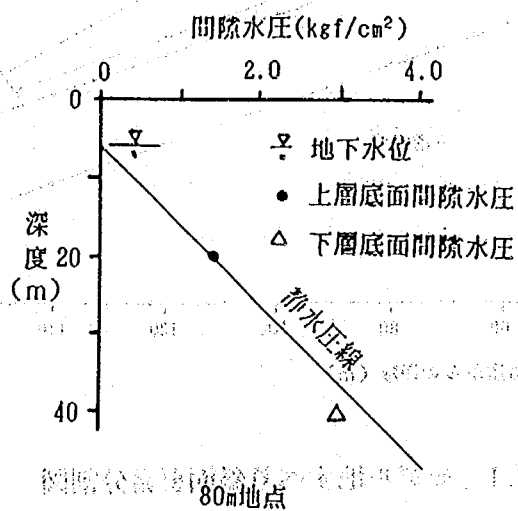
(m) 陥没からの距離

(2)

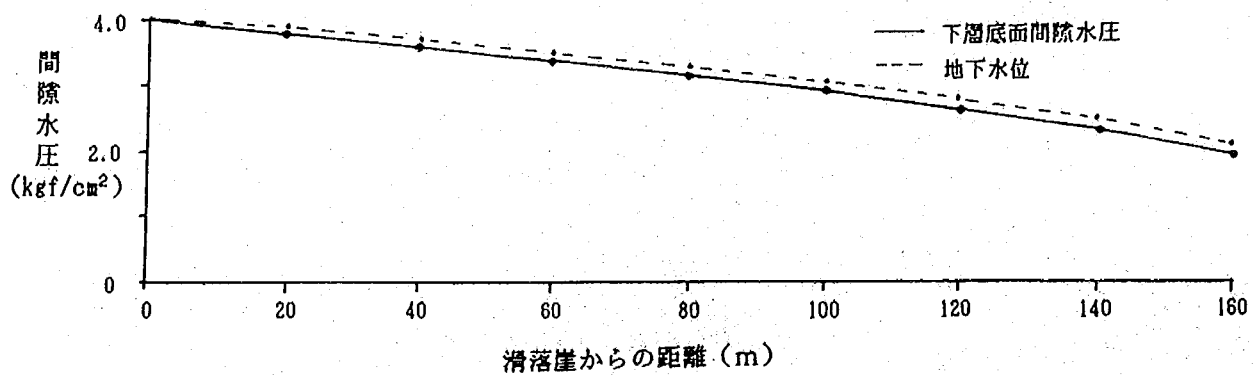
直交水圧間隔の内挿図解 (S.A.A. 図)



(a)



(b)



(c)

図-2.4.4.2 移動層内の間隙水圧分布

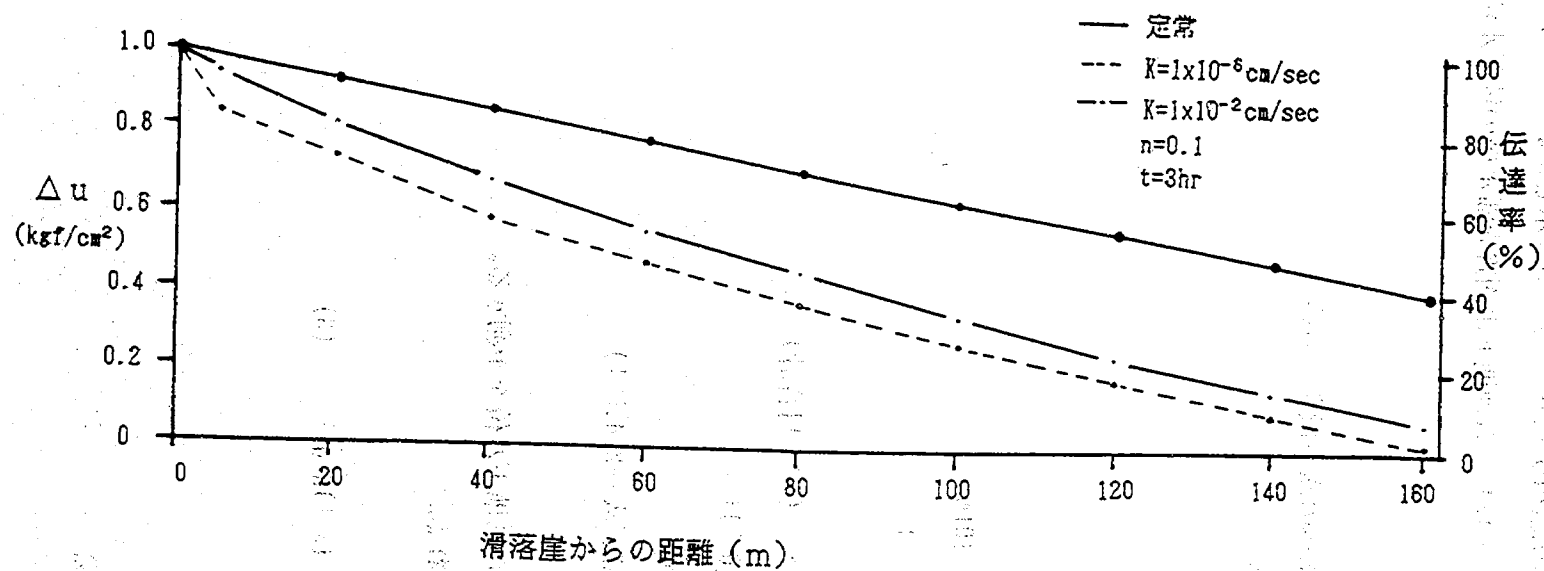


図-2.4.4.3 間隙水圧の変化

2.4.5 間隙水圧の変動予測

降雨に伴う口坂本地区の間隙水圧の変動を、以下のような手法を用いて予測してみた。

(1) 予測手法⁷⁾

図-2.4.5.1は、地下水位の予測のためのフローチャートを示した。ここでは、降雨量、気温等を有効地下水涵養にリンクさせる水文気象モデルと、有効地下水涵養を滞水層の地下水位にリンクさせる地理水文モデルとを考えている。

① 水文気象モデル

水文気象モデルによって、地下水への涵養量を求める。

月涵養量 R_m は次式から求められる。

$$R_m = P_m - P_{Em} \quad \text{----- (1)}$$

P_m : 月降雨量

$$P_{Em} : \text{月潜在蒸発散量} = 16b_2 \frac{10T_m}{I} \quad \text{----- (2)}$$

T_m : 月平均気温

I : 年温度指数 = $\sum (0.2T_m)^{1.514}$ (12ヶ月合計)

$$b_1 : (6.75 \times 10^{-7})I^3 - (7.71 \times 10^{-5})I^2 \\ + (1.792 \times 10^{-2})I + 0.49239$$

b_2 : 修正係数 (月と緯度による、表-2.4.5.1)

② 地理水文モデル

地理水文モデルによって涵養量から地下水位を予測する。

有効涵養量は、次式から求められる。

$$R_n = \{1 - \exp(-t_0^{-1})\} R_n + \exp(-t_0^{-1}) R^*_{n-1} \quad (3)$$

R^*_n : 現在の有効涵養量

R_n : 現在の涵養量

R^*_{n-1} : Δt 前の有効涵養量

t_0 : 排水時間

さらに、任意の時間 t における地下水位 $H(t)$ は

$$H(t) = a_0 + a_1 R^*(t) \quad \text{----- (4)}$$

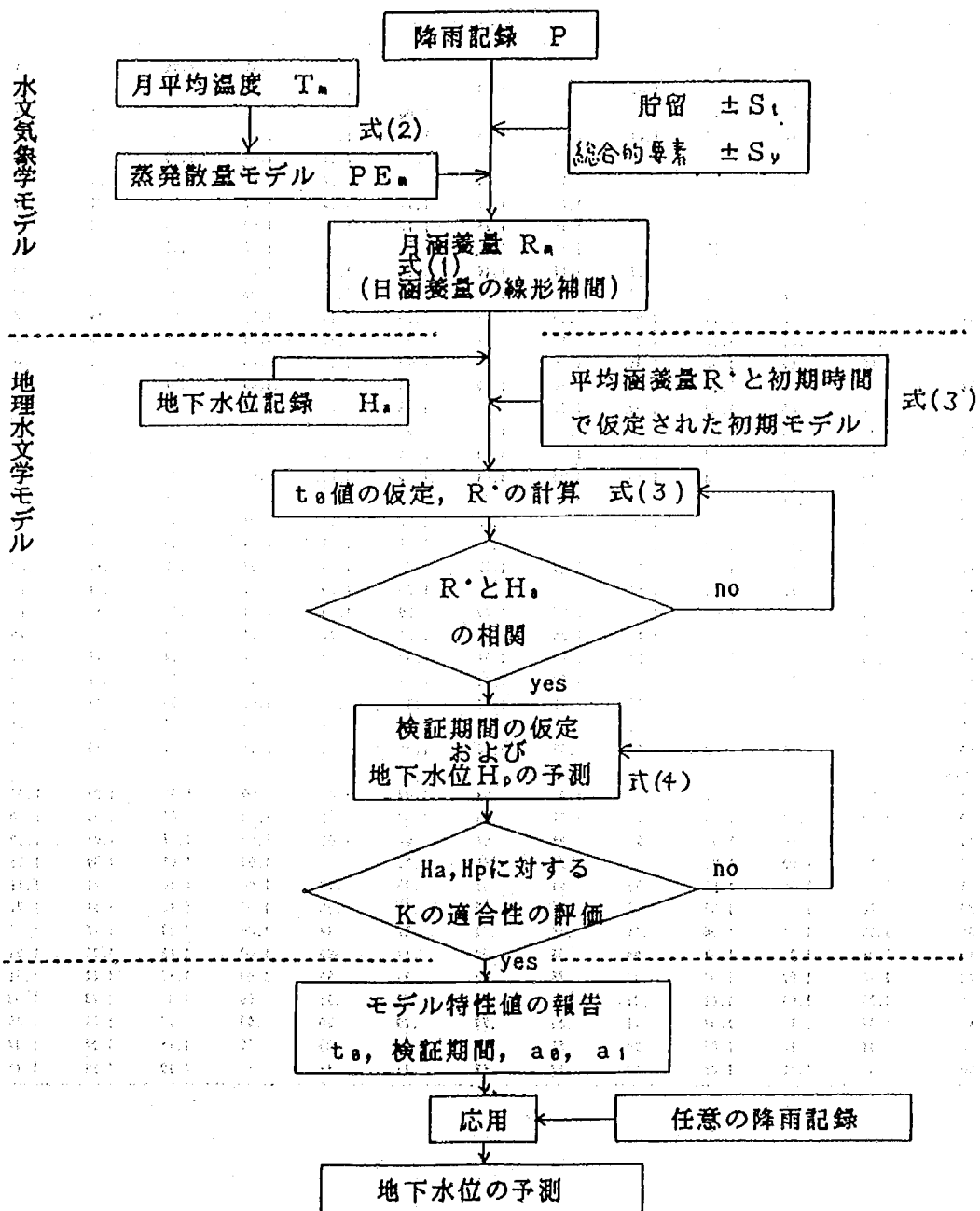


図-2.4.5.1 間隙水圧の予測のためのフロー

北緯	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
0	1.04	.94	1.04	1.01	1.04	1.01	1.04	1.04	1.01	1.04	1.01	1.04
5	1.02	.93	1.03	1.02	1.06	1.03	1.06	1.05	1.01	1.03	.99	1.02
10	1.00	.91	1.03	1.03	1.08	1.06	1.08	1.07	1.02	1.02	.98	.99
15	.97	.91	1.03	1.04	1.11	1.08	1.12	1.08	1.02	1.01	.95	.97
20	.95	.90	1.03	1.05	1.13	1.11	1.14	1.11	1.02	1.00	.93	.94
25	.93	.89	1.03	1.06	1.15	1.14	1.17	1.12	1.02	.99	.91	.91
26	.92	.88	1.03	1.06	1.15	1.15	1.17	1.12	1.02	.99	.91	.91
27	.92	.88	1.03	1.07	1.16	1.15	1.18	1.13	1.02	.99	.90	.90
28	.91	.88	1.03	1.07	1.16	1.16	1.18	1.13	1.02	.98	.90	.90
29	.91	.87	1.03	1.07	1.17	1.16	1.19	1.13	1.03	.98	.90	.89
30	.90	.87	1.03	1.08	1.18	1.17	1.20	1.14	1.03	.98	.89	.88
31	.90	.87	1.03	1.08	1.18	1.18	1.20	1.14	1.03	.98	.89	.88
32	.89	.86	1.03	1.08	1.19	1.19	1.21	1.15	1.03	.98	.88	.87
33	.88	.86	1.03	1.09	1.19	1.20	1.22	1.15	1.03	.97	.88	.86
34	.88	.85	1.03	1.09	1.20	1.20	1.22	1.16	1.03	.97	.87	.86
35	.87	.85	1.03	1.09	1.21	1.21	1.23	1.16	1.03	.97	.86	.85
36	.87	.85	1.03	1.10	1.21	1.22	1.24	1.16	1.03	.97	.86	.84
37	.86	.84	1.03	1.10	1.22	1.23	1.25	1.17	1.03	.97	.85	.83
38	.85	.84	1.03	1.10	1.23	1.24	1.25	1.17	1.04	.96	.84	.83
39	.85	.84	1.03	1.11	1.23	1.24	1.26	1.18	1.04	.96	.84	.82
40	.84	.83	1.03	1.11	1.24	1.25	1.27	1.18	1.04	.96	.83	.81
41	.83	.83	1.03	1.11	1.25	1.26	1.27	1.19	1.04	.96	.82	.80
42	.82	.83	1.03	1.12	1.26	1.27	1.28	1.19	1.04	.95	.82	.79
43	.81	.82	1.02	1.12	1.26	1.28	1.29	1.20	1.04	.95	.81	.77
44	.81	.82	1.02	1.13	1.27	1.29	1.30	1.20	1.04	.95	.80	.76
45	.80	.81	1.02	1.13	1.28	1.29	1.31	1.21	1.04	.94	.79	.75
46	.79	.81	1.02	1.13	1.29	1.31	1.32	1.22	1.04	.94	.79	.74
47	.77	.80	1.02	1.14	1.30	1.32	1.33	1.22	1.04	.93	.78	.73
48	.76	.80	1.02	1.14	1.31	1.33	1.34	1.23	1.05	.93	.77	.72
49	.75	.79	1.02	1.14	1.32	1.34	1.35	1.24	1.05	.93	.76	.71
50	.74	.78	1.02	1.15	1.33	1.36	1.37	1.25	1.06	.92	.76	.70
南緯												
5	1.06	.95	1.04	1.00	1.02	.99	1.02	1.03	1.00	1.05	1.03	1.06
10	1.08	.97	1.05	.99	1.01	.96	1.00	1.01	1.00	1.06	1.05	1.10
15	1.12	.98	1.05	.98	.98	.94	.97	1.00	1.00	1.07	1.07	1.12
20	1.14	1.00	1.05	.97	.96	.91	.95	.99	1.00	1.08	1.09	1.15
25	1.17	1.01	1.05	.96	.94	.88	.93	.98	1.00	1.10	1.11	1.18
30	1.20	1.03	1.06	.95	.92	.85	.90	.96	1.00	1.12	1.14	1.21
35	1.23	1.04	1.06	.94	.89	.82	.87	.94	1.00	1.13	1.17	1.25
40	1.27	1.06	1.07	.93	.86	.78	.84	.92	1.00	1.15	1.20	1.29
42	1.28	1.07	1.07	.92	.85	.76	.82	.92	1.00	1.16	1.22	1.31
44	1.30	1.08	1.07	.92	.83	.74	.81	.91	.99	1.17	1.23	1.33
46	1.32	1.10	1.07	.91	.82	.72	.79	.90	.99	1.17	1.25	1.35
48	1.34	1.11	1.08	.90	.80	.70	.76	.89	.99	1.18	1.27	1.37
50	1.37	1.12	1.08	.89	.77	.67	.74	.88	.99	1.19	1.29	1.41

表-2.4.5.1 b_2 (修正係数) の値

北緯の値は、図中の北緯の値に等しい。南緯の値は、北緯の値に等しい。

$R'(t)$: 有効涵養量

a_0, a_1 : 実測の地下水位とその間の有効涵養量の直線回帰から得られる係数

から得られる。

実際の計算では、(3)式中の t_0 を何ケースか変化させて、(4)式の $R'(t)$ と実測の地下水位との相関の最も高い t_0 を決定する。

(2) 予測結果

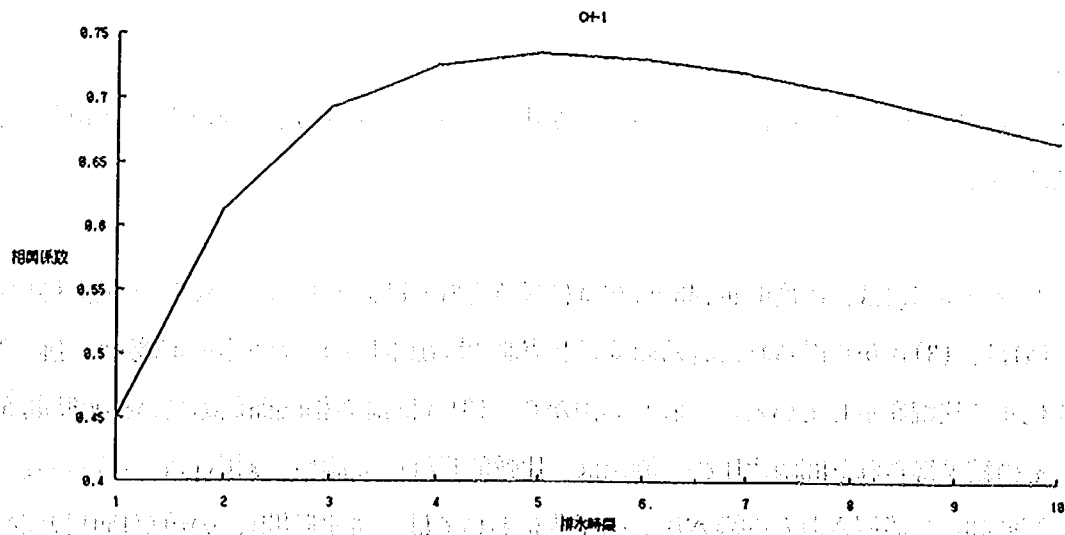
図-2.4.5.2~2.4.5.4には、深度65m, 43m, 36mに設置された間隙水圧計についての検討結果を示した。それぞれの図(a)は、(3)式から得られた有効涵養量と実測の間隙水圧の値との相関係数が、排水時間 t_0 の値によって変化する状況を示している。これらの図から、(3)式は最も相関係数の高い排水時間を選んで決定している。その結果得られた間隙水圧の予測値は、比較的良好に実測値に対応しているものと考えられる。しかし、深度43mに設置された間隙水圧計の予測においては、排水時間 t_0 の値が150日となっており、他の2基(深度65m及び深度36m)のものに比べて非常に長い。これは、深度43mの間隙水圧計の実測値の大きな傾向が上昇のみになっているために、その予測においては結果的に非常に長時間の変動をとらえることになったことが主たる原因と考えられる。

2.4.6 土質試験

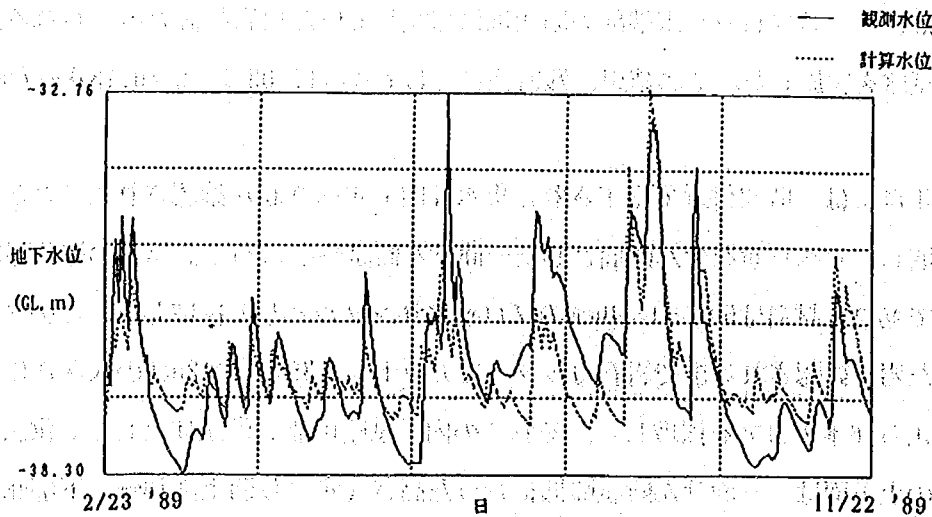
昭和63年度には、A-3ブロック末端部の崩壊地に露頭していた頁岩起源と考えられる黒色粘土についてリングせん断試験を実施した。その結果、残留強さとして $\phi_r=17.03$ 度、 $C_r=0.134\text{kgf/cm}^2$ が得られた(図-2.4.6.1)。

また、平成元年度には、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ことから、すべり面を挟んで試料を採取し、すべり面をせん断面とした一面せん断試験を行った。試料の採取深度は集水井内の43m付近の位置であり、試料は $50\times 50\times 40\text{cm}$ 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は、しっかりした岩が確認されるまで岩石カッターでカットし、 $35\times 35\times 20\text{cm}$ の大きさにして、 $\phi 66\text{mm}$ のコアカッターにより16本のコアを採取した。それらの内、試験可能な供試体として9供試体が得られた。これらの供試体の上下面は、一面せん断試験機に合った高さ(すべり面上部16mm、下部4mm)になるように岩石カッターでカットした。

試験は、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 0.5kgf/cm^2 、 1.0kgf/cm^2 、 2.0kgf/cm^2 、 3.0kgf/cm^2 、 4.0kgf/cm^2 で、合計9回行った。なお、せん断速度は 0.01mm/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。図-2.4.6.2~2.4.6.4には、試験結果を示した。ピーク強さとして $\phi' = 24.8$ 度、 $C' = 0.120\text{kgf/cm}^2$ が得られた(図-2.4.6.5)。

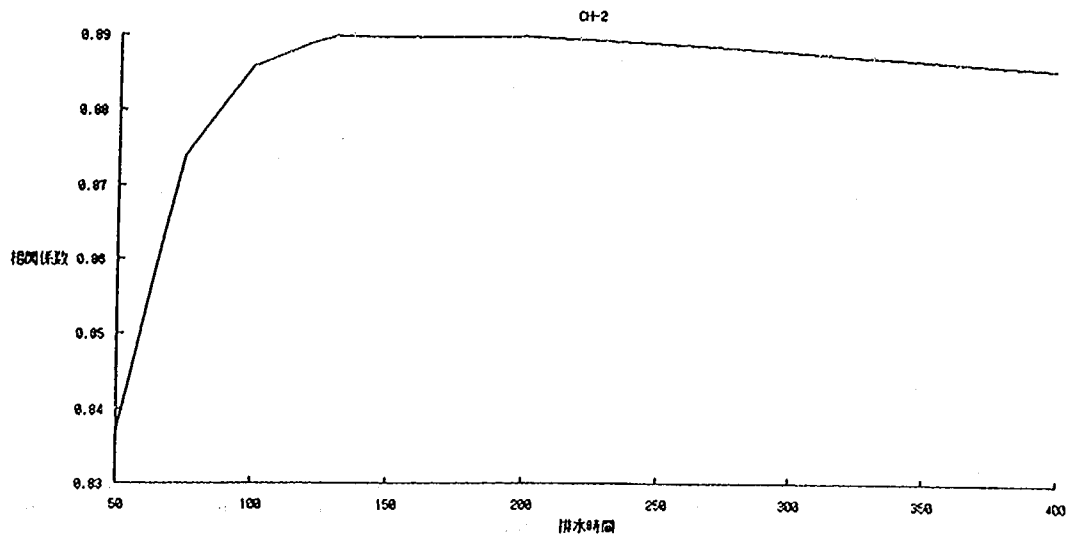


(a) 排水時間と、実測値と有効かん養量の相関係数との関係

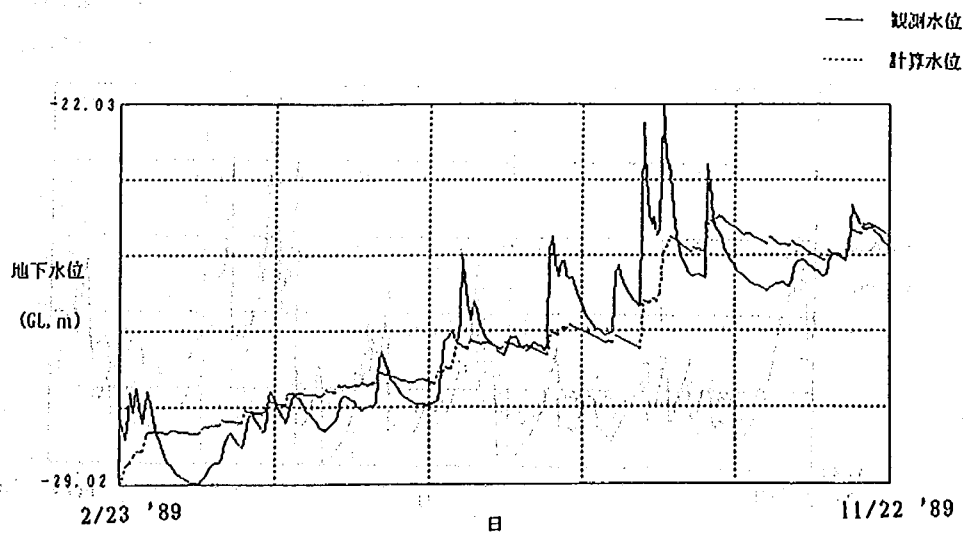


(b) 予測値と実測値

図-2.4.5.2 間隙水圧の予測結果 (深度65m)

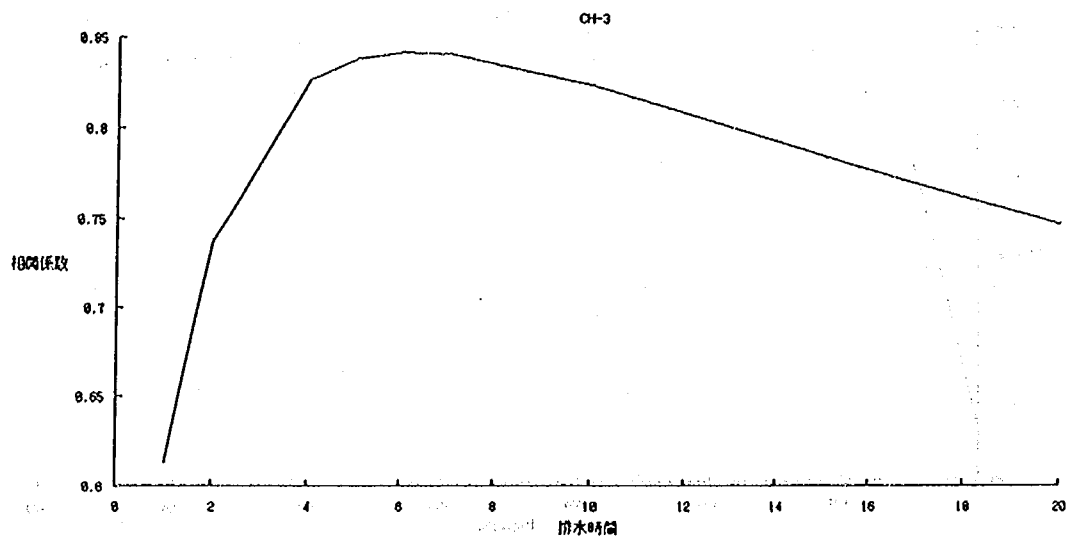


(a) 排水時間と、実測値と有効かん養量の相関係数との関係

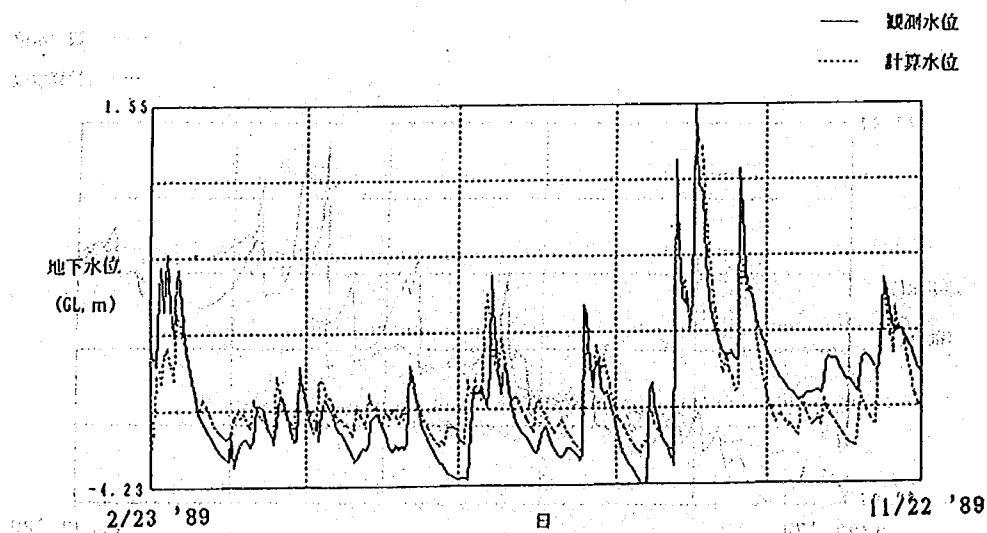


(b) 予測値と実測値

図-2.4.5.3 間隙水圧の予測結果 (深度43m)



(a) 排水時間と、実測値と有効かん養量の相関係数との関係



(b) 予測値と実測値

図-2.4.5.4 間隙水圧の予測結果 (深度36m)

KUCHISAKAMOTO landslide Ring shear test (remolded sample, $d < 0.42\text{mm}$) SHIZUOKA pref.

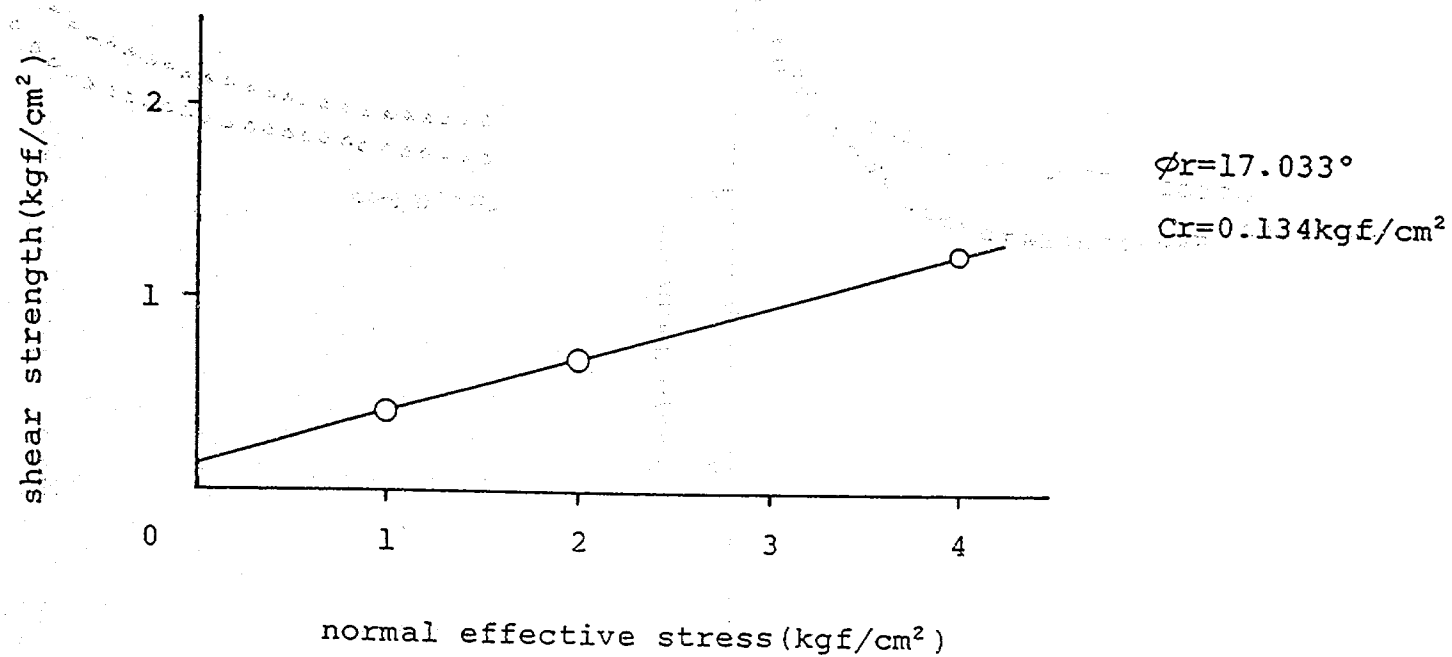


図-2.4.6.1 リングせん断試験結果 ($\sigma_n \sim \tau$)

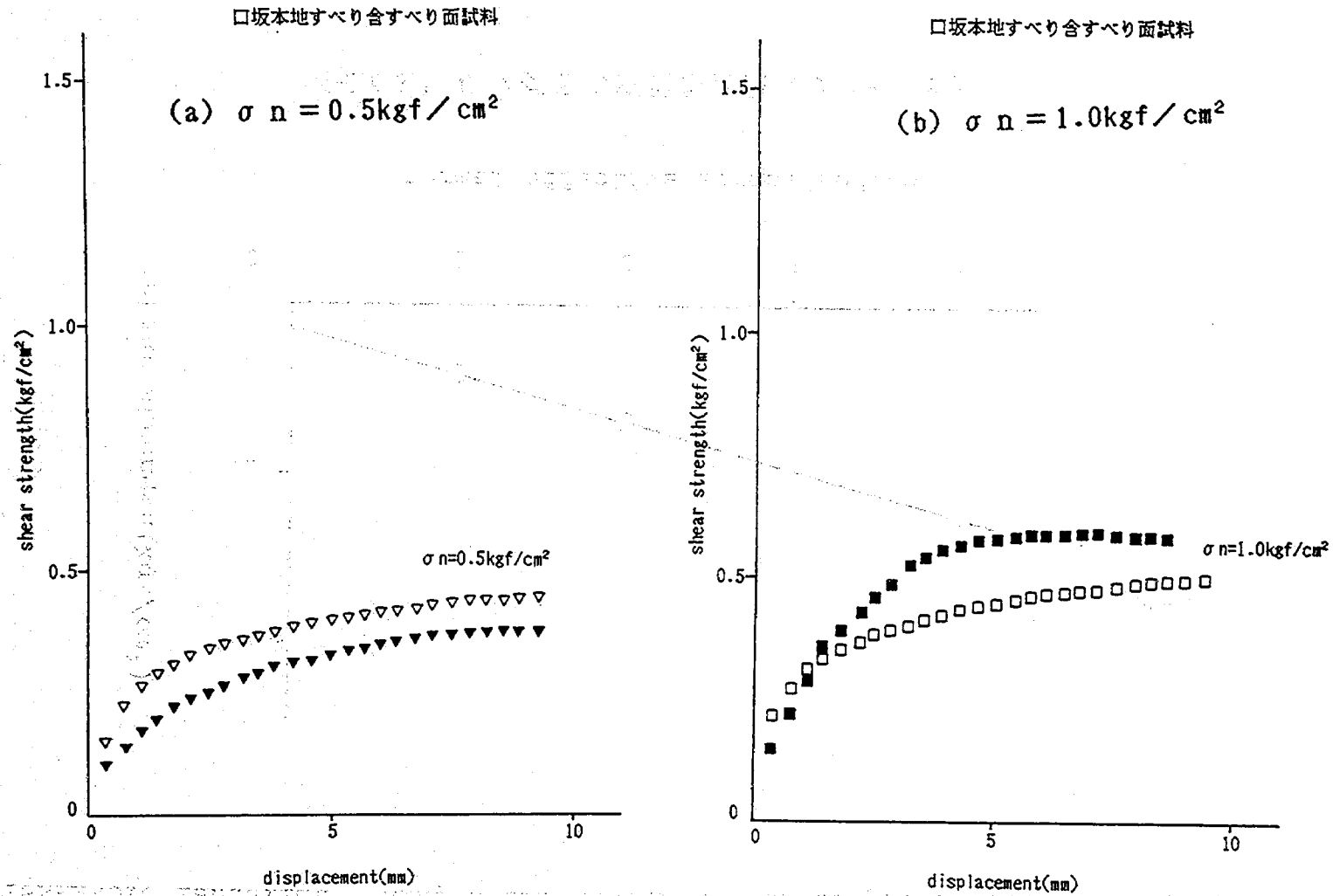


図-2.4.6.2 含すべり面試料の一面せん断試験結果（応力～歪曲線）

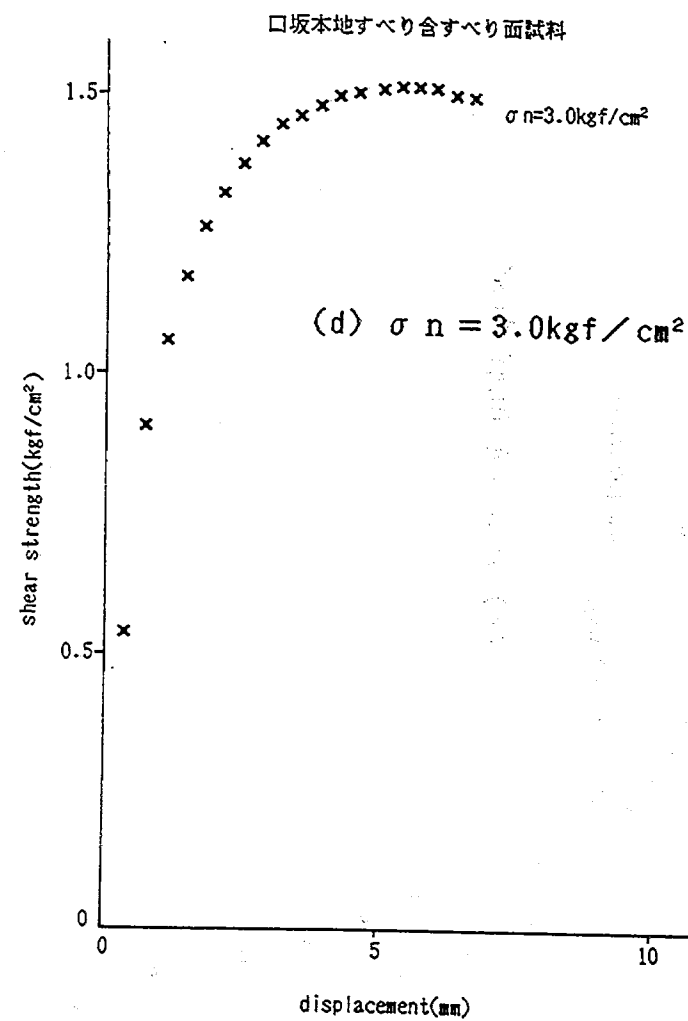
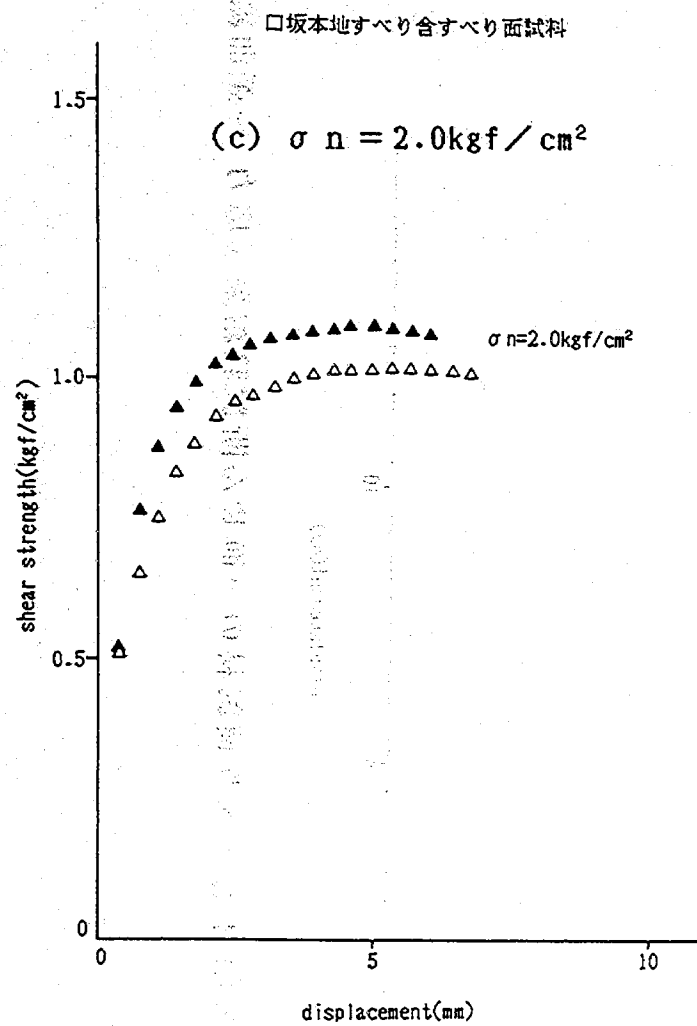


図-2.4.6.3 含すべり面試料の一面せん断試験結果（応力～歪曲線）

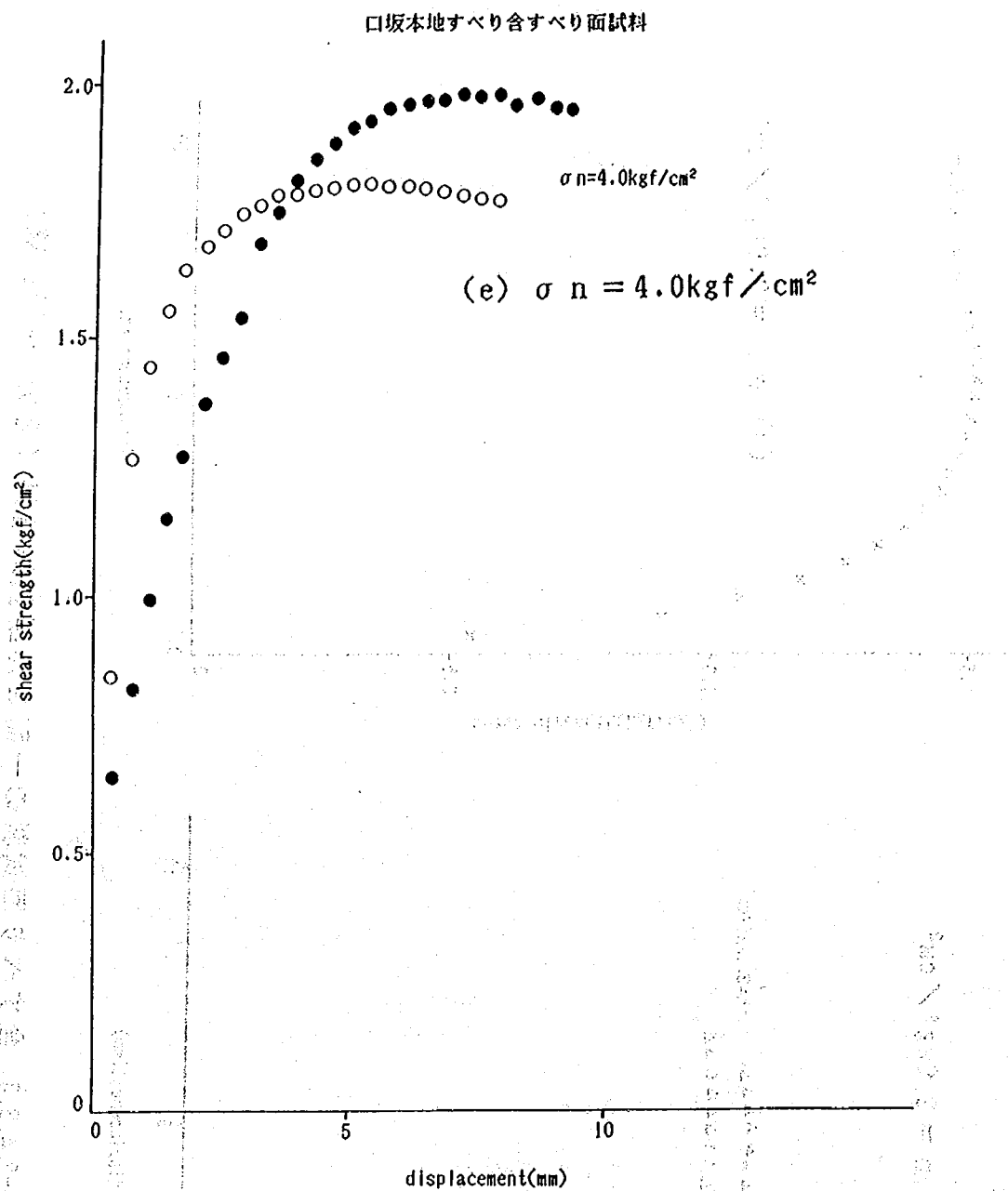


図-2.4.6.4 含すべり面試料の一面せん断試験結果（応力～歪曲線）

口坂本地すべり含すべり面試料

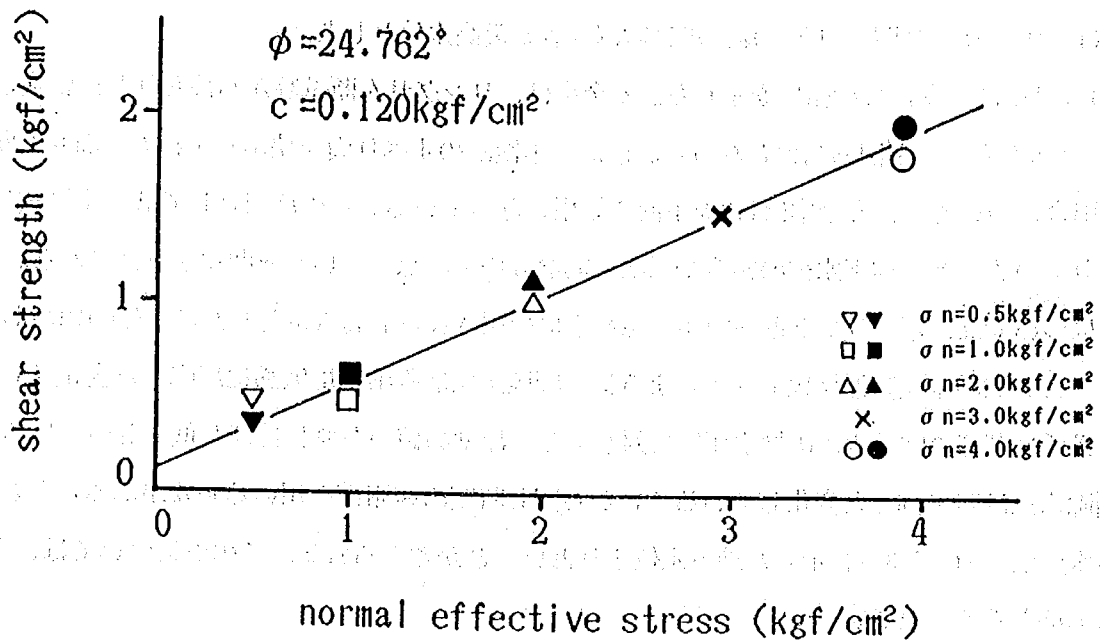


図-2.4.6.5 含すべり面試料の一面せん断試験結果 ($\sigma_n \sim \tau$)

2.4.7 土質試験結果を用いた安定解析

リングせん断試験から求められた残留強さ $\phi'_r=17.03$ 度、 $C'_r=0.134\text{kgf/cm}^2$ 及び不攪乱のすべり面を挟んだ試料を用いた一面せん断試験から求められたピーク強さ $\phi'=24.8$ 度、 $C'=0.120\text{kgf/cm}^2$ を用いて、Morgenstern-Price法によりAブロックの安定解析を行った。断面は、図-2.2.3に示すように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種類について実施した。また、地下水位は、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-2.4.7.1には、安定解析結果を示した。安全率は、リングせん断試験から得られた残留強さを用いた場合には、1.0を大きく下回る結果となった。また、不攪乱のすべり面を挟んだ試料の一面せん断試験結果を用いた場合についても、安全率は1.0を下回る結果となっている。この原因としては、土質試験のデータ数が限られていること、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が考えられる。この中で、地下水位については、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ことに問題があると思われる。2.4.2間隙水圧観測結果で述べたように、間隙水圧は降雨量に敏感に反応した変化をしている。また、一番浅い深度の間隙水圧の静水圧線に対して深い深度の値が左側に位置し低くなっている。したがって、間隙水圧は時事刻々と変化していることから同じ時刻の観測値を用いる必要があることと、すべり面の間隙水圧は、図-2.3.1に示した地下水位より低いことが考えられる。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。

2.4.8 水質調査

地すべり地内の地下水の流入流出経路を明らかにするために、地すべり地内のボーリング孔、地下水排除施設等から採水し、水質調査を実施した。なお、ボーリング孔については、全体にストレーナ加工されているため孔底付近の水を採取するようにした。採水地点を図-2.4.1及び表-2.4.1に示す。

図-2.4.2には、硬度- HCO_3^- 相関図を示した。この相関図は、以下の根拠により作成されている。すなわち、一般に水中における主溶存成分は、陰イオンについては、 HCO_3^- 、 Cl^- 、 SO_4^{2-} 、また、陽イオンについては Ca^{2+} 、 Mg^{2+} 、 Na^+ 、 K^+ である。陰イオンは、 HCO_3^- が空気中の CO_2 及び炭酸塩、有機物の分解で生じる CO_2 の溶解により生成され量的に最も多い。一方、陽イオンは、火山岩、変成岩から溶出され、 Ca -長石の方が Na -長石より溶解度が大きい。また、炭酸塩の場合には、 Ca^{2+} 、 Mg^{2+} が主であるため $\text{Ca}^{2+}+\text{Mg}^{2+}$ が Na^++K^+ よりはるかに多い。これらの関係を地下水の分類に利用した場合、浅い地下水は、 HCO_3^- に対して SO_4^{2-} 、 Cl^- の比率が比較的高いため、 $\text{HCO}_3^- < \text{Ca}^{2+} + \text{Mg}^{2+}$ の関係となる。また、深い地下水では還元状態となるため SO_4^{2-} が減少し、 HCO_3^- が増大するものの陽イオンの変化が少ないため、 $\text{HCO}_3^- > \text{Ca}^{2+} + \text{Mg}^{2+}$ の関係となる。このことから、当量線より上は浅層地下水に、下は深層地下水に分類される。その他、イオンの溶存量の少ない場合は、地表水と考えられ、地表水と地下水の分類の目安は、河川水の中で最も溶存量の大きい関東地方の値を用いると HCO_3^- が 0.69me/l 、 $\text{Ca}^{2+}+\text{Mg}^{2+}$ が 0.87me/l となるので 0.7me/l とした。この結果、浅層地下水は、No.2、

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 ($\phi r'=17.03$ 度, $C r'=0.134$ kgf/cm ²)	0.596	0.626	0.600
一面せん断試験結果 ($\phi'=24.8$ 度, $C'=0.120$ kgf/cm ²)	0.883	0.935	0.854

表-2.4.7.1 土質試験結果に基づく安全率の試算

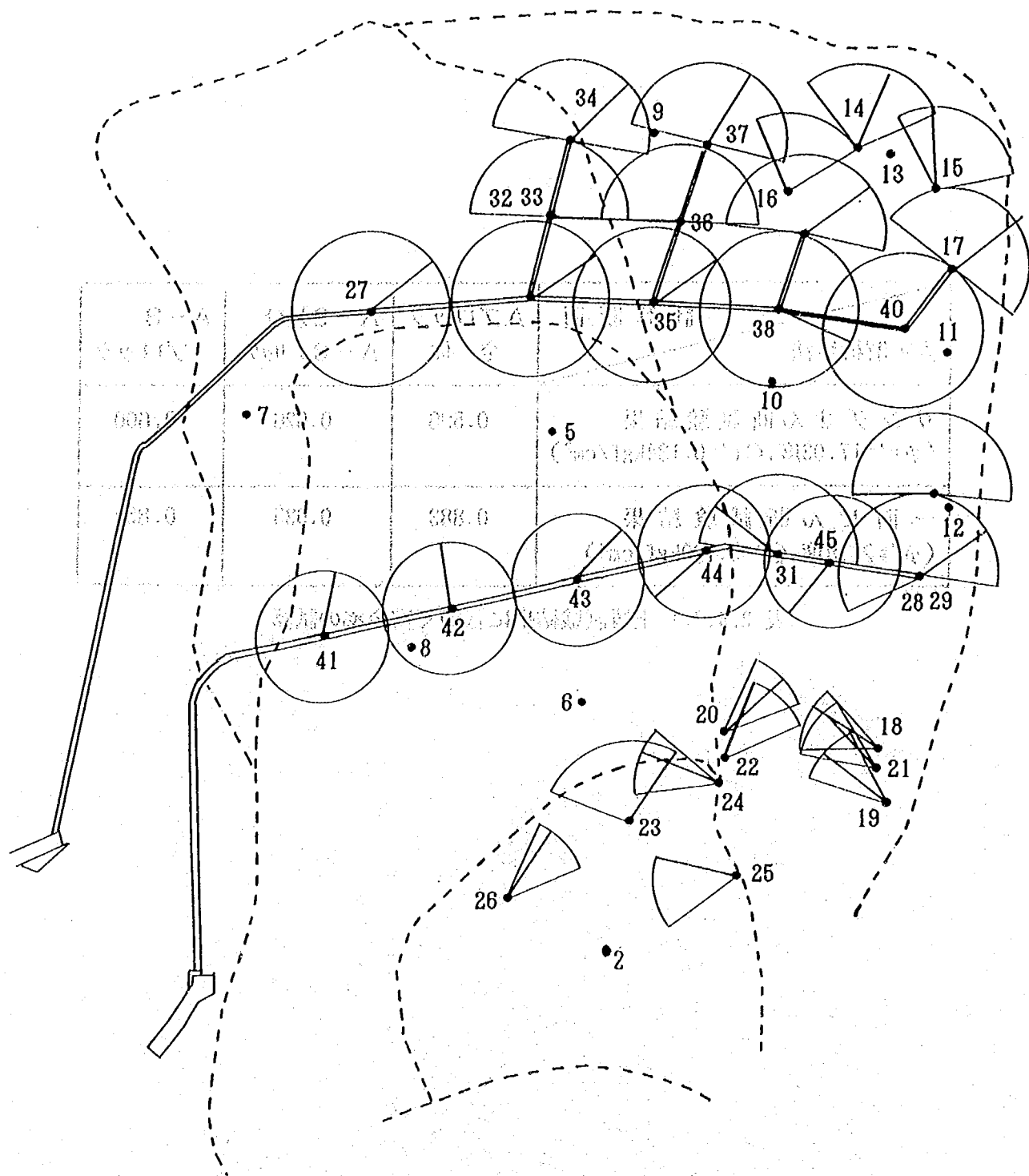


图-2.4.1 採水位置

表-2.4.1 水質試験結果

No	採水地点	採水深度(m)	採水時水温(c°)	区分名
1	口坂本温泉	—	38.0	深層地下水
2	末端湧水	—	9.0	浅層地下水
3	井川湖	—	9.0	//
4	雨水	—	—	表流水
5	BV-3	16	10.5	浅層地下水
6	BV-5	30	11.0	表流水
7	BV-9	20	9.5	浅層地下水
8	BV-16	30	10.0	表流水
9	BV-22	20	9.5	浅層地下水
10	BV-24	22	10.0	深層地下水
11	BV-27	20	11.2	表流水
12	BV-28	35	11.0	//
13	BV-30	20	11.0	浅層地下水
14	横-1	—	9.8	//
15	横-2	—	9.6	//
16	横-3	—	10.5	//
17	横-4	—	10.2	//
18	横-5	—	10.0	表流水
19	横-6	—	11.0	浅層地下水
20	横-7	—	10.5	表流水
21	横-8	—	9.0	浅層地下水
22	横-9	—	11.0	//
23	横-A-1	—	10.5	表流水
24	横-A-2	—	11.0	浅層地下水
25	横-A-3	—	11.2	//

No	採水地点	採水温度(m)	採水時水温(c°)	区分名
26	横-A-4	——	10.0	浅層地下水
27	W-1	40	11.5	深層地下水
28	W-1-1 (上)	31	11.5	表流水
29	W-1-1 (下)	48	11.0	浅層地下水
30	W-1-2	31	11.0	深層地下水
31	W-1-4	19	12.0	浅層地下水
32	W-6 (上)	19	9.8	//
33	W-6 (下)	38	11.0	//
34	W-8	6	13.0	表流水
35	W-9	17	12.0	浅層地下水
36	W-10	27	11.5	//
37	W-11	9	12.0	//
38	W-12	10	11.5	//
39	W-13	13	11.0	//
40	W-14	10	12.0	//
41	T-1	——	11.0	深層地下水
42	T-2	——	12.0	//
43	T-3	——	11.6	//
44	T-4	——	10.8	浅層地下水
45	T-5	——	10.5	深層地下水
46	BV-25	28	12.0	
47	W-5	33	11.0	

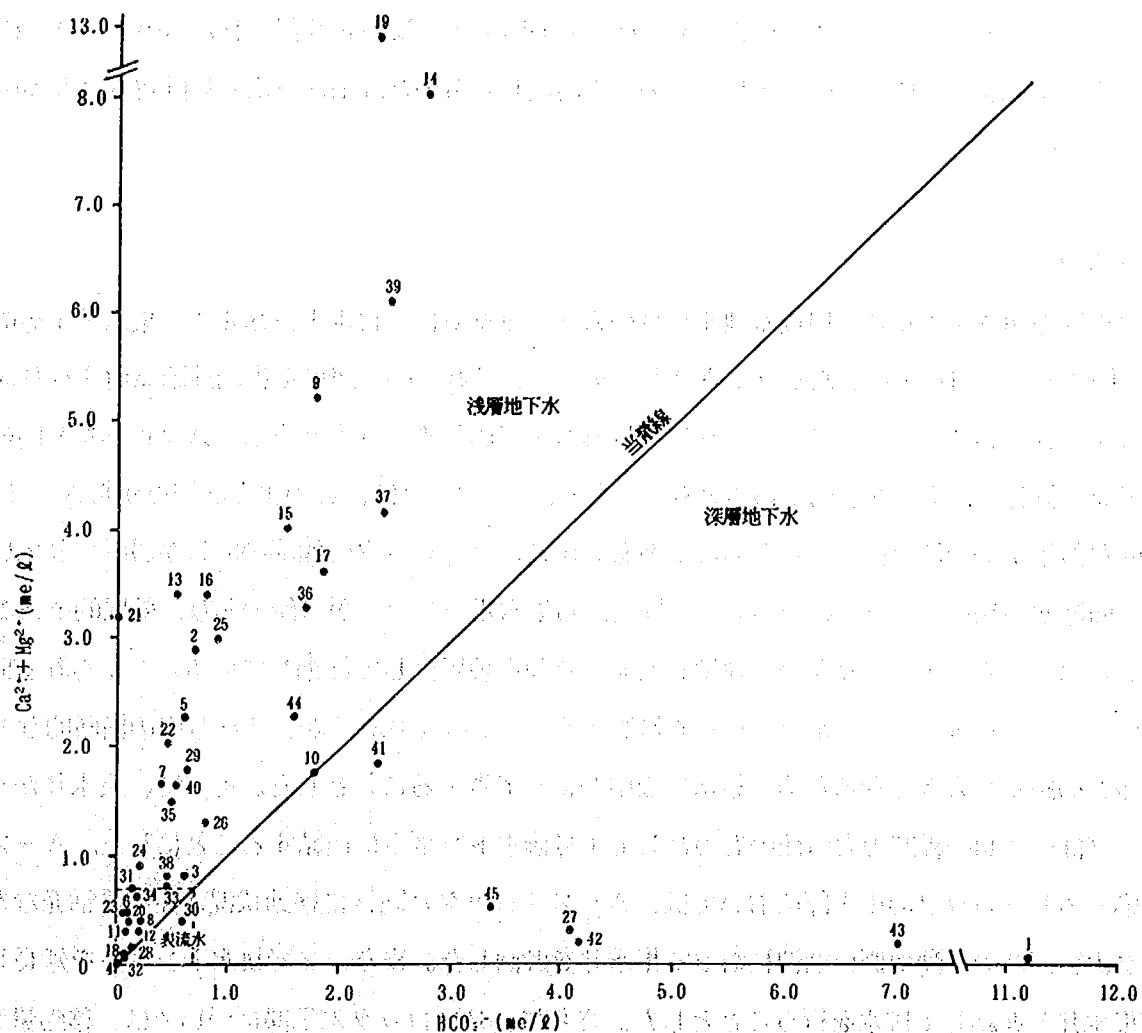


図-2.4.2 硬度-HCO₃⁻相関図

3、5、7、9、10、13～17、19、21、22、24、26、29、31～33、35～40、44、深層地下水は、No.1、10、27、30、41～43、45、表流水は、No.4、6、8、11、12、18、20、23、28、34に分類されることになる。

したがって、図-2.4.1に示したように下段トンネル内の排水とW-1は深層地下水であり、他は浅層地下水または表流水となる。このことから、すべり面下の地下水は長期間貯留されたものであり、移動層内の地下水は降雨が地すべり斜面に浸透し、そのまま湧出したものと降雨が一次的に貯留されたものであることが考えられる。

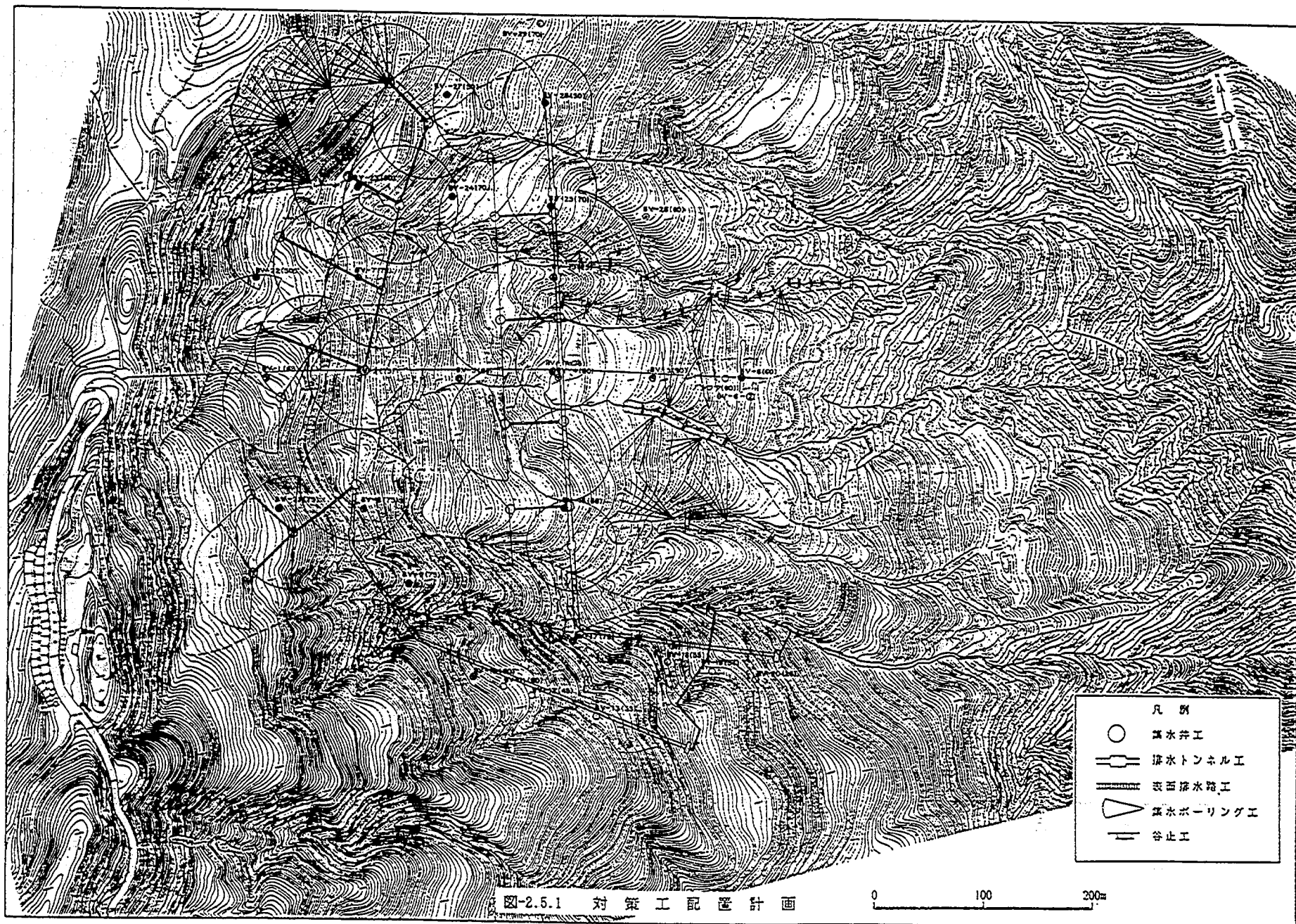
2.5 対策工

昭和63年度の調査結果から、口坂本地すべりのAブロックでは、排水トンネル工、集水井工等の地下水排除工を中心とした対策工の計画が立案された。そして、それらの一部は災害関連緊急地すべり対策事業として施工されている。一方、Bブロックにおける対策工の基本的な考え方は、Aブロックと同様に地下水排除工を主体としたものが有効であると考えられた。図-2.5.1は、このような観点からA、Bブロックの総合的な対策工の配置計画を示したものである。また、Bブロックの頭部のS-11が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、地表から集水ボーリングが可能であり、効果的であると考えられた。この他、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あると考えられるが、すべり面の横断的な形状から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考えることとした。そして、集水井からの排水ボーリングは、 $\phi 40\text{cm}$ 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にした。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ブロックの範囲外の不動地側に亀裂に沿って集水井を計画した。また、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こととした。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、集水井等の施工が困難であることから、地表からの集水ボーリングが最適であると考えられた。

2.6 対策工の効果判定

対策工事は、図-2.5.1に示したように集水井、排水トンネル、横ボーリング等の地下水排除を中心に進められている。これらの地下水排除施設の効果は、伸縮計、間隙水圧、地下水位の観測結果にどのように現れているかを検討した。

図-2.6.1(a)、(b)、(c)には、降雨量と伸縮計S-11、4、6の関係を月単位で整理して示した。S-11はBブロックの頭部、S-4はAブロック頭部、S-6はBブロック中央部にそれぞれ位置している。なお、施設施工前後の区分は、集水ボーリングの施工が開始された平成2年6月を境に5月以前を施工前、6月以降を施工後としている。S-11については、施設施工前まで活発な移動を示していたものが、施工開始後平成2年→3年と急激に移動が少なくなっていることが分かる。この傾向は、S-4、6についても同様に現れており、施設の効果が良く現れている。しかし、平成3年9月現在では、まだ移動が認められる。



S-11

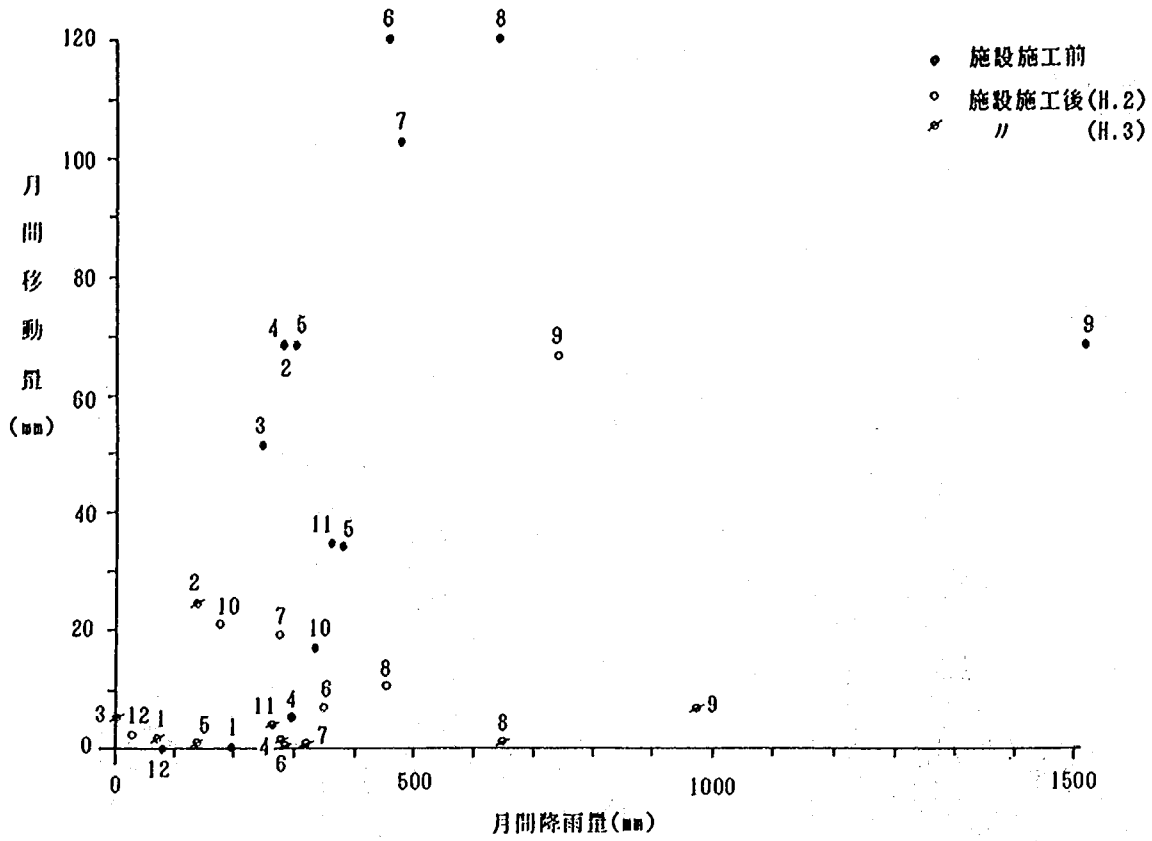


図-2.6.1 (a) 月間降雨量と月間移動量

S-4

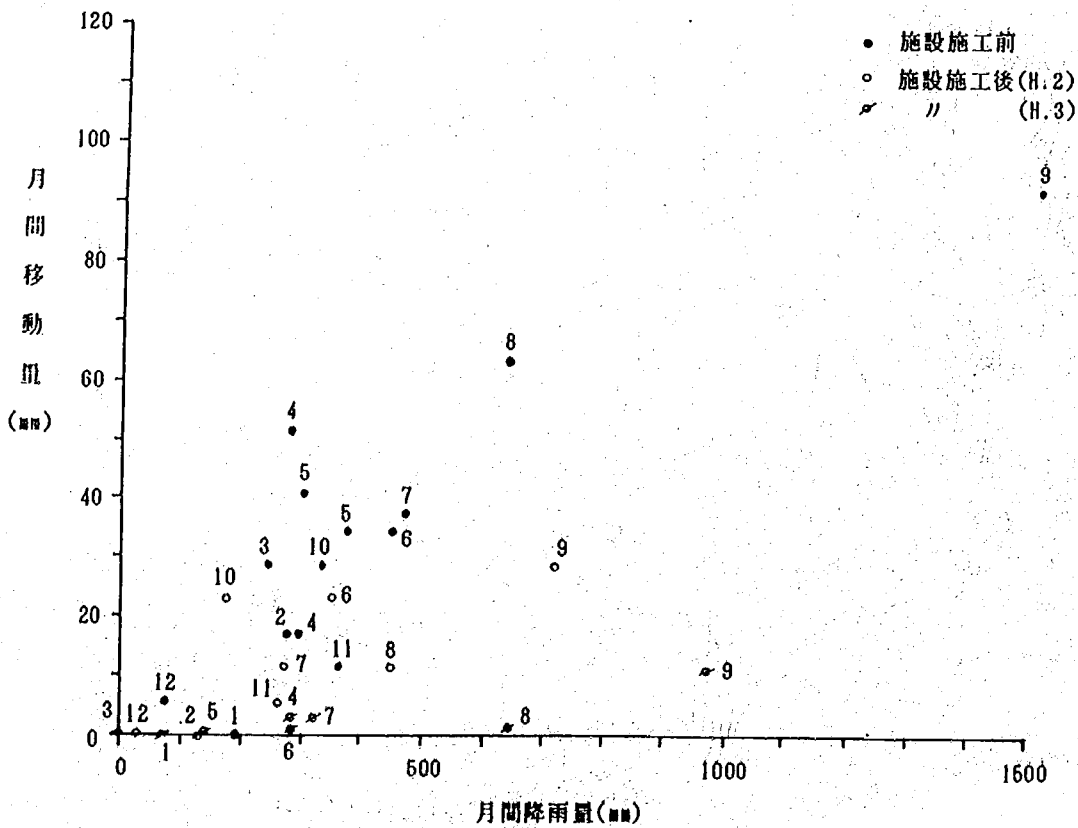


図-2.6.1 (b) 月間降雨量と月間移動量

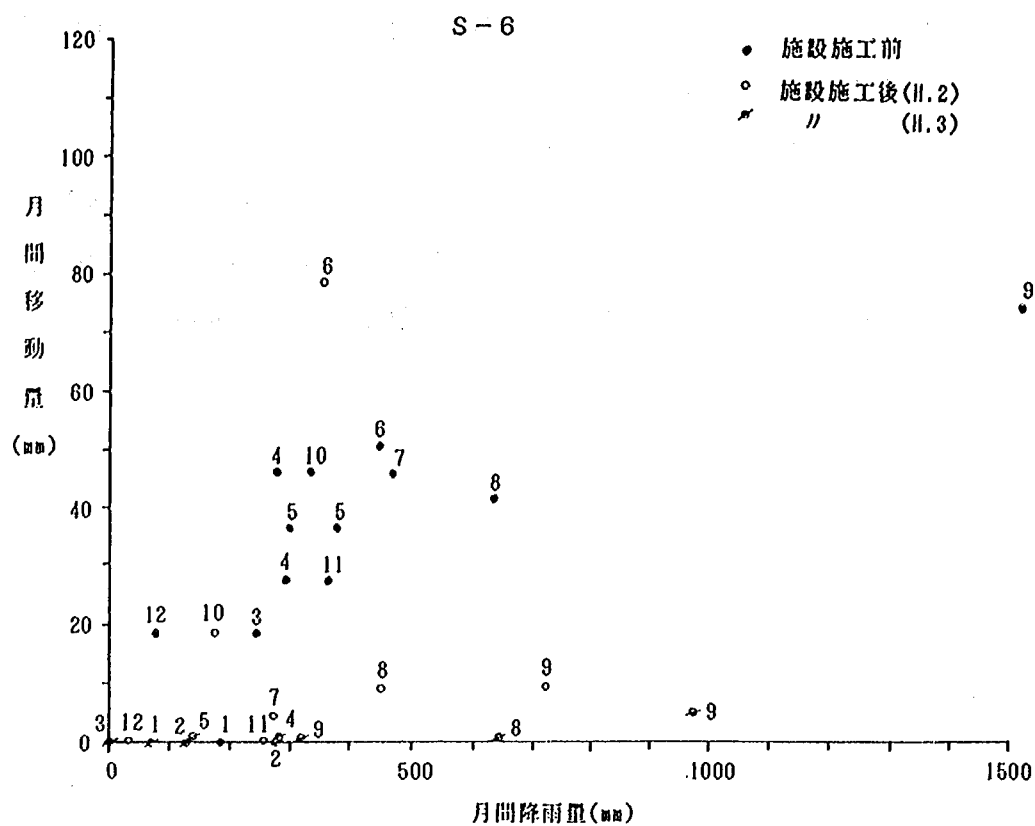


図-2.6.1 (c) 月間降雨量と月間移動量

図-2.6.2(a)、(b)、(c)には、A-2ブロックに設置した間隙水圧計の観測結果により、施設の効果を求めた結果を示した。効果判定の方法は、施設施工前の観測結果を基に降雨と間隙水圧との関係を応答関数⁹⁾によりモデル化し、施工後の観測値と計算値を比較するものである。

以下に、応答関数について示す。すなわち、降雨に敏感に反応する間隙水圧等は、地すべり地内外の土層をブラックボックスと考えて、入力である降雨量 $x(t)$ と出力である間隙水圧等 $y(t)$ との応答関数として表示できるものと考えられる。この入力～出力の関係を、応答関数とたたみ込み積分による入力出力関係式で表示すると(1)式となる。

$$y(t) = \sum_{n=1}^{\infty} \int_{-\infty}^t h_n(\tau_1, \tau_2, \dots, \tau_n) \prod_{i=1}^n x(t - \tau_i) \cdot d\tau_1 \cdot d\tau_2 \cdot \dots \cdot d\tau_n \quad \text{----- (1)}$$

ここで、 $y(t)$ ：推定する間 水圧等

t ：時間

h_n ：インパルス応答

τ_i ：ラグ時間

$x(t - \tau_i)$ ：降雨量 である。

(1)式の1項までとり、重回帰モデルを用い土の浸透能等を考慮して、(2)式により解析を行うことにする。

$$Y(t) = b_0 + \sum_{i=1}^p b_i x_i^m \quad \text{----- (2)}$$

ここで、 $Y(t)$ ：推定する間 水圧等

b_i ：偏回帰係数

p ：さかのぼる時間

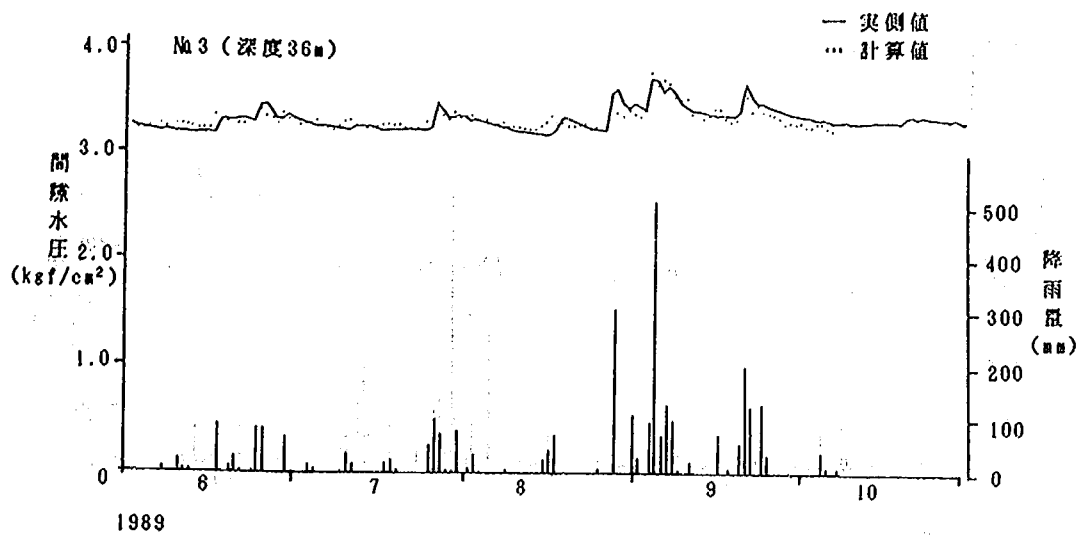
x_i ：降雨量

m ：定数 である。

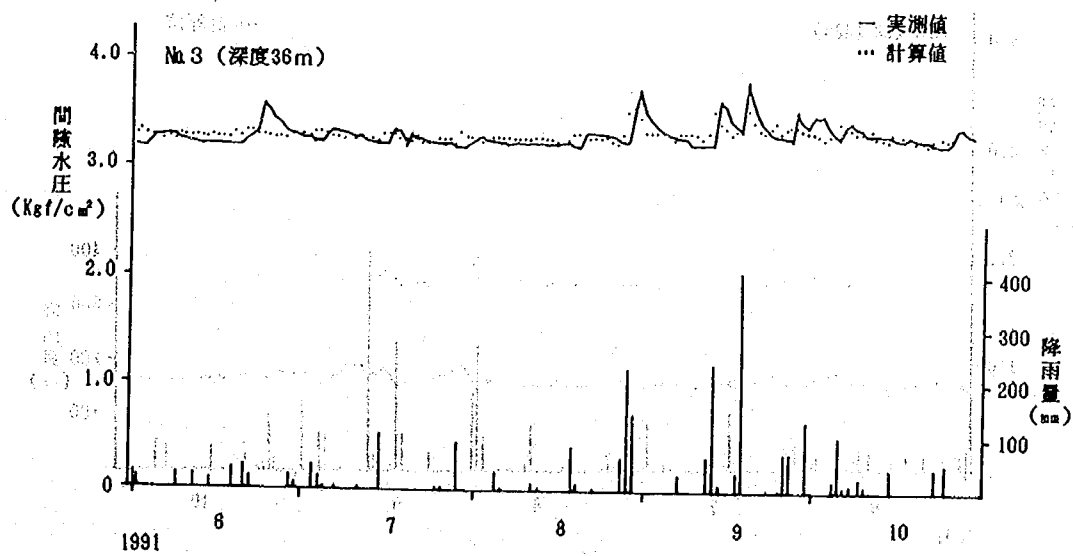
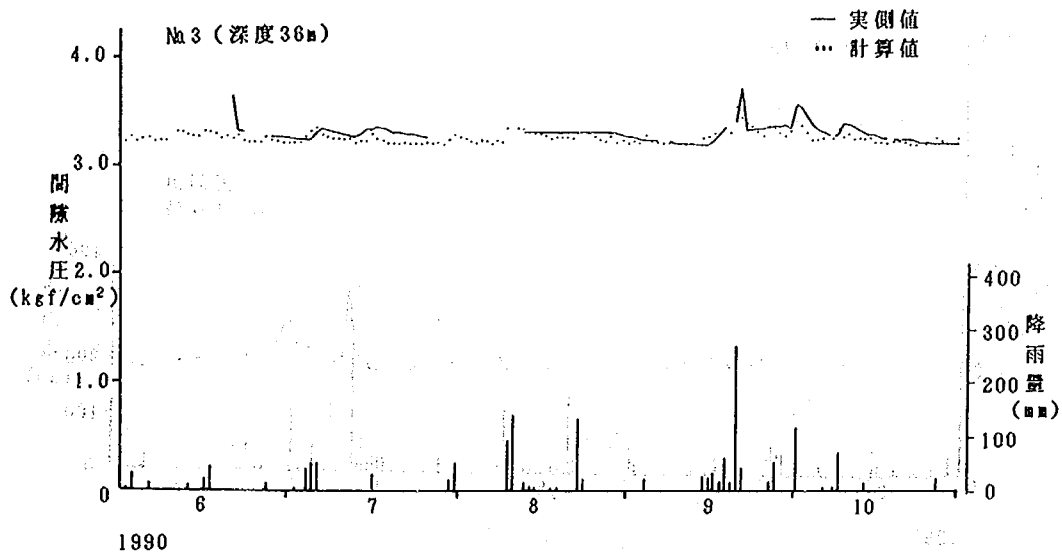
(2)式を解く場合に問題となるのが、さかのぼる時間 p をどの程度にするかである。一般的には、 p を増して行くと重相関係数は常に大きくなる。したがって、 p を増加させることが、意味のあることであるか否かを、何らかの基準を設けて見極める必要がある。ここでは(3)式による自由度二重調整済み寄与率 R^{*2} を用いて、さかのぼる時間 p と定数 m を決めることにする。

$$R^{*2} = r^2 - \frac{2np(1-r^2)}{(n+1)(n-p-1)} \quad \text{-- (3)}$$

ここで、 r ：重相関係数



施設施工前



施設施工後

図-2.6.2(a) 地下水排除施設の効果

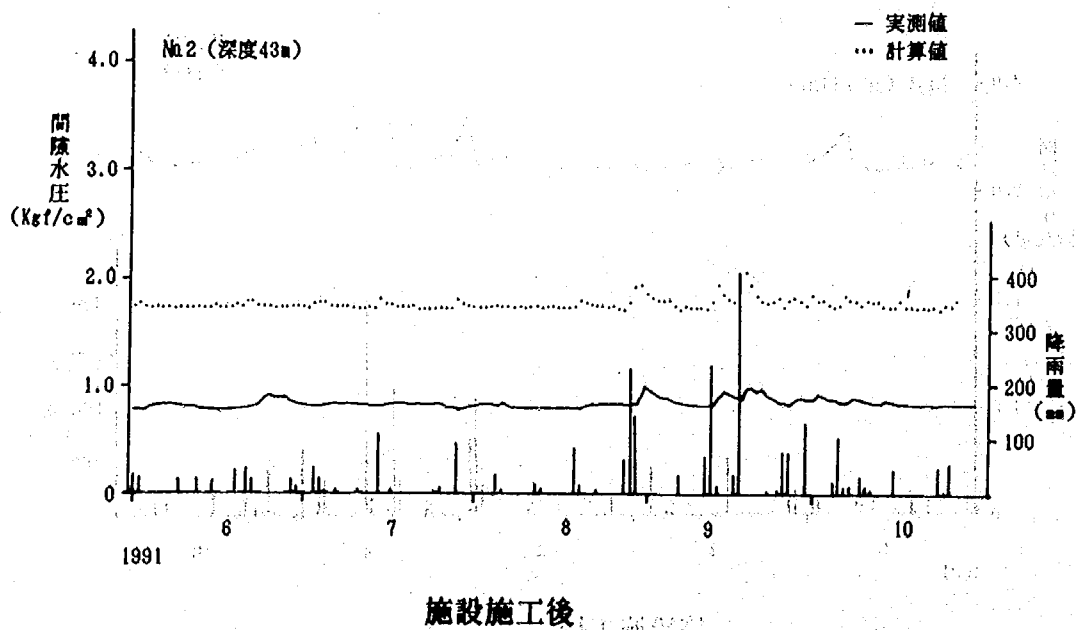
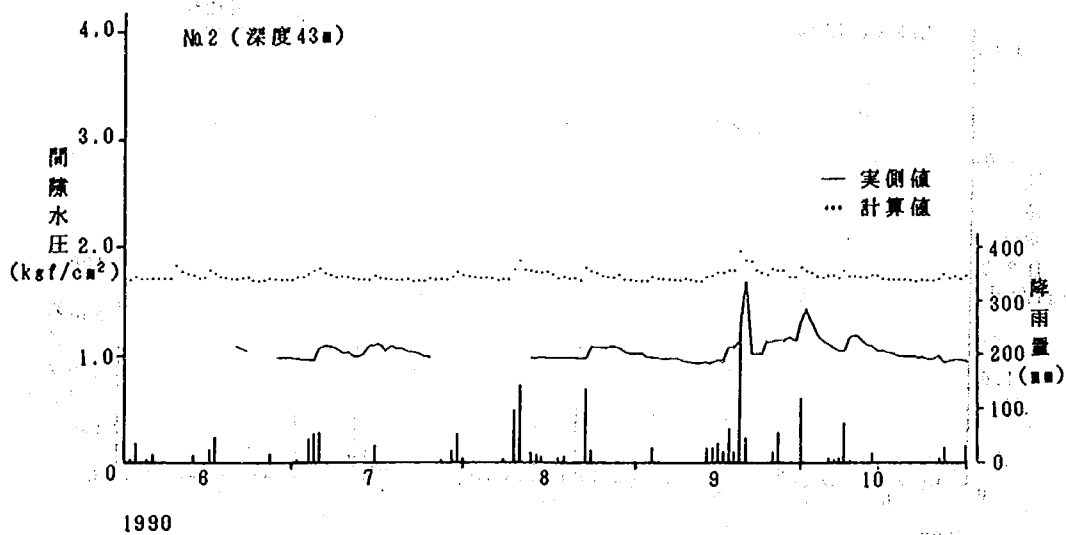
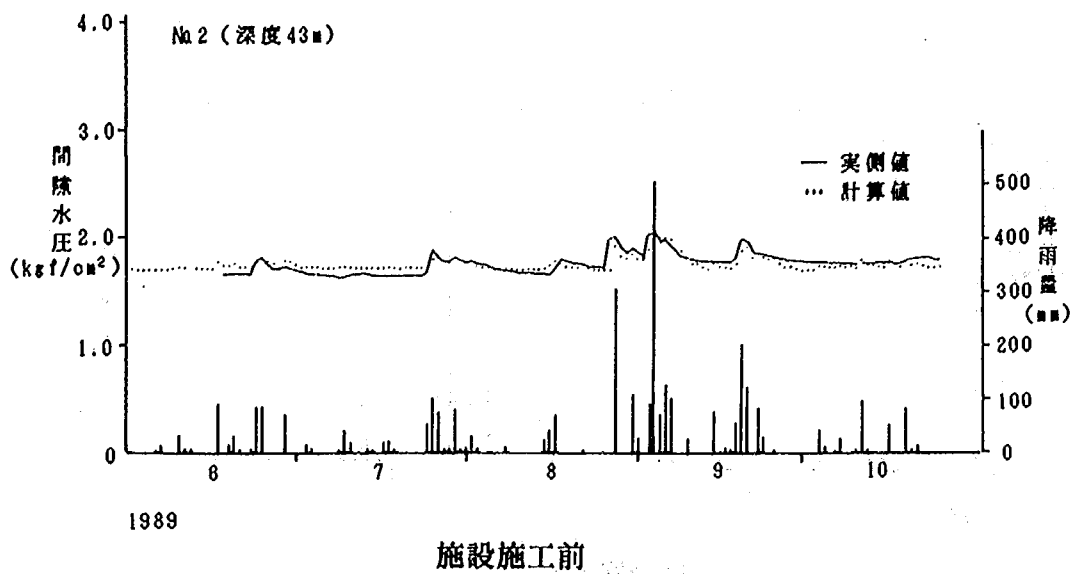
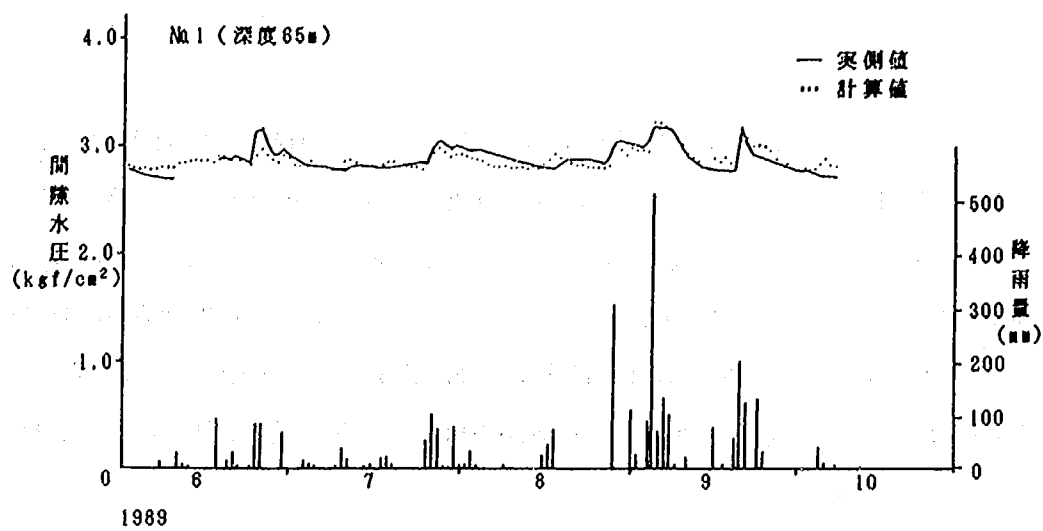
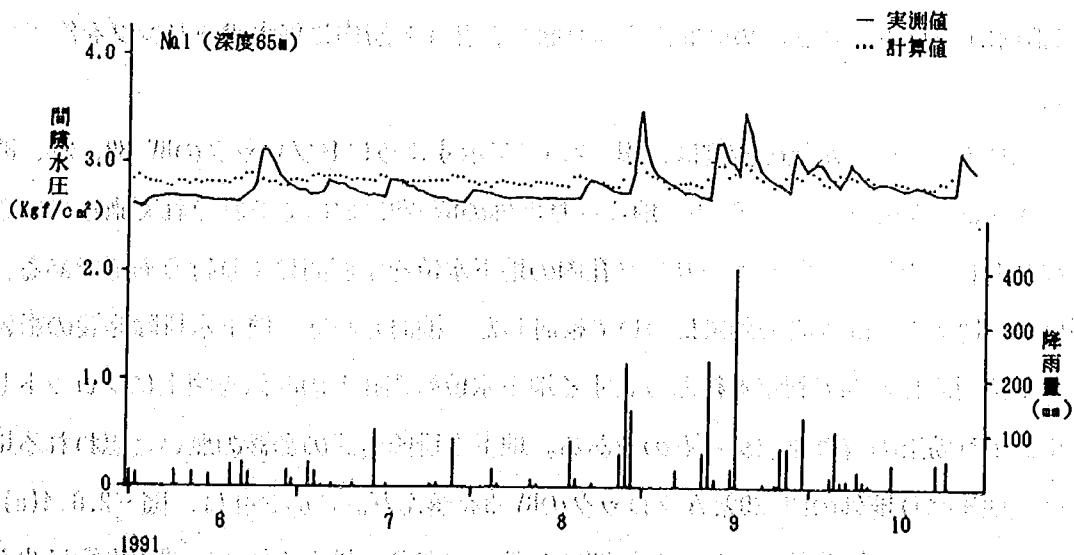
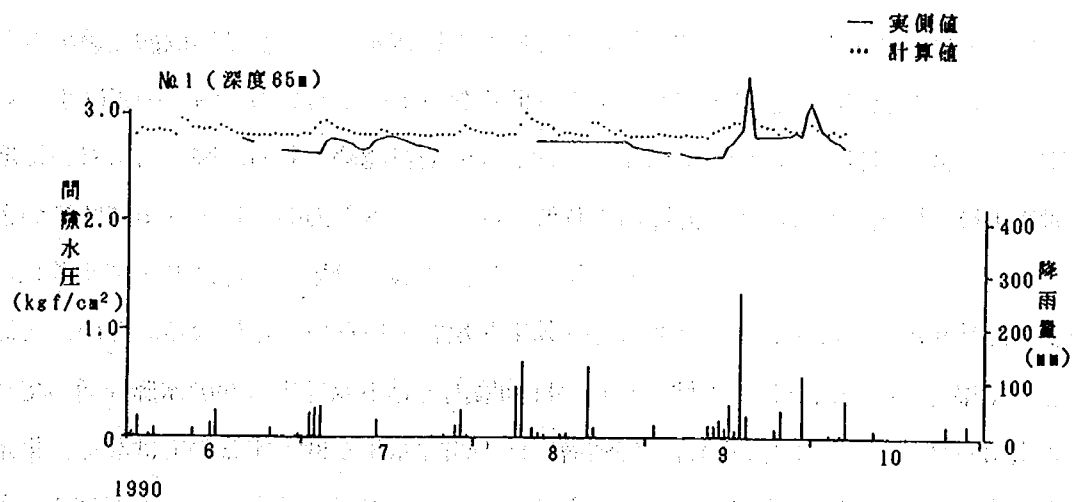


図-2.6.2 (b) 地下水排除施設の效果



施設施工前



施設施工後

図-2.6.2 (c) 地下水排除施設の効果

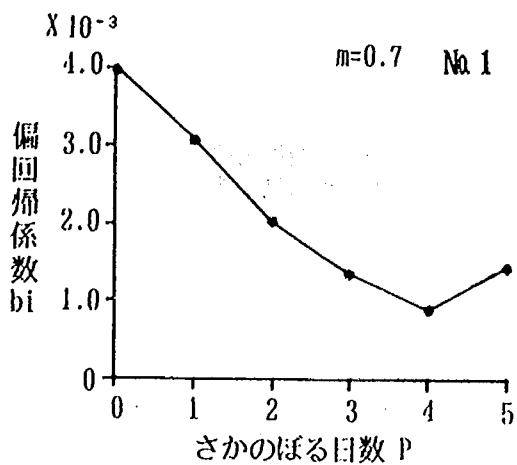
n : データ数

p : 説明変数の数 である。

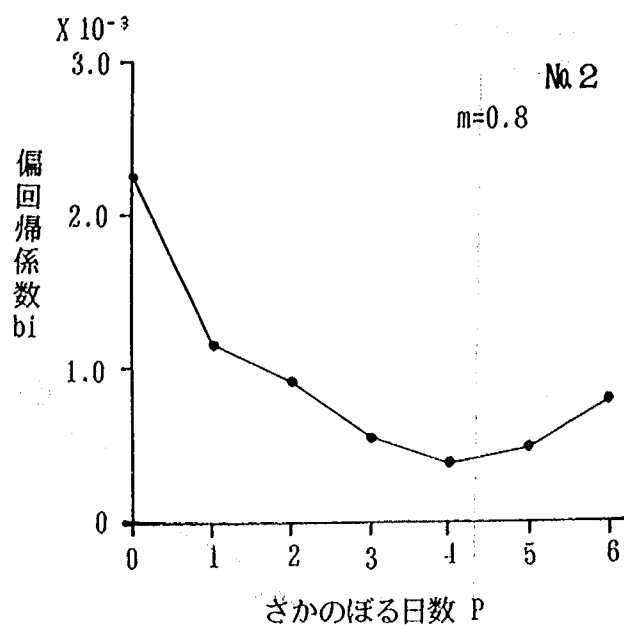
この方法により、施設施工前の1989年6月～10月のデータについて降雨と間隙水圧との関係をモデル化した結果では、No.1（深度36m）については、さかのぼる日数 $p = 5$ 日、定数 $m = 0.7$ 、No.2（深度43m）については、さかのぼる日数 $p = 6$ 日、定数 $m = 0.8$ 、No.3（深度65m）については、さかのぼる日数 $p = 12$ 日、定数 $m = 0.8$ 、がそれぞれ得られた。図-2.6.3(a)、(b)、(c)には、さかのぼる日数 p と偏回帰係数 b_i との関係をそれぞれ示した。ここで、 b_i は(1)式から分かるように、降雨の影響度を表す。間隙水圧に対する降雨の影響度は、No.1～3ともさかのぼる日数が当日でピークを示す形状を成しており、降雨の影響が即時に出ることが分かる。

図-2.6.2(a)の深度36mについては、観測値と計算値が施設施工の前と後でほぼ同じような変化で推移しており、施設の効果は認められない。図-2.6.2(b)深度43mについては、施設施工後、観測値が計算値に対して低くなっていることが分かる。観測値と計算値とを比較すると、変動幅は観測値の方が大きくなっている。また、ピーク値では、観測値が計算値より低くなっているものの、両者の差は小さくなる傾向がある。間隙水圧の低下量は、基底値ではおよそ 0.7kgf/cm^2 前後認められる。図-2.6.2(c)深度65mについては、施設施工後に観測値が基底値で計算値より低くなっているものの、ピーク値ではそのような傾向は認められない。したがって、間隙水圧に対する地下水排除施設の効果は、深度43mで明瞭に現れているが、深度65mでは基底値でのみ現れ、深度36mでは効果が現れていないことになる。このことは、2.4.2間隙水圧観測結果で述べたように、本地すべりの移動層内の地下水は幾つかの水脈を通して流れていることから、集水ボーリングを施工した場合、移動層全体の間隙水圧が低下するのではなく、集水ボーリングを施工した層内のみの間隙水圧を低下させることを示すものである。したがって、当然のことながら、すべり面の間隙水圧を低下させるためには、すべり面の存在する層内に集水ボーリングを施工することが必要である。

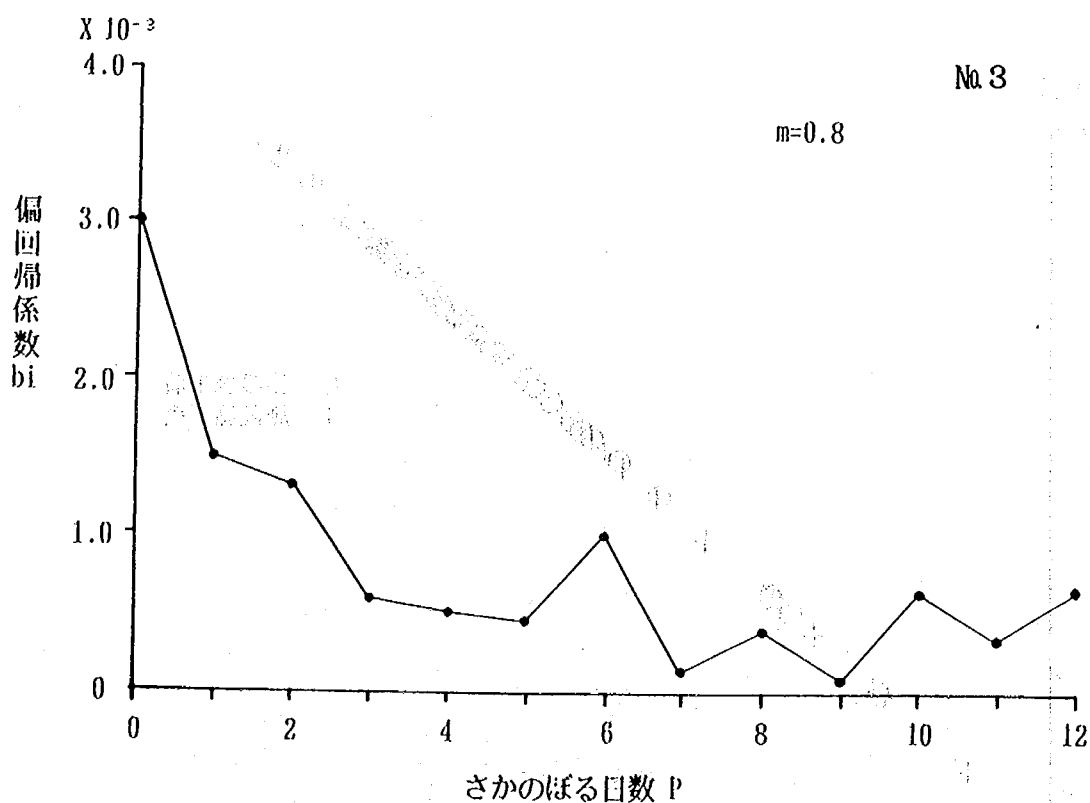
口坂本地すべりでは、地下水位の観測は、図-2.5.1に示すようにBブロックのBV-30、22、BV-23、27、24、28、25、AブロックのBV-3、5、6、9、地すべり地外のBV-29においてそれぞれ実施している。観測方法は、全行程ストレナ加工されたボーリング孔内の地下水位を手観測により行うものである。これらのデータを用いて、地下水排除施設の効果について検討した。検討方法は、地下水排除施設の影響が無いと思われる地下水位観測孔と効果判定を行おうとする地下水位観測孔との関係を図上にプロットし、施設施工前後の変化により効果の有無を求めるものである。地下水排除施設の影響の無いと思われる地下水位観測孔としては、地すべり地外のBV-29とAブロックのBV-3を選んだ。この2孔は、図-2.6.4(a)、(b)に示したように施設施工前後の観測値がほぼ同じ範囲で変動しており、地下水排除施設の影響は少ないと思われる。ここで、2孔を選んだ理由は、連続観測でないため観測日が一致する日が少なかったためである。なお、検討した期間は、観測値が得られている平成元年9月11日～平成3年1月22日である。BV-29と観測日が一致する観測孔は、BブロックとAブロックのBV-9であり、BV-3と観測日が一致するものはAブロック



(a)



(b)



(c)

図-2.6.3 偏回帰係数

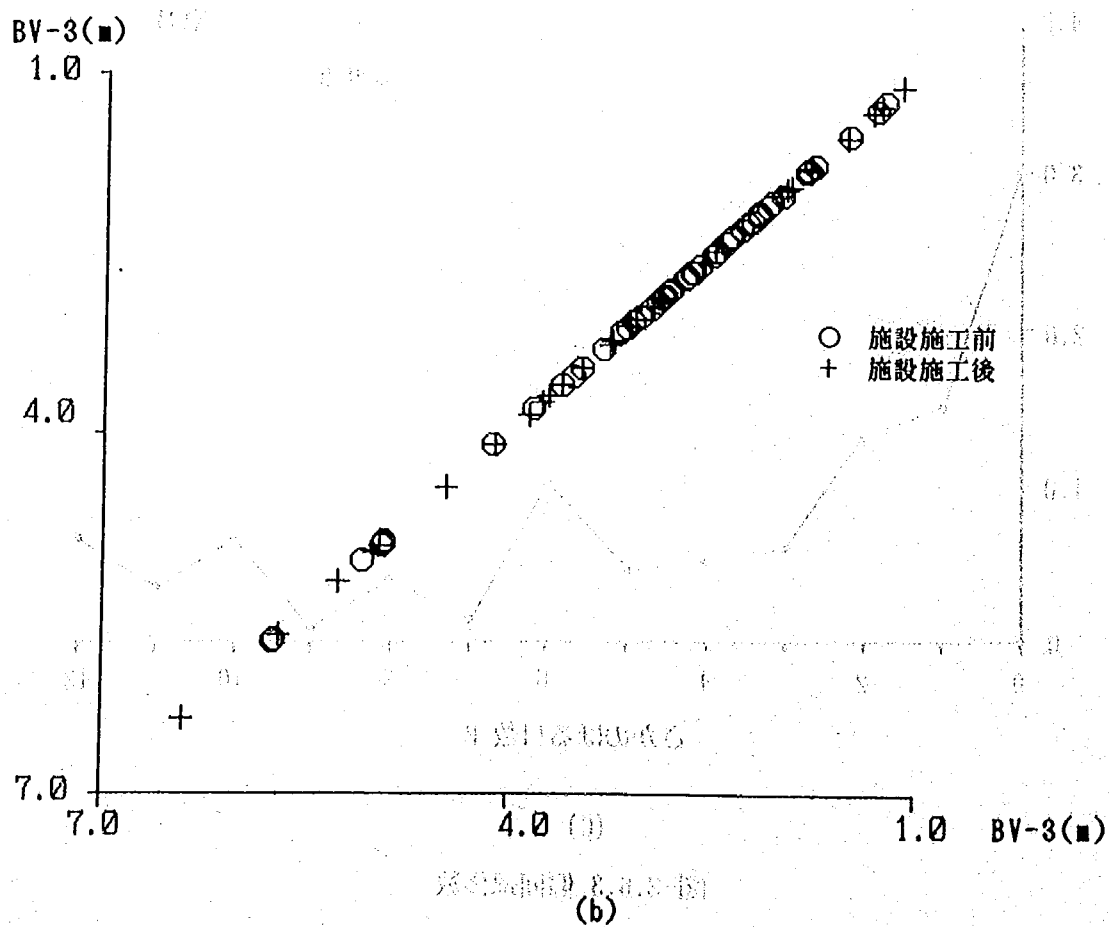
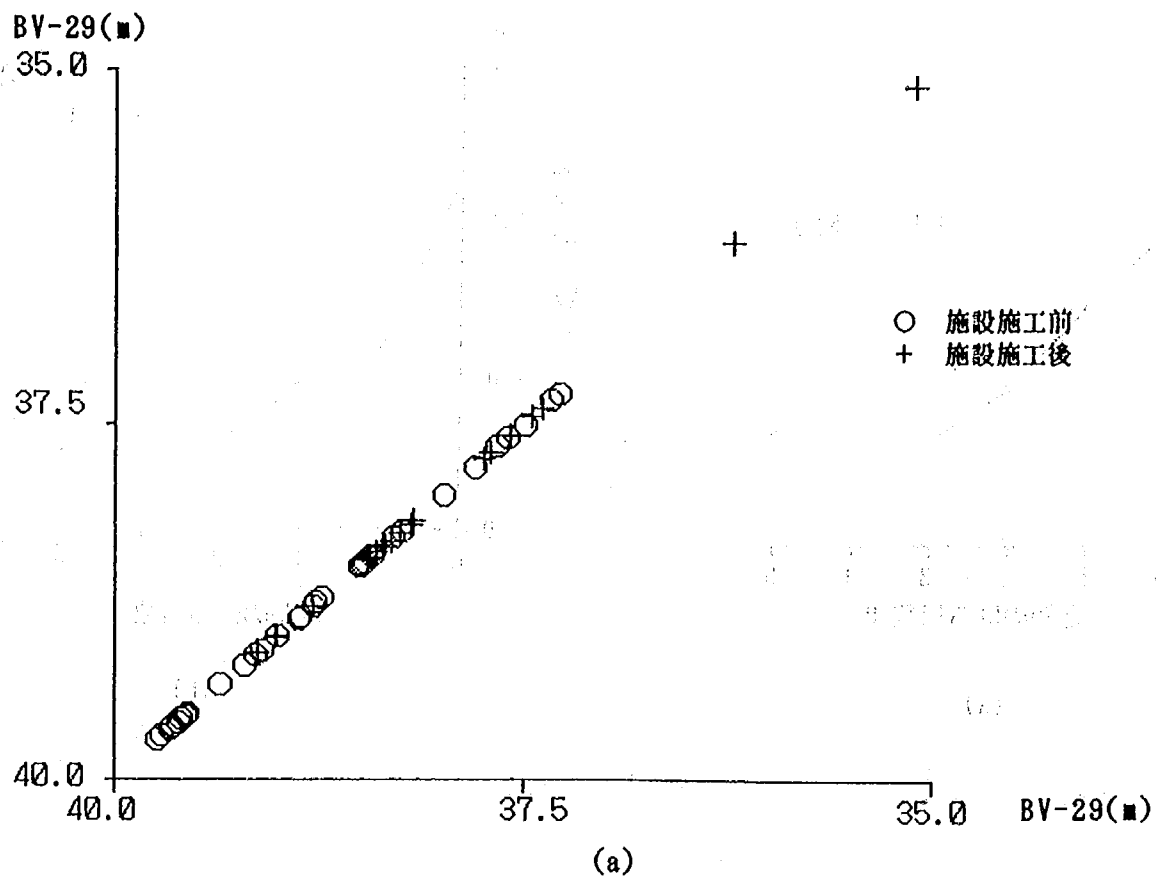


図-2.6.4 地下水位の変動幅

のBV-5、6である。

図-2.6.5(a)～(e)のBV-30、22、25、28、BV-5は、施設施工前と後の点が明瞭に分かれており、施設により地下水位が低下したことを示している。また、図-2.6.6(a)、(b)のBV-23、24は、データ数が少ないので明確なことは言えないが、地下水位が低下したと思われる。また、図-2.6.8のBV-27は、ほとんどの点が混在しているが、3点ほど地下水位の低下したと思われる点がある。しかし、図-2.6.7(a)、(b)のBV-15、6は、施設施工前後の点が混在しており、地下水位の低下は認められない。図-2.6.9のBV-9については、施設施工後地下水位が上昇したようになっているが、BV-9の変動幅が施設施工後極端に小さくなっていることから、観測孔に問題が生じたものと思われる。以上のことから、地下水排除施設施工による効果は、図-2.6.10に示すようにBブロックとA-2ブロックの中下部で認められた。しかし、地下水位観測孔は、全行程ストレナ加工されているため、地下水位は各透水層の合成されたものとなる。したがって、この方法では、必ずしもすべり面の間隙水圧が低下したとは言えない問題点がある。

3.まとめ

本調査は、静岡県静岡土木事務所が土木研究所に調査を委託し、地すべり研究室が昭和63年度から平成3年度までの4ヶ年計画で口坂本地すべり調査として地すべり調査を行ってきたものである。これまでの調査結果をまとめると、以下ようになる。

- (1) 口坂本地すべり周辺の線状凹地と地すべり・斜面崩壊との関係を検討した結果では、線状凹地は高度・地質帯に関係無く分布し、比高が大きく山体横断地形が凸形の力学的に不安定な山体頂部に多く存在することが分かった。また、線状凹地の存在する区間では谷の発達が悪く、しばしば化石谷（水流の跡が見られない細長い浅い谷）が認められ、その斜面下部に崩壊地・地すべり地が存在することが分かった。そして、線状凹地と谷の発達の悪い斜面の存在は、地すべり・崩壊の潜在的危険斜面を判読するひとつの手段になると考えられた。
- (2) 口坂本地すべりの移動ブロックは、現地調査及び空中写真判読の結果から大別するとAブロックとBブロックに分けられる。A、Bブロックにおける各部ブロックの移動の相互関係は、伸縮形の観測結果から判断すると、A-3及びBブロック末端部は崩壊地となっており一番移動が大きく、A-2及びBブロック中央部は、連動して移動していると考えられる。また、Bブロック頭部は明瞭な馬蹄形の滑落崖を有する一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、それほど深いすべり面を有するものではないと考えられる。それに対して、AブロックとBブロックに挟まれた頭部の領域は、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。
- (3) A-2ブロックに間隙水圧計を多段埋設し観測した結果からは、降雨に敏感に反応し、観測深度が深いにもかかわらず似た変化を示すことや移動層内の間隙水圧は静水圧となっていないことが分かった。また、移動層内の間隙水圧が静水圧分布をしていないにもかかわらず降雨に敏感に反応していること

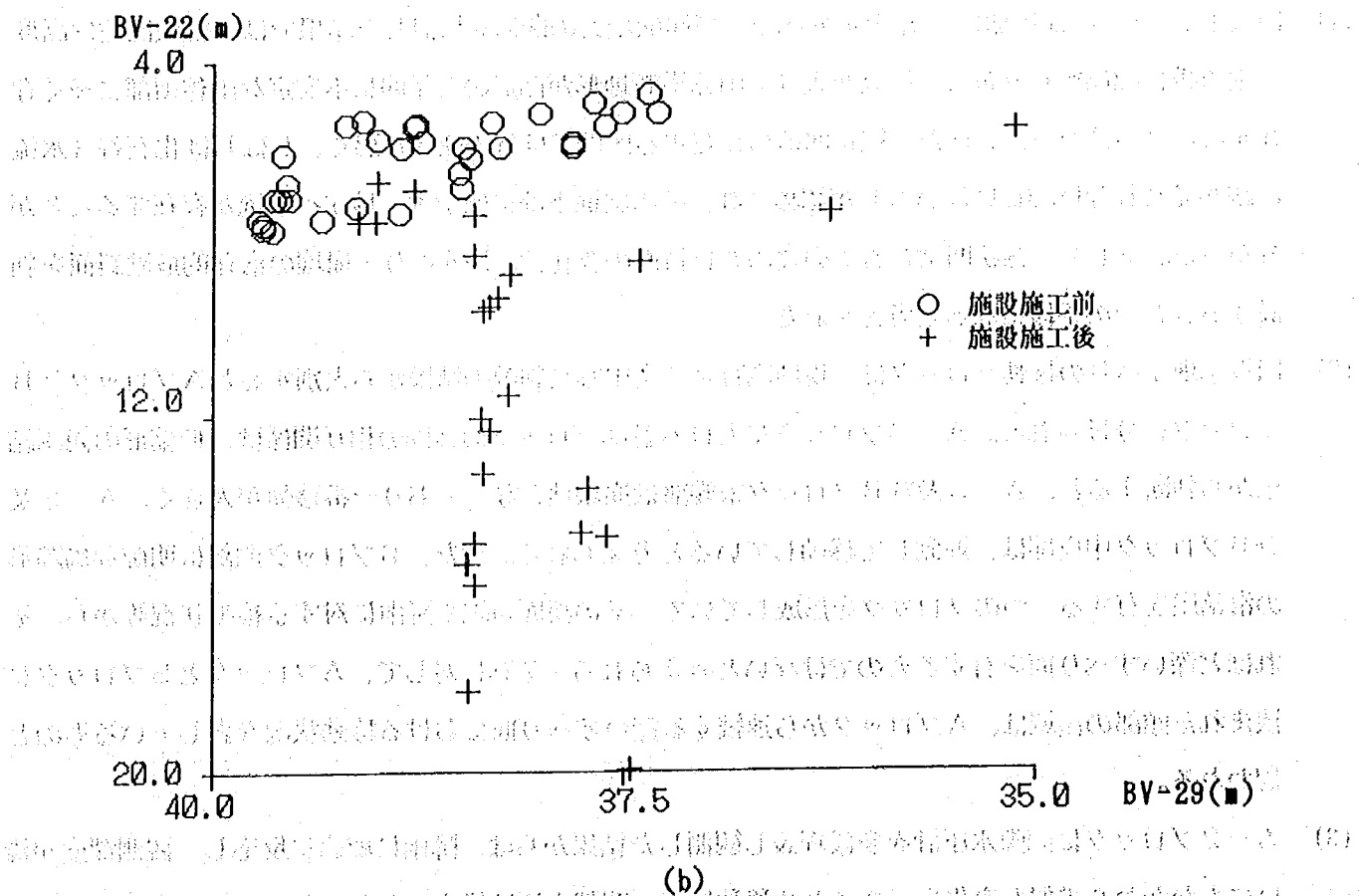
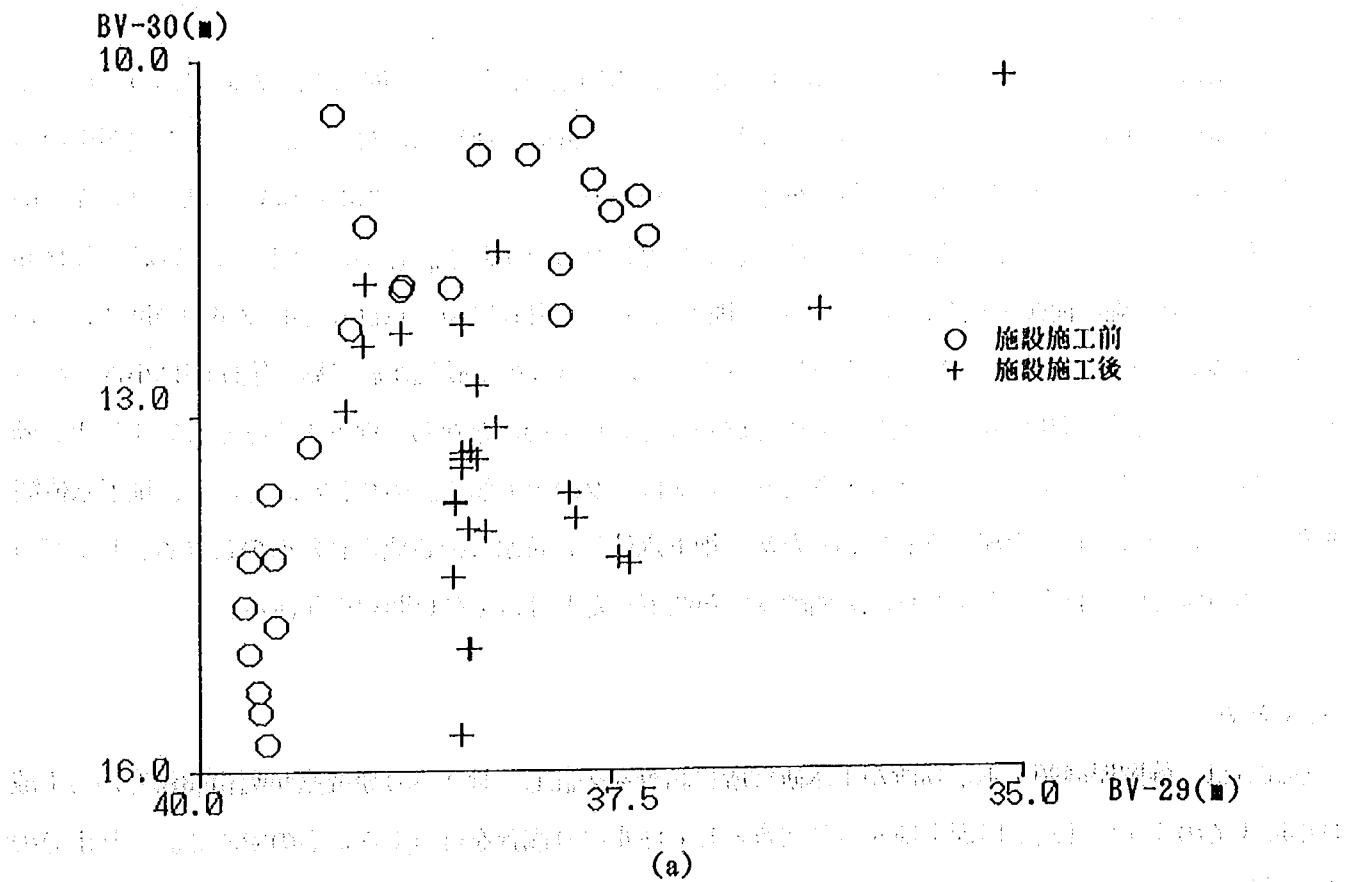
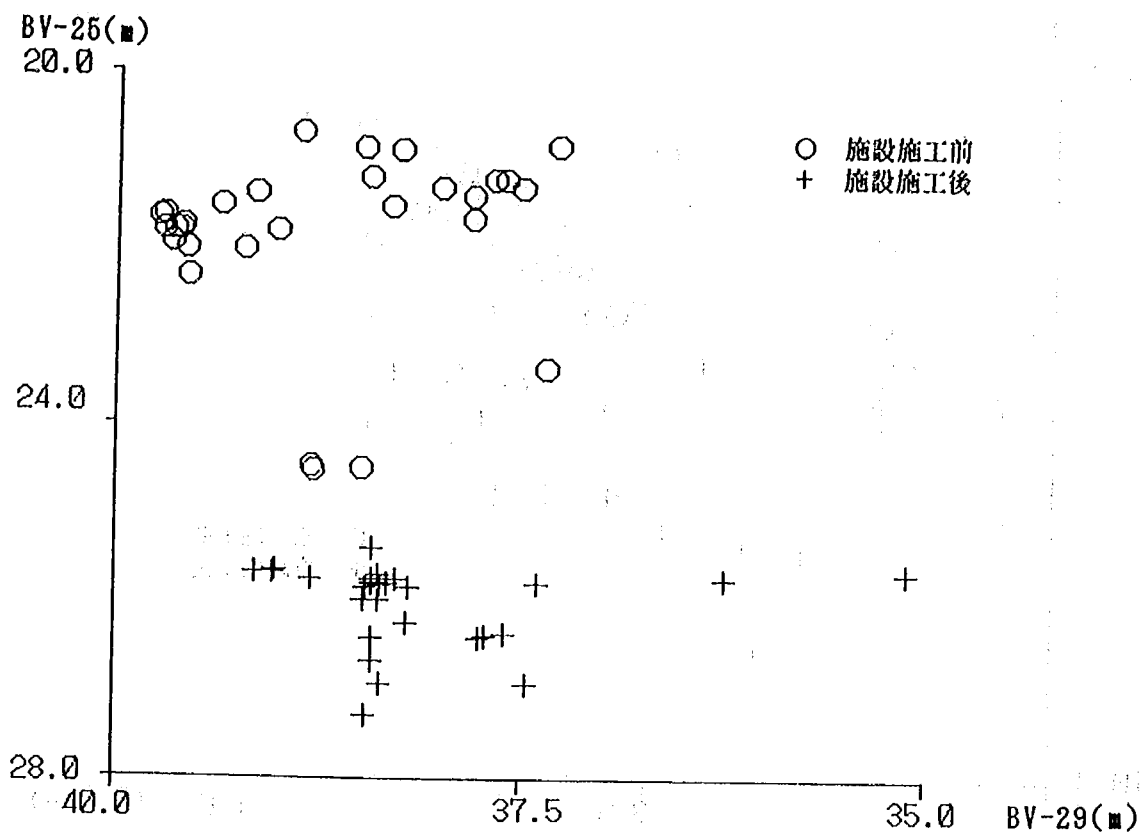
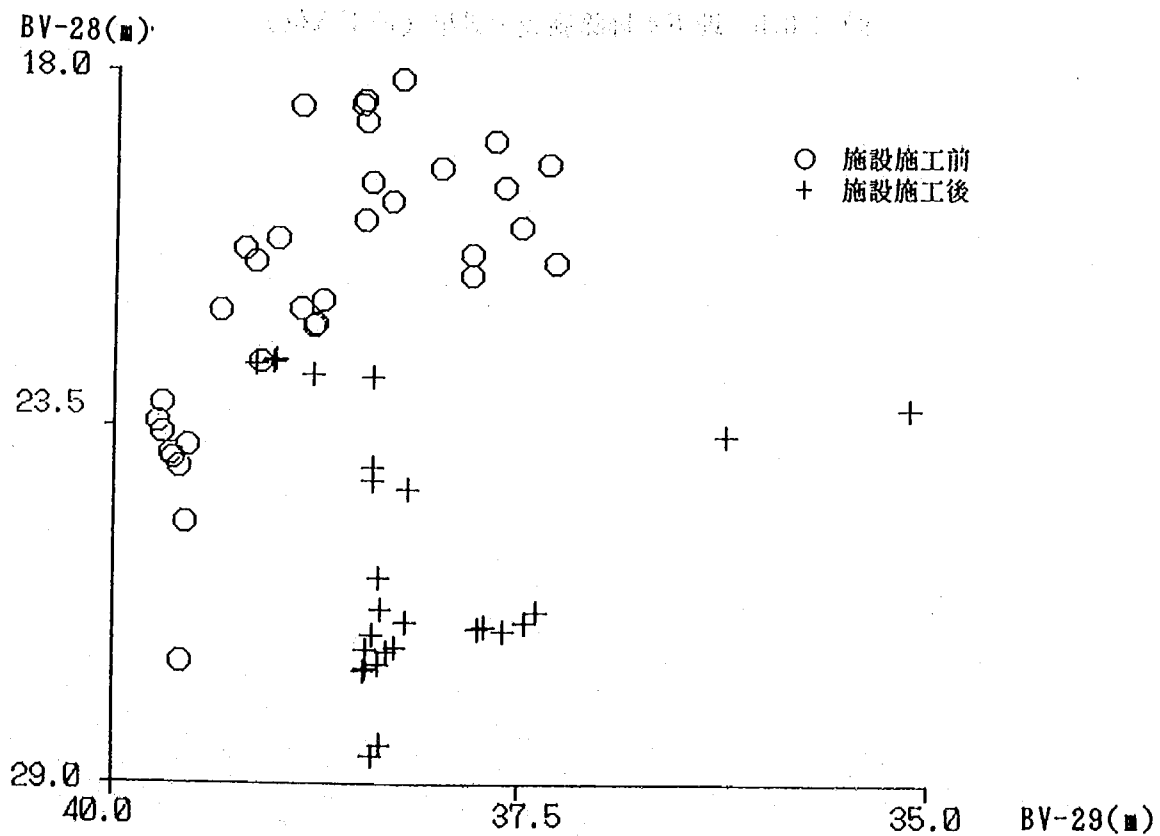


図-2.6.5 地下水排除施設の効果(地下水位)



(c)



(d)

図-2.6.5 地下水排除施設の効果（地下水位）

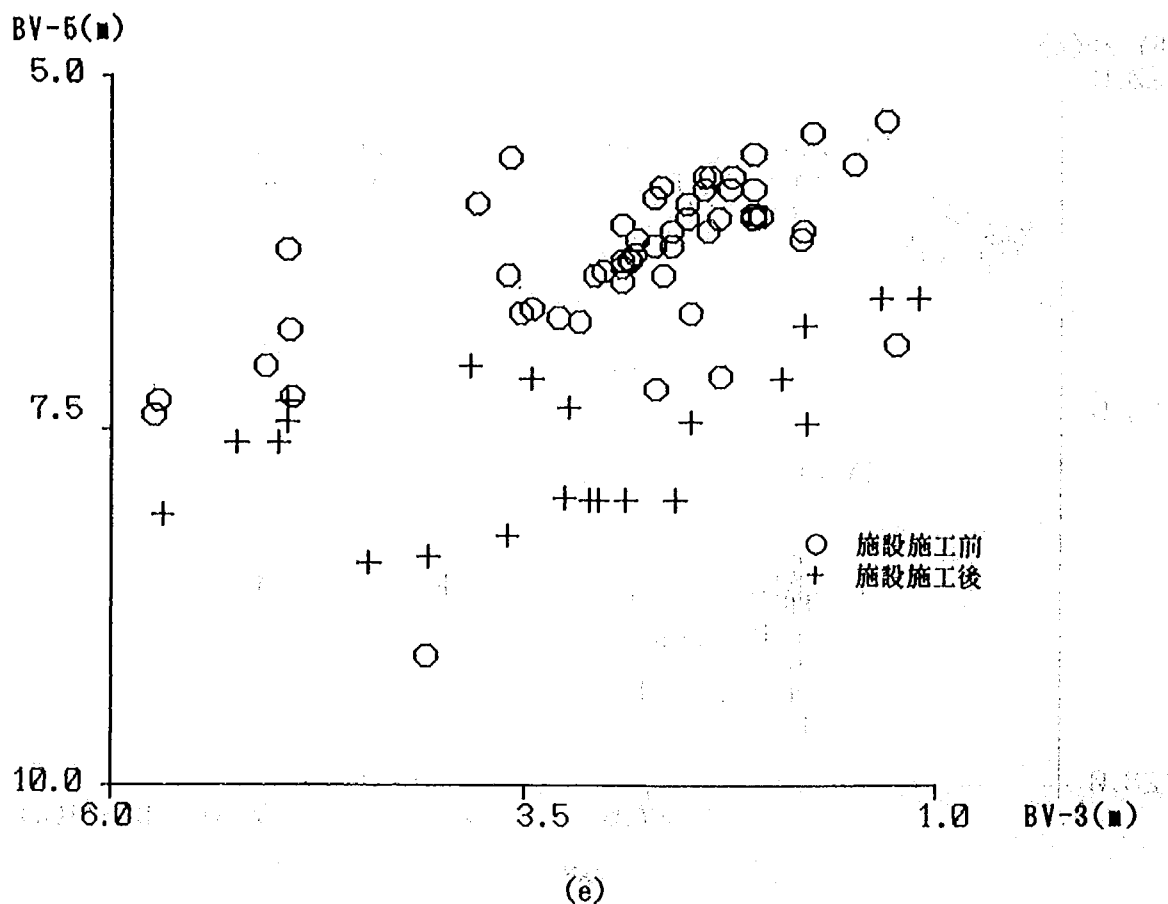
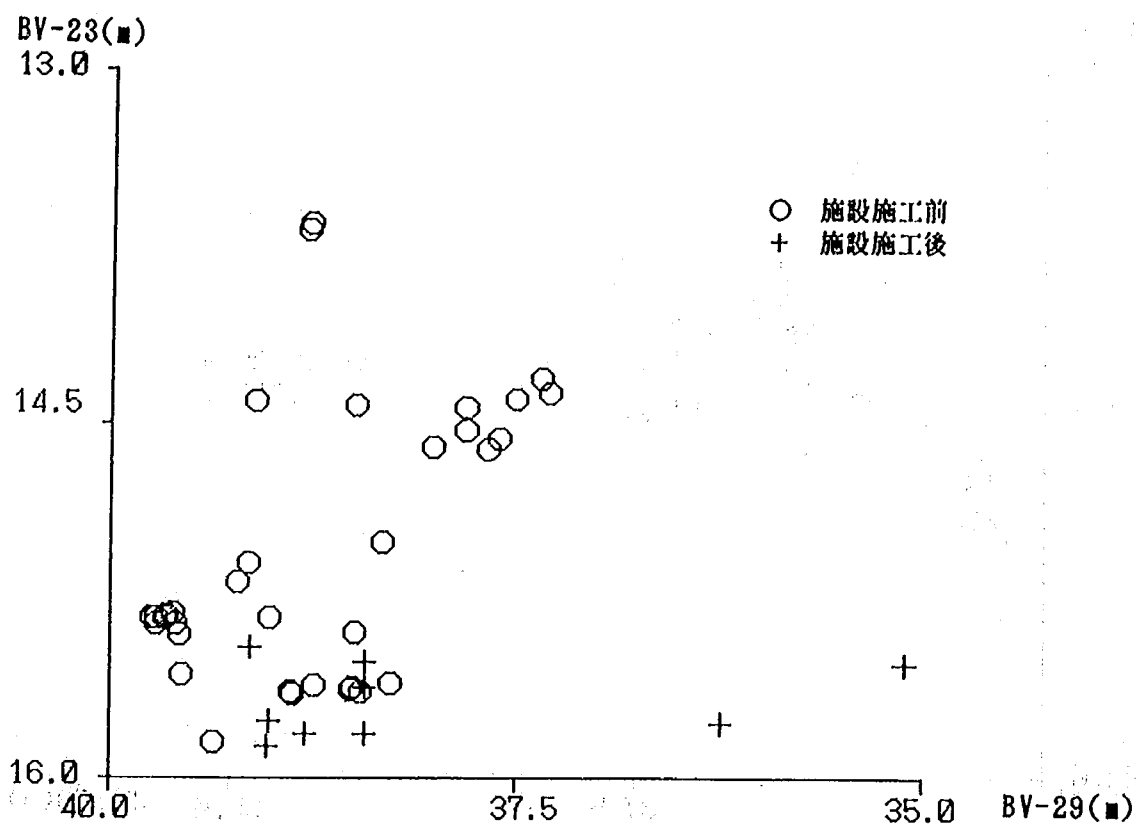
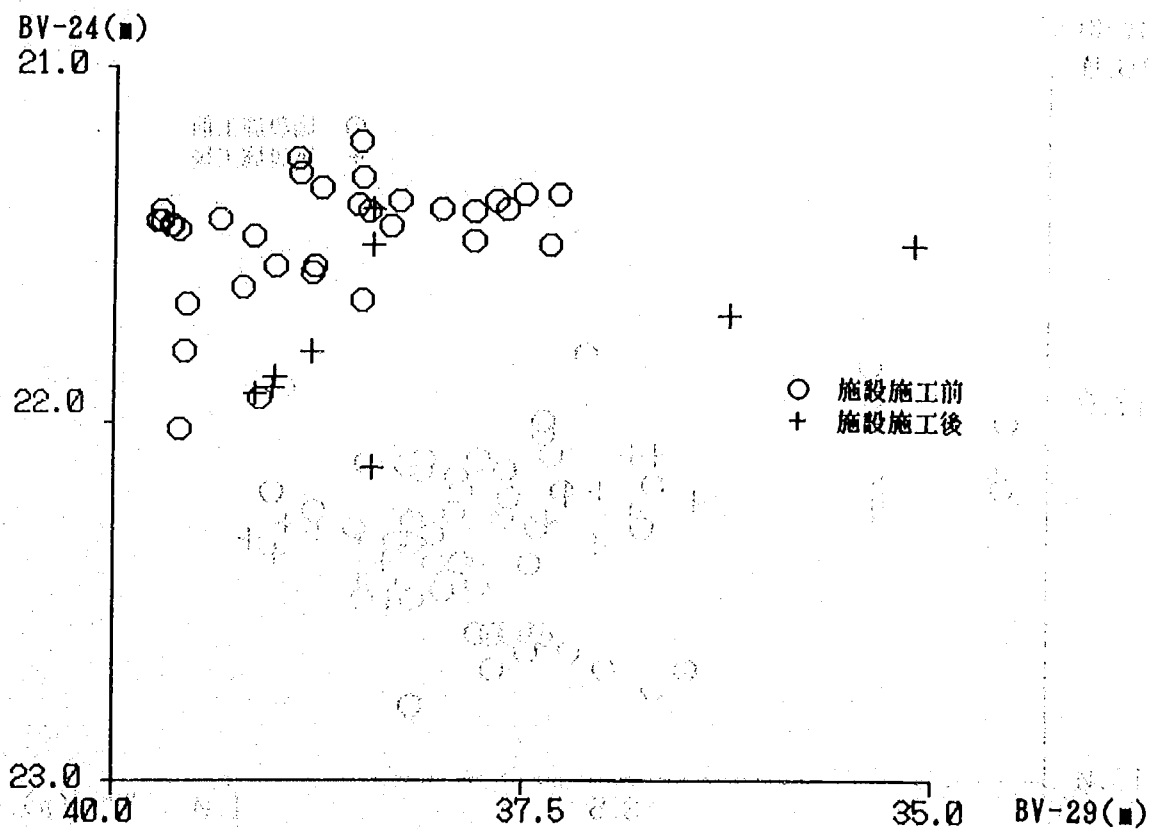


図-2.6.5 地下水排除施設の効果 (地下水位)

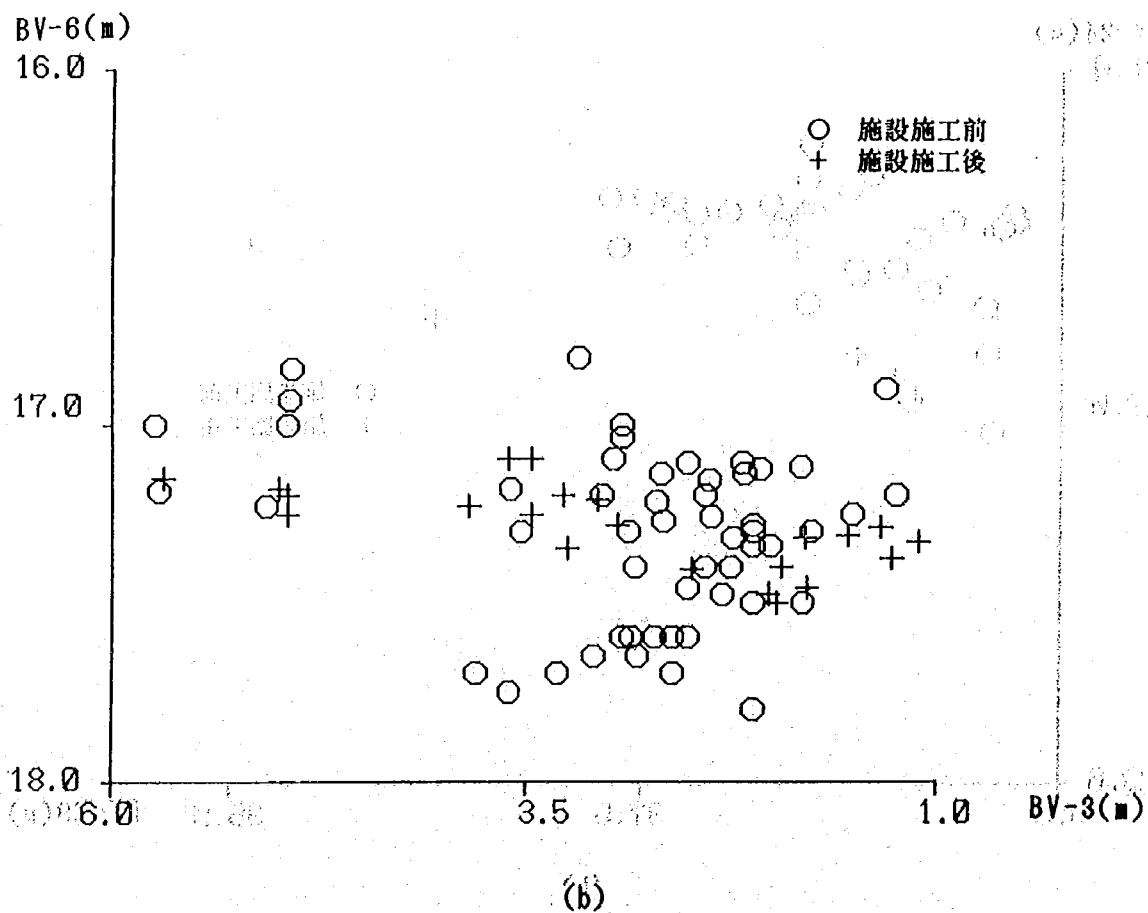
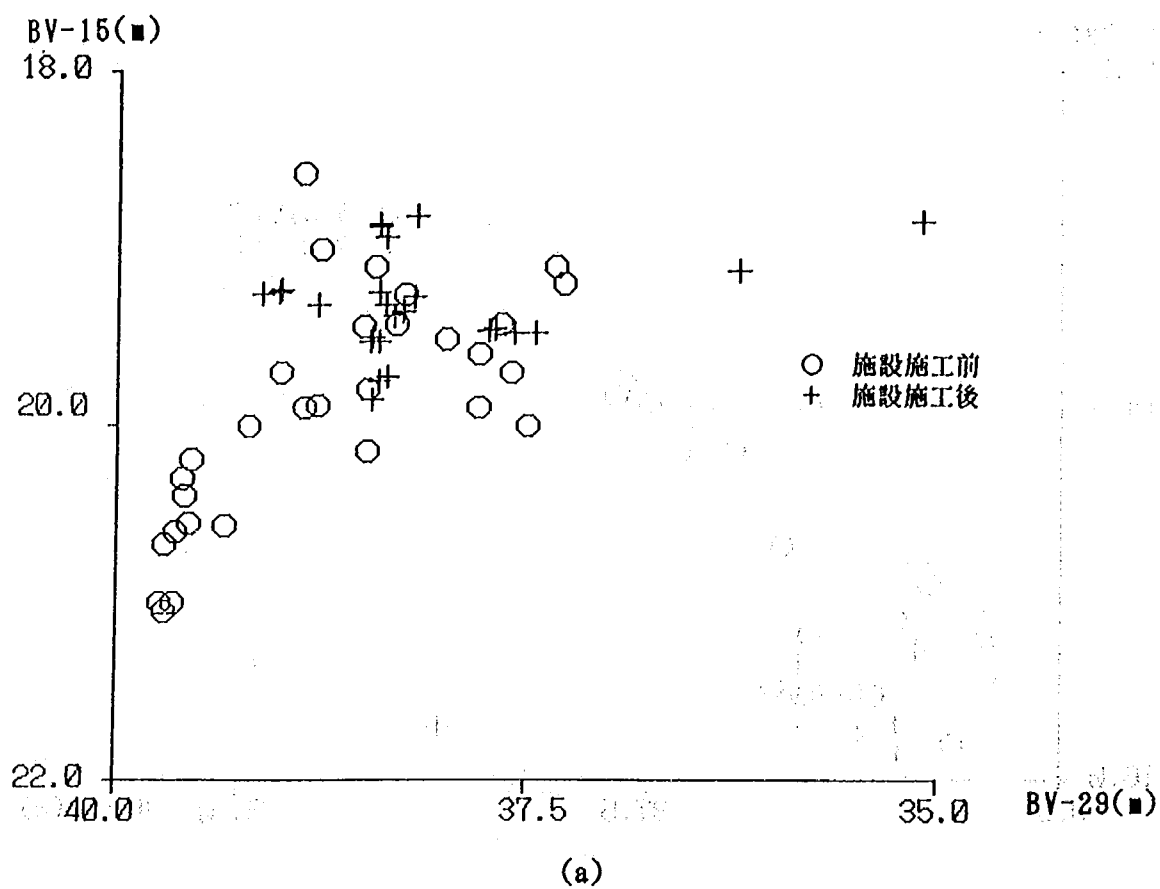


(a)



(b)

図-2.6.6 地下水排除施設の効果（地下水位）



(図-2.6.7 地下水排除施設の効果(地下水位))

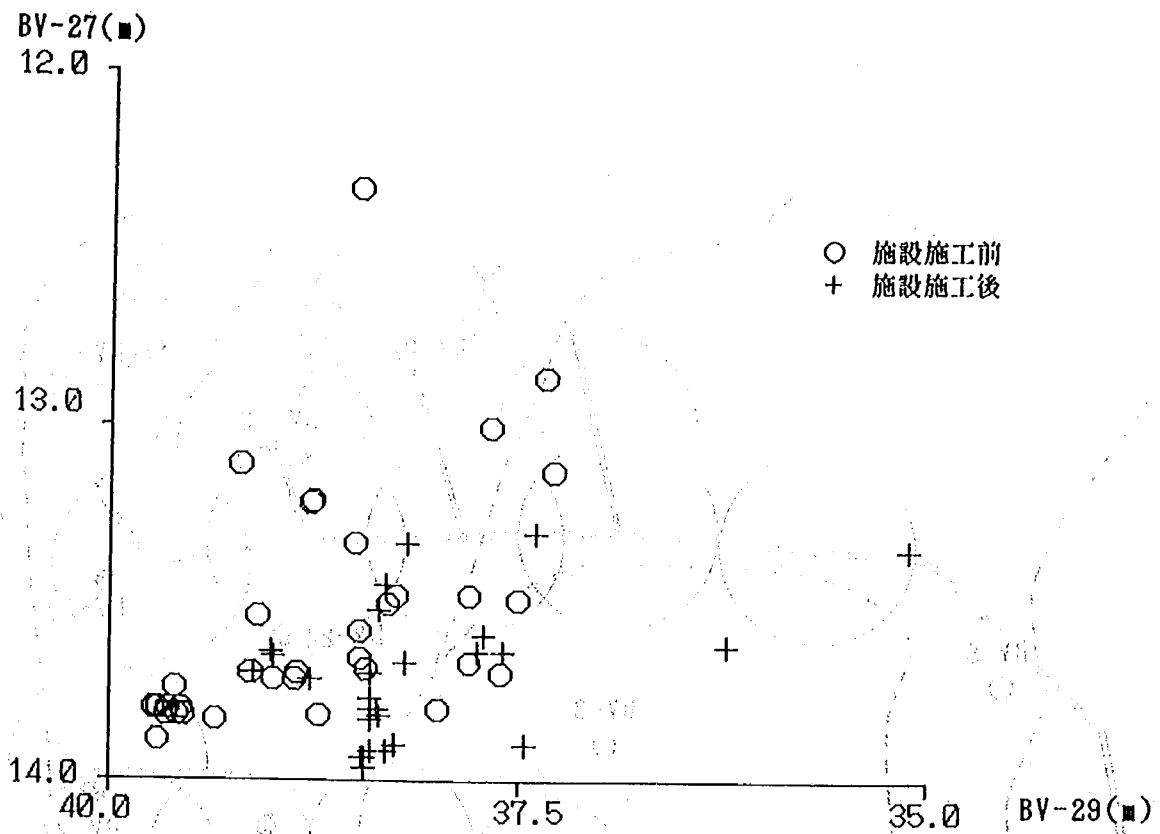


図-2.6.8 地下水排除施設の効果（地下水位）

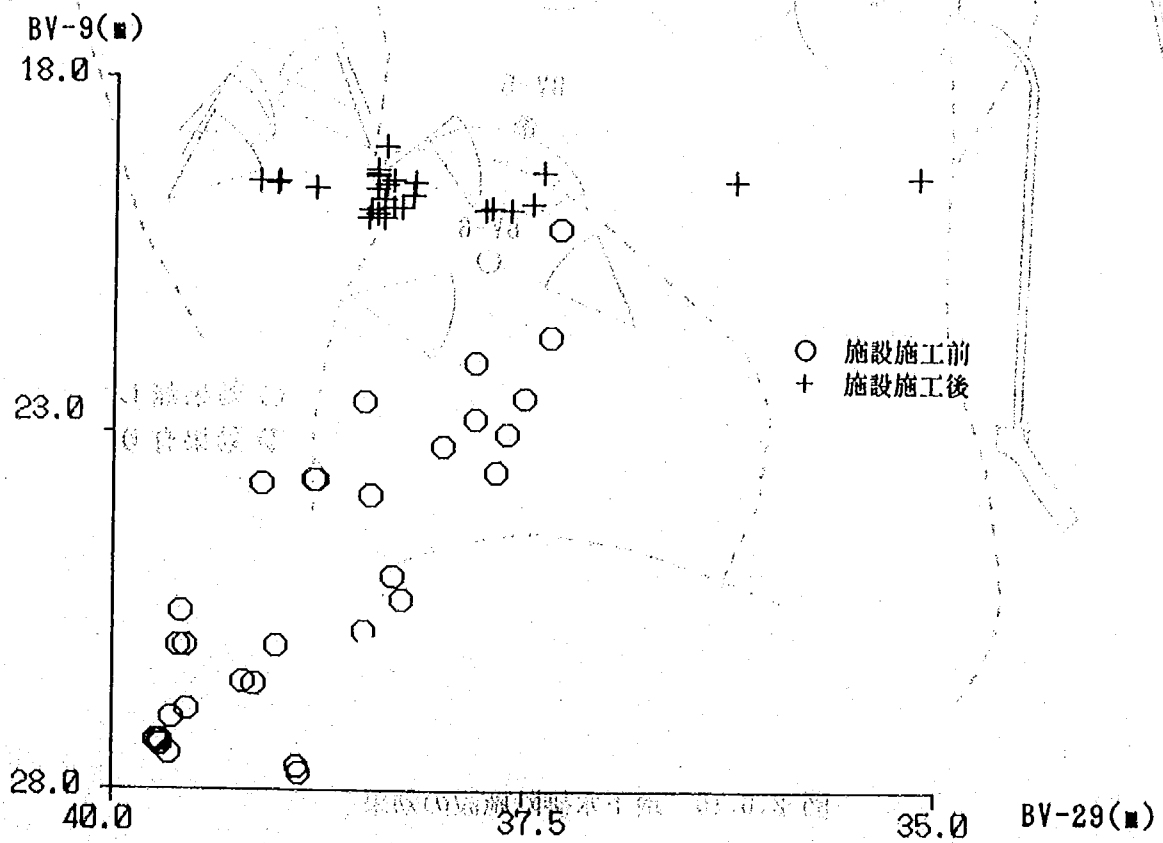


図-2.6.9 地下水排除施設の効果（地下水位）

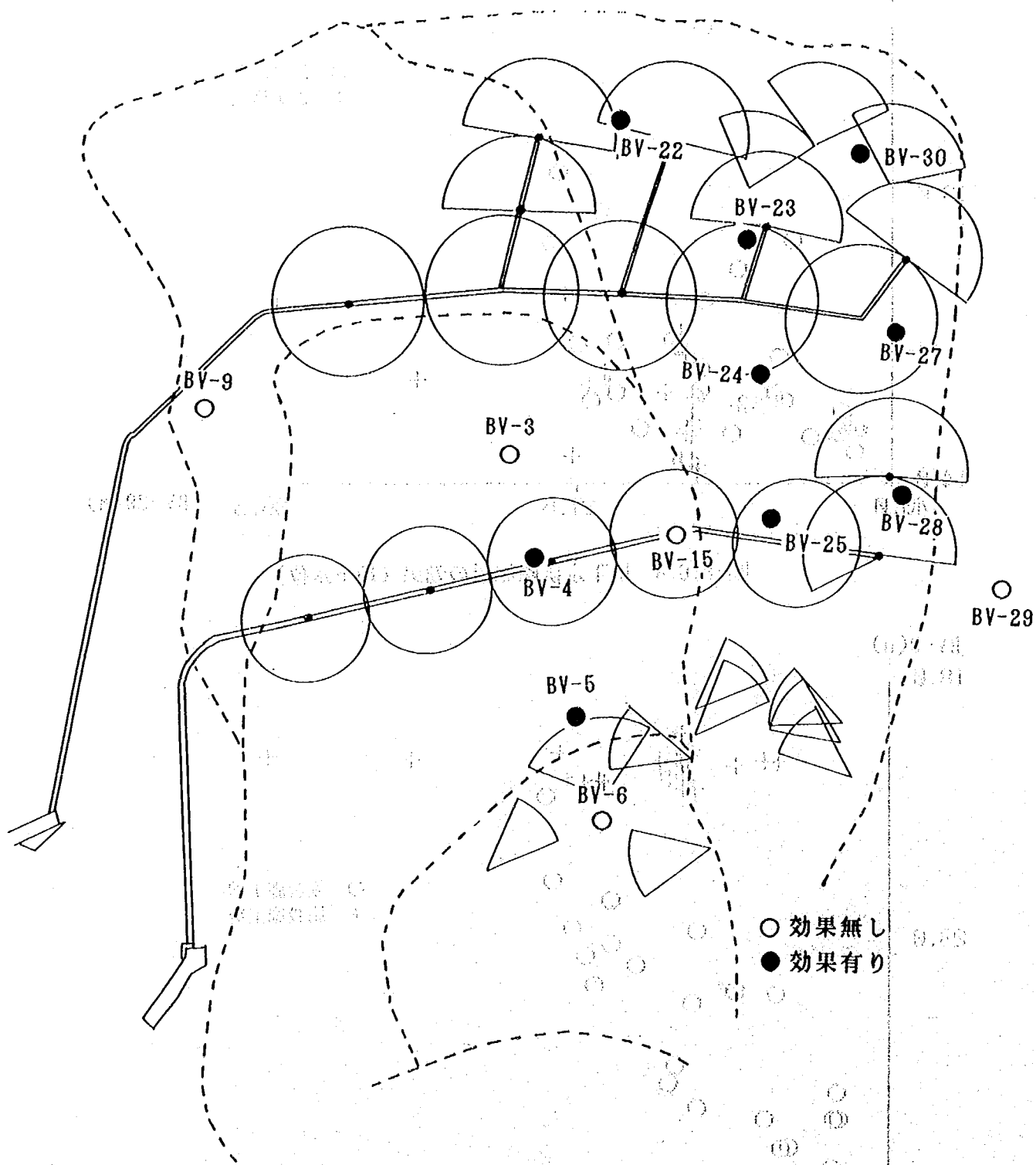


図-2.6.10 地下水排除施設の効果

(分本可取) 基礎の堅固な排水計画 8.6.8 図

から本地すべりの移動層内の地下水の流れが、鉛直方向の流れより横方向の流れによるものであることが考えられた。

- (4) 移動量は、間隙水圧の増大に伴い大きくなることが分かった。
- (5) 本地すべりの間隙水圧の変化を境界要素法を用いた飽和浸透流解析により検討した結果では、地すべり斜面上部地下水位の上昇によるすべり面の間隙水圧の上昇は、頭部からの距離により減衰するもののほとんど時間遅れを生じることなく地すべり下部斜面に伝達されることが分かった。
- (6) 本地すべりにおける間隙水圧の変化は、降雨量、気温等を有効地下水涵養にリンクさせた水文気象モデルと、有効地下水涵養を滞水層の地下水位にリンクさせた地理水文モデルとを考えた手法によりシミュレーションできる。
- (7) A-3ブロック末端部の崩壊地に露頭していた頁岩起源と考えられる黒色粘土についてリングせん断試験を実施した結果、残留強さとして $\phi_r=17.03$ 度、 $C_r=0.134\text{kgf/cm}^2$ が得られた。また、BV-2付近で施工された集水井内ですべり面を挟んだ試料を採取し、一面せん断試験を実施した結果、ピーク強さとして $\phi'=24.8$ 度、 $C'=0.120\text{kgf/cm}^2$ が得られた。
- (8) 残留強さとピーク強さを用いて、Morgenstern-Price法によりAブロックの安定解析を行った結果、安全率は1.0を下回る結果となった。この原因としては、土質試験のデータ数が限られていることや三次元的な評価では無いといった問題が考えられ、地下水位としてボーリング掘進中か、掘進後に観測された最高水位を用いたことに問題があると思われる。
- (9) 地すべり地内の地下水の流入流出経路を明らかにするために、地すべり地内のボーリング孔、地下水排除施設等から採水し、水質調査を実施した結果では、下段トンネル内の排水とW-1は深層地下水であり、他は浅層地下水または表流水に分類された。
- (10) 地下水排除施設の効果が伸縮計、間隙水圧、地下水位の観測結果にどのように現れているかを検討した結果では、降雨量と伸縮計の関係を月単位で整理した場合、施工開始後急激に移動が少なくなっていることが分かった。また、A-2ブロックに設置した間隙水圧計の観測結果により施設の効果を求めた結果では、間隙水圧に対する地下水排除施設の効果は、深度43mで明瞭に現れているが、深度65mでは基底値でのみ現れ、深度36mでは効果が現れていないことが分かった。その他、地下水位観測結果により地下水排除施設の効果について検討した結果では、BブロックとA-2ブロックの中下部で効果が認められた。

参考文献

- 1) 鈴木郁夫：赤石山地南部の線状凹地、式正英著、日本氷期の諸問題、pp.112~123、古今書院、1975
- 2) 檜垣大助：飯豊山地稜部の地形について、東北地理、29-4、pp.212~220、1977
- 3) 相場秀広：白馬岳北部におけるいわゆる“二重山稜”、日本地理学会予稿集6、pp.104~105、1974
- 4) 清水文健他：日本アルプス・野口五郎岳付近における小崖地形の成因、地理学評論、53-8、pp.531~

541、1980

- 5) Nemcok, A: Gravitational Slope Deformation in High Mountains、Intern. Geol. Congress 24th Session, Section 13, Engineering Geology, pp. 132~114、1972
- 6) 八木浩司: 山地にみられる小崖地形の分布とその成因、地理学評論、54-5、pp. 272~280、1981
- 7) Dwight A. Sangrey et al.: Predicting Grondo-Water Response to Precipitation、A.S.C.E. GE VI. 110、No. 7、1984
- 8) 下村忠一他: 猿供養寺地すべりにおける地下水排除施設の機能評価法の検討、地すべり、Vol. 27 No. 3、pp. 26~32、1990

[illegible]

State the number of the page to be filed.

[illegible][illegible][illegible]

本專輯「讀心」系列CD內容共分五輯，每輯包含多首由名樂師灌錄出的「心」系列CD內容，包括：

水干明神符の用は一、萬古水穀の肉水干とイ、御下、北方保壽、武、却病、養神、益壽、延、人、身、弱、之、候、御、神、符、

· 1997年12月1日 1997年12月1日 1997年12月1日 1997年12月1日

1. 無効な値 (0) が出現する原因は、上記の理由から、本プログラムでは、発生しない。 (0)

「 α 」を「 β 」に置換して繰返して頂くと、合致しない部分の箇所に矢印が指し示す箇所、及び、置換が
出来ず、置換の箇所が「 β 」に果敢と置換の出来ない箇所が、1箇所のみと有ります。この「 β 」が「 α 」に置換出来ない

作者地址：中国广东省广州市天河区岑村沙涌大街11号 广东工业大学 510640

總計：共計 10 個，其中 1 個為「臺灣省立美術館」，其餘 9 個為「國立美術館」。

[illegible]

● 試料の溶解と分析

2024-25

2701 3000會計 331-811.qq 無題圖書開本本冊 各處均有 鎮門2320瑞南鎮山后溪：大福本館 (1)

Y001 055-015.00 1-05 印刷機 5710-5 印刷機製造所 版 : (0) (0) (0) (0)

101.701-101.99 日本經濟學會“豐田博士”紀念論文選集：日本經濟 (2)

—126— 第 4 卷 第 2 期 2016 年 6 月 出版

口坂本地すべり調査報告書

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第3121号

平成4年6月(1992)

地すべり研究室室長 吉松弘行

主任研究員 檜垣大助

研究員 丸山清輝

新潟試験所所長 綱木亮介

要旨 本調査は、静岡県静岡土木事務所の受託調査として、昭和63年度から平成3年度まで口坂本地すべりにおいて、地すべり発生機構、対策工の立案、対策工の効果判定を行ったものである。

キーワード：地すべり，間隙水圧，効果判定

郵便はがき

41円切手を
はって下さ
い

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
砂防部地すべり研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第3121号

部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印