

第14回現地検討会

宮 沢 地 す べ り
蓬 平 地 す べ り

1986.9.11 ~ 12

主催 地すべり学会新潟支部
土質工学会北陸支部
新潟県地質調査業協会
地すべり対策技術協会新潟支部
新潟県建設業協会
後援 新潟県治山課・砂防課・農地建設課

目 次

I 宮沢地すべり地における地下水対策と その効果	1
II 蓬平地すべり，濁沢地すべり地での地下水の 挙動と土の力学的性質	27
III 蓬平地すべり災害の概要	39

序

このたび、第14回現地検討会を構造改善局所管宮沢地すべり地においてと
り行うことになりました。

現地検討会も会員及び関係者の御協力により、春のシンポジウムとともに
回を重ね、会員の知識交換の場として、又、地すべり理論、調査・対策技術
の高揚の場として意義ある役割を果たしてまいりました。

今回の現地検討会は、地すべり斜面の安定に重要な係わりを持つ地下水の
挙動、防止対策における地下水排除効果等を、主テーマに地区設定をいたし
ました。

宮沢地すべり地は県内では小規模の地すべりの部類に入りますが、単一地
すべりの形態と地下水の係わりにおいて、極めて特徴的な地すべりでありま
す。

未だ、地すべり機構の詳細な解明については十分とは言えませんが、今回
の検討の場で活発な御意見をいただければ幸いです。

なお、本検討会では宮沢地すべり地の他、建設省所管の蓬平地すべり地を
現地見学ルートに加え、当地区の地下水挙動に関する検討も併せ行うことにな
っております。

おわりに、現地の準備とともに、この貴重な資料の作成に御協力をいただ
いた長岡技術科学大学の小川先生はじめ、長岡農地事務所、長岡土木事務所、
明治コンサルタント(株)の関係各位に心より謝意を表します。

地すべり学会新潟支部

I 宮沢地すべり地における地下水対策とその効果

—— 長尺水抜ボーリング工の実施例 ——

齊藤 一夫[※] 倉本 春雄^{※※} 森 清広^{※※※}

1 ま え が き

一般に、地すべり対策の基本は地下水対策にあると言われているように、多くの地すべり地で有害地下水の排除あるいは間隙水圧上昇の抑制を目的とした種々の地下水排除工が採用されている。

水抜ボーリング工もそのひとつであり、集水井工等の構造物による工法に比べて、施工が容易であり、かつ安価であるため多用されている。

ここで述べる宮沢地すべり地における地下水対策工の実例は、地すべりを誘発させる被圧地下水の排除、あるいは水圧上昇の抑制を目的として計画された長尺（80～140m）の水抜ボーリング工の施工例である。

本工事では、長尺でしかも一部下向きにも計画されたため、その掘削工程の管理、孔曲り等について十分な配慮がなされ、既存調査孔の水位観測やパイプ歪計の測定などの観測作業を併行しつつ、工事効果を見計りながら施工された。その結果、抑制工としての初期の目的を十分達成し、地すべり移動の停止にいたるまでの工事効果が得られている。

本文では、これらの調査から対策工計画、施工および観測作業にいたるまでの一連の経過を述べ、地すべり防止工としての水抜ボーリング工の効用を改めて認識したことを報告する。

2 地形・地質の概要

2-1 位置および地形概要

宮沢地すべり地は、刈谷田川沿いの低地に発達した栃尾市街地の南方約2.0kmに位置し、栃尾・下田丘陵と呼ばれる開析の進んだ低い丘陵性山地の一面を占めている。山地は標高200m、刈谷田川からの比高50～100m程度であり、傾斜は8°以上15°未満となっている。

調査地付近では、北東側前面の刈谷田川沿いに沖積段丘面が広がり、それに直交して沖積面下に没する幾筋もの南西-北東方向の尾根や沢筋が発達している。

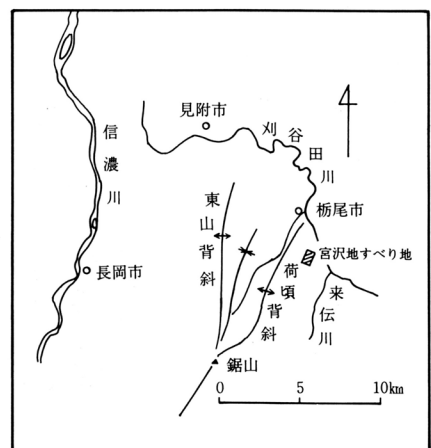


図2-1 位置図

※ 新潟県農地部農地建設課

※※ 新潟県長岡農地事務所

※※※ 明治コンサルタント(株)新潟支店

尾根筋は北西斜面で急傾斜，南東斜面で緩勾配となることが多く，ケスタ地形を呈している。

また，刈谷田川の右岸部一帯には広い河岸段丘が低～高位まで2～3段が明瞭に認められるが，左岸部では，それに対応するような標高で，稜線付近の高度がそろっていたり，小規模な平坦地形が発達したりするものの，右岸側に匹敵するような広い段丘面の分布はみられない。ただし，地すべり地周辺部では，段丘礫起源と思われる玉石や砂礫が点在することから，本来は右岸側と同等レベルで広範囲に段丘面が発達していたものが，その後の地形発展の過程で削剥されたものと考えられる。

2-2 地質的環境

地すべり地周辺の地質は，新第三紀鮮新世の浅海成堆積物と目される西山層の泥岩主体層で構成され，これを覆って表層部に段丘堆積物，地すべり崩土などが広く分布している。

西山層は塊状の暗灰色泥岩を主とするが，砂岩，凝灰岩などの薄層を挟在したり，含礫泥岩の分布もみられ，層理面を発達させる。

段丘堆積物は玉石混り砂礫として標高145～150 m付近に点在する小平坦面を形成するが，多くは2次堆積した崖錐であったり，地すべり崩土と混然化するなどして，分布範囲は不明瞭である。

また西山層の地質構造は比較的単調で，地層が南東側へ傾斜した向斜構造を示し，一般的な走向傾斜はN35～45°E，30～35°SEを有している。

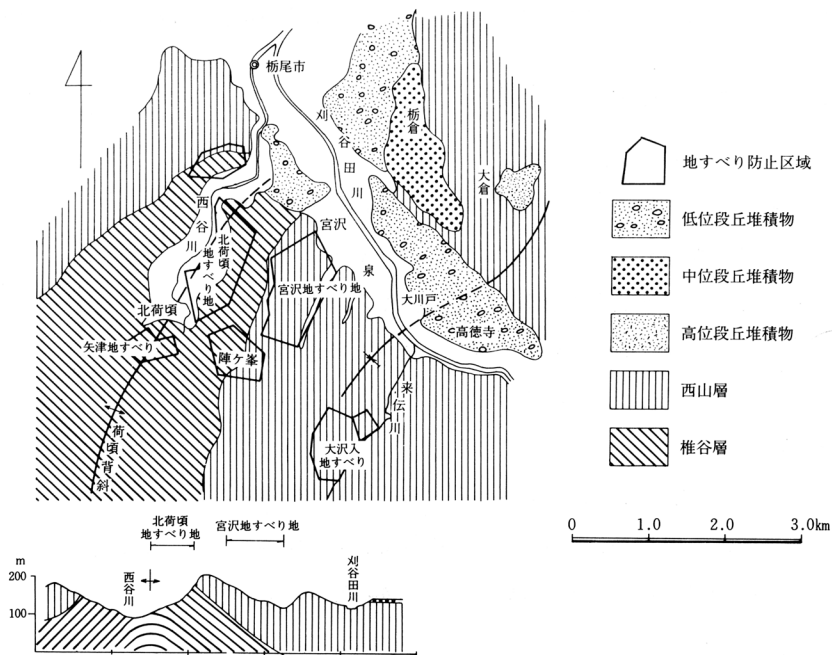


図2-3 宮沢地すべり地周辺の地質図

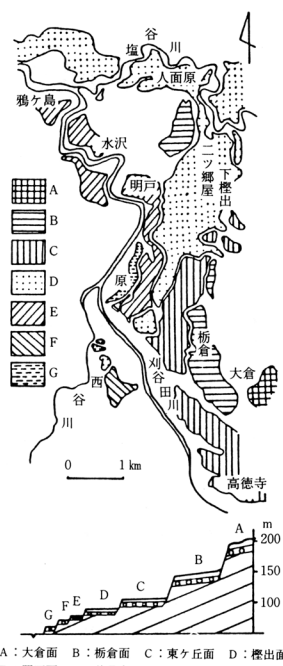


図2-2 枋尾市周辺の段丘分布 (1978: 地学ハイキングより)

S = 1 : 4,000



凡例

	不安定ブロック (移動ブロック又は、最近動いたと推定されるブロック)
	やや不安定ブロック (過去に地すべり履歴を有するが、現在は全体としての動きは予想されず、部分的に不安定であると予想されるブロック)
	安定ブロック (地すべり地形であるが、地形全体からみて、崩目に発生することはなく、現在は安定しているブロック)
	崩壊地や崩壊面(崖)を表わす
	不動地(西山層、泥岩・砂岩・含礫泥岩互層)
	地すべり崩土(崖礫も含む)と段丘砂礫が入り混る不均質土 (現在は安定している準不動地のみ区分)
	段丘堆積物(砂礫) (○は地すべり斜面内に残存する堆積物)
	地山露頭部とその走向傾斜
BV 50-1 	既存ボーリング孔
BV 58-1 	今回の調査ボーリング孔と断面線

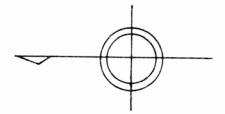


図3-1 地すべり状況図



Ⅱ 地区，Aブロック全景……脚部は隆起地塊，中腹は墓地として利用されるが，尾根の大開口亀裂から脚部まで長さ 250 m の大規模な風化岩すべり。
末端の沢は昭和54年に埋設暗渠水路として整備済。



① 地区Aブロック頭部の開口亀裂

左側は不動地の尾根，中央より右側が移動地。中央の溝状地は，地すべりの頭部開口亀裂の大規模なもので，開口幅約13m，深さ5～8m，延長100m以上に及ぶ。明治中期には開口幅1～2m程度だったというので，単純平均で年10～15cmの移動が継続してきたと思われる。



頭部落崖の南西端付近。

この付近より開口亀裂がはじまる。

右側が地すべり移動地塊。溝状の低地は，手前側から，右手奥へ湾曲して連続している。

3 地すべり地の概要

宮沢地すべり地は、刈谷田川左岸に位置し、標高 100～250 m の山間地であって、面積 0.67km²が防
止区域となっている。

3-1 地すべり状況と履歴

宮沢地すべりは、地形単位にして大略①～⑤の5地区に区分されるが、ここでは②地区Aブロッ
クを対象とする。

<地すべりの履歴>

Aブロックでは、明治時代の初期頃から緩慢な移動を継続してきたと言われている。地元の話で
は、明治の中期頃には、頭部尾根筋にみられる開口亀裂は人が飛び越すことができたと言ひ、開口
幅 1～2 m 程度であったと考えられるが、年々成長して、現在は幅10～15m、深さ 5～8 m (土砂
埋積)にもなっている。この亀裂の発達・成長は、ある時期に急速になされたというのではなく、
十分に認知できない程度の速度で徐々に開いてきたということから、単純平均で年10～15cmの移動
があったと推定される。これは昭和54年度から始めた移動杭観測結果とよく一致しており、冬季か
ら春先にかけて例年15cm程度の移動が認められている。

一方、地すべり地末端部に認められる隆起・迫り出し地形もその頃から発展した模様であり、脚
部の沢流路が、現在までに10～14m対岸側に押しやられたと言われている。

これらの地すべり移動にも拘らず、斜面中腹部は比較的安定した墓地として利用されていること
から、この地すべり移動の特徴は、大きな地形単元でそっくりそのまま、緩慢で、かつ間歇的に移
動を繰り返してきたと考えられる。

<地すべり変状>

斜面の地すべり移動は遅々とした慢性的な性質を有しており、全体としては春先の融雪期におい
て変状が目立つ程度であり、断続的に変状が累積進行する過程にある。

昭和56年度まで例年観察された主な地すべり変状は次の様である。

- (1) 頭部尾根の開口亀裂の拡大化傾向
- (2) 末端部の地塊状隆起現象および隆起地内にみられる溝状の沈降と亀裂の拡大化
- (3) 上部・中部を横断する農道に発生するブロック側部の局部的沈下
- (4) 中部を横断する農道の傾動化および相対的沈下と隆起

その他、末端部の水田面に発生する圧縮に伴う雁行亀裂群の発生など、毎年春先に顕著な地形変
状が認められている。

3-2 地すべりの規模と地下地質

地すべりの規模は、稜線付近の大開口亀裂を頭部にし、末端は隆起・迫り出しによる張り出し部
に至るまでの斜面長 250 m を有し、幅は頭部付近で 120～130 m、末端部で 150 m の範囲である。
傾斜は頭部付近で 20°、中～下部で 5～13°の緩斜面となっている。

図3-2に地すべり斜面の地質縦断面図を示す。

土質構成は、移動層として不攪乱の泥岩風化粘土や風化泥岩（N値50以上の堅硬岩も含む）が大部分を占め、いわゆる地すべり崩土は斜面表層の1～3m程度でしかなく、典型的な風化岩すべりの形態をとっている。

すべり面深度は、頭部で20m、中部で27m、下部で29mと深く、末端部の圧縮域では現河床面より20mもの深い位置から隆起していることが確かめられている。すべり面傾斜角は、斜面頭部ではほぼ地層の傾斜（ $\approx 30^\circ$ ）に沿って流れ盤型の形態をとるが、中～下部ではすべり面傾斜角 12° 程度と推測され、地層傾斜面とは斜交して、末端部で大きく回転・隆起するようである。

3-3 地下水状況

斜面内の地下水状況の特徴としては、中～下部域のすべり面付近に過大な被圧地下水が存在すること、さらに基盤の不動層内でも砂岩薄層が被圧帯水層を形成していることなどが判明している。

図3-3にボーリング掘削中の水位変動状況を示すが、被圧水頭は8月の渇水期にも拘らず地表面にまで達している。揚水試験でもこれらの深度で多量の揚水量が得られており、風化岩すべりを誘発する直接の原因がこれらの被圧水の賦存にあると見做せる。

斜面頭部では、砂岩層内でも水位は低く、わずかにすべり面付近で最高水位が得られる他は、顕著な被圧水は確認されていない。これは地形的にも予察されることであり、被圧地下水の賦存範囲は中～下部域に限定されるようである。

一方、移動層内では、砂岩挟在部や破碎質となる箇所地下水が集まりやすく、それらの箇所でもみち的な賦存様式を形成していると推定される。

3-4 移動特性

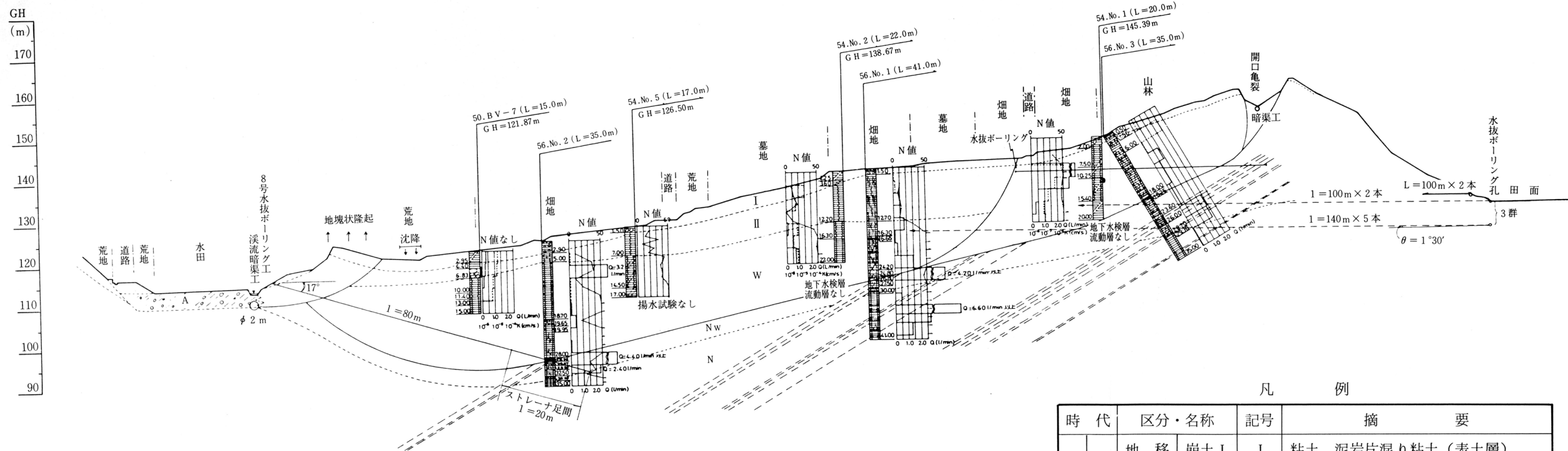
昭和54年度から56年にかけての移動杭観測結果から、当斜面の移動の特長を述べると次のようである。

- (1) 斜面頭部から中上部にかけての杭SP～C-5の変位は同一の移動ブロックによると考えられ、その方位は頭部尾根筋の大開口亀裂に直の方向となり、開口亀裂の拡大化をもたらす移動ブロックに関係する。その移動量は春先に大きく現われ（10～16cm）、他の期間では停止又は1～3cmの微動程度である。
- (2) 斜面中下部から末端部にかけての移動方向はやや左岸寄りとなり、上記とは別個の移動ブロックの特徴を示すと同時に、下部から末端部では融雪期のみならず、集中豪雨や霖雨期にあって独自の移動を示す。ただし、冬季～春先にかけては斜面全域で類似した移動量を示す。
- (3) つまり、斜面内では、頭部開口亀裂の直接の拡大化をもたらす移動ブロックと、中～下部にかけての方位がやや左岸側に偏向するブロックおよび末端部で年間を通じて変位するブロックの3つの移動ブロックに区分されるようである。ただし、移動量の絶対値のみから判定すれば、末端部を除き、全斜面が一体化して融雪期においてのみ間歇的に移動を繰り返していると言えよう。

尚、斜面中部 (BV 56-1) と下部 (BV 56-2) にパイプ歪計を設置したが、現在までは、確たるすべり面の検出と言えるほどのひずみ累積は認められていない。

いずれも、すべり面付近で $1800 \sim 2700 \mu / 2$ 年 (58年度) 程度であり、移動岩塊内部でもそれと同程度の累積値が得られるなど、不規則なひずみ変動をみせる。特に下部では圧縮域にあたるため、移動岩塊内で年間を通じてひずみがやや進行するようである。

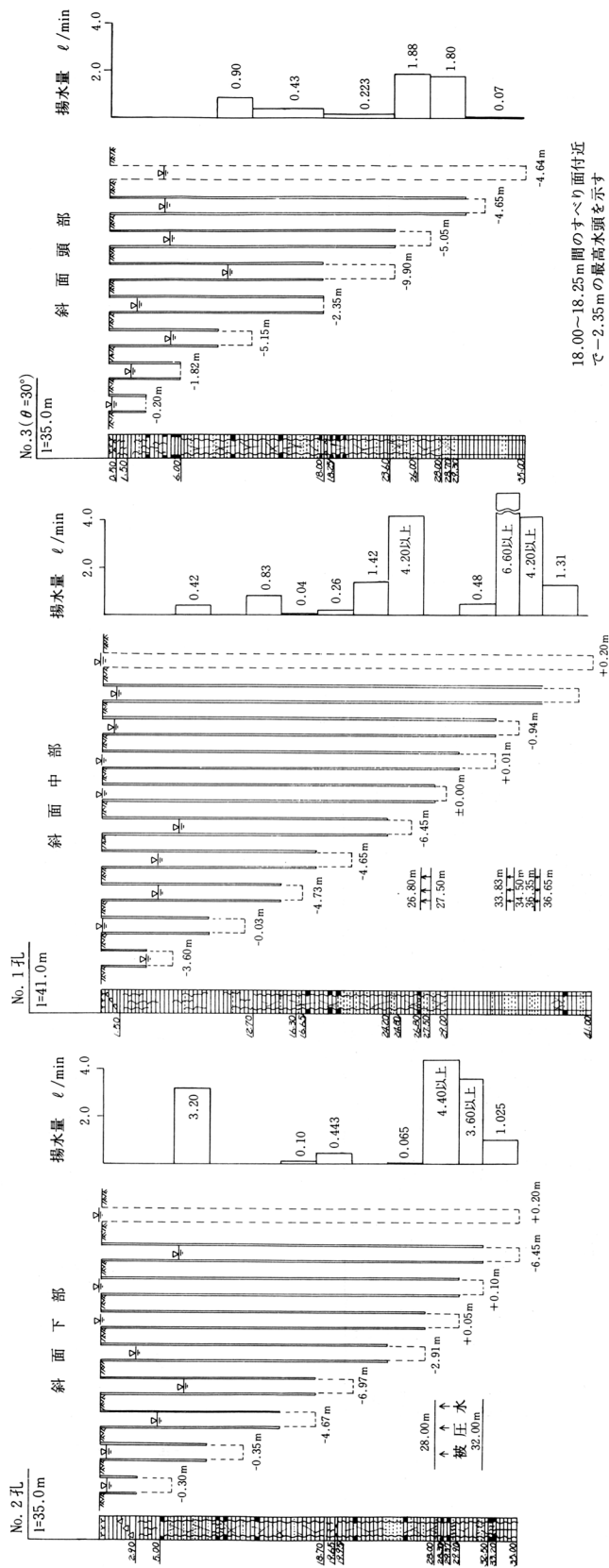
59年度までの観測結果があるが、特筆すべき結果が得られていないのでここでは割愛する。



凡 例

時代	区分・名称	記号	摘要
第四紀	地すべり層	崩土Ⅰ	I 粘土, 泥岩片混り粘土 (表土層)
		崩土Ⅱ	Ⅱ 泥岩風化粘土 (破碎泥岩)
		風化層	w 風化泥岩 (移動岩塊)
	河床堆積層	A	砂礫, 砂, 粘土
第三紀	西山層	風化岩	Nw シルト質泥岩主体層。薄い砂岩, 凝灰岩をはさみ, 層理面一部発達。
		基岩	N

図3-2 II地区Aブロック地すべり縦断面図

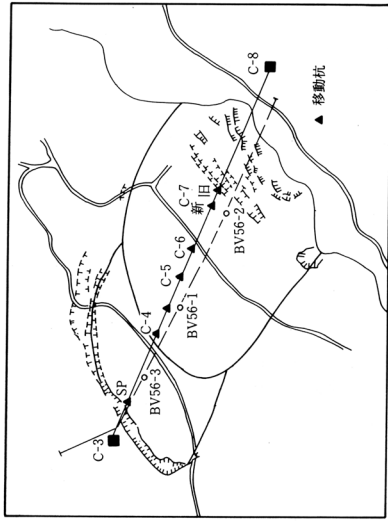


18.00~18.25m間のすべり面付近で-2.35mの最高水頭を示す

図3-3 掘削中の水位変動と揚水量

(長岡農地事務所提供)

測点	年月 S54		7月	9月	11月	S55		7月	9月	11月	S56		7月
	x	y				5月	5月				5月	5月	
C-3	x	0.000											
	y	0.000											
SP	x	22.710	22.699	22.695	22.713	22.863	22.863	22.860	22.894	22.896	23.016	23.031	23.031
	y	0.015	0.019	0.016	0.016	0.027	0.027	0.031	0.029	0.033	0.046	0.046	0.047
C-4	x	90.588	90.573	90.595	90.613	90.768	90.768	90.766	90.787	90.801	90.910	90.919	90.919
	y	0.007	0.007	0.010	0.009	0.006	0.006	0.010	0.010	0.012	0.030	0.033	0.033
塞	x	113.732	113.719	113.739	113.749	113.906	113.906	113.909	113.910	113.914	116.178(2)	116.183	116.183
	y	0.005	0.004	0.004	0.006	0.006	0.006	0.006	0.004	0.005	-0.035	-0.024	-0.024
C-5	x	130.630	130.619	130.624	130.658	130.816	130.816	130.982	130.828	130.841	130.946	130.958	130.958
	y	0.002	0.001	0.006	0.004	0.005	0.008	0.008	-0.031	0.015	0.048	0.048	0.048
C-6	x	169.741	169.733	169.746	169.775	169.962	169.962	169.959	169.975	169.989	170.112	170.119	170.119
	y	-0.012	-0.014	-0.004	-0.008	-0.021	-0.021	-0.015	-0.016	-0.012	-0.021	-0.021	-0.014
新C-7	x					22.957	22.957	22.957	223.009	223.037	223.150	223.159	223.159
	y					-0.067	-0.067	-0.063	-0.065	-0.063	-0.043	-0.040	-0.040
C-7	x	253.801	253.808	253.932	254.005	254.341	254.352	254.413	254.413	254.444	254.612	254.617	254.617
	y	-0.020	-0.023	-0.037	-0.052	-0.132	-0.133	-0.004	-0.155	-0.169	-0.144	-0.144	-0.144
C-8	x	328.956	328.954	328.930	328.961	307.086	307.090	307.090	307.095	307.086	307.077	307.097	307.097
	y	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.092	-0.092	-0.092	-0.092	-0.092	-0.092	-0.092	-0.092



移動杭配置図

不動点C-8の新設
ポイント設置 昭和54年5月(新C-7は55年5月設置)
年4回測定

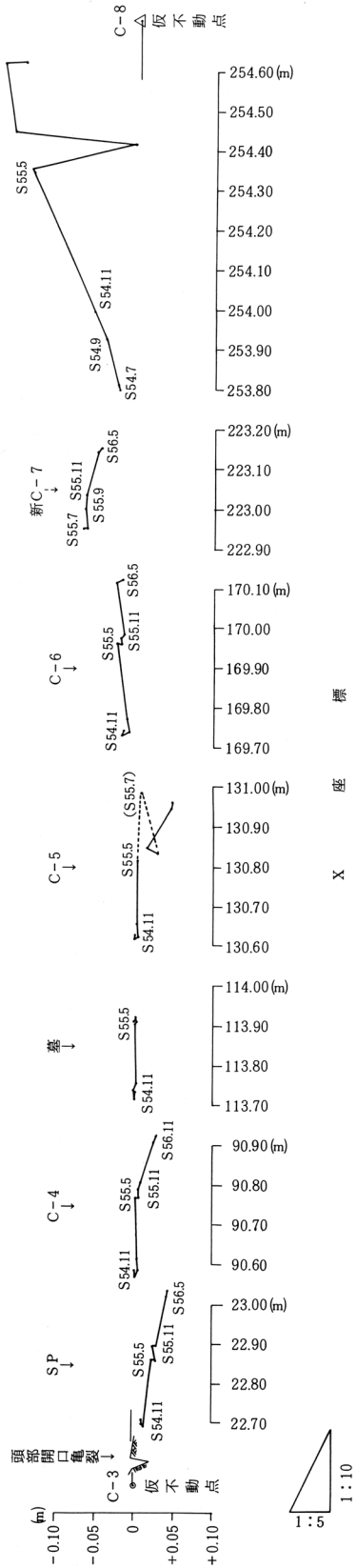


図3-4 移動杭観測結果 - 昭和54年~昭和56年の移動経過

4 地すべり機構

4-1 地形地質的素因と発生誘因

地すべり発生の地形地質的な素因を要約すれば次の2点が上げられる。

- (1) この地域の基盤を構成する西山層の岩質（泥岩を主体とし、砂岩薄層や含礫泥岩層^{※1}を挟む）
- (2) 流れ盤斜面であること。

側部Bブロック^{※2}中腹の滑落崖付近からAブロック上側部にかけて、帯水層を形成し易い含礫泥岩層が伏在分布している。また、泥岩は、含有粘土鉱物としてモンモリロナイトを多く混入（X線回折結果より）しており、風化して容易に可塑性を帯び、吸水膨張して著しいせん断強度の低下を招く性質を有している。つまり、その発生機構を図式的に考えれば、帯水層を形成する含礫泥岩層からの絶えなる地下水の供給により、砂岩層内で被圧水の形成や泥岩内部に粘土化、せん断強度の低下をもたらし、頭部で含礫泥岩層に沿う（層理面に沿う）ように破壊が進行して、流れ盤斜面であることと相俟って、漸次、すべり応力が増大しすべり面が形成されたのであろうと考察される。

一方、Aブロックの移動を誘発する直接的な誘因としては、すべり面付近に常時過大な水圧を有した被圧地下水が賦存することにあるが、この被圧水の供給源としては側部Bブロックに求められる。図4-1にA・B両ブロックを含む地質横断面図を示すが、同図にみられるように、かつては両ブロックを一体化したような大規模な岩盤すべりが発生したと考えられ、Aブロックはその下流側過半部にあっている。

Bブロックでは表層の崩土（砂礫質が多い）内や、含礫泥岩層内に多量の地下水が賦存していることが確かめられている。

つまり、このBブロックから供給される地下水が、下流側のAブロック内のすべり面付近や砂岩層内に回り込んで被圧状態を醸し出していると考えられ、その水圧が上昇する融雪期において、いわゆる風化岩盤（移動地塊）を持ち上げるように作用して、緩慢ではあるが間歇的にすべりを誘発するものと推察される。

※1 含礫泥岩層は、径10～40%、最大100%のチャート・安山岩などの円礫を多量に混入した泥岩を区分したものであるが、礫の混入率に偏在性があり、一部礫岩様を呈するなど層相の変化に富む。このような岩質から、含礫泥岩層は概して透水性が良く、帯水層を形成し易いと判定され、揚水試験でも多量の揚水量が得られている。

※2 Bブロックの詳細については省略するが、中腹の滑落崖がAブロック頭部の開口亀裂の延長線上にあり、しかも、深部すべり面として岩盤内でせん断された痕跡（すべり粘土化帯の分布）も認められることから、かつて、A・B両ブロックを含めた大規模な岩盤すべりが発生したと考えられる。

つまり、Aブロックはその大規模移動ブロックの過半部であり、明治中期に、その再滑動化として、移動を継続・発展してきたと考えられる。

Bブロックの範囲では表層部の2次すべりへと発展した模様である。

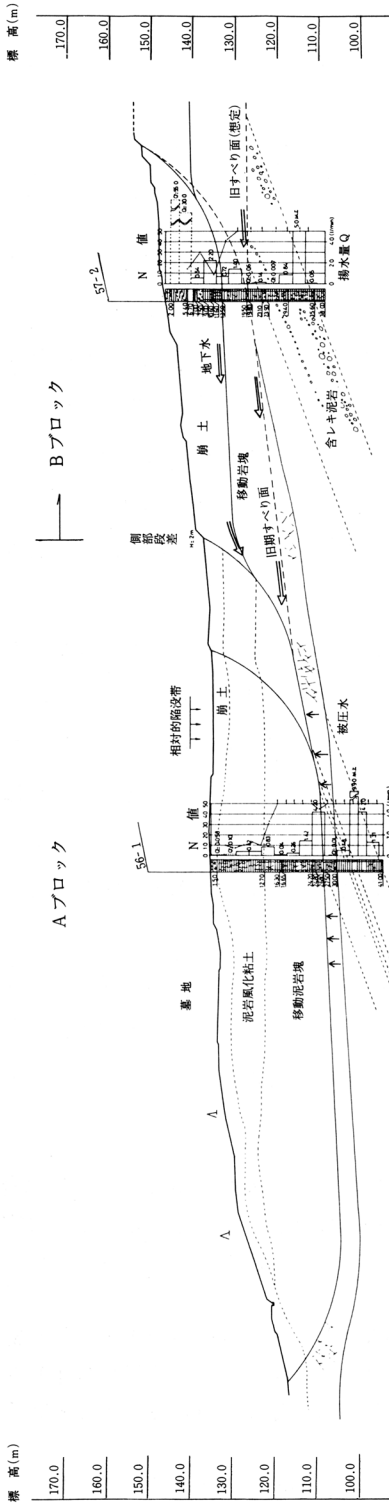
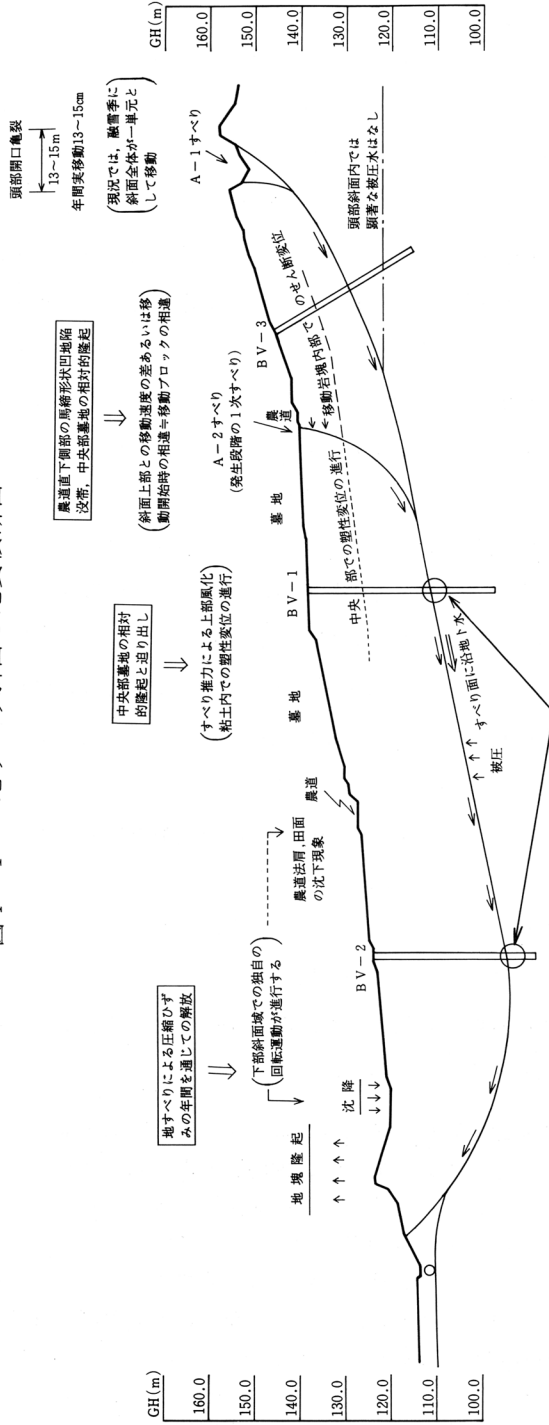


図4-1 地すべり斜面の地質横断面



すべり面付近の被圧水 (側部Bブロック方向に補給路)
 →融雪季に被圧水頭の上昇→地すべり移動の活性化 (実移動年15cm平均)

図4-2 移動機構説明図

4-2 移動機構

現況斜面の移動機構の説明として、図4-2に機構図を示す。

同図にみられるように、斜面頭部と中下部域では別個の移動形態をとっており、尾根を二つに裂いた頭部斜面の移動は、中下部域での移動に引張られて、地層の傾斜面に沿って滑動すると考えられる。そして、中下部域での地すべりを誘発するのはすべり面付近に賦存する被圧地下水であり、春先の融雪期に急上昇する水圧が風化岩盤を持ち上げて地すべりを活発化する。大きな地形単位としては春先のみを繰り返しているようであるが、斜面下部域では年間を通じて圧縮ひずみが解放される傾向にあり、独自に回転運動が進行している模様である。

5. 防止工の計画

5-1 計画立案の基本

Aブロックでは、地すべり機構に関する考察から、地すべり防止工の基本は、まず、すべり面付近に賦存する被圧地下水の排除もしくは水圧の低下・抑制を図ることが第1と考えられる。工法としては集水井工や水抜ボーリング工などが上げられるが、斜面勾配が緩く、脚部の河床面よりすべり面深度が深いため、地表への排水を考えると、工法の配置・数量等に関して合理的な地下水排除計画は望むべくもなく、工法の選定に関しては一概には決し難い面もある。間歇的ではあるが移動中の斜面であることから、集水井工の設置には支障があり、また、工事効果という面からも、その工事数量や配置に対して断定的な判定は困難であった。

そこで、暫定的に地表から長尺の水抜ボーリング工（ $l = 120 \sim 140 \text{ m}$ ）を密に打設することとし、斜面末端の両側部（2群）と頭部尾根の背後（3群）からの計5群を配置して、既存調査孔の水位観測やひずみ測定などの観測作業と併行しつつ、その工事効果を見計りながら施工することとした。

また、地下水の供給源としての位置を占める側部Bブロックにおいても、同様に、Bブロックの安定化とAブロックへの地下水供給を抑制することを目的として、地下水排除工を計画する。工法としては、地表からの水抜ボーリング工で可能である。

※ この長尺水抜ボーリング工は昭和57年度工事として実施された。

その結果、渇水期においても地表近くにあった被圧水頭が平均1～3m低下したことが確かめられ、例年、春先に活発化して13～15cmの間歇的な移動を繰り返していた斜面が完全に停止して小康状態を維持するまでの工事効果が得られている。

ただし、この状態での斜面の安全率は $F_s = 1.02 \sim 1.04$ と2～4%の上昇でしかなく、墓地や農用地などの健全対象物の重要性からみて、必ずしも万全とは言えず、しかも下部斜面域での水圧抑制効果はまだ不十分であり、徐々に水位が回復する傾向が認められる。

そこで、この下部斜面域での被圧水位を低下させ得れば、より恒久的な斜面の安定性を維持し得るものと考え、脚部から下向き斜孔で水抜ボーリング工が計画され、昭和60年度追加工事として施工された。

5-2 計画数量

Aブロックに対する長尺の水抜ボーリング工の計画数量を表5-1に示す。

表5-1 水抜ボーリング工計画数量

(昭和57年度実施計画)

工種	位置	名称・規格	数量	施工理由
水 抜 ボ ー リ ン グ 工	脚部上流側	第1号水抜ボーリング工 φ66% ℓ = 120m	1群 n = 4孔 L = 480m	○すべり面付近に賦存する被圧地下水の排除あるいはその水圧の低減を目的とする。
	脚部下流側	第2号水抜ボーリング工 φ66% ℓ = 130m	1群 n = 5孔 L = 650m	
	頭部尾根の 後背地	第3号水抜ボーリング工 φ66% ℓ = 140m	1群 n = 3孔 L = 420m	○地形の傾斜が緩いため位置と長尺になることはやむを得ないが数量については工事効果をチェックしつつ検討を加える。 ○ボーリングは+1°~1°30'を厳守
		第4号水抜ボーリング工 φ66% ℓ = 140m	1群 n = 5孔 L = 700m	
		第5号水抜ボーリング工 φ66% ℓ = 140m	1群 n = 4孔 L = 560m	

また、昭和60年度12月に脚部から下向き斜孔で水抜ボーリング工(ℓ=80m×3孔)が計画、実施されている。

尚、Aブロックの既設防止工としては、斜面中腹からの水抜ボーリング工(昭和52年度、ℓ=40m、4群、16孔)や、末端部沢の埋設暗渠水路工事(昭和54年度)、さらに、昭和56年度には頭部開口亀裂内に延長150mにわたって暗渠工が施されている。

一方、側部のBブロックに対する水抜ボーリング工(ℓ=70m×3孔、2群)は、昭和58年度工事として計画、実施された。

6 水抜ボーリング工事

6-1 施工実績

A, B両ブロックに対する水抜ボーリング工の施工実績を表6-1に示す。

表 6-1 水抜ボーリング工施工実績

ブ ロ ック	工 事 年 度	位 置	名 称・規 格	数 量	備 考
A	57年度	脚部上流側	第1号水抜ボーリング工 φ66% ℓ = 120m	1群 4孔 ℓ = 480m	各孔仰角1°を規準とする。 VP40塩ビパイプ
		脚部下流側	第2号水抜ボーリング工 φ66% ℓ = 130m	1群 5孔 ℓ = 650m	
		頭部尾根の 後背地	第3号水抜ボーリング工 φ66% ℓ = 110m	1群 1孔 ℓ = 110m	
			第4号水抜ボーリング工 φ66% ℓ = 100m	1群 1孔 ℓ = 100m	
			第5号水抜ボーリング工 φ66% ℓ = 140m	1群 5孔 ℓ = 700m	
60年度	脚部中央	第8号水抜ボーリング工 φ66% ℓ = 80m	1群 3孔 ℓ = 240m	斜孔：俯角17° ストレート区間は先端20m VP40塩ビパイプ	
B	58年度	斜面中部	第6号水抜ボーリング工 φ66% ℓ = 70m	1群 2孔 ℓ = 140m	VP40塩ビパイプ
			第7号水抜ボーリング工 φ66% ℓ = 70m	1群 3孔 ℓ = 210m	

本工事では、施工中の湧水量の変化や工事効果という面からの検討を加えつつ、各群で、随時、孔数の増減や孔長の短縮等について判断が行われた。その結果、尾根背後からの3号と4号について大幅な変更となったが、これは、掘削位置と土被りの関係から、湧水が少なく、むしろ、逸水する傾向があったためである。その他はまず順調に施工され、初期の目的を達成している。

6-2 施工に際しての特記事項

本工事の目的が、深部すべり面付近という限定された位置の被圧地下水の排除あるいは水圧の低減・抑制にあるため、掘削に際しては、所定の方角、角度の維持に厳密さが要求された。特に、孔曲りに対しては、

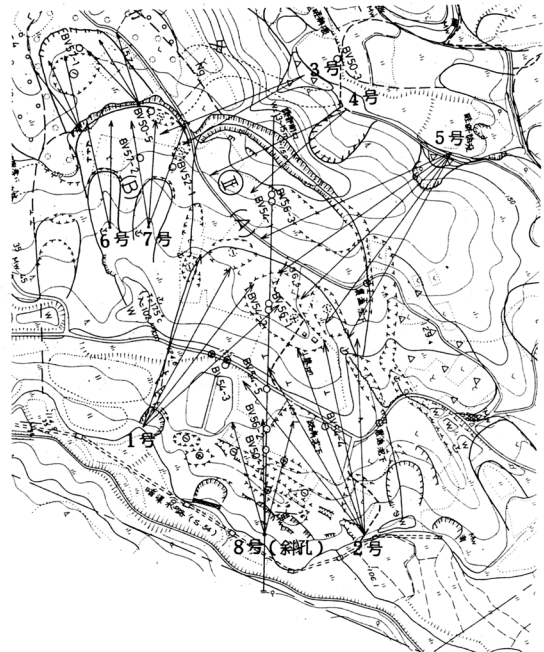


図 5-1 水抜ボーリング工配置図

坑井記録傾斜儀を用いて、随時、孔曲り測定を実施して入念なチェックが繰り返され、地質条件や湧水状況の判定と併せてケーシングの追込み深度等に関して検討を加えつつ施工された。

また、60年度の追加工事である8号水抜ボーリング工では、俯角17°の傾斜掘り（ $l=80\text{m}$ ）であり、しかも、ストレーナ区間が先端20mと、深い位置で目的とする区間を井戸として仕上げる必要があったため、掘削工呈の管理や孔曲り防止には十分な注意が要求された。仕上げには、防砂策としてストレーナ区間を防虫網#50目で保護し、ストレーナ区間の上部を捨てパッカーで遮水して、エアリフト方式により砂ざらいを兼ねて孔の洗浄を行うなど十分な配慮がなされている。

7 工事効果

7-1 水位観測結果

既存調査孔の水位観測結果を取りまとめ、降雨量と比較して図7-1に示す。

同図にみられるように、57年度の水抜ボーリングの施工前後で顕著な変動がみられるのは、斜面上部のBV54-1、56-3、中部のBV56-1および下部のBV56-2などである。特に、斜面中部のBV56-1孔は、渇水期でも常時地表近くに水位を保っていたが、それが6月28日になって急激に4.0mまで低下している。この時の経過を図7-2に示すが、この時点では、頭部尾根背後からの5号水抜ボーリングの5-3孔（中央孔）が100m付近で押し出しの強いすべり粘土帯に遭遇し、瞬間的ではあるが $30\text{l}/\text{min}$ の湧水と砂の噴出が観察されている。孔内が砂で埋まったためか、その後は湧水量は激減したが、いずれにしても、すべり面付近の間隙水圧を低下せしめたことに間違いはない。

下部のBV56-2孔も同様に被圧水位であり、地表から0.6m程度に水位を保っていたが、脚部からの1号群や2号群の掘削が進むにつれ、8月に入って3.0mまで低下している。

また、上部（BV54-1、56-3孔）では、被圧水位ではないが、尾根背後からの4号群や5号群の影響で変動幅が大きく現われている。

表7-1に、57年度の水抜ボーリング工の影響を受けたと予想される6月中旬を境にして、その前後の各孔の水位変動幅を比較して示す。

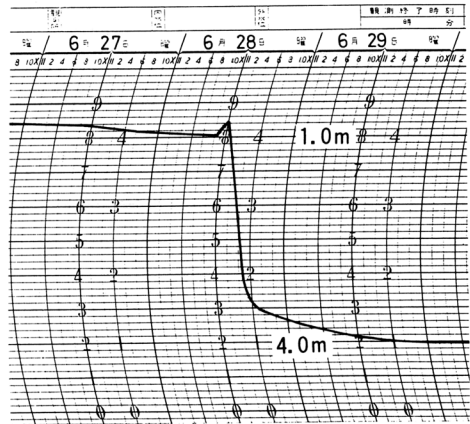


図7-2 BV56-1孔の自記記録紙

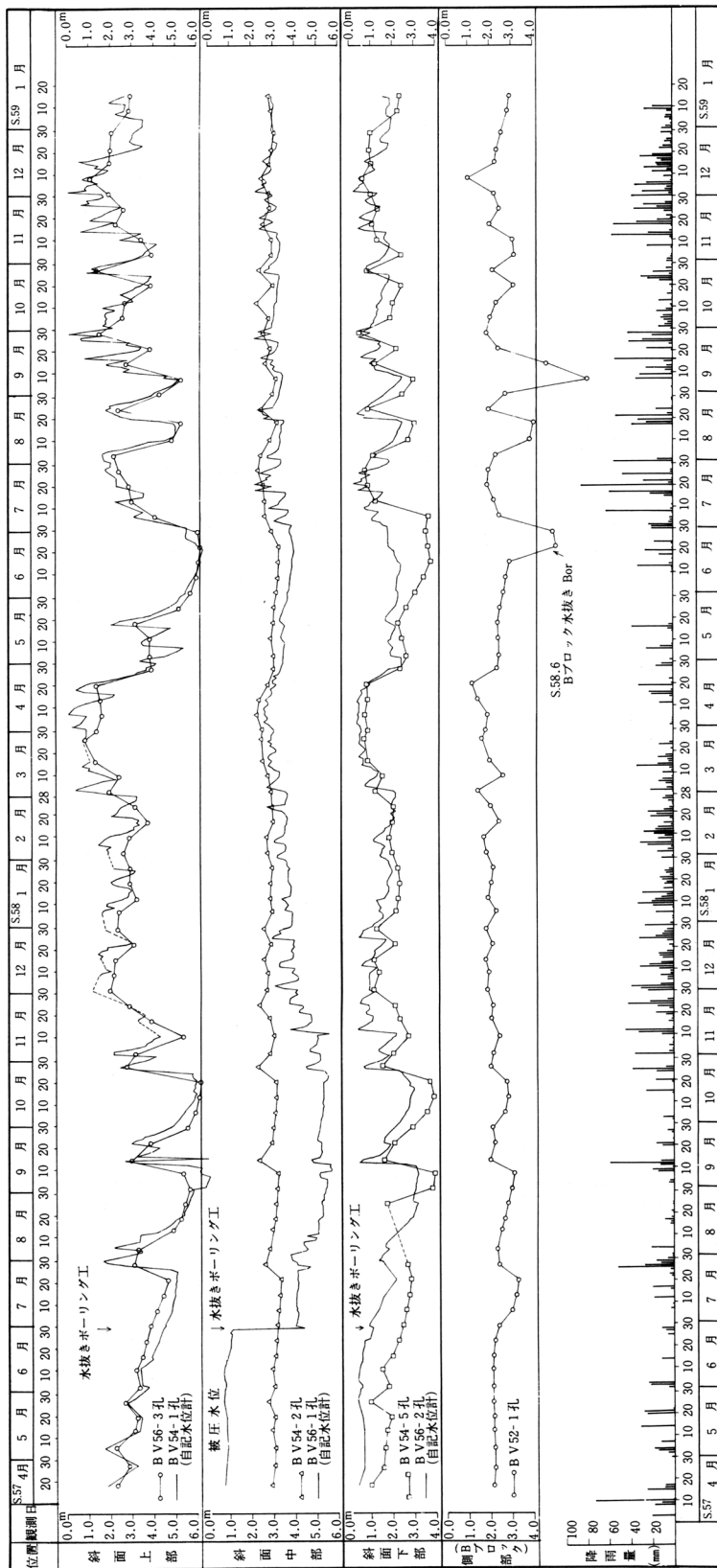


図7-1 孔水位変動状況 (昭和57年~58年)

表7-1 水抜Bor工の施工前後の水位変動の相違

位置	孔番号	掘進長(m)	施工前 (S57.4月~6月23日)			施工後 (S57.6月~S58.1月)		
			最高水位(-m)	最低水位(-m)	変動幅(m)	最高水位(-m)	最低水位(-m)	変動幅(m)
上部	BV54-1※	20.0	1.76(5/5)	4.26(6/23)	2.50	1.18(12/1)	6.21(9/8)	5.03
	BV56-3(斜)	35.0	2.24(5/5)	3.66(6/23)	1.42	1.99(12/1)	6.19(10/20)	4.20
中部	BV54-2	22.0	2.79(5/26)	3.16(6/23)	0.37	2.33(9/14)	3.33(7/21)	1.00
	BV56-1※	40.0	0.73(5/26)	1.07(6/23)	0.34	3.75(S58.1/12)	5.65(9/8)	1.90
下部	BV54-5	17.0	0.97(5/26)	2.30(6/23)	1.33	1.14(12/1)	3.99(9/8)	2.85
	BV56-2※	35.0	0.40(5/26)	0.79(6/23)	0.39	0.76(10/27)	3.17(9/8)	2.41
側部	BV52-1	17.0	2.11(5/26)	2.22(6/23)	0.11	1.82(12/15)	3.22(7/14)	1.40

※印は自記水位計設置孔
BV52-1孔は、側部Bブロックに入る。

施工前における水位観測が4~6月までの2ヶ月であり、降雨量の違いもあって、この変動幅からは一概には判定し難いが、少なくとも、斜面上部のBV54-1, 56-3孔, 中部のBV56-1孔, 下部のBV56-2孔については水抜ボーリング工の影響が明瞭に認められる。

これに対して、斜面中部のBV54-2孔や下部のBV54-5孔などでは水抜ボーリング工の影響は皆無であるか、あってもわずかであると判定される。これらは孔深度が移動層内にあたる17.0~22.0mと浅く、より深い位置をねらった本工事の影響が及ばなかったものである。

次に、降雨量との相関性を加味して、実際の水位低下の効果はどの程度であるか、数値的に示せば以下のようなになる。

表7-2は、各孔の水位変化と累積雨量との相関性を単相関係数として求め、その最も高い相関係数と一次回帰式を、水抜ボーリング工の施工前後について取りまとめたものである。

表7-2 水位変動と累積降雨量の相関性を表わす一次回帰式の比較

位置	孔番号	水抜Bor 施工前 (S57.4月~6月)		水抜Bor 施工後 (S57.6月~S58.1月)	
		累積日数	相関係数	累積日数	相関係数
上部	BV54-1	4	0.792	13	0.937
	BV56-3(斜)	12	0.736	13	0.882
中部	BV54-2	12	0.766	8	0.797
	BV56-1	13	0.734		相関性なし
下部	BV54-5	12	0.883	8	0.747
	BV56-2	14	0.807	13	0.745

※ Y: 地表からの水位(-m), X: 累積雨量(mm)

同表および図7-1から工事効果としての水位低下量を判定する。

- (1) 斜面上部域では、BV54-1, 56-3孔ともに1.0~2.0 mの範囲で水位低下が見込まれる。
- (2) 中部のBV56-1孔では、水抜Bor施工後に降雨量との相関性がほとんど無くなり比較し難いが、図7-1からみて、被圧水位は平均2.0 mは低下している。

BV54-2孔では工事効果は皆無である。

- (3) 下部のBV56-2孔では表層水の影響があり、正確には不明であるが、被圧水位として平均1.0 mの低下量が現われているとみてよい。

(ただし、59年度以降はやや回復気味である)

以上の如く57年度の水抜ボーリング工により、Aブロック斜面内の被圧地下水位は、全体として低下しており、抑制工としての効果は上がっていると判定される。

ところで、孔水位の変動状況から、59年度以降はやや回復する傾向がみられ、特に斜面下部のBV56-2孔でその傾向が大きく認められるようになった。

そこで、追加工事として昭和60年度に脚部から俯角17°の傾斜掘り得水抜ボーリング工(ℓ=80 m×3孔)が計画実施された。

その結果、下部斜面域のBV56-2孔の被圧水位が急激に低下したことが確認されたが、ただ、噴砂によるパイプ詰りが激しく、繰り返し洗浄する必要があり、洗浄すれば排水量(最大3.0 ℓ/min 現在 total 1.2 ℓ/min)が増え、水位も低下するという傾向がみられた。

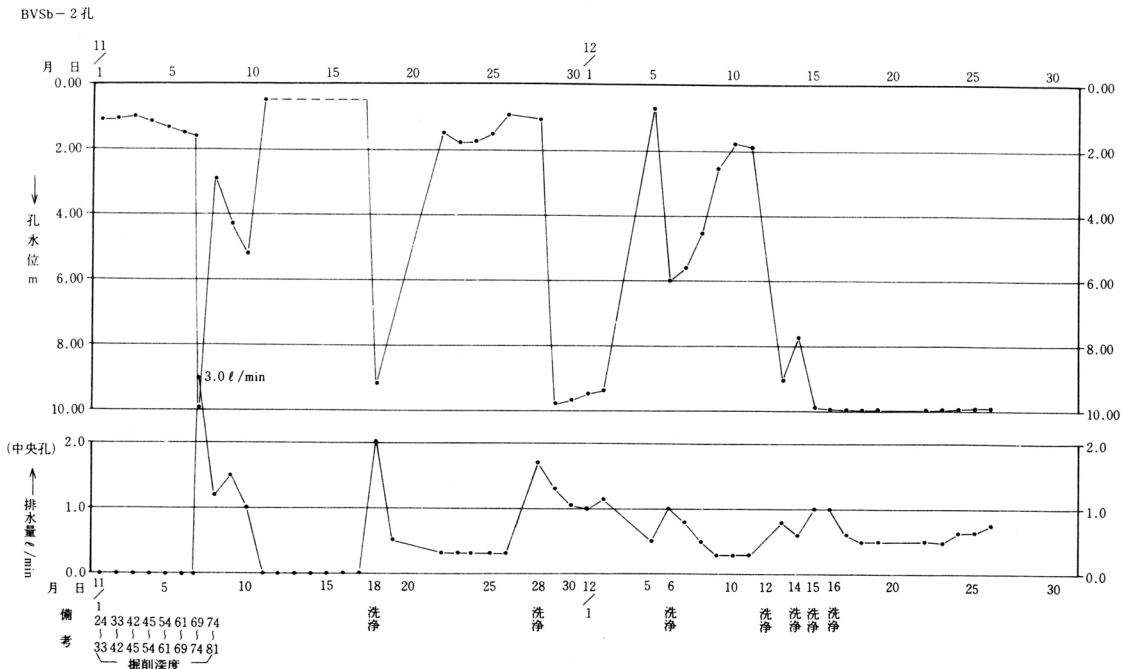


図7-3 下向き斜孔の孔内洗浄と排水量およびBV56-2孔の水位変動の関係

この洗浄と排水量およびBV56-2孔の水位変動状況を図7-3に示す。水位低下量を、最大10.0mが得られるが、これは水抜き斜孔の孔口位置とBV56-2孔の孔口とのレベル差にほぼ匹敵し、当初の予測通り、下部斜面域での水圧低下は十分得られたものと判定される。

7-2 水抜ボーリング工の排水量

各群の集計排水量の変化傾向を図7-4に示す。

全排水量は、融雪期において最大200ℓ/min近く得られ、斜面内の地下水排除に効果を上げている。

斜面脚部の2号群では、降雨後3日位の早い時期から排水効果が現われ、2週間位までは持続して排水量が得られるなど、浅い位置の地下水から深部地下水まで広角的な排水効果が得られ、しかも最大水量が得られている。同じ脚部の上流側端部に位置する1号群では、7日以降の累積雨量と高い相関性を示し、浅い位置の地下水よりはむしろ深い位置で側部に回り込んでくる地下水排除に効果を上げていようと推察される。

尾根背後からの3, 4, 5号の各群では、いずれも7日間の累積雨量から漸次相関性が認められるようであり、やや深い地下水の排除に関与していると考えられる。

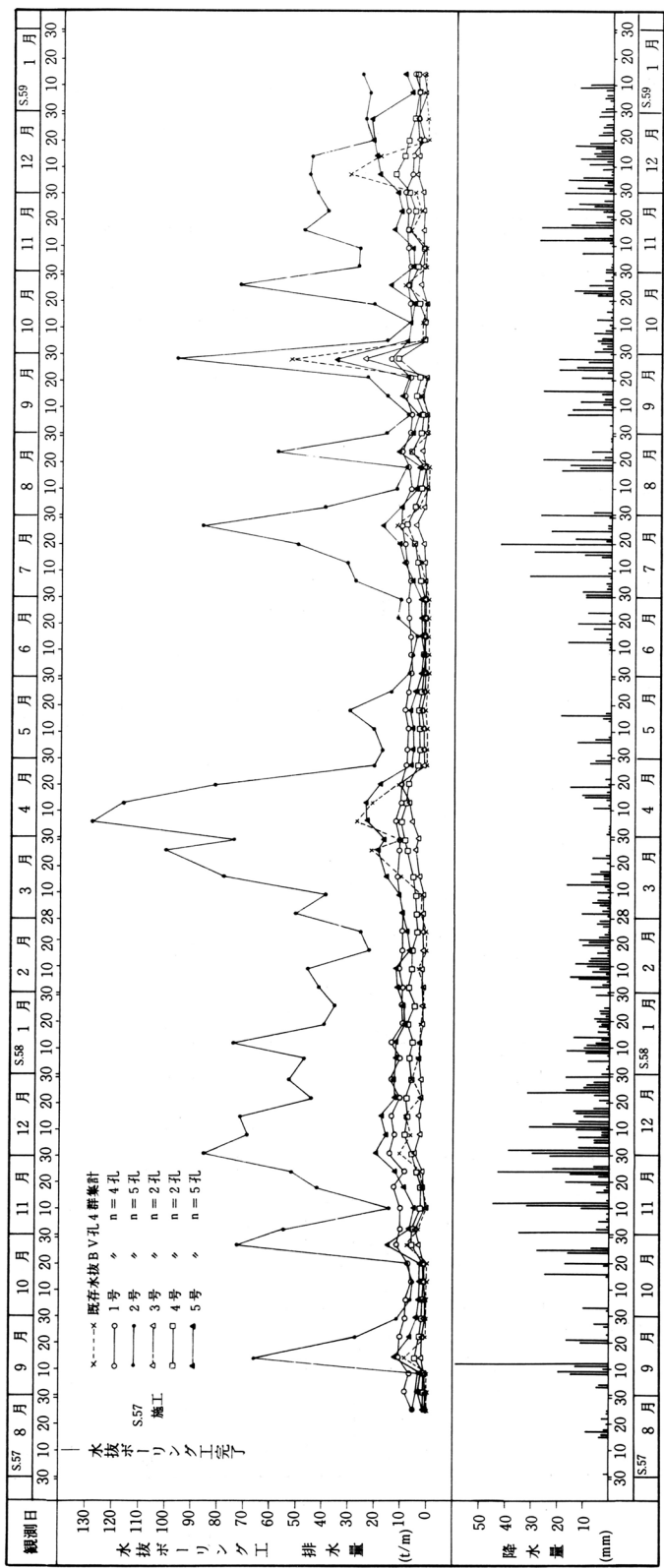


図7-4 水抜ボーリング工の排水量

8 あとがき

宮沢地すべり地では地下水対策を主とした地すべり防止工が多く計画され、実施されている。本事例もそのひとつであり、風化岩すべりを誘発する被圧地下水の排除あるいは水圧の低減を目的として施工された長尺水抜ボーリング工の実施例である。

その後の諸観測結果から、例年、融雪期においてのみ間歇的に移動を繰り返していた斜面が小康状態を維持するまでになり、地形の変状も皆無となるなど、ほぼ初期の目的を達して工事効果を上げていると言えよう。これは、地下水の賦存深度、方向、角度等十分な検討が加えられ、長尺であるがゆえに孔曲り、ケーシングプログラム等施工に十分な配慮がなされた結果であると考えている。

今後の水抜ボーリング工の設計・施工に際して参考となれば幸いである。

<参考資料>

施工実績関係資料

参表-1 工事に要した延べ人員一覧表

ボーリング番号	ボーリング深度(m)	班編成	機械据付・撤去(日)	掘削工(日)	排水施設工(日)	方向移動(日)	計(人)	
第1号水抜ボーリング工	1-1	120	B	2	16	1	-	57
	1-2	120	B	-	13(2交代)	1	1	84
	1-3	120	B	-	11(2交代)	1	1	72
	1-4	120	B	1	13(2交代)	1	1	87
第2号水抜ボーリング工	2-1	130	A	1.5	10(2交代)	1	-	45
	2-2	130	A	-	10(2交代)	1	1	44
	2-3	130	A	-	11(2交代)	1	1	48
	2-4	130	A	-	12(2交代)	1	1	52
	2-5	130	A	1	11(2交代)	1	1	48
第3号水抜ボーリング工	3-1	110	A	2.5	14	1	-	35
第4号水抜ボーリング工	4-1	100	A	5	11	1	-	34
第5号水抜ボーリング工	5-1	140	B	4	11	1	-	48
	5-2	140	B	-	9(交代)	1	1	60
	5-3	140	B	-	14(交代)	1	1	90
	5-4	140	B	-	12(交代)	1	1	78
	5-5	140	B	3.5	9(交代)	1	1	70.5
計		2,040	-	19.5	187	16	11	952.5

(注) 班編成 A : ボーリング工+助手
B : ボーリング工+助手+普通作業員

参表-2 実 施 工 程 表

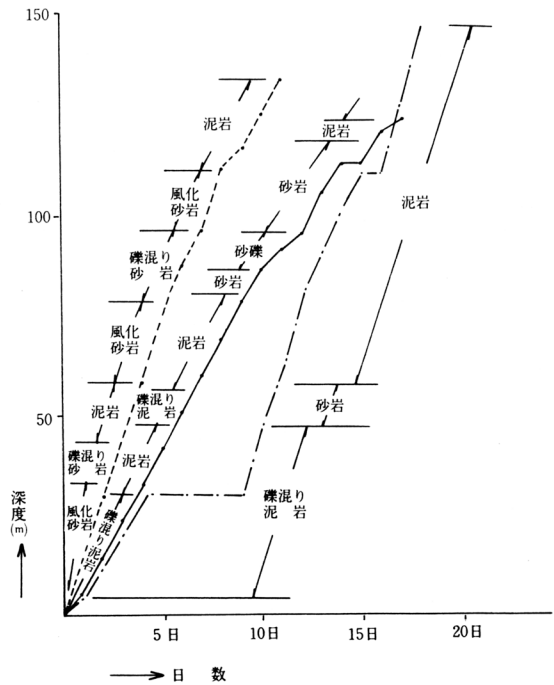
ボーリング番号	ボーリング深度(m)	6 月		7 月		8 月		
		10日	20日	10日	20日	10日	20日	
第1号水抜ボーリング工	1-1	120		20	6			
	1-2	120			7	19		
	1-3	120				20	30	
	1-4	120					1	16
第2号水抜ボーリング工	2-1	130					16	25
	2-2	130				5	15	
	2-3	130				24	4	
	2-4	130			12	23		
	2-5	130		30	10			
第3号水抜ボーリング工	3-1	110		22	6			
第4号水抜ボーリング工	4-1	100			7	24		
第5号水抜ボーリング工	5-1	140	12	29				
	5-2	140			7	22		
	5-3	140				25	8	
	5-4	140					11	21
	5-5	140						22

参表-3 掘進速度と土質

- No.1-1 水抜ボーリング工
ℓ=123m 7.24m/日
- No.2-5 水抜ボーリング工
ℓ=133m 12.09m/日
- No.5-1 水抜ボーリング工
ℓ=146m 8.11m/日

使用ビット数量

種 別	呼び径 (%)	使用個数 (個)
メタルクラウン	66	46
ケーシングメタルクラウン	83	5
〃	89.1	27
〃	116	17
刃形クロスビット	66	8
〃	76	4
Y形ビット	66	6



参表-4 工事実績数量

工 種	種 目	規 格	数 量	単 位	備 考
水抜ボーリング工	水抜ボーリング	口径 65mm	480	m	ℓ=120m×4孔 1号群
		〃	650	〃	ℓ=130m×5孔 2号群
		〃	110	〃	ℓ=110m×1孔 3号群
		〃	100	〃	ℓ=100m×1孔 4号群
		〃	700	〃	ℓ=140m×5孔 5号群
		計	2,040	m	
	同上排水施設	VP-40 ℓ=100m	1	孔	
		〃 ℓ=110m	1	〃	
		〃 ℓ=120m	4	〃	
		〃 ℓ=130m	5	〃	
		〃 ℓ=140m	5	〃	
		計	16	孔	

参表-5 使用器機類一覧表

機 械 名	型 式	性 能	製 作 所	台 数
試 錐 機	YHR-1	200 m	吉田鉄工所	1
	YSO-2	200 m	〃	1
	YSO-1	150 m	〃	1
	THS	200 m	利根ボーリング	1
	TDC-1	150 m	〃	1
試 錐 ポ ンプ	SP-50	50 ℓ/min	吉田鉄工所	3
	SP-100	100 ℓ/min	〃	1
	NAS-2A	62 ℓ/min	利根ボーリング	1
エ ン ジ ン	NS75C	7.5 PS	ヤンマー農機	5
	NS90C	9.0 PS	〃	3
	NS18C	18 PS	〃	
発 電 機	DCAZOSSI	19 KVA	デンヨー	1
		11 KW	東 芝	1
モ ー タ ー		3.7 KW	〃	1
携帯用電導度計	CH-1K		東亜電機工業	3
坑井記録傾斜儀	村田式	0-90°	村田製作所	1

Ⅱ 蓬平地すべり，濁沢地すべり地での 地下水の挙動と土の力学的性質

小川正二※

1 まえがき

過去の地すべり地でのすべりの発生時期，発生形態を調査すると，地すべりの発生には次のような特性がみられる。

- (1) 地すべりの発生は融雪の終り頃，集中豪雨の期間の中頃から終り頃，あるいは，雨の止んだ後，数日を経たからである。
- (2) 地すべりは，ほとんどの場合，ある日突然に生じるものでなく，崩落の以前に地表面にクラックが生じ，変位速度が次第に増大し，ある条件になると，変位が急激に増大して崩落する。

このような特性をみると，地すべりの発生機構を解明するためには，すべり面に作用する間隙水圧の変動と土のせん断強さを明白にしなければならない。

ここでは，特に，濁沢地すべり地と蓬平地すべり地での地下水の挙動と蓬平地すべり地のすべり面付近で採取した土のせん断特性について述べる。

これらの調査・研究は地すべり発生後に行ったものであり，実際にすべりが発生するときの結果でないが，多分，実際の地すべり発生時にも同じことが言える。

2 蓬平地すべり地・濁沢地すべり地での地下水の挙動

2-1 間隙水圧計，水位測定的位置

蓬平地すべり地では，図-1に示すように地すべり地の頭部で間隙水圧，

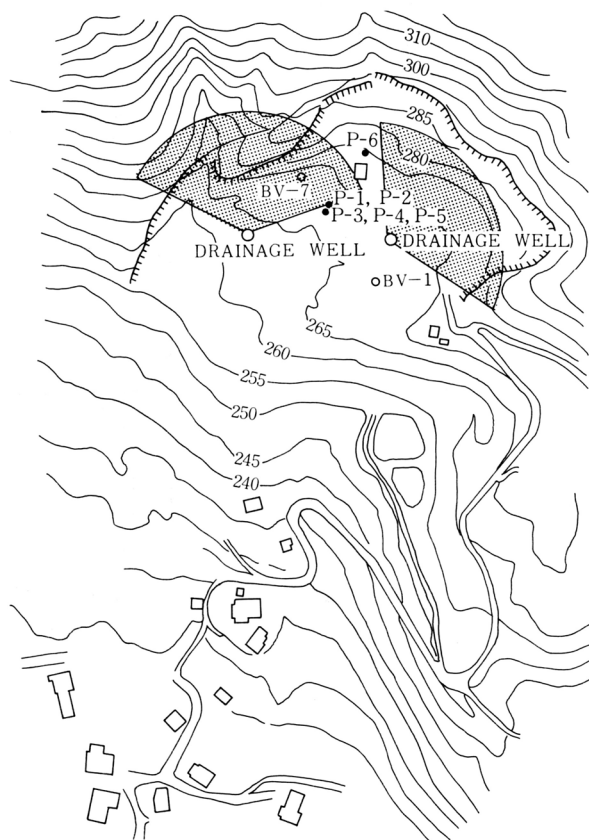


図-1 蓬平地すべり地の平面図

※ 長岡技術科学大学

地下水位の測定を行っている。図中、記号BV, Pはそれぞれ地下水位・間隙水圧の測定位置を示している。間隙水圧計は図-2に示すように砂中に埋設し、その上はベントナイト、モルタルなどの入れて、上部の地下水の変動の影響を受けないようにした。また、一つのボーリング孔に2, 3個の水圧計を埋設しているものもある。なお、地下水位は上から孔底までストレーナーが設けられている。縦断面は図-3のようであり、横断面は図-4のとうりである。

濁沢地すべり地では、図-5に示すように、BVNの地点で間隙水圧、地下水位を測定している。間隙水圧計の埋設位置は図-6のとうりで、間隙水圧計埋設法水位の測定法は蓬平地すべり地と同じである。縦断面は図-7のとおりで、地すべりの頭部より下方に舌端部附近まで分布させている。

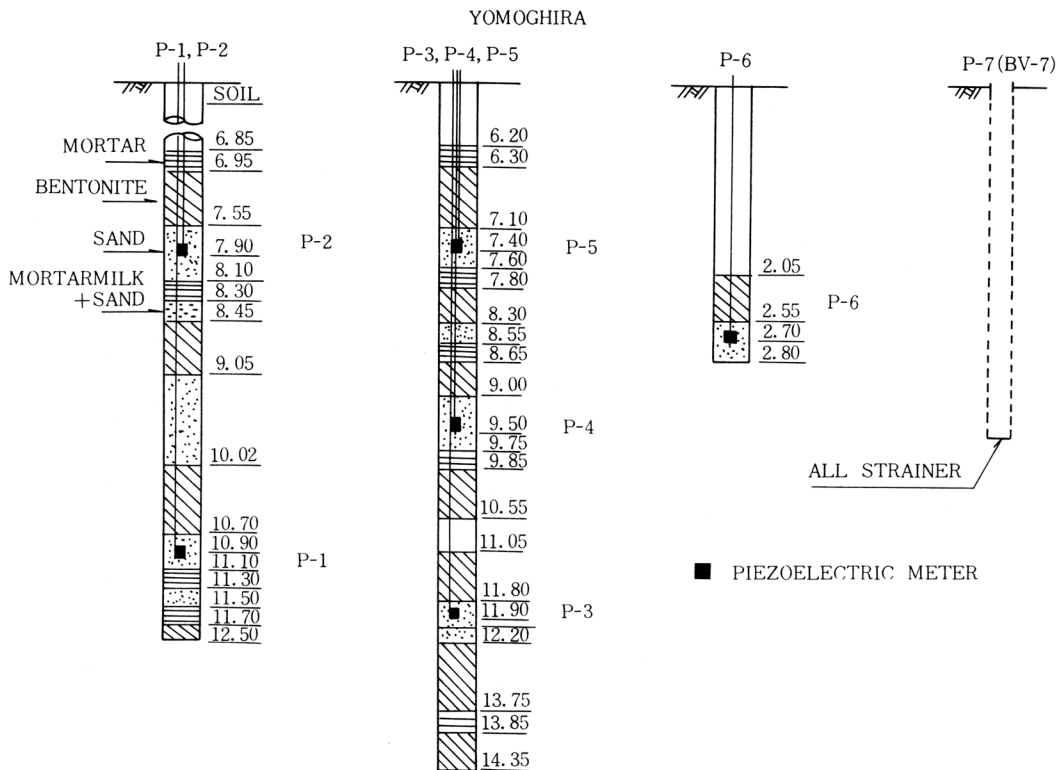


図-2 蓬平地すべり地での間隙水圧計の埋設法

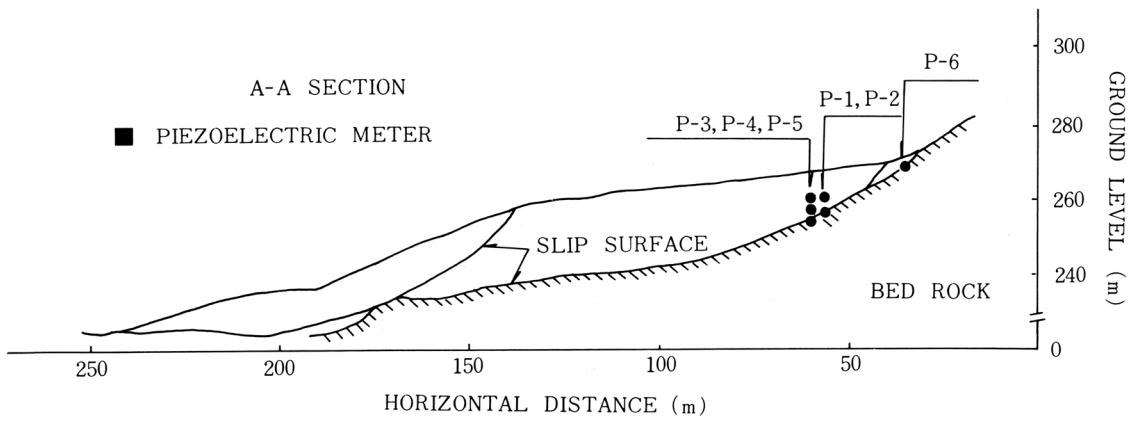


図-3 麓平地すべり地の縦断面 (水圧計の位置付近)

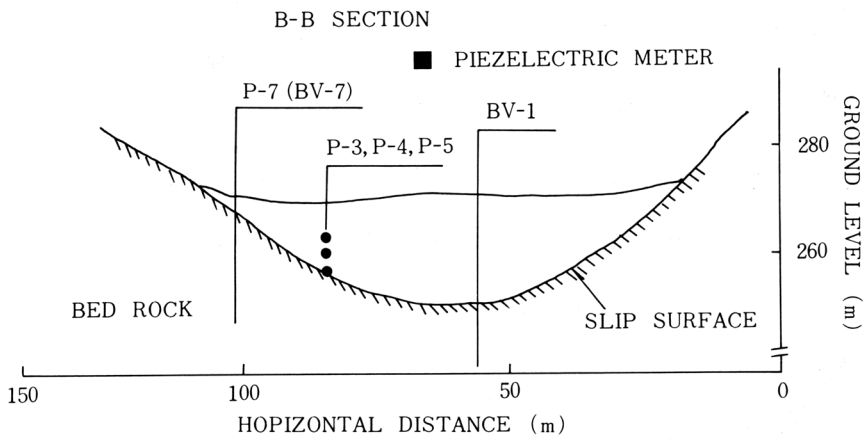


図-4 麓平地すべり地の横断面 (水圧計の位置付近)

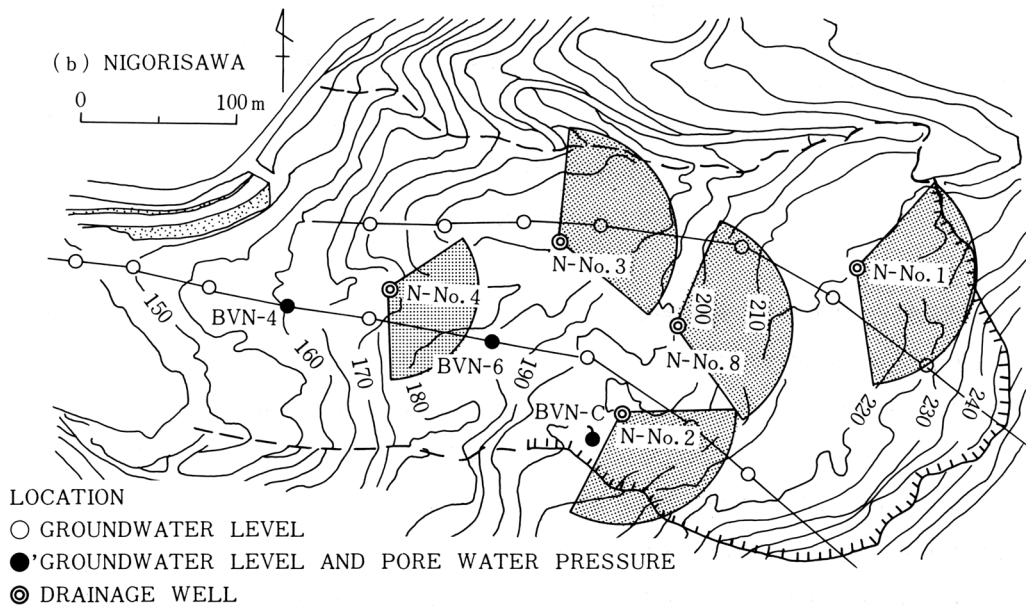


図-5 濁沢地すべり地の平面図

(b) NIGORISAWA

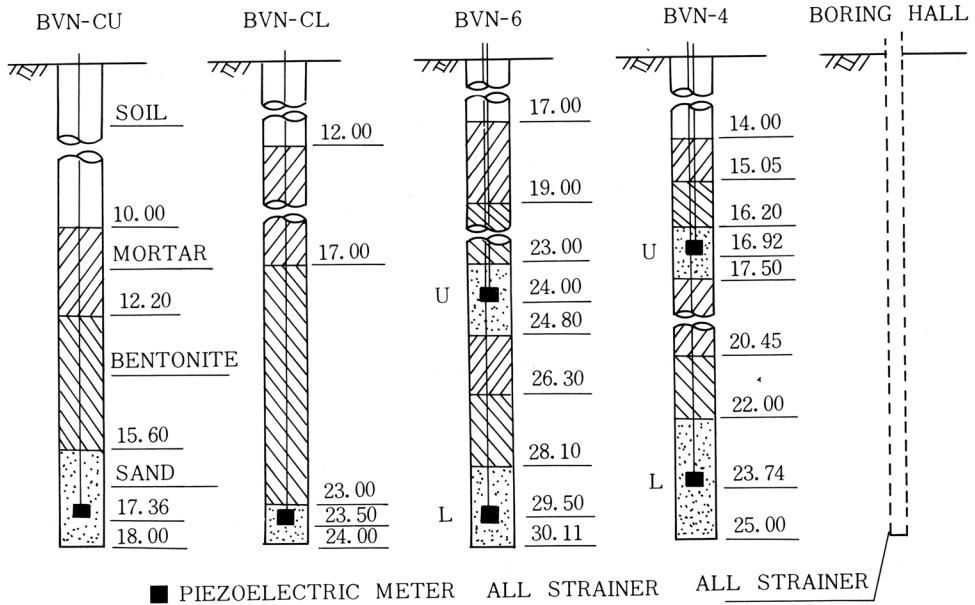


図-6 濁沢地すべり地での間隙水圧計の埋設法

(b) NIGORISAWA

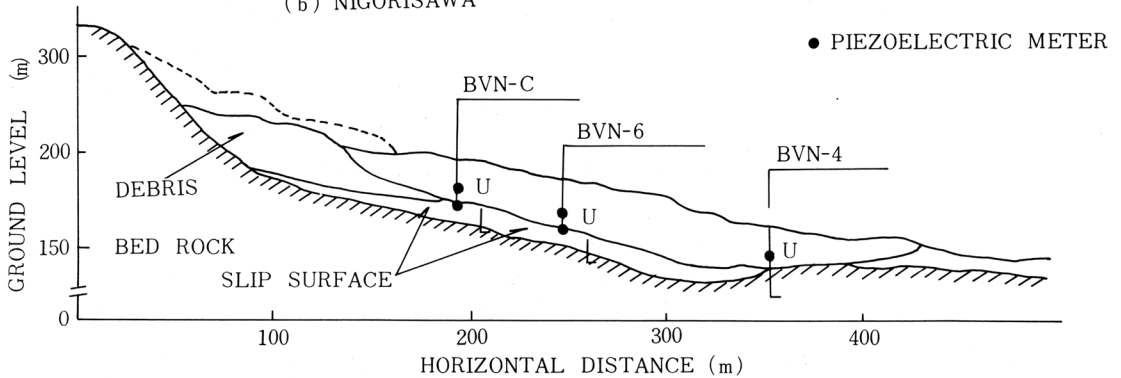


図-7 濁沢地すべり地の縦断面 (水圧計の位置)

2-2 間隙水圧, 地下水位の測定結果

図-8(a), (b)に蓬平地すべり地でのすべり面附近 (P-3), 地すべり土塊中 (P-4) に埋めた水圧計による間隙水圧の測定結果であるが, 多少の変動はあるものの埋設以来ほとんど変化していない。しかも, 過剰間隙水圧が零となっている。集水井の効果によるものと思われるが, 滑落崖に近く, 側面も境界面近くなので, すべり面附近の水みちが変った可能性もある。なお図-8のような傾向はP-1, 2, 5, 6の記録を見ても同じ傾向である。

図-9, 10は濁沢地すべり地で測定した間隙水圧と地下水位の結果である。なお, 図中の点線は記録の欠けている範囲である。BVN-6 L, 6 UとBVN-CLの間隙水圧はN-No 2, 4の集

水井を設けた後には、ほとんど変動がほとんどみられない。ただし、集水井の排水効果も、その後の管理次第で失われることもありうるので、事後管理の体制が必要であると思う。

図-9, 10のBVN-CUとBVN-CLの水位測定観測孔の底部は、それぞれ、水圧計の位置と一致させているが、両者の記録はほぼ一致している。水圧計の記録が異なるのに、水位記録が同じであることは、観測孔がオール・ストレーナーの形をとっているために、記録は土塊中の動きをとらえていることを示すものであるといえる。

以上のような結果より次のようなことがいえる。

- (1) 地すべり面の水圧と土塊中の水圧は必ずしも一致するものでない。
- (2) 地すべり地の上部と下部の水は異なるものと考えられる。
- (3) 集水井による排水効果には影響範囲があり、全体のすべりに対する安全性を高めるためには、集水井の数と配置を十分に検討する必要がある。
- (4) 安定解析や地すべり発生予知のためのすべり面に作用する間隙水圧の測定法は水位記録のみに頼ることは再考を要する。

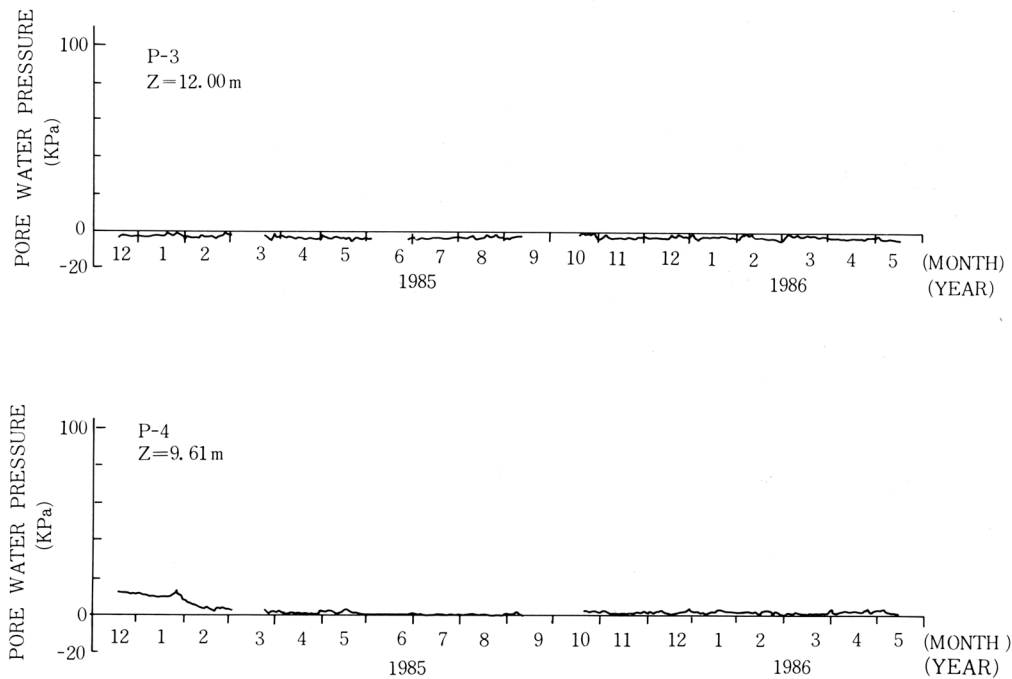


図-8 蓬平地すべり地でのP-3, P-4の間隙水圧の変化

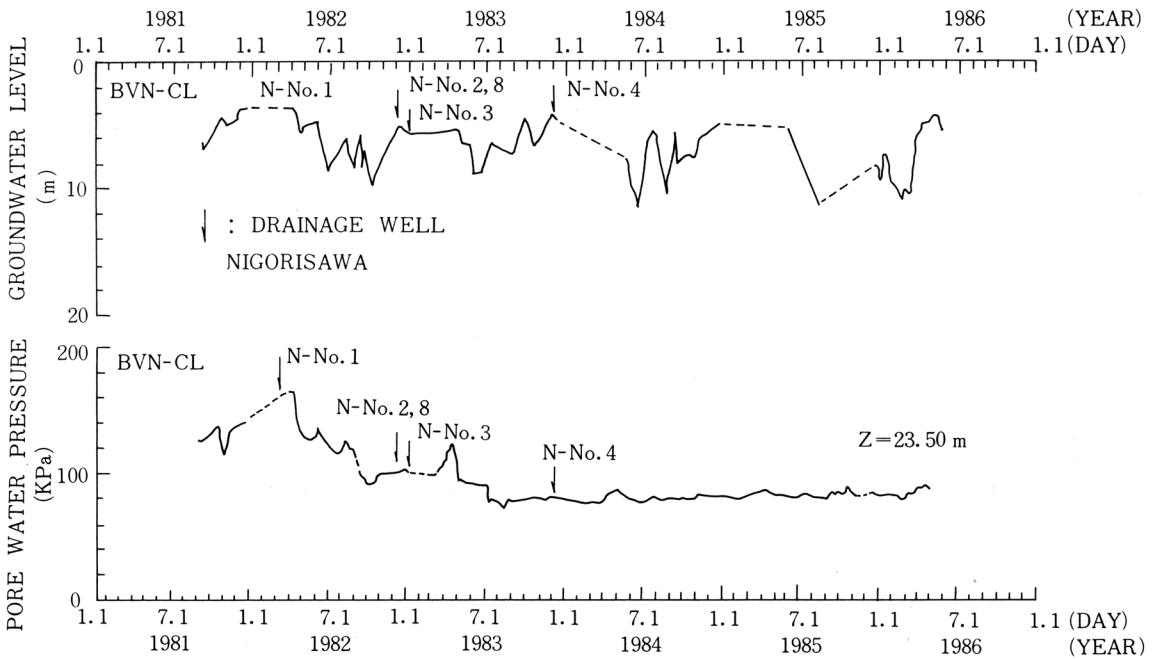
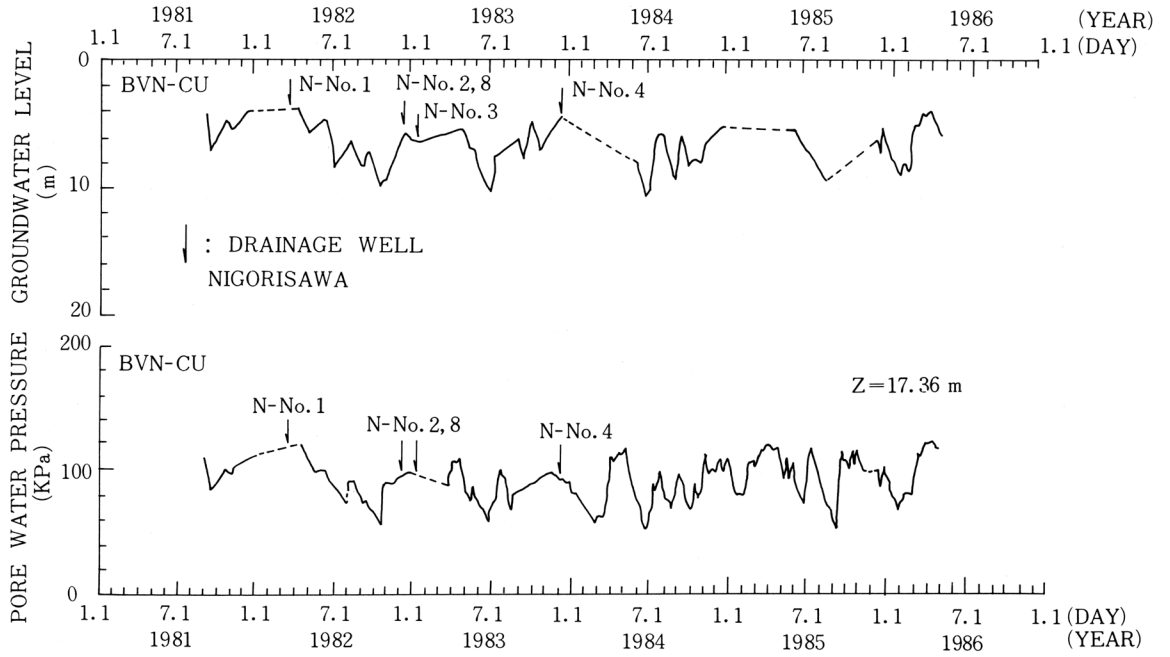


図-9 濁沢地すべり地での間隙水圧、水位の変化

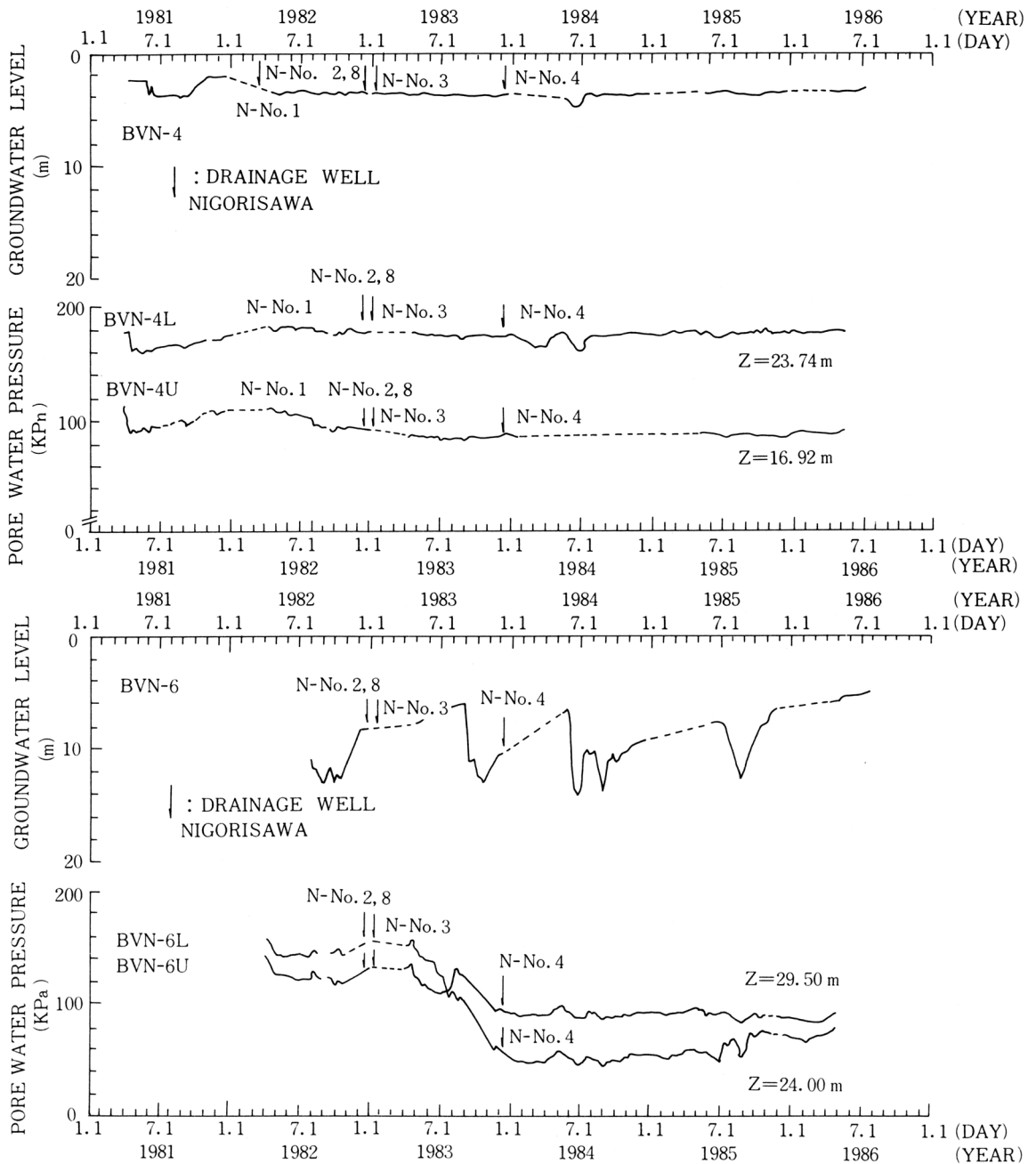


図-10 濁沢地すべり地での間隙水圧、水位の変化

2-3 降雨と間隙水圧の変動挙動

降雨と間隙水圧の変動関係をみるために、融雪水の影響のない期間を考慮して、1984年7～9月における降雨量とBVH-CUの間隙水圧の変動を示したのが図-11である。間隙水圧が降雨後、数日して最大になっていることがわかる。このような結果は数少ないので早急に結論を出すには至らないが、地すべり観視体制を降雨後、数日あるいはそれ以上継続する必要があるといえる。

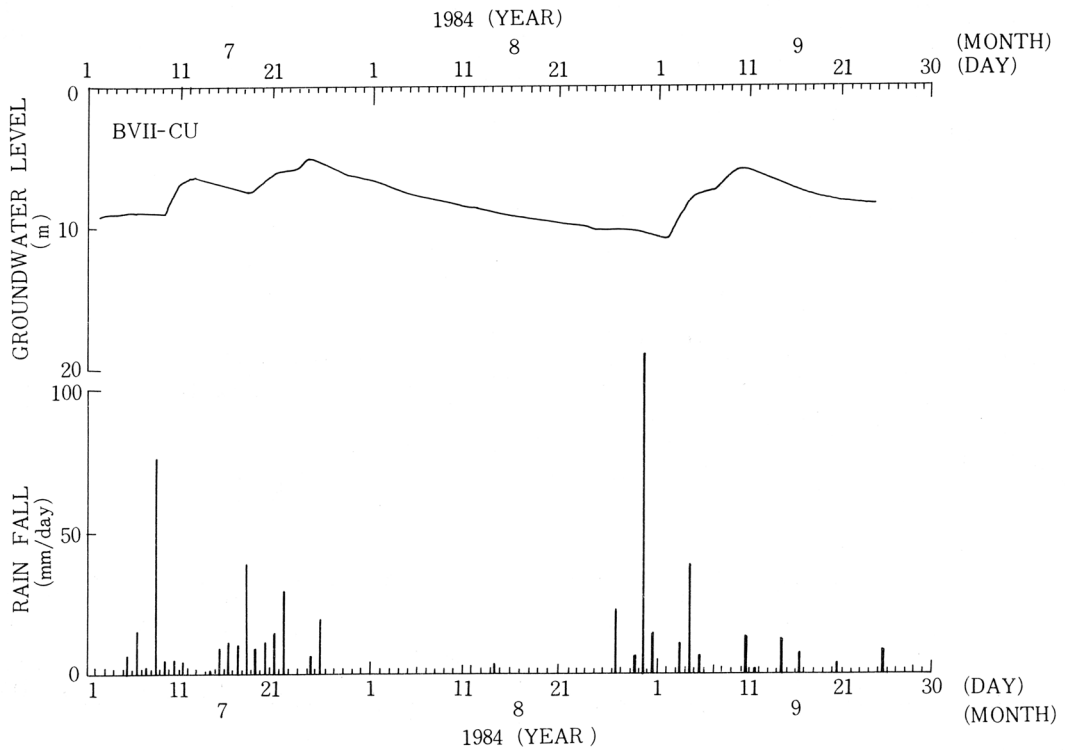


図-11 濁沢地すべり地における降雨量と間隙水圧の関係

3 蓬平地すべり地のすべり面附近の土のせん断強さ

前述のような地すべり地での間隙水圧の変化をみると、再滑動型の地すべりが発生するときには、土のせん断強さは

$$\tau_f = C_r + (\sigma_o - u) \tan \phi_r$$

ここに、 τ_f : せん断強さ、 σ : 初期有効垂直応力、 u : 間隙水圧の増大値、 C_r, ϕ_r : 残留強さより求めた粘着力、内部摩擦角

で表わされるから、間隙水圧の増大により土のせん断強さの低下が生じることは容易にわかる。ただし、間隙水圧が増大すると有効垂直応力は σ_o から $(\sigma_o - u)$ と減少し、 $\sigma_o / (\sigma_o - u) > 1$ となるので、土は応力的には過圧密状態となり、このときの破壊線は周知のように図-12のCBのようになり、もはや直線では表すことが出来ない。いずれに

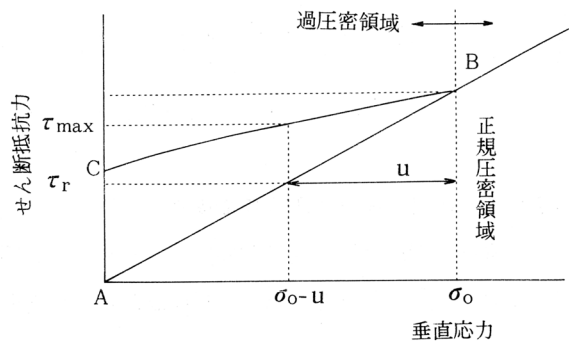


図-12 間隙水圧の上昇を考慮した土のせん断強さ

せよ、このようなことを室内実験で再現するためには、ある垂直応力で圧密した後に、有効垂直応力を低下させることを考えなければならない。そのために、リングせん断試験機を用いて次の2つの実験を行った。

- (1) 図-13(a)に示すように、垂直応力 σ_{v1} で残留強さまでせん断した後にせん断力を零として、そのまま σ_{v1} で圧密してから、垂直応力を σ_{v2} まで低下させて再びせん断する。

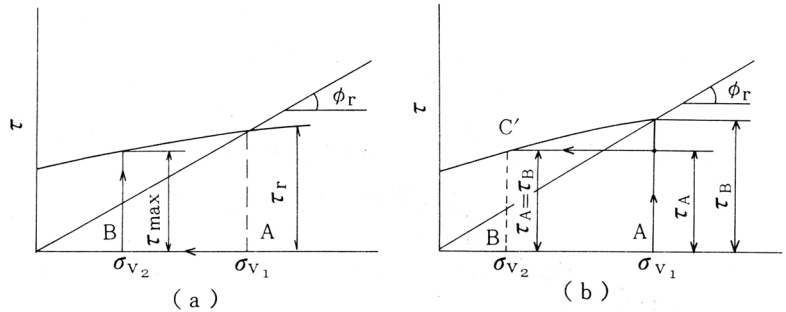


図-13 せん断時の応力条件

- (2) 実際の地すべり面の一要素の応力状態を考えると、図-14のように垂直応力(σ_v)とせん断力(τ)を受けているので、図-13(b)のように(1)と同様に残留強さまでせん断した後に、残留強さより小さいせん断力(τ_A)を载荷したまま圧密する。その後に、载荷したせん断力(τ_A)を一定として垂直応力を低下させる。(1)の方法による実験結果はすでに述べているので、ここでは、(2)の方法で行った蓬平地すべり地でのすべり面の強についての結果についてのみ述べる。

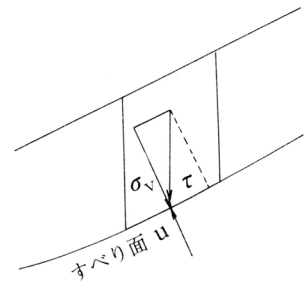


図-14 すべり面上での応力状態

(2)の方法で初期垂直応力 $\sigma_{v0} = 3.5 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\tau (= \tau_A = \tau_B) = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ での試験結果は図-15のとおりであり、 $\sigma_{v2} = 1.35 \text{ kgf/cm}^2$ までは一定の速度で変位が増すが、その後は変位速度が一定の割合で増大し、その値は σ_{v1} を境にして急激に大きくなり、土は破壊する。これらの点を下降伏点、上降伏点として、過圧密比に相当する垂直応力比 $\alpha (= \sigma_{v1}/\sigma_{v0})$ 、または、 σ_{v2}/σ_{v0} をパラメーターとして、初期せん断応力 J との関係を描くと図-16のような結果が得られる。いま、垂直応力の大きさに拘らず同じ α の点を結ぶと、 $\alpha (= 1, 2, \dots)$ で示した直線の傾き(ϕ_0)は初期応力状態の異なるものにも拘らず、垂直

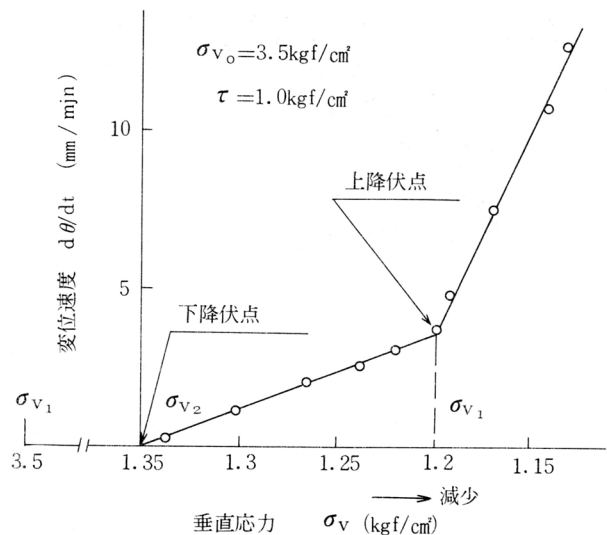
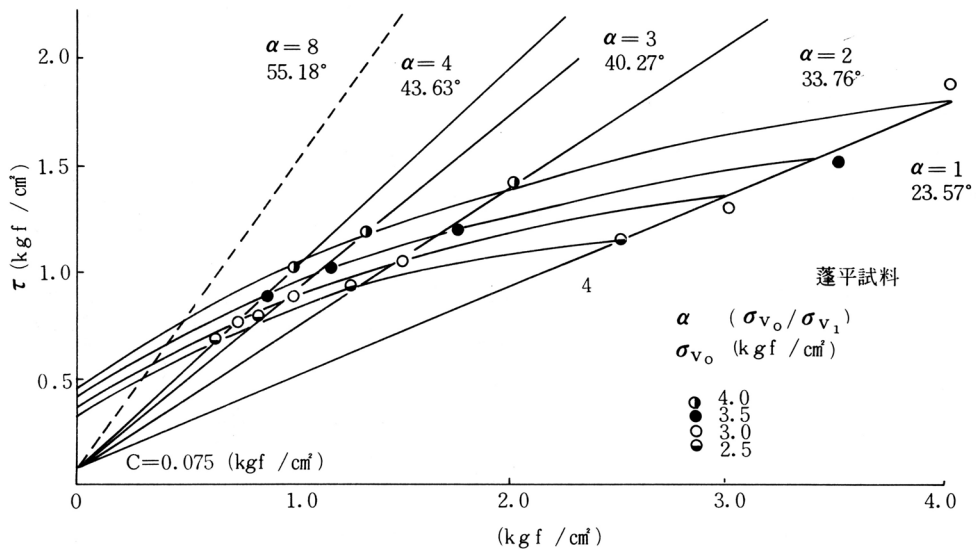
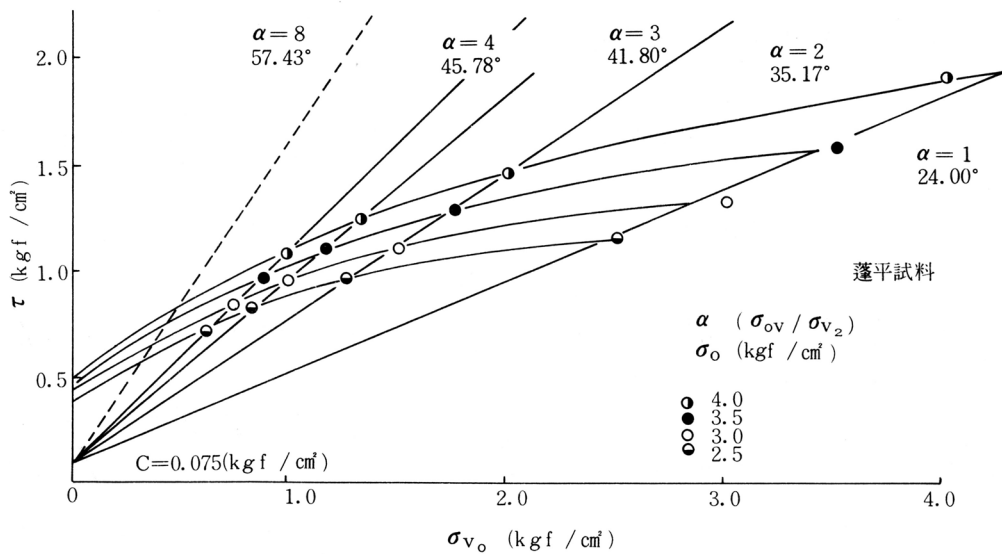


図-15 試験条件(2)の結果



(a) 下降伏点



(b) 上昇伏点

図-16 垂直応力比 α とせん断降伏強さの関係

応力比 α （過圧密比と同じ意味）にのみ依存する値となり， ϕ_0 と α （又はOCR）の関係は図-17の(a), (c)のようになる。ここに，ひずみ制御試験と書いたのは実験方法(1)による初期せん断応力が零

の場合の値である。また、同図には栃尾、名立の地すべり地の土の結果も示してある。

図-17から、 $\phi_0 - \alpha$ (又はOCR) 関係は土の種類によって異なることも明らかである。

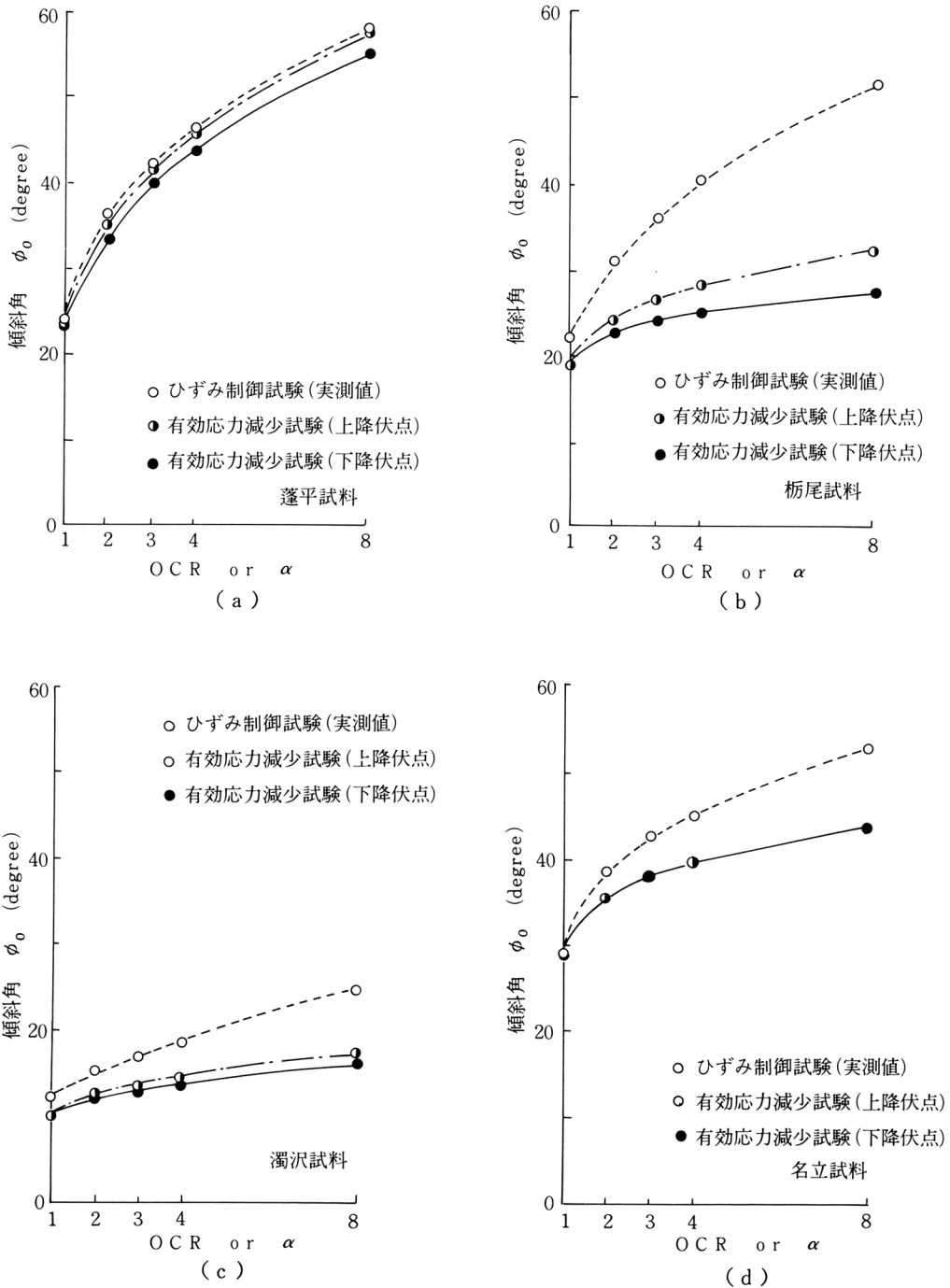


図-17 傾斜角 ϕ_0 と垂直応力比 α の関係

4 む す び

長期にわたる計測結果をみると、排水工法の考え方も明白になり、その効果も確認することが出来るが、濁沢地すべり地のように観測→対策工法→効果判定と一連の流れに沿うことは極めて稀である。今後は断続的に地すべりをしている箇所でも系統的な観測の出来る、あるいは、されることを願う次第である。また、より効果的な地すべり防止対策を行うためには、応急対策の後の地下水関係、土質工学的関係の調査・実験に基いた本格的な地すべり防止対策の行れる必要があることを強調したい。

Ⅲ 蓬平地すべり災害の概要

- 1) 位 置 長岡市蓬平町五反田地内 蓬平川左岸 標高約300メートル～220メートル間
- 2) 発生日時 昭和61年5月17日19時30分
- 3) 発生規模 幅：130 m 長さ：250 m 面積：32,500 m² 崩壊土砂量：500,000 m³
- 4) 被害状況 (A) 公共土木施設
- 砂防河川蓬平川埋塞 $l = 230$ m
 - 市道 $l = 280$ m, 市道橋 1基
- (B) 農 地
- 田 0.8 ha, 畑 0.3 ha, 用水路 $l = 200$ m, 農道 $l = 100$ m
- (C) 家 屋 等
- 住家 全壊6戸, 半壊1戸, 土砂流入1戸
 - 非住家 全壊3戸
- 5) 地 形 猿倉岳西側末端斜面
- 6) 地 質 新第三紀椎谷層(泥岩, 凝灰質砂岩)
- 走向傾斜 N 10～40°E, 20°E (受け盤すべり)

7) 工事概要

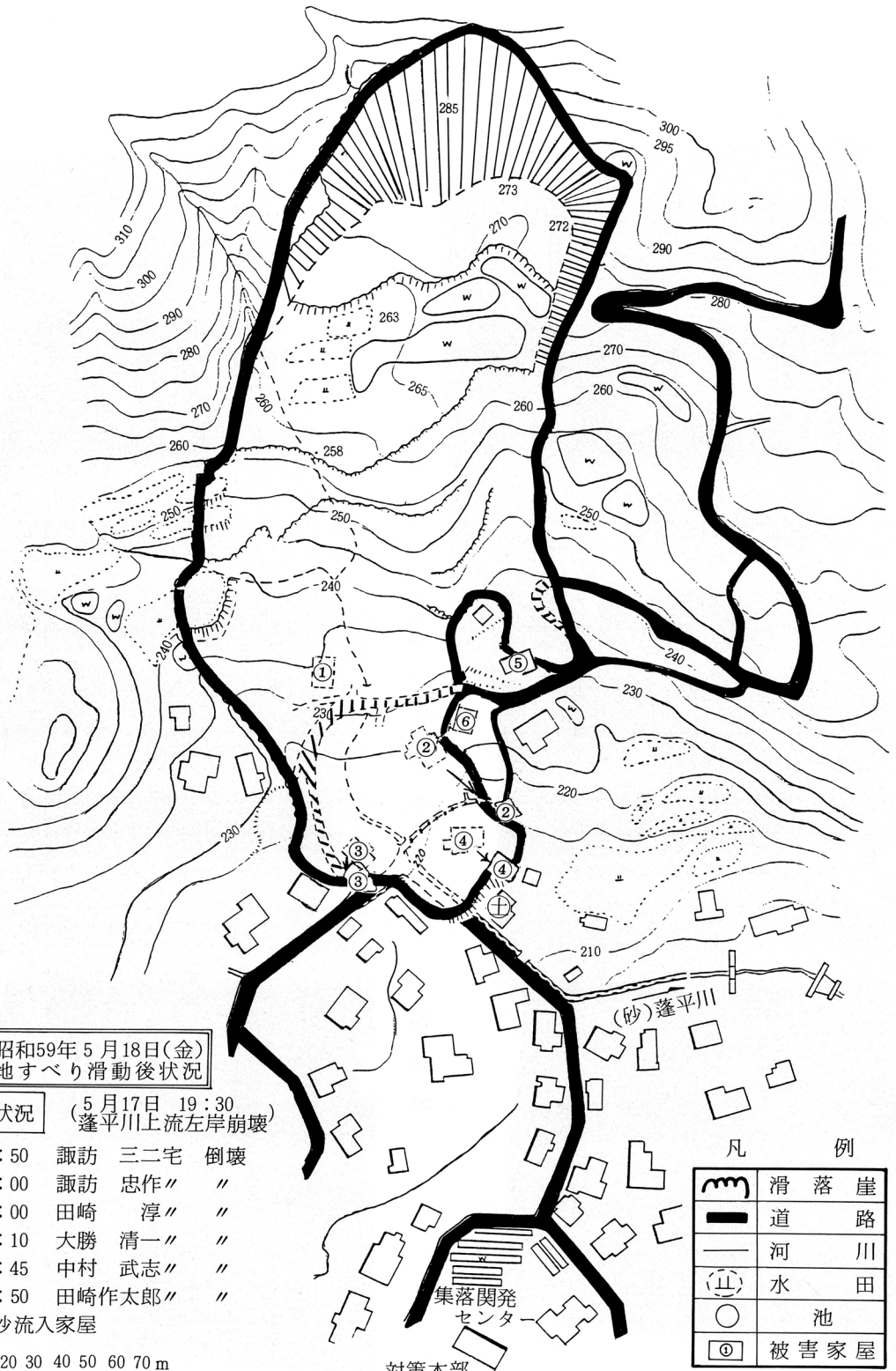
年度	事業名	事業費(千円)	工事概要
S59	災害関連緊急地すべり対策	201,000	集水井 2基
			横ボーリング工 (20孔) 1,000 m
			明暗渠工 326 m
			暗渠工 469 m
			水路工 184 m
			杭打工 37本
S59	地すべり対策	6,900	横ボーリング工 (10孔) 500 m
			水路工 20 m
S59	砂防災害復旧	64,388	復旧延長 231 m
			連節ブロック工 153 m
			落差工 8基
S59	市道災害復旧	59,287	復旧延長 383 m
			舗装工 1,549 m ²
			井桁ブロック工 260 m ²
			ブロック積工 90 m ²
			暗渠工 127 m
			側溝工 77 m
S60	地すべり対策	60,000	横ボーリング (30孔) 1,500 m
			明暗渠工 93 m
			暗渠工 60 m
			水路工 71 m
			土留工 43 m



被災前 昭和59年5月16日 撮影（5月15日20時30分亀裂発生）



被災後 昭和59年5月18日 撮影（5月17日19時30分滑動）



昭和59年5月18日(金)
地すべり滑動後状況

家屋倒壊状況 (5月17日 19:30
蓬平川上流左岸崩壊)

- ① 19:50 諏訪 三宅 倒壊
- ② 20:00 諏訪 忠作 // //
- ③ 20:00 田崎 淳 // //
- ④ 20:10 大勝 清一 // //
- ⑤ 20:45 中村 武志 // //
- ⑥ 20:50 田崎作太郎 // //
- ⊕ 土砂流入家屋

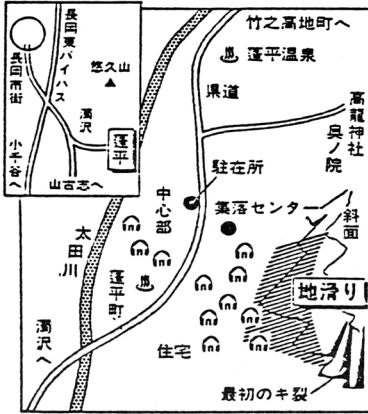
0 10 20 30 40 50 60 70 m
縮 尺

凡 例	
	滑 落 崖
	道 路
	河 川
	水 田
	池
	被 害 家 屋

対策本部

蓬平地すべり概要図

〈長岡市蓬平の地滑り現場〉



地滑り 次々民家のみ込む

長岡市蓬平 8戸を全半壊

十五日夜、長岡市蓬平町で発生した地滑りは十七日夜になって大規模な滑落を起し民家八軒を全半壊させた。同日午後十一時現在、地滑りは一時間二、三回で小康状態を保っている模様。付近の住民二十一世帯七十五人は、同日夕までに避難、死者、けが人はなかった。

停電…地鳴り続く

同日午後七時五十分ごろ、同市蓬平町裏山の通称猿倉岳が突然、大きな滑落を起し、約五十軒下の民家を次々に直撃、七軒を全壊、一軒を半壊させた。現場付近は、滑落が起きると同時に停電し、規模などはわかっていないが、地滑りはやがておさまっているが長岡署員、地元消防団員などが警戒態勢を敷いている。現地対策本部は同日夜、蓬平町百五十二戸のうち

七十戸に避難命令を出し、住民は同町慶覚寺と親類に身を寄せている。住民は地滑り発生時を思い出しながら一様に顔をむくはらせていた。「八時ちょっと前、ゴーンという大きな音がしたと思ったら電気が消え、部落中が真っ暗になった。そのあと車の放送で避難命令が出された何も持たず避難した」と長岡署二年の星野廣治君(せ)は興奮の表情。

土砂はスローモーションのように落ちてきた。東端の諏訪三三さんを押しつぶし、さらに向かいの諏訪忠作さん宅をのみ込み、次々に民家を襲い、付近一帯は土砂に埋まった。

地滑り現場は地元消防団員、長岡署員らが立ち入り禁止のロープを張りめぐらし、ものしい警戒態勢を敷き、部落の人たちは連まきだ不安そうな表情。

夜がふけるとともに停電に備えてロウソクや身の回り品を商店で求める住民たちの姿が慌しい。警戒の照明、走り

- 回るパトカー、救急車のサイレンが住民の不安をさらにかきたている。
- 町内会長の中村務さんは「覚悟をしていたが、人命に被害がなく幸いだった。夜が明けてみなければ、対策の立てようがないと話していた。全半壊した家屋は次の通り。(敬称略、数字は世帯主をさくむ家族数)
- 諏訪三三(五) 農薬 113 3 諏訪忠作(六) 農薬 115 4 中村武志(五) 農薬 114 4 田崎作太郎(五) 農薬 112 2 大勝清一(三) 農薬 113 2 田崎勇一(三) 農薬 113 2 田崎淳(三) 農協組合員 117 7 諏訪康(三) 農薬 113

地すべり学会新潟支部経過

- 1 1973年(昭和48年) 6月30日 設立総会 於 新大教育学部
記念講演
- 10月24,25日 現地検討会 妙高高原町地獄谷地すべり地
板倉町猿供養寺, 十二平, 栗沢地すべり地
- 2 1974年(昭和49年) 4月26日 総会, シンポジウム 駒村富士弥
11月14,15日 現地検討会 松之山地すべり地
- 3 1975年(昭和50年) 5月9日 総会, シンポジウム `地すべりの判定法、高野秀夫
現地検討会 東野名地すべり地
- 4 1976年(昭和51年) 5月14日 総会, シンポジウム 西田彰一, 神田 章, 井上 巖,
安部有司(地下水)
9月2,3日 現地検討会 山古志下平地すべり
- 5 1977年(昭和52年) 5月13日 総会, シンポジウム `地下水、小出 博
10月20,21日 現地検討会 松之山地すべり地
- 6 1978年(昭和53年) 5月13日 総会, シンポジウム
1 チェコスロバキアの地すべり
西田彰一, 湊元光春, 寺川俊浩
2 対策のための地すべり調査法
青木 滋, 小川正二, 酒井 淳
9月28日 現地検討会 糸魚川市来海沢, 山之坊, 大所川発電所
- 7 1979年(昭和54年) 5月19日 総会, シンポジウム(土質工学会共催)
`地すべりの人為的誘因と運動について、渡 正亮
`地すべりの安定解析、白石一夫, 小川正二, 福本安正
10月18,19日 現地検討会 柿崎町上仲子, 小谷地すべり地
- 8 1980年(昭和55年) 5月16日 総会, シンポジウム
`地すべり防止杭について、福本安正, 湊元光春, 中村浩之
10月8,9日 現地検討会 栃尾市大野地すべり地
山古志村虫亀地すべり地
- 9 1981年(昭和56年) 6月25日 総会, 講演会
`56豪雪について、 中俣 三郎
`濁沢地すべりについて、松山 完
`中東地すべりについて、福本 安正
10月27,28日 現地検討会 名立町四十刈地すべり地
上越市平山地すべり地

- 10 1982年(昭和57年) 5月14日 総会, シンポジウム
 `地すべり対策防止工事の効果と斜面安定(1)、
 福本安正, 岩永 伸, 高野正樹, 近藤政司
 10月14, 15日 現地検討会 板倉町釜塚, 段子差地すべり地
- 11 1983年(昭和58年) 5月13日 総会, シンポジウム
 `地すべり対策防止工事と斜面安定(2)、
 福本安正, 小宮利彦, 大西吉一, 神田 章
 10月13, 14日 現地検討会 新井市馬場地すべり地
- 12 1984年(昭和59年) 5月11日 総会, シンポジウム
 `阿賀野川沿岸の地すべりについて、黒木三郎
 5月10日 現地検討会 鹿瀬町赤崎地すべり地
- 13 1985年(昭和60年) 5月10日 総会, シンポジウム
 `地すべり多発地域における道路設計、大窪克巳
 `大所川第3発電所の地すべりについて、佐々木是夫
 9月12, 13日 現地検討会 新井市八幡地すべり地
- 14 1986年(昭和61年) 5月16日 総会, シンポジウム
 `地すべり危険地の分布、岩永 伸
 `地すべりの現況と対策、藤田寿雄
 9月12, 13日 現地検討会 栃尾市宮沢地すべり地
 長岡市蓬平地すべり地

祝 第14回現地検討会

社団法人 新潟県建設業協会 長岡支部

〒940 長岡市四郎丸沖田230-1 TEL 0258(32)0616

支部長 安藤 清一郎

祝 第14回現地検討会

社団法人 新潟県建設業協会 糸魚川支部

〒941 糸魚川市南押上3-3-36 TEL 0255(52)1210

支部長 笠原 忠次

祝 第14回現地検討会

社団法人 新潟県建設業協会 上越支部

〒943 上越市東城町3-8-42 TEL 0255(23)4990

支部長 岡田 定次

祝 第14回現地検討会

社団法人 新潟県建設業協会 安塚支部

〒942-04 東頸城郡安塚町大字安塚 TEL 02559(2)3081

支部長 武江 喜久雄

宮沢地すべり・蓬平地すべり

— 1986・9 —

編 集 新潟県農地部農地建設課
新潟県林業試験場
発 行 新潟県農地部農地建設課
印 刷 株式会社 文 久 堂
