

第11回シンポジウム

地すべり対策防止工事の効果と斜面安定(2)

1983. 5. 13

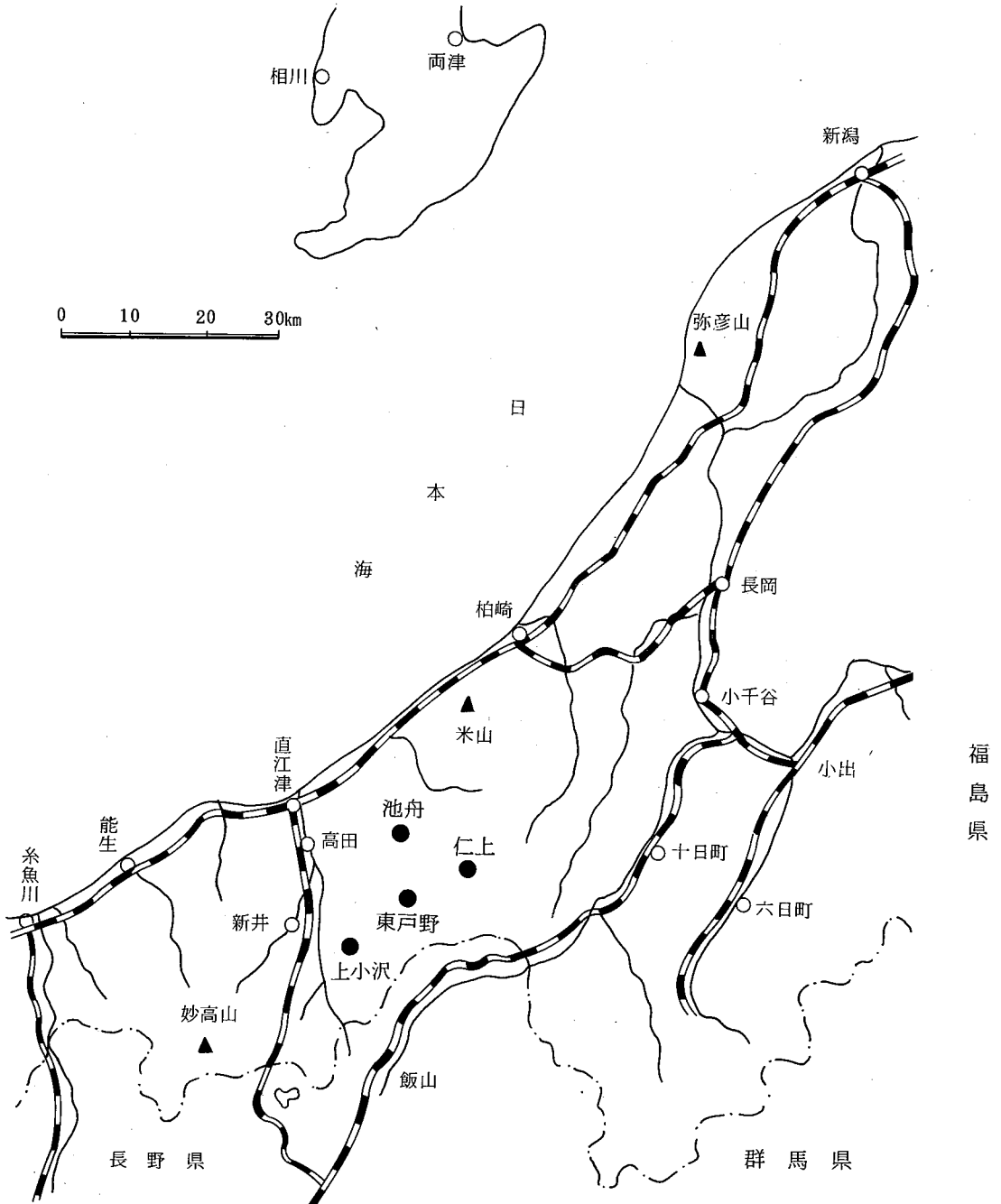
主催 土質工学会北陸支部
地すべり学会新潟支部
土木学会関東支部

後援 新潟県
新潟県地質調査業協会
地すべり対策技術協会新潟支部

目 次

I 防止工事施行による帰納的考察	
—— 東戸野地すべり地 ——	1
—— 仁上地すべり地 ——	15
II 地すべり斜面の安定解析をめぐる土質試験の 問題の概察	23
III 集水井工および杭打工による効果	
—— 上小沢地すべり地 ——	29
IV 移動中地すべり地における防止工事の施行例と その効果について	
—— 池舟地すべり地 ——	45

調査・試験地位置図



序

昨年に続いて、今年も「地すべり対策防止工事の効果と斜面安定」の課題をさらに追究することといたしました。

地すべり斜面の安定解析はきわめて基本的な問題であり、土質力学、土木工学においても重要な分野となっています。そして以前から研究が続けられてきましたが、いまだに多くの未解明点をのこしています。地すべり安定計算が現実斜面と著しく適合しないことが第1線の技術者の共通的苦悩となっています。

したがって検討を深めるべき主要な点は、第1に、地すべり斜面の安定解析がなぜ既存の計算式に適合しないのか。第2に、移動中、小康状態および安定時などの斜面の状態に応じた土塊のせん断強度、安全率をどのようにして解明するか。第3に、実際の斜面の状態に適合した安定計算式を確立するためにはどうすべきか、土質試験をどのように用いるか。等があると思います。

シンポジウムの質的向上を図るため、執筆者には多忙のなか多大の時間を費やして過去のデーターをまとめ、できるだけ具体的な討論を展開できるよう編集してもらいました。

「科学的真理は対立し合う矛盾の統一としての飛躍から生まれる。そして解決すべき問題は、解決に必要な物質的諸条件が成立する過程において矛盾として現れる」との哲学的命題を自覚し、地すべり技術発展のなかに生かしたいと思います。

みなさんの積極的な討論をお願いいたします。

I 防止工事施工による帰納的考察

ひがしとの 東戸野地すべり地

新潟県林業試験場 福本 安正

1. 東戸野地すべりの概況

本地区は中頸城郡清里村に位置し、当地すべり地周辺地域は、第三紀中新世椎谷層からなり、黑色泥岩がきわめて優勢な地帯であって、地すべりの多発生地帯となっている。

古くから地すべり災害を繰返し発生し、そのため戦前から県営防止工事が続けられてきた。

地すべりの形態は慢性的なクリープ性の移動であるが、ときには大量の土砂をおしだす崩壊的地すべりを何回も発生した。移動が最も激しいのは融雪期であるが、夏～冬にかけても葡行性の移動を続ける。

2. 防止工事と歪杭, 地中伸縮計等の測定調査

1970年秋、図-1に示す斜面が移動を開始した。その防止対策として1971年夏から秋にかけ、鋼管杭(径318.5mm, 厚6.9mm, 長17~20m)35本を挿入した(図-1~2参照)。これらの杭のうち、3本の杭に歪計を1m間隔, 上・下流対照にとりつけ杭の応力を測定した。

挿入2か月後、土塊の移動のため杭頭変位が現われ、多いものは25cmに、6か月後には50cmに達した。1972年8月3本の杭(引抜杭No.1~3)を引抜き、破壊調査を行った。また、1974年に集水井を施工したが、その掘削に際して引抜杭No.4の屈曲破壊状態、地すべり面および土質累重状態を詳細に観察した。

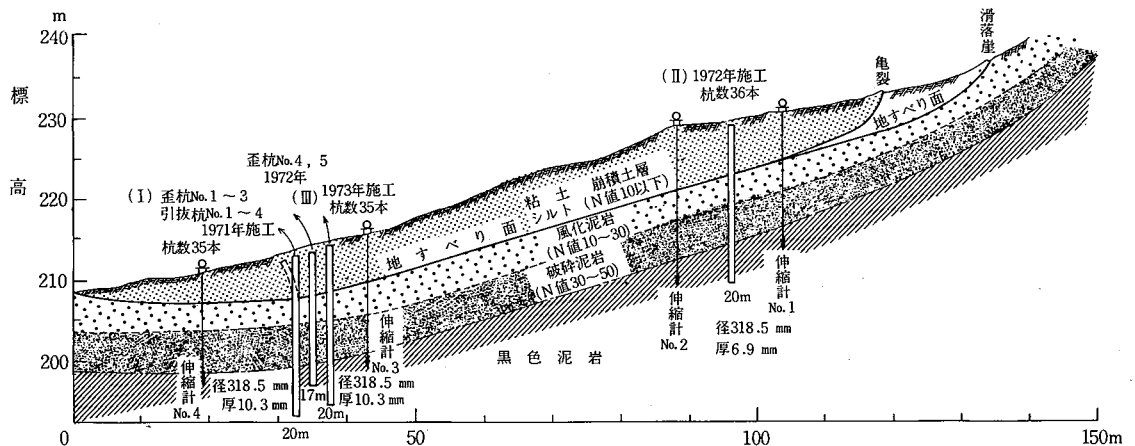


図-1 東戸野地すべり斜面地質縦断面図

1972年には歪杭がすでに弾性領域より破壊領域に移行したので、前列杭の3 m上方にNo.4, 5歪杭(図-1, 2参照)を挿入設置し測定を続けた。No.4歪杭は径318.5mm, 厚10.3mm, No.5歪杭は径318.5mm, 厚6.9mmであって、剛性の異なる杭を4.0m間隔で並列した場合の杭の挙動の相異を解析することとした。

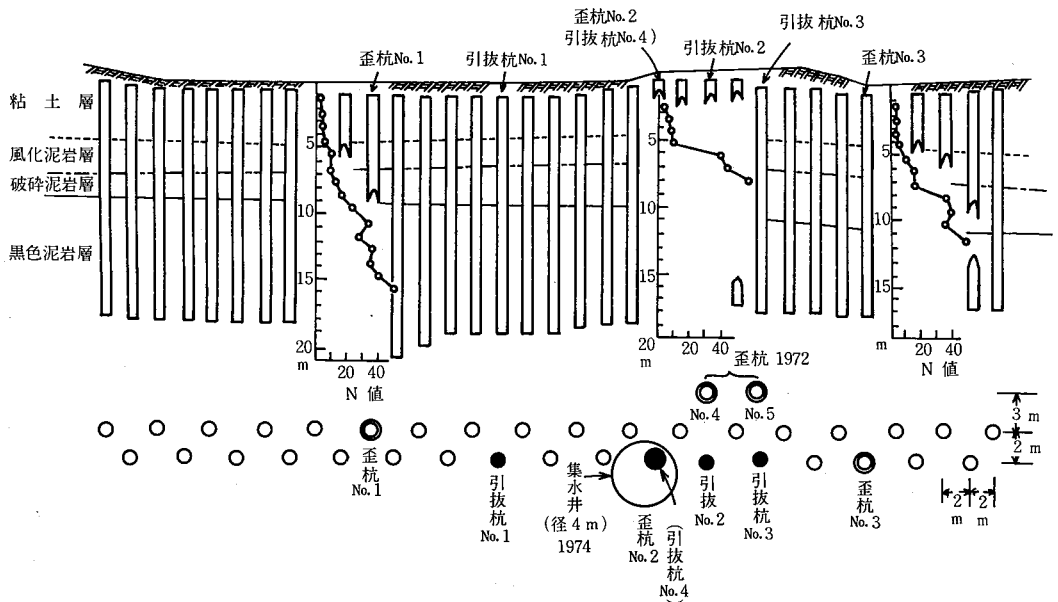


図-2 杭配置・土質横断面図(東戸野地すべり地)

この斜面の移動防止のため、さらに杭打工事を継続し、1972年に斜面上部に36本、1973年に斜面下部に35本の鋼管杭を挿入施工した。

杭打工事施工による効果を解明するため、斜面上部から下部にかけて4基の地中伸縮計を1972年11月に設置し、土塊の変位挙動を測定した。

この斜面には、杭打工事施工に先立ち、調査ボーリングによる土質累重状態と地すべり面の解明を行ない、鋼管杭長を決定した。

また、斜面安定解析のため、土質試験を行った。

3. 調査・解析の結果

(1) 歪鋼管杭の解析

1) 歪鋼管杭No.1~3 (1971年挿入設置)

この斜面における最初の杭打であって、夏から秋にかけて施工したが、施工中も移動が続いた。

歪杭No. 1, 2は1971年10月, No. 3は9月挿入設置し, 測定を開始した。各歪杭のヒズミ分布曲線を図上微分により解析すると, 曲げモーメントおよび杭反力分布は図-3~8のごとくなる。

これらの結果から, 次のことを考察することができる。

- ① 地すべり面は, 歪杭No. 1では地表からの深度4.0m, 歪杭No. 2では5.0m, No. 3では4.5m付近の風化泥岩中または風化泥岩層中に挟在する粘土層中に形成している。

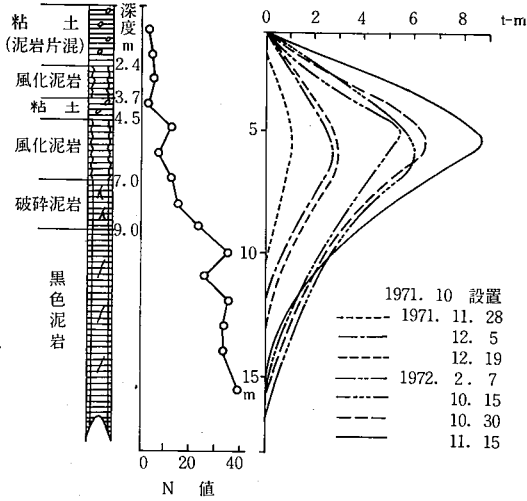


図-3 歪杭No.1 モーメント分布曲線

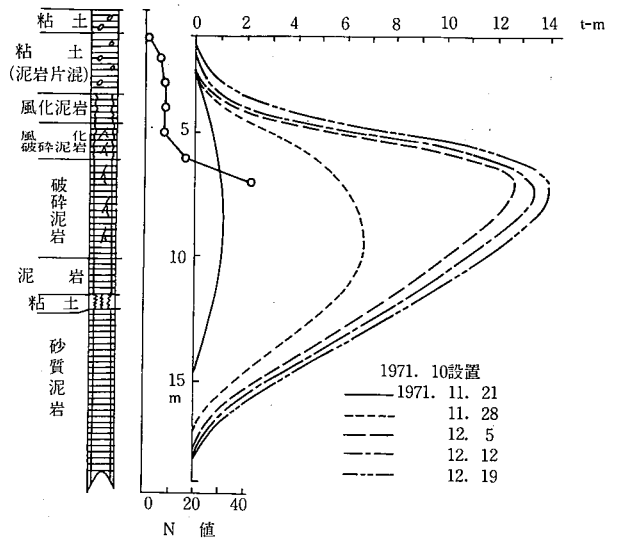


図-4 歪杭No.2 モーメント分布曲線

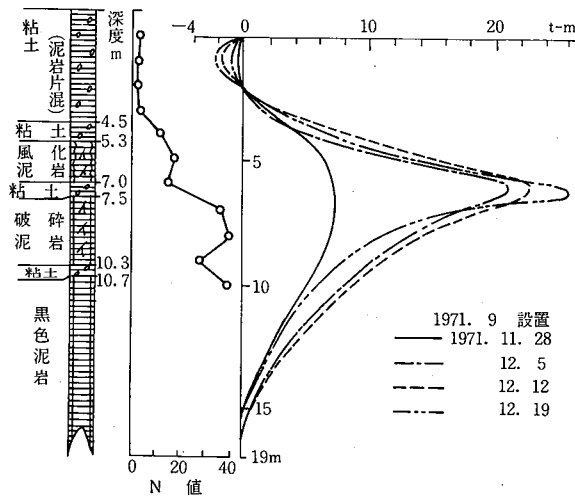


図-5 歪杭No.3 モーメント分布曲線

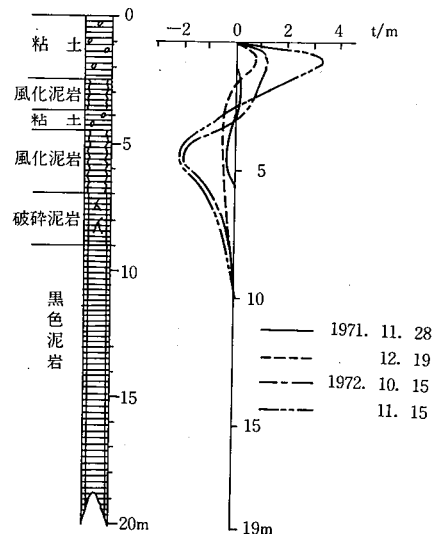


図-6 歪杭No.1 杭反力分布曲線

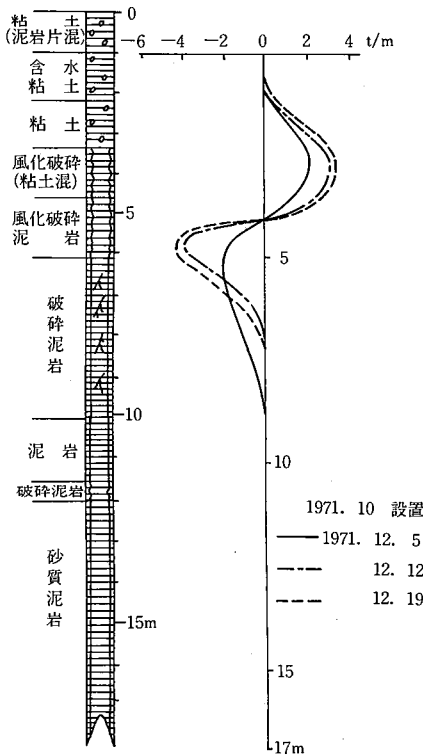


図-7 歪杭No. 2 杭反力分布曲線

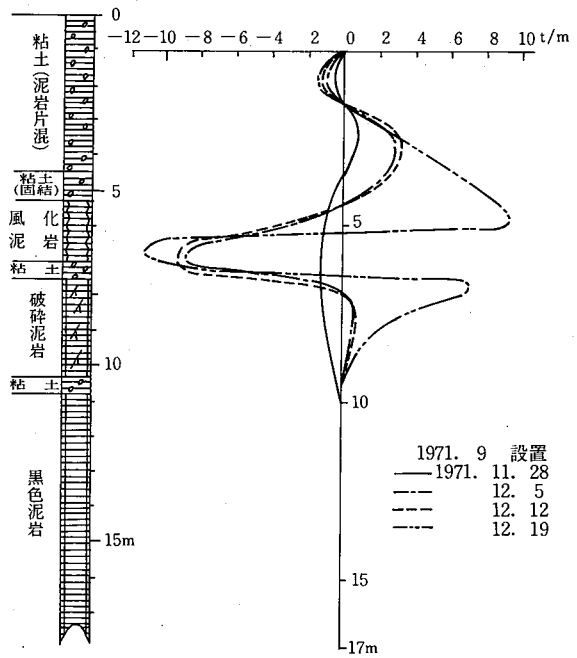


図-8 歪杭No. 3 杭反力分布曲線

- ② 歪杭No. 1 は、挿入設置1年後(1972年11月)の最大曲げモーメントは約9.0 t-mで弾性領域内にあるのに対して、歪杭No. 2 は3か月後の1971年12月末には、弾性限界に達し、歪杭No. 3 にいたっては1971年11月に弾性限界を超え、塑性領域に移行している。
- ③ 最大曲げモーメントは、各杭とも地すべり面の下に発生している。また杭反力ゼロ点がほぼ地すべり面となっている。
- ④ 歪杭No. 2, 3 は5か月後は破壊領域に達し、断線が著しくなった。

(2) 歪鋼管杭No. 4, 5 (1972年挿入設置)

この2本の試験杭は引抜杭No. 2, No. 3の破壊調査後に挿入設置したもので、この地点はこの杭列中最も激しい移動がみられる位置であった。

曲げモーメントの分布曲線は図9~10のごとく表わされる。これらの図から次のごとく解析することができる。

- 1) 地すべり面は、地表より約5.0mの風化破碎泥岩中に形成し、最大曲げモーメントはその下に発生している。
- 2) 歪杭No. 4の最大曲げモーメントは挿入6か月後7.6 t-m、歪杭No. 5は3.9 t-mとなり、その後増加は認められなかった。このことは図-13に掲げる伸縮計No. 3の移動が1972年末以降すくなくなっ

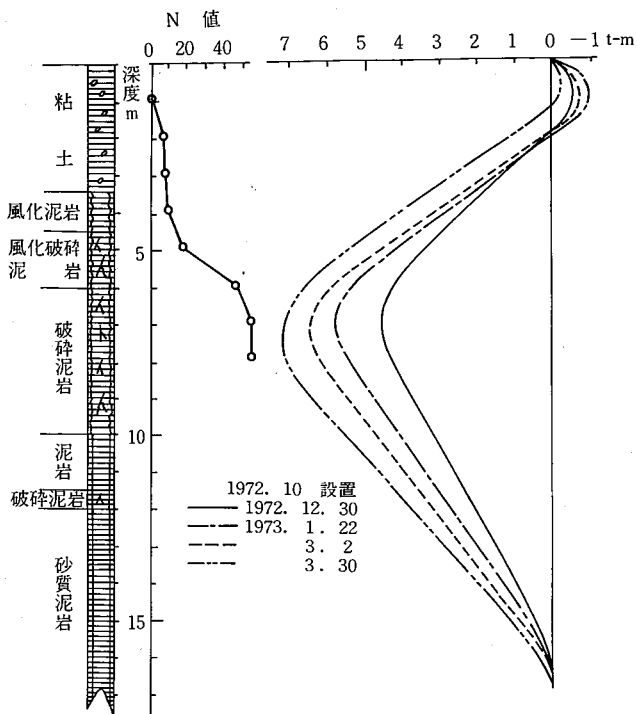


図-9 歪杭No.4 (剛性の大きい杭) モーメント分布曲線

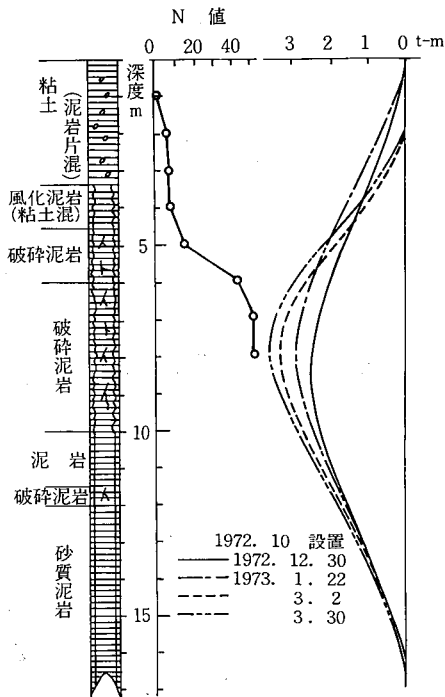


図-10 歪杭No.5 (剛性の小さい杭) モーメント分布曲線

たこととよく対応している。

3) 剛性の大きいNo.4と剛性の小さいNo.5のヒズミ値はほぼ同じであって、したがってNo.4歪杭は剛性の大きいだけモーメントが大きく発生し、杭抵抗効果も大きくなっている。

(2) 引抜杭の屈曲破壊状態

1971年施工の杭は約1年後杭頭が変位し、著しいもの50cm以上に達した。1972年8月、図-2に示す3本の杭を引抜き、屈曲破壊調査を行った。また、引抜杭No.4は、歪杭No.2であって、1974年この位置に集水井を掘削施工した際に破壊状態、土質累重および地すべり面形成状態を調査した。

以上の引抜杭No.1~4の屈曲破壊状態は図-11のごとくであった。これらの破壊状態から次のことが解析できる。

- 1) 引抜杭No.1, 2の屈曲型は同タイプであり、弓なり形に屈曲している。またNo.1の杭頭変位は45cm, No.2の杭頭変位は182cmであって、両杭のその間隔12mであり、引抜杭No.4との間隔はわずか8mにもかかわらず、土圧のかかり方はきわめて大きな相違があることを表わしている。
- 2) 引抜杭No.3は「S字型」に、引抜杭No.4は「逆くの字型」に屈曲している。
- 3) 屈曲タイプの相違は地すべり土塊のかかり方によって生ずる。すなわち、「弓なり型」の屈曲は

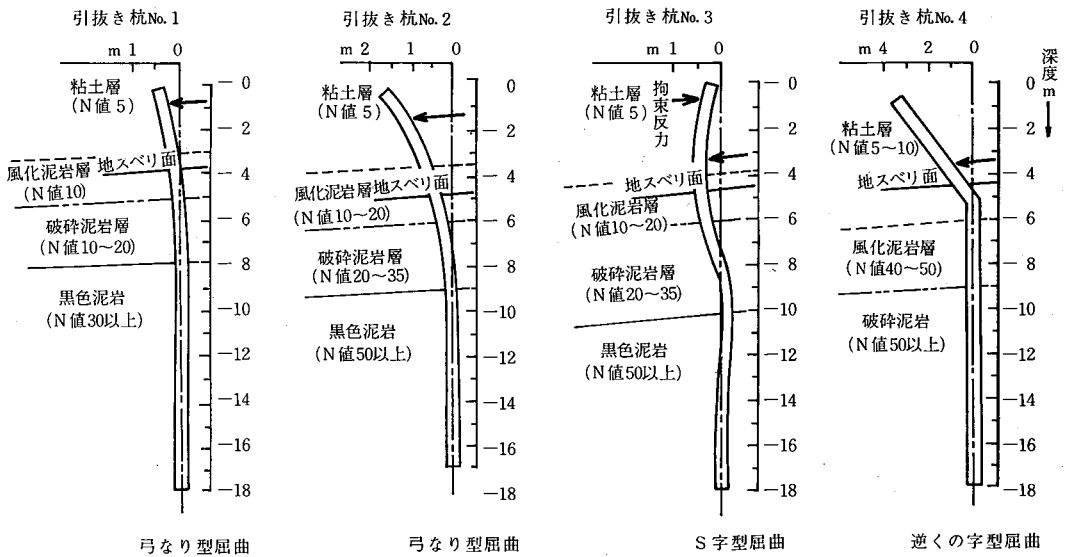


図-11 杭の屈曲破壊状態・地すべり土圧・土質累重状態

地すべり面から地表までの土塊全体が移動する場合の変形であり、それに対して「S字型」の屈曲は地すべり面の上に土圧が集中的にかかり、杭頭付近に拘束反力が作用する場合の変形である。また、「逆くの字型」の屈曲は、「S字型」と同様の土圧がかかるが、杭頭に拘束反力が作用しない場合の変形である。

- 4) いずれの杭も、その屈曲点、破壊部は地すべり面の下に発生しており、この部分が曲げモーメント最大点となっている。したがって、杭の破壊はせん断破壊ではなく、モーメントによる曲げ破壊である。
- 5) 引抜き杭No.4は歪杭No.2であるが、この杭のヒズミ計測から求めたモーメント最大点は杭頭から6.0 mの位置にあるのに対し、破壊点は5.5 mの位置にあり、ほぼ一致しており、ヒズミ計測の精度をあらわしている。
- 6) Y. L. Chang の杭の横抵抗計算によるモーメント最大点を求める式が地すべり防止杭に適合するかどうかについて検討する。すなわち、最大曲げモーメント発生点 l_m はつぎのようにあらわされる。

$$l_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta h} \dots\dots\dots(1)$$

ただし、 l_m : 地すべり面からモーメント最大点までの深さ

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}}$$

h : 地すべり面から杭反力合力作用点までの高さ。

E_s : 土の弾性係数

I : 杭の断面 2 次モーメント

(1)式に歪杭No.2 (引抜杭No.4) の反力分布曲線図 (図-7) より求めた $h=1.3m$ を代入して解くと、 $l_m=0.7m$ となる。この値に杭の破壊点を対比させると、破壊点は地すべり面より $0.7m$ の位置で l_m と一致している。したがって、Y. L. chany の l_m 式は地すべり杭によく適合すると云い得る。

7) 歪杭No.5 の引抜調査を1974年に行ったが屈曲は全く認められなかった。したがって、すでに安定状態にあると推定することができる。

(3) 土質累重と地すべり面の形成状態

1974年歪杭No.2 の位置に径 $4.0m$ 、深さ $15m$ の集水井を掘削施工した。掘削中に土質累重状態と地すべり面および杭破壊状態を綿密に調査した。その結果を展開図にあらわすと図-12のごとくなる。

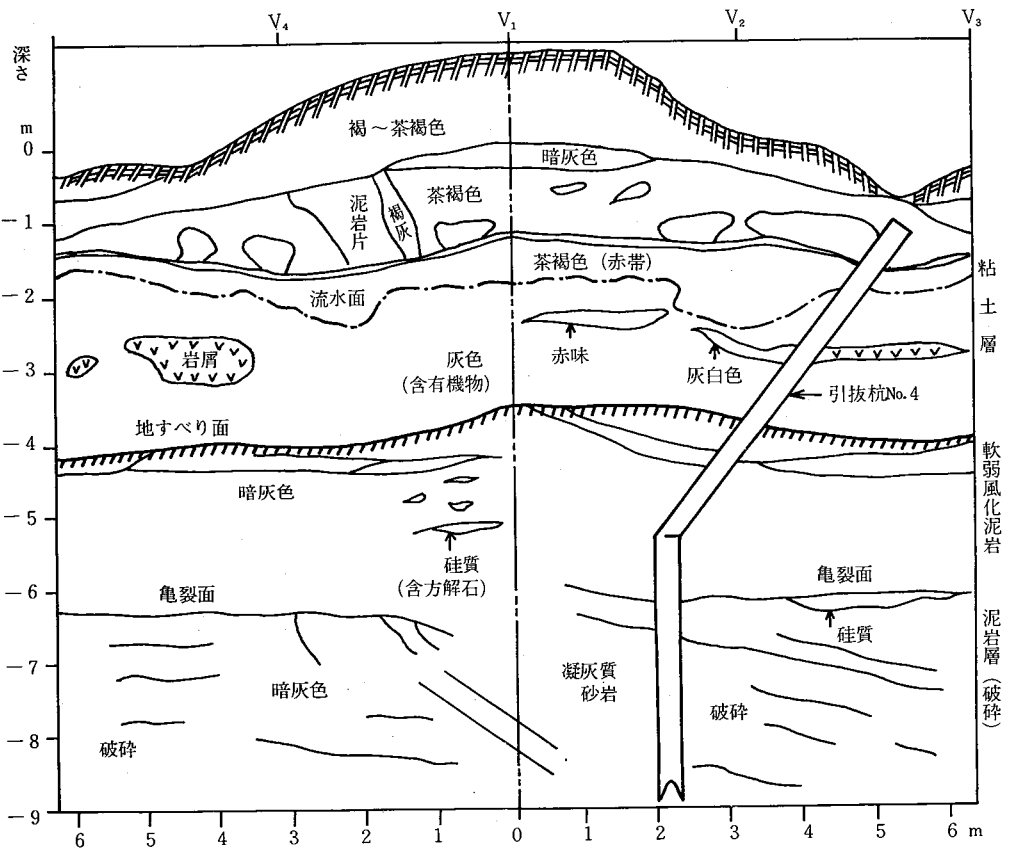


図-12 集水井展開図 (土質累重, 地すべり面, 杭屈曲状態)

地表付近から約4.0～4.5mまで粘土層，その下6.3m付近まで弱風化泥岩が累重するが，粘土層と軟弱泥岩層との層界の風化泥岩層上に地すべり面が鋭い鏡肌状に形成されている。そして，その下0.7mの位置で杭が屈曲している。

6.3m以深は泥岩層からなっている。この泥岩には亀裂が発達しているものの，かなり高い強度を保っている。

(4) 土質試験結果

集水井掘削施工と並行して土質累重状態を詳細に観察しながら試料を採取し，土質試験を行った。その結果は表-1のごとくになった。

地すべり面の土はNo.12であって，内部摩擦角と粘着力が著しく低くなっている。そしてまた自然含水比が42.02%ときわめて大きくなっている。

また，鋭敏比がきわめて大きく，地すべり面より上の土塊は地すべりの反復によって繰り返しがすすんでいることを示している。

(5) 地中伸縮計による斜面移動測定

この斜面に4台の地中伸縮計を設置し，自記装置による測定を行った。その測定結果をまとめると，図-13のとおりとなった。なお地中伸縮計の設置位置は図-1に示すとおりである。

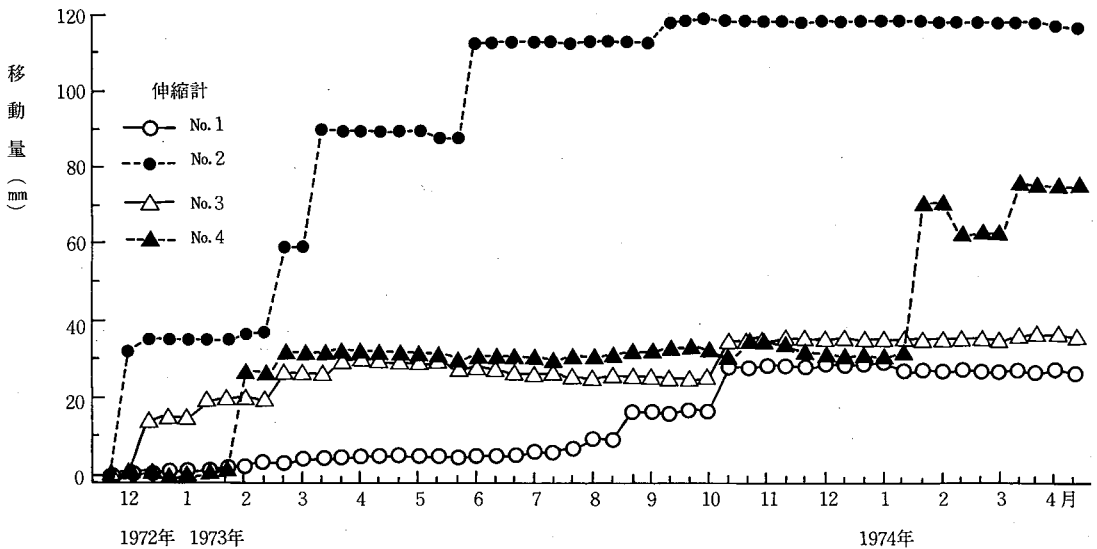


図-13 伸縮計(垂直)による移動量

この図が示すとおり，斜面上部のNo.2伸縮計の移動量が最も大きく，この移動が徐々に下方に伝ばする傾向があらわれている。しかし，1972年に斜面上部に1973年に斜面下部(図-1参照)に杭打工

表 - 1 東戸野地すべり地土質試験一覧表

試 深 不 攪 乱 資 料 粒 度 に よ る 分 類	No. (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
		シルト質粘土 ○ 0.70~ 1.05	粘土 ○ 1.30~ 1.85	ローム ○ 1.30~ 2.00	粘土質ローム ○ 1.95~ 2.40	砂質ローム ○ 2.00~ 2.20	礫 ○ 2.00~ 2.55	粘土質ローム ○ 2.50~ 3.05	砂質ローム ○ 3.10~ 3.60	粘土 ○ 3.15~ 3.60	粘土 ○ 3.75~ 4.30	粘土 ○ 4.00~ 4.35	粘土質ローム ○ 4.05~ 4.75	粘土 ○ 5.00~ 5.25	粘土 ○ 5.00~ 5.25
粒 度 試 験	%	7.4	11.0	5.0	14.0	4.0	58.0	23.0	27.0	7.0	3.0	5.0	4.0	3.0	0.5
	%	16.6	23.0	36.0	27.0	61.5	25.0	21.0	33.0	18.0	16.0	28.0	36.0	10.0	56.5
	%	52.5	36.0	46.5	35.0	23.5	10.0	29.0	27.0	29.0	44.0	37.0	37.0	43.0	25.0
	%	23.5	30.0	42.5	24.0	11.0	7.0	27.0	13.0	46.0	37.0	30.0	23.0	44.0	18.0
自 然 含 水 比	W%	21.09	27.88	33.92	31.35	39.40	32.82	35.01	26.98	26.02	28.31	30.55	42.02	31.95	38.02
真 比 重	G _s	2.71	2.71	2.43	2.70	2.58	2.71	2.70	2.69	2.71	2.72	2.71	2.55	2.72	2.59
单 位 体 積 重 量	r (g/cm ³)	2.09	1.97	1.80	1.89	1.70	1.91	1.89	1.90	1.97	2.00	1.90	1.78	1.93	1.77
乾 燥 密 度	rd (g/cm ³)	1.72	1.54	1.36	1.44	1.22	1.44	1.40	1.49	1.56	1.56	1.46	1.26	1.46	1.28
間 隙 比	e	0.53	0.76	0.81	0.88	1.13	0.88	0.93	0.80	0.73	0.74	0.86	1.03	0.86	1.02
飽 和 度	S _r %	99.86	99.55	102.34	96.55	91.40	100.77	101.65	90.95	96.10	103.52	96.20	103.90	100.91	96.72
稠 度 試 験	液性限度	42.50	65.80	42.45	65.10	52.67	67.60	65.00	65.00	69.20	72.10	65.60	62.20	68.70	
	塑性限界	19.10	23.77	30.28	24.65	23.02	31.18	26.15	24.84	24.12	26.00	23.07	23.56	23.74	
	塑性指数	23.40	42.03	12.17	40.45	29.65	36.41	38.85	40.16	45.08	46.10	42.53	38.64	44.96	
	流動指数	10.09	16.20	6.27	20.00	11.93	19.20	10.70	16.90	14.00	13.50	15.20	14.11	12.90	
三 軸 圧 縮 試 験	粘着力	0.150	0.200	0.250	0.222	0.18	0.150	0.385	0.339	0.350	0.330	0.307	0.145	0.375	0.215
	内部摩擦角	12° 20'	4° 18'	5° 00'	6° 5'	7° 14'	11° 0'	3° 0'	18'	13° 0'	13° 0'	2° 35'	30'	2° 20'	8° 50'
一 軸 圧 縮 試 験	圧縮強度	0.596		0.030		0.121									
	ねりかえした土の圧縮強度	0.274		0.113		0.335									
	鋭敏比	0.640		3.71		2.77									

事を施工した後はほぼ移動が停止したとみることができる。ただわずかに斜面上部の滑落崖付近に変動がみられるが、この移動はこの付近だけにとどまり、斜面中部から下部への伝ばはみられない。

(6) 防止工事により安定した斜面の帰納的安定解析

1) 安定解析の問題点

現在、地すべり防止設計の安定解析式として提案されているのは、簡易分割法、Fellenius, Bishop, Jonbu, Spencer, Morgensten, Bjerrum 等の式がある。これらの式は、鉄道、道路、河川、海岸の堤防等の自然斜面、人工斜面も含めて適用されるものとなっており、地すべり斜面の特性に対応させた特別な式は提起されていない。

地すべり斜面の安定解析の問題点を挙げると、

- ① 提案式間の計算値の相違は約20%となっている。しかし移動中の地すべり斜面の値と対比すると、式間の相違の数倍の相違となるが一般的である。
 - ② この値の相違の原因は、式に挿入する因子（土塊のせん断力とせん断強さ、間隙水圧）が、実際の地すべり土塊と対応する値となっていないからである。
 - ③ 各因子のうち、土のせん断強度は土質試験によって決定されるが、この値が地すべり斜面、とりわけ移動中の実際の土の強度と大きく相違する。すなわち、第三紀層地すべりは緩斜面で、斜面長が長く、運動形態も緩慢なクリープ性と反復性をなすが、この状態にあわせた土質試験を行うことはきわめて困難である。
 - ④ 土の強度は定数ではなく、移動中、小康状態中などその状態と過程に応じた変数である。このことは防止工事施工により、かつての激しい移動斜面がたちまち安定する例で見ることができる。そしてまた現位置における強度回復試験においても確認することができる。
- 以上のほかに、間隙水圧も未解明であり、今後の課題となっている。

これまで行われてきた地すべり斜面の安定解析は土質試験による土の強度によって安全率を求め、斜面の危険の状態を演繹的に解析する方法であったが、ここではこの方法とは逆に、防止対策工事を施工したことにより移動が停止した時点をも安全率1.0とし、逆算的に土のせん断強度を求め、移動中の危険度合を帰納的に解析する方法で演算する。

2) 地すべり斜面の逆算的安定解析

斜面長 130 m、斜面傾斜 14° 、地すべり面深度 5.5 m（図-1 参照）の移動土塊に対して、1971年に35本、1972年36本、1973年35本の鋼管杭の挿入により移動は停止した。

① 杭の抵抗効果について。

杭打工法によって移動が停止した場合の抵抗効果は設計計算にとり、きわめて重要な問題であるにもかかわらず定説が確立していない。一般的には杭の抵抗効果を杭のせん断強度または曲げ強度として設計計算を行っている。この方法によると、杭のせん断強度を用いる場合は抵抗効果を過大評価することになり、これに反して曲げ強度を用いると過小となり、その差が著しい。

筆者は、杭が変位することにより生ずる地盤反力を抵抗効果に加算した弾性床上の梁としての計算方法で以下のごとく行う。

まず、これまで現場で観測究明された演算上の問題点を整理すると、

- a 杭が地すべり土圧に抗しきれず、破壊する場合、破壊点は地すべり面の下部に発生する。したがってこの破壊点が曲げモーメント最大点であり、破壊はせん断ではなく曲げ破壊である。
- b 地すべり面上の杭反力分布深幅は3～4 mであり、地すべり面の深浅には関係がなく、むしろ深くなると拘束反力が作用する。
- c 杭反力は地すべり面上でゼロとなる放物線をなし、杭反力の合力作用高は1/3hとすることができる。
- d 以上の条件で、地すべり面上に杭反力合力が作用高h/3の位置に作用し、それによって地すべり面下に最大モーメントが発生する。この関係は地すべり面を地表とし、地表から突出した杭に水平荷重が作用するY. L. changの式に模して解くことができる。
- e したがって、杭の抵抗効果は最大モーメントを発生させるときの地すべり面上に作用する杭反力、せん断力によって求められる。

② 杭抵抗計算式

以上の考え方にしたがって、計算を行う。地すべり面で発生する最大曲げモーメントMmaxは杭反力Hmとの関係で次のごとくあらわされる。

$$M_{max} = \epsilon \cdot EI / r \dots\dots\dots(1)$$

$$M_{max} = -H_m h \phi_m (\beta h) \dots\dots\dots(2)$$

$$\therefore H_m = \frac{-M_{max}}{h \phi_m (\beta h)} \dots\dots\dots(3)$$

また、Mmaxのときの地すべり面に働く最大せん断力Smは次のごとくあらわされる。

$$S_m = -H_m e^{-\beta x} \{ \cos \beta x - (1+2\beta h) \sin \beta x \} \dots\dots\dots(4)$$

地すべり面上の杭の変位y₁、および地すべり面下の杭の変位y₂は次のごとくあらわされる。

$$y_1 = \frac{H_m}{6EI\beta^3} \{ \beta^3 \cdot x^3 + 3\beta^3 \cdot h \cdot x^2 - 3\beta (1+2\beta) x + 3 (1+\beta h) \} \dots\dots\dots(5)$$

$$y_2 = \frac{H_m}{2EI\beta^3} \cdot e^{-\beta \cdot x} \{ (1+\beta h) \cos \beta x - \beta h \sin \beta x \} \dots\dots\dots(6)$$

ただし

Mmax：杭が弾性限界に達するときの最大曲げモーメント

Hm：最大曲げモーメントのときの杭反力

Sm：最大曲げモーメントのときの地すべり面に働くせん断力

ε：ヒズミ

r : 杭の半径

h : 地すべり面からの杭反力合力作用高

$$\phi(\beta h) \equiv \frac{\sqrt{(1+2\beta h)^2 + 1}}{2\beta h} \cdot \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h}\right)$$

$$\beta \equiv \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} \quad \text{m}^{-1}$$

E_s : 土の弾性係数

E : 杭の弾性係数

I : 杭の断面 2 次モーメント

y_1 : 地すべり面より上の杭の変位

y_2 : 地すべり面より下の杭の変位

x : 地すべり面よりの深さ

径 318.5mm, 厚さ 6.9mm と 10.3mm の鋼管杭について, 上式により計算する。ただし, 地すべり面以深の風化泥岩の N 値を 20, したがって, kh (水平方向地盤反力係数) は 40 Kg/cm^2 杭の最大ヒズミ $\epsilon = 1,500 \times 10^{-6}$ とする。

	厚 6.9 mm	厚 10.3 mm
Mmax	16.21 t·m	23.52 t·m
Hm	10.52 t	14.89 t
S_m (地すべり面におけるせん断力)	10.52 t	14.89 t
$y_x = -3.0m$	8.5 cm	9.6 cm
$y_x = 0$	2.0 cm	2.5 cm

ただし, 杭間隔 2.0m。

③ 地盤反力の抵抗力

杭が最大曲げモーメントに達するときの地すべり面と地すべり面上 3.0 m の位置におけるたわみは厚 6.9 mm 杭で 2.0 cm, 8.5 cm, 厚 10.3 mm 杭で 2.5 cm, 9.6 cm である。

杭反力が作用する地すべり面から上 3.0 m の間 (地盤反力作用区間高 h) に主として地盤反力が抵抗力を発揮するものとし, また, 土は粘弾性体ないし粘塑性体として挙動することも考慮し, 地すべり面と $h=3.0m$ のたわみの平均 $3/4$ を抵抗に寄与するものとして, これに水平方向地盤反力係数 kh (N 値 7.5 とし, 横山幸満の図より kh を求めると 1.5 Kg/cm^2) を乗じて, 地盤反力の抵抗値 R_s を求める式は次のごとくあらわされる。

$$R_s = \frac{y_1 - y_2}{2} \times \frac{1}{5} kh \times B \times h \quad \dots\dots\dots(7)$$

ただし

B : 杭幅 h : 地盤反力作用区間高

この式により計算すると、次の結果が得られる。

厚 6.9mm 杭の R_s 56.43 t

厚 10.3mm 杭の R_s 65.04 t

④ 演 算

図-1の斜面で3段の杭打工事によって移動が完全に防止され、このときの安全率を $F_s = 1.0$ とする。

杭と地盤反力の抵抗効果については次のように評価する。

(I) 1971年施工杭 (径318.5mm, 厚6.9mm) は屈曲にいたっているので最大曲げモーメントに達したものとみなすことができる。したがって杭反力 $P_{RI} = 10.52$ t, 地盤反力 $S_{RI} = 56.43$ t とする。

(II) 1972年施工杭 (径318.5mm, 厚6.9mm) は杭頭変位は全くみられないが、施工後も伸縮計に土塊の変位が記録され、なお微小な移動が継続していることから最大値の80%とみなすと、杭反力 $P_{RII} = 8.42$ t, 地盤反力 $S_{RII} = 45.14$ t となる。

(III) 1973年施工杭 (径318.5mm, 厚10.3mm) により移動が完全に停止し、しかも杭変位が全く認められない。また、歪鋼管杭No.4の最大曲げモーメント 7.4 t-m, 歪鋼管杭No.5の最大曲げモーメント 3.6 t-m (図-9, 10参照) であることから、最大値の1/4とみなすことができる。それによると杭反力 $P_{RIII} = 3.72$ t, $S_{RIII} = 16.26$ t となる。

(I)~(III)杭の抵抗反力と地盤反力の合計は、 $P_{RI} + P_{RII} + P_{RIII} + S_{RI} + S_{RII} + S_{RIII}$

$$= \frac{10.52 + 8.42 + 3.72 + 56.43 + 45.14 + 16.26}{2} = 70.25 \tan$$

となる。

以上の杭および地盤反力の抵抗値により移動が停止したとして安定計算を行うと

$$F_s = \frac{C \cdot \ell + (\delta - u) \tan \phi + P_{RI} + S_{RI} + P_{RII} + S_{RII} + P_{RIII} + S_{RIII}}{T} \dots\dots\dots(8)$$

$$1.0 = \frac{124.70 C + (1,430.70 - 602.40) \tan \phi + 70.25}{345.85}$$

$$275.6 = 124.70 C + 828.30 \tan \phi$$

$$\therefore \begin{cases} C = 0 \text{ のとき } \phi = 18.40^\circ \\ C = \phi \text{ のとき } C = 2.21 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

となる。

また、移動中の安全率 $F_s = 0.80$ となる。

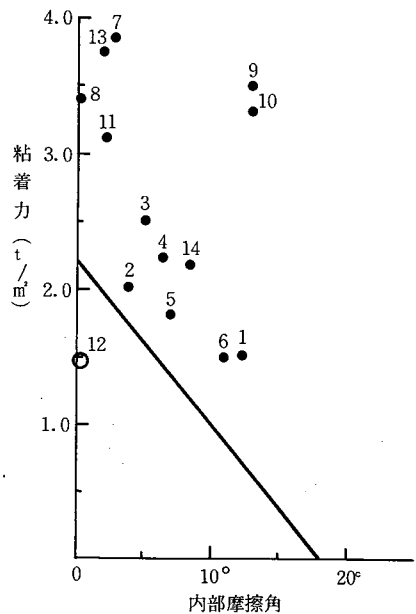


図-14 C-φ関係図 (点は表-1の三軸圧縮試験)

⑤ 杭抵抗効果と土の強度の検討

a 杭抵抗について

現在設計計算に用いられている杭のせん断強度抵抗および曲げ強度抵抗と比較する。

杭のせん断強度を用いると、径318.5mm 厚6.9mmの場合は、 $67.55 \text{ cm}^2 \times 900 \text{ Kg/cm}^2 = 60,795 \text{ Kg}$ (60.80 ton)、厚10.3mmの場合は $99.73 \text{ cm}^2 \times 900 \text{ Kg/cm}^2 = 89,757 \text{ Kg}$ (89.76 ton) となる。

また曲げモーメントによる抵抗値を求めると、最大曲げモーメントのときの杭のせん断力は径318.5mm、厚6.9mmの杭で10.52 ton、厚10.3mmの杭で14.89 tonであるので、せん断強度の1/5以下である。

これに対して地盤反力を考慮した前述の抵抗値は(I)杭のごとく最大曲げモーメントに達し、破壊するときの抵抗値は $10.52 + 56.43 = 66.95 \text{ ton}$ となり、せん断強度をわずかにうわまわりますが、破壊に至らない(II)杭は53.36 ton、(III)杭は19.98 ton であって、せん断強度と曲げ強度の中間的な値となる。

ロ) 移動中の土塊の強度

前述3-4に掲げた表-1の地すべり面の土は粘着力 1.45 t/m^2 、内部摩擦角 $30'$ であるが、図-14C- ϕ 図にこの値を対応させると、 $C = 1.45 \text{ t}$ のとき $\phi = 6.5^\circ$ 、 $\phi = 30'$ のとき、 $C = 2.15 \text{ t}$ となる。

防止工事前、年間2~3m移動していたものの、崩壊的移動にまで移行しなかった斜面の状態からすると、地すべり面の土質試験による強度よりは若干高い値であると推定することができる。

地すべり土塊は内部摩擦角が微小となり土の強度は粘着力に依存する主張とこれとは逆に粘着力はゼロとみなし、内部摩擦角に依存するとの主張が相対立している。とくに残留強度は地すべり面粘土の強度に近似するとして、このときの状態を粘着力ゼロとして、土の強度は内部摩擦角によるものとする見解がある。この検証のための演算を行うと次のごとくなる。

粘着力 $C = 0$ とすると $\phi = 18.40^\circ$ となる。この条件で、この移動斜面を間隙水圧の低下によって安定し得るには(安全率 $F_s = 1.0$ とするには)間隙水圧水頭を何m低下させたらよいかを計算すると、1.40mとなる。

しかし、防止工事実施をして経験的に云い得ることは、わずか1.0mほどの間隙水圧の低下で移動を防止できることは考えられない。粘着力を微小とし、内部摩擦角が支配的とする計算方法を行うと多くの地すべり斜面においてこのような不合理な計算結果となる。粘着力を微小とする安定計算法は泥岩地すべりのような緩傾斜面には適合しないとみるべきである。

にがみ 仁上地すべり地

(株) 日 さ く 白 石 秀 一

1. 仁上地すべり地の概要

仁上地すべり地は東頸城郡大島村のほぼ中央部に位置している。周囲は東頸城丘陵と呼ばれ、標高200～300 mの大起伏丘陵地に区分される地形が連続する。地すべり地はこの丘陵地を横切って流下する保倉川の右岸支流導寺沢、木落沢の流域にあたっている。(図-1)

導寺沢は北東から南西に向け流下しているが、最上部は東に方向を転じ、くの字型の流路をとり、木落沢は東北東から西南西に流下し最上流部が西に方向を転じるため、逆くの字型の流路となっている。このため2つの沢は尾根を取りかこむループ状の水系となり、間の尾根のほぼ全域が移動域となっている。

この地域では古くからくり返し地すべりが発生しているが、特に昭和30年代からの記録が現在も残っている。地すべりは主に4月初旬の融雪期に集中して発生し、移動の中心は斜面上部から下部に移っている。このような活動のなかでも昭和49年4月のそれは規模も大きく、斜面中央付近に現在も残っているような大規模な滑落崖を発生せしめた。この地すべりでは、すでに施工されていた鋼管杭が屈曲し、一部は地表に露出した。

この地区での防止工事は、昭和40年代から施工されてきたが、その一部にはすでに地すべりにより破壊されたものがある。

本地区では昭和53年8月頃より斜面下部での移動が活発となり、最大1日5 cmにも及ぶ移動が観測された。しかし、昭和54年1月以降杭打ち工、集水井工が施工されるにつれ、しだいに移動量が減少

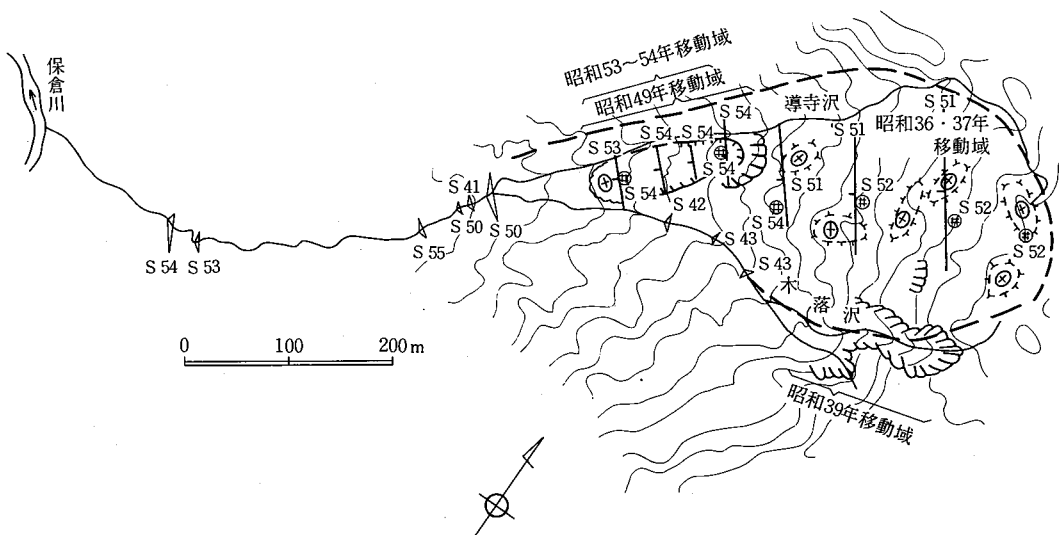


図-1 仁上地すべり地概略平面図

してゆき、工事が完成した昭和54年12月以降はほぼ完全に停止し、現在に至っている。

2. 地すべり斜面の特徴

地すべり斜面は上部と下部で地形・地質がかなり異なる。両者の境界は昭和49年の地すべりで発生した滑落崖付近となる。

斜面上部は風化岩層が厚く、地すべり面も風化岩層中に存在する。地表には分離丘・沈降地が存在し、風化岩がマスとして移動する地塊型の地すべり形態をもっている。この部分では昭和51年～53年にかけて、3段の杭打ち工、4基の集水井工、水抜きボーリング工が施工されているためか、昭和49年以降著しい移動は認められていない。

これに対し、斜面下部ではくり返し発生した地すべりにより粘性土が厚く堆積しており、その層厚は最大10mにも達する。地すべり面は崩積土層の基底付近に存在する。集水井掘削時に観察された地すべり面は厚さ30～40cmのやや色調の淡い緻密な粘土層より構成され、その下面は搔痕のついた滑面となり、この面に沿って地下水が湧出していた。ワイヤー式多層移動量計の観測で確認された、斜面の地すべり面深度は10m前後であった。地すべり面の上位には厚さ1～2m程度の青灰色還元層があり、さらに上位は地表まで橙褐色酸化層となっている。酸化層の粘土中には風化泥岩の岩片が多量に含まれているが、還元層中には泥岩片の混入はあまりない。このような土層構成は、猿久養寺地すべりのそれ（近藤・増子；1982）のそれと酷似する。還元層は移動域外で掘削されたボーリングではほとんど観察されない。

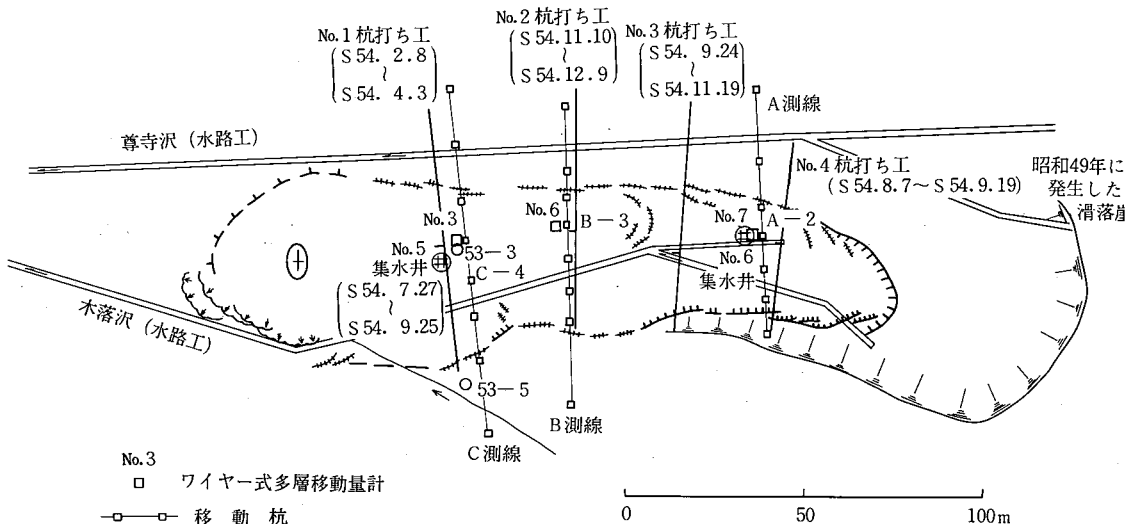


図-2 地すべり斜面平面図

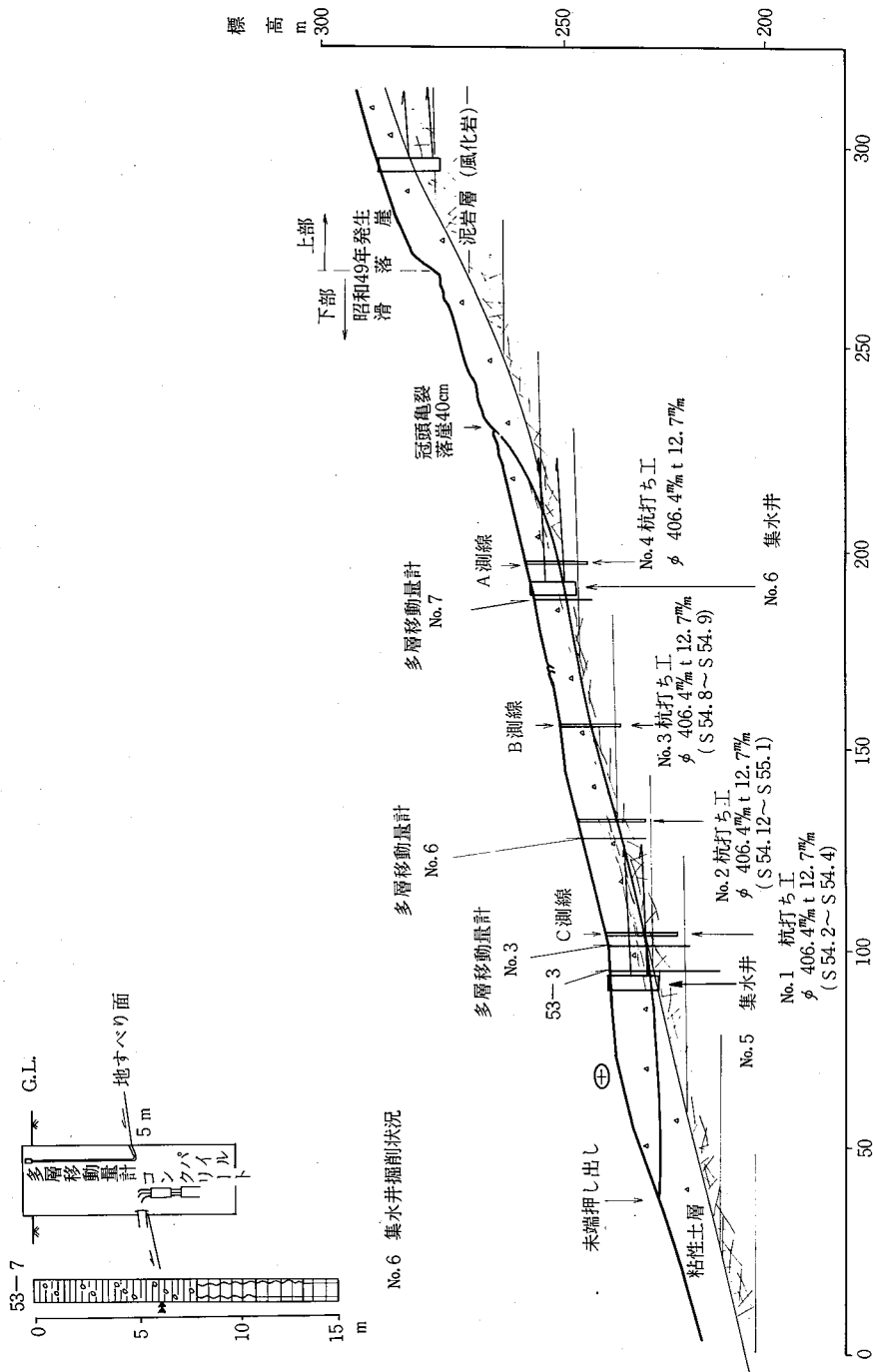


図-3 土層断面図

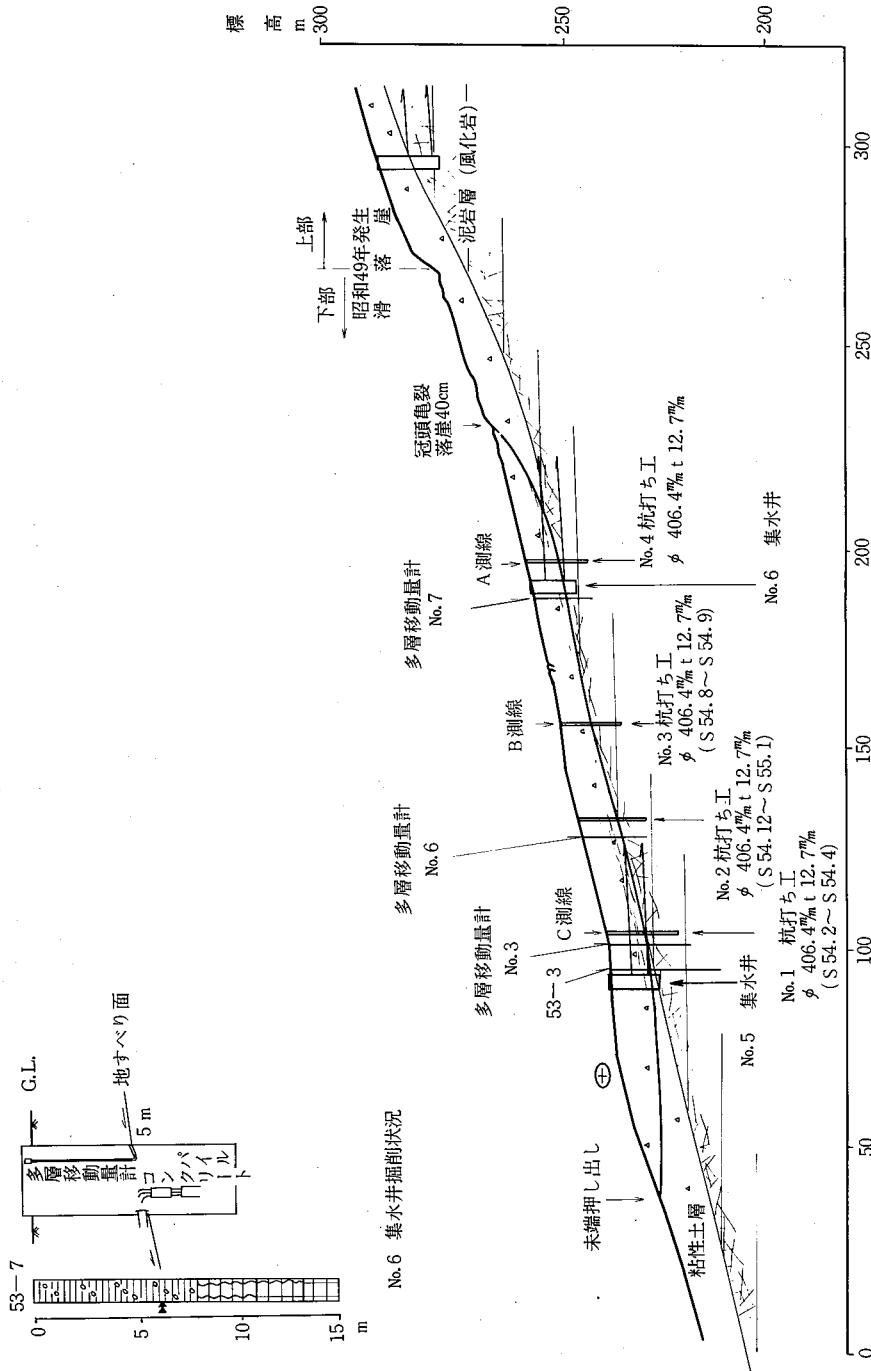


図-3 土層断面図

3. 防止工事と施工効果

昭和53年8月頃より始まった移動は、10月頃より移動量が增大し、翌54年1月から3月にかけて最大となり、4月以降は一時沈静化したが、9月にはいり斜面上部で再び移動が観察された。

移動域は昭和49年に発生した滑落崖のやや下方を冠頭とし、前述したような粘性土層が厚く堆積している斜面の延長150m幅40m～50mの範囲である。側方部の亀裂は末端付近まで明瞭に追跡され、末端では土塊が覆瓦状に押し出している状況が観察された。(図-2)

地すべりが活発化する以前、6月25～26日に124%、8月17日143%の例年にみられない多量の降雨があった。また8月には斜面の整地作業が行われた。降雨に伴う多量の地下水の供給と整地作業による斜面のバランスの変化が地すべりを誘発した可能性がある。

この期間には3基のワイヤー式多層移動量計による地下部の移動、移動杭による地表部の移動の測定を行った。観測結果は図-4に示す。

この期間の活動は、移動の激しい時期と、やや沈静化する時期がくり返し現われ、クリープ曲線の一次クリープと二次クリープのくり返しのような移動パターンを示す。

観測期間中のうち昭和53年12月～昭和54年3月の間は移動の激しい時期(一次クリープ)で、斜面下部のNo.3多層移動量計において、6m-7m区間、7m-8m区間、9m-10m区間のいずれの深度においても移動が観測され、移動量の総和は520%をこえる。3月から4月の間にはやや移動量が減少するが、4月20日～25日には再び移動が激しくなる。

昭和54年1月～3月にかけて、斜面下部に杭打ち工(径406.4%、径12.7%)が施行された。杭打ち工に近接するNo.3多層移動量計の移動量は杭の効果もあってか5月以降ほとんど観測されていない。一方杭は、杭頭の配列が若干わん曲した程度で地すべり応力に耐えたといえる。しかし杭の効果が認められ、移動が停止したのは斜面の下部のみで、冠頭部～中部にかけては新たな亀裂の発生が認められた。移動は8月に入り再び増大する。この時期には杭打ち工が施工されている斜面中、下部のB・C測線では移動が少く、斜面上部のA測線で最も大きくなっている。8月中旬から12月にかけて斜面中・上部で3段の杭打ち工(いずれも径406.4%、肉厚12.7%)が施工された。杭の施工が進むにつれ移動杭観測による移動量はしだいに減少していく。杭打ち工終了後の十分な観測資料はないが、昭和55年の融雪期以降、新たな亀裂の発生など顕著な地表面の変化もみられないことから、斜面は安定化し、杭は十分な効果を発揮しているものと推定される。

一方斜面の上・下部でそれぞれ1基の集水井も施工されている。この集水井の施工効果については十分な資料はないが、斜面下部に施工した集水井の施工(昭和54年7月～9月)中に隣接するNo.53-3ボーリング孔の地下水位は2m低下している。

4. 斜面安定計算と現位置試験

本地すべり斜面では、下部の1段の杭打ち工を終えた状態(昭和54年4月頃)での安全率は、杭打ち

工を施工した付近では $F_s > 1$ となっているものの、斜面全体では $F_s < 1$ となっていたものと推定される。

そこでこの場合の条件を満たす土の剪断強度を求めるため、逆算法の安定計算を行う。安定計算式は簡易式 (①式) を用い、杭の抵抗力は剪断の式 (②式) を使用する。

$$F_s = \frac{(\sum N - \sum U) \times \tan \phi + C + \sum \ell + P_{RA1-n}}{\sum T} \dots\dots\dots ①$$

$$P_{RA1-n} = \frac{\delta_s \times A}{D \times \cos \theta} \dots\dots\dots ②$$

- δ_s : 杭の剪断許容応力度 (900 Kg/cm²)
- A: 杭の断面積
- D: 杭間隔
- θ : すべり面角

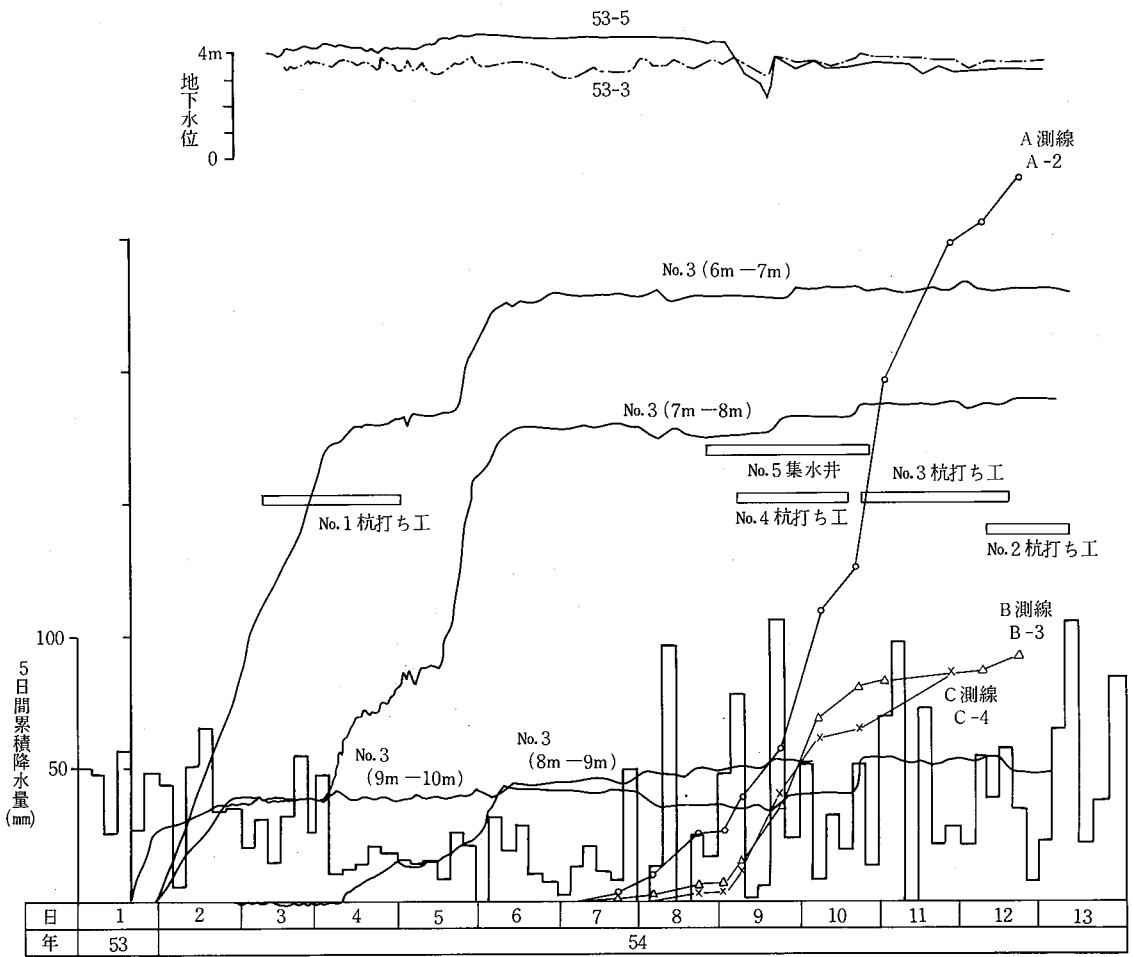


図 - 4 移動量図

ϕ : 内部摩擦角

C : 粘着力

$$\frac{(2569.8 - 1193.7) \times \tan \phi + C \times 199.0 + 71.97}{484.3} \leq 1 \leq \frac{(2569.8 - 1193.7) \times \tan \phi + C \times 199.0 + 71.97}{484.3}$$

$$+ 72.81 + 71.03 + 73.87$$

杭打ち工1段施工後（上式の左辺）の状態を $F_s = 0.98$ とした場合

$\phi = 0^\circ$ のとき C = 2.02

$\phi = 7^\circ$ のとき C = 2.38

$\phi = 10^\circ$ のとき C = 1.65

$\phi = 16.3^\circ$ のとき C = 0

表-1 ク リ ー プ

供試体 No.	供試体 大きさ (cm)	1 次 時 間						
		試 験 年月日	破壊荷重 (Kg/cm ²)	第2次ク リープ歪 速度	破壊時間 (min)	破壊時の 歪	上限降伏 値 t_u (Kg/m ²)	上限降伏 値 歪
大型No. 1	高 30.0 × 長 100.0	1978 12. 2	900	—	0	3.50 × 10 ⁻²	700	800 × 10 ⁻³
大型No. 2	幅 50.0	1978 12. 6	900	?	2	1.90 × 10 ⁻²	700	700 × 10 ⁻³
小型No. 1	高 20.0	1978 11. 30	1,100	4.02 × 10 ⁻⁴	20	3.84 × 10 ⁻²	800	1.26 × 10 ⁻²
小型No. 2	長 33.0 × 幅 30.0	1978 12. 1	950	3.07 × 10 ⁻⁴	5	10.0 × 10 ⁻²	800	4.00 × 10 ⁻²
小型No. 3		1978 12. 3	1,250	9.60 × 10 ⁻⁴	7	5.00 × 10 ⁻²	900	1.16 × 10 ⁻²

この条件で工事施工後（上式の右辺）の安全率を計算すると安全率は次のごとくなる。

$$F_s = 1.42$$

工事施工前の安全率を算出すると次のようである。

$$F_s = 0.83$$

本地すべりの移動様式がクリープ曲線に類似し、地すべりを粘性土々塊のクリープ変形としてとらえることが可能であることから、土塊のクリープ強度を知るために、現位置剪断試験を実験した。試験結果を表-1に示す。

試験結果表

2 次 試 験								
残留強度 (Kg/m ²)	試 験 年月日	破壊荷重 (Kg/cm ²)	第2次ク リープ歪 速度	破壊時間 (min)	破壊時の 歪	上限降伏 値 t _u (Kg/m ²)	上限降伏 値 歪	残留強度 (Kg/m ²)
850	1979 3. 8	800	4.58 × 10 ⁻³	15	1.78 × 10 ⁻²	700	7.00 × 10 ⁻³	
850	1979 3. 9	800	6.70 × 10 ⁻³	17	2.03 × 10 ⁻³	700	8.00 × 10 ⁻³	
399	1979 3. 12	600	2.75 × 10 ⁻³	12	5.50 × 10 ⁻²	450	3.60 × 10 ⁻³	
639	1979 3 11	900	1.25 × 10 ⁻³	20	7.45 × 10 ⁻²	700	1.35 × 10 ⁻²	
876	1979 3. 10	1,300	5.20 × 10 ⁻⁴	20	3.15 × 10 ⁻²	950	6.61 × 10 ⁻³	

Ⅱ 地すべり斜面の安定解析をめぐる土質試験の問題の概察

榎日さく 小宮利彦

1. はしがき

地すべり対策工の設計計算や、その機構の解明に物性の面から迫ろうとすれば、土質試験の結果の利用が重要な役割を担うことは言うまでもない。しかし一部を除いて、新潟県内の地すべり調査の現状は、これが充分に行われ活用されているとは言い難い。

2. 課題の指摘

福本は斜面の安定解析に関連して次のような指摘をしている。¹⁾

- (1) 斜面の安定解析の計算式には、種々の提案があるが、各提案式間の計算結果の相違は約20%である。
- (2) 実際の地すべり斜面への適合をみると、現実の安定度と計算結果の相違は、計算式相互間の相違よりもはるかに大きい。
- (3) これらの相違は、式に挿入する各因子（土塊のせん断応力とせん断強さ）の数値に問題がある。

この指摘は、試験者に対して具体的には、①どのような試料で、②どのような試験を行えばよいかを問いかけている。そしてこの課題に対応しようとするとき、さらに③発生現象の把握ないし推定という課題と対面する。地すべり現象には、ある土塊が一定の外力を受け、それが一つの破壊規準によって、一体となって移動する例もあるが、一方には、一つの斜面であっても、それはその地形形態や地盤構成、それに伴う地下水状況など、さまざまに異った部分の集合であり、ある部分がある規準で破壊に至り、それが隣接する部分に影響して、最初の部分とは異なった規準の破壊が波及し、一定の応力状態に達して停止または休止する例もあるのではなからうか（後出、県外の解析例²⁾）。このようにして①と②の課題は、独立したものではなく、相互に関連しあい、さらにいずれもが③の課題と対応したものでなければならないこととなる。

3. 対応の問題点

このように相互に入り組む課題ではあるが、具体的にどのような難しさが土質試験の活用を妨げているのであろうか。

(1) サンプリングと試料の成形

地すべり調査は、一般に滑動を起した地域について、地形の測量、地表地質の踏査、地表の移動の測定、コア・ボーリングとその孔を利用する地下水の調査や地中のひずみまたは移動量の測定などが行われる。

その地盤構成は、上部から表土、崩積土、風化岩、新鮮岩に区分されるのが普通であり、いわゆるすべり面の位置は、崩積土中、崩積土と風化岩の境界、風化岩中、風化岩と新鮮岩の境界など多様である。安定を考える土質試験ではすべり面（附近）の土の試料採取が必要とされるが、ボーリング・コアとしてのこれは数cmの厚さにすぎず、試験試料とはなり難い。テスト・ピットの掘削可能な崩積土中にすべり面が存在するとしても、土層中には大小の岩片・礫を含み、沖積層のように均質な試料を多量に採取することは難しい。滑動直後の現場でときに採取可能な地すべり粘土がみられることもあるが、この層厚もごく限られている。したがって、(a)練返し試料を使用するか、(b)たまたま採取される層厚のうすい試料での適当な試験法を選択するか、(c)現位置で試験を行うことができないか、(d)混入する礫の径に対応し得る大型試験機の使用の可能性はどうかなどが検討される。

(2) 試験方法の選択

排水条件の制御が可能な点でもっともすぐれたせん断試験機である三軸圧縮試験機を使用すれば、土の強さとして排水条件により非圧密非排水、圧密非排水、圧密排水の3つの強さが得られる。

地すべり地の土のほとんどは、現在の有効土かぶり圧よりも大きい圧縮力を受けたことがあるであろうことは容易に考えられる。さらに小川³⁾らは、県内の土質調査報告をまとめて、一軸圧縮試験における鋭敏比が1.0よりも小さい試料が50%ないしそれ以上にも達すること、吸水によってせん断強さが低下すること、練返しによって最大せん断応力に対応するひずみが大きくなることから、「このような土の性質は飽和した過圧密粘土に類似したものである」としている。また三笠⁴⁾らは、「斜面は過去に地下水位の上昇時に何度か破壊に近い状態になり、(中略)せん断に伴う体積変化はかなり進んでいたものとして「圧密排水強度、を用いる」として後述の調査解析を進めた。

実際には対象とする土が、構造の発達した、圧密排水に非常に長い時間を要する土であることが多く、圧密排水強度に替えて、圧縮時に間隙水圧を測定して有効応力解析法により C' 、 ϕ' を求めている。

また「土質試験法」によれば、圧密定体積せん断試験は「せん断中の σ と τ の値を図上にプロットし、これを連ねてベクトルカーブを描く。この有効応力の経路から有効粘着力 C' 、有効せん断抵抗角 ϕ' を求めることができる」ので、採取できる試料の層厚によっては、この試験はとくに有力な方法と言えよう。

4. 県内の主な研究

前項は最大せん断強さを求める試験であるが、一方、県内の地すべり地の土を対象にしての実験・研究として次のものが知られており、いずれもそれ以外の土の強さに着目している。

⁶⁾ 駒村は「その変形挙動に時間依存性があるため、地すべり現象について研究する場合、(中略)物質の変形・流動をとり扱う科学であるレオロジィの導入が必要である」とし、(a)の乱した土を用いた実験で、含水比とレオロジカルなタイプの分類を関連づけた。

⁷⁾ 小川らは前述のように、「地すべり地の土の性質は過圧密粘土に類似し」、「地すべりにおいては、土中の一要素を考えると、その要素に生ずるひずみは非常に大きいものである」として、「大変位を興えることのできるリングせん断試験」を工夫し、(a)の練返し土を再圧密した試料を用いた実験から、最大せん断強さ、残留強度、クリープせん断強さなどを検討している。

⁸⁾ 福本らは「(第三紀層地帯の地すべりは)運動は緩慢な匍行性(クリープ)の形態をなす。(中略)斜面全体の土塊が同時にせん断試験における強さを発揮することはあり得ない。また地すべり斜面のひずみ速度は、室内試験のその数千から数万分の1であって、(中略)室内試験の破壊強さよりかなり低い値ですべり面の粘土はせん断し、移動する」とし、(c)現位置大型供試体の長期クリープ試験を行ってレオロジィ解析を、さらに供試体各部の変位から力学モデルを想定して、移動測定 of 解析、崩壊の予知に迫ろうとした。

5. 県外の1例

⁹⁾ 長野県下で発生した「地すべり事故の調査解析」で三笠らは、均質な乱さない試料の採取が可能であったことを含めていくつかの条件にも恵まれたが、「強度定数の選び方、過去の応力の推定、進行性破壊の計算方法など」の問題を、仮定・計算・検討を繰返して、地すべり発生 of メカニズムを定量的に説明したことで注目される。ここで土質試験は、分類特性を求めた物理試験の他、力学試験では一軸圧縮、一面せん断(圧密定体積)、クリープ試験および別な試料によるねじりせん断であった。また解析法の考え方として「進行性破壊の影響、せん断強度の用い方(とくに排水条件の選択)、既往の最低地下水位と破壊時の地下水位の推定などの問題にいくつかの新しい試みを用いて対処したものである。作業順序を要約すると以下のようになるうか。

- 1) 事故発生前の地形を復元
- 2) 斜面をいくつかのブロックに区分
- 3) ブロック毎に排水条件を検討
- 4) 変位に応じたせん断強度の動員の割合を決定
- 5) 部分によってはクリープ強度の低減
- 6) 地下水位を推定(過去最低、崩壊時)
- 7) ブロック毎に狭い範囲の進行性破壊を検討

8) 地すべりの発生過程を推定

ブロック毎に別な挙動、別な破壊基準を仮定したことは、前述、福本らの研究とも関連して興味深い。

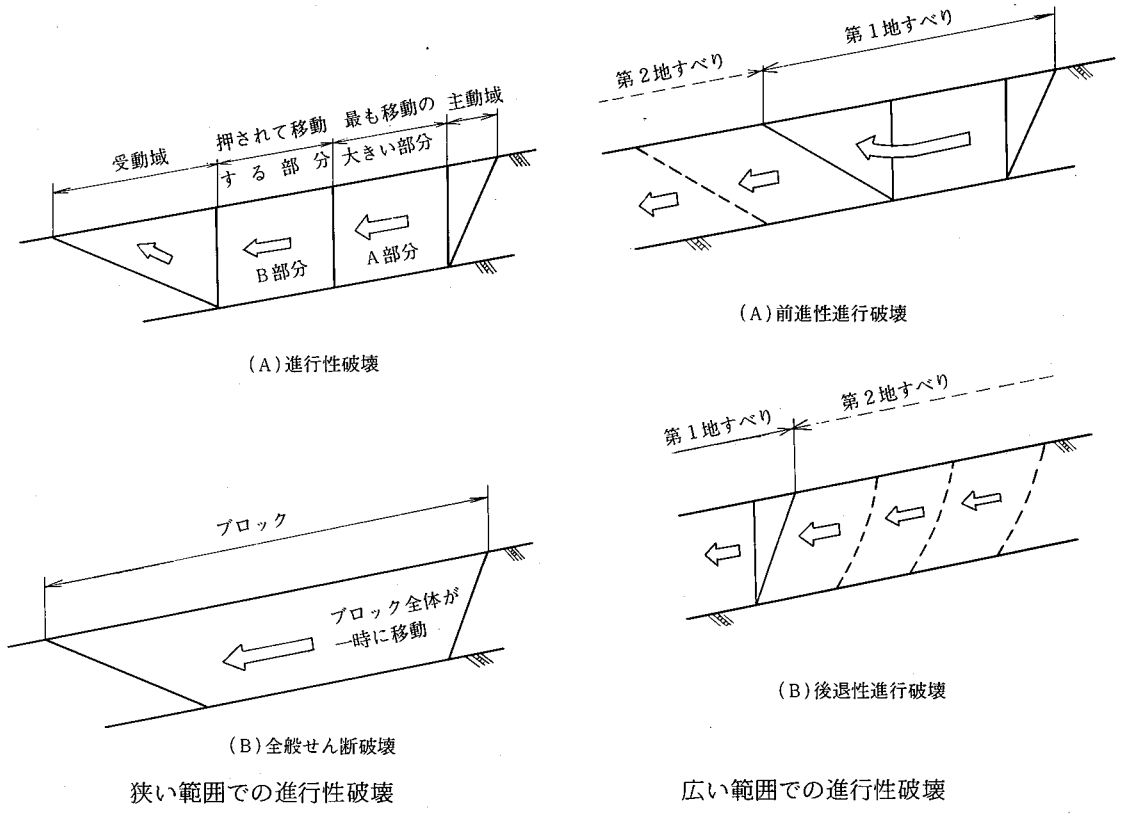


図 - 1 進行性破壊の説明図 (三笠ほか 1980)

6. 具体策の方向

このようにみえてくると、現状としてのおよその方向は浮んでくるようである。

乱さない試料の採取ができないとすれば、なるべく実際に近い試料を作成し、三軸圧縮の c_u 試験、一面せん断の圧密定体積、そしてクリープ試験、また残留強度試験などの併用が、現地の条件とくに応力状態の判断から適用されよう。

また、実際に近い試料の再現では、前述の小川らの、粒径加積曲線からの含水比の補正は有用であろうし、分類特性とくに液・塑性限界のなかの自然含水比の位置と前記力学定数との関連づけなどは、とりかず地すべりを定量的に理解する資料として積み重ねが必要とされる。

さらに、土塊の移動がどのような性質のものであるかの理解には、地表面の移動と、多層移動量計、ひずみ計などによる地中の変位・変形の解析を、以上のような土質試験で実証する態度が必要であろう。

7. おわりに

地すべりを、植村¹¹⁾の言う「流転する万象」の一つとしてとらえ、歴史的、物性的な2面からみると、その解明は、物質科学的な諸因子も歴史的な変化のなかにあり、総合科学として多様な面からの調査・研究の協力によって集大成されるという基本認識が必要とされよう。地すべり調査に携わる一員として、自らの姿勢を反省・自戒するものである。

註1) 福本安正，未発表論文

2) 三笠正人ほか，地すべり事故の調査解析，昭55.10，土木学会関西支部研修会テキスト

3) 小川正二ほか，地すべり地の土の性質と粘性土の残留強さ，昭50.5；第三紀層の地すべり発生と予測の研究；自然災害特別研究研究成果 No.A-50-6

4) 2) 書

5) 土質試験法，昭55.1 改訂版

6) 駒村富士弥，第三紀層地すべりの発生と予測に関するレオロジー的研究，昭50.5 3) 書

7) 3) 書

8) 福本安正ほか，昭54.2，地すべり斜面の安定解析と原位置大型供試体の長期クリープ試験；地すべり vol. 15, No.4 (1979)

9) 2) 書

10) 3) 書

11) 植村 武，地すべりをどう観るか，アーバンクボタ March 1982. 特集＝地すべり

Ⅲ 集水井工および杭打工による効果

かみ こそわ 上小沢地すべり地

新潟県砂防課 南 木 均
(株) 日 さ く 五十嵐 生 男

1. 上小沢地すべり地の概況

(1) 地形・地質

上小沢地すべり地は新井市上小沢地内に位置し、昭和38年に建設省の地すべり防止区域に指定された。その指定面積は92.5haである。

調査地周辺は、長野県との境をなす分水嶺の西側に広がる標高300～600mのなだらかな山地で、この山地は地質構造を反映し北東―南西方向に伸びている。本地域を含む南西部では、馬場川、平丸川、およびその支流が西北西方向に山地を分断している。調査地を含む馬場川以南は特に地すべり分布密度が高く、そのほぼ全域が地すべり地と言ってよい。調査地は起伏に乏しい緩斜面をなし、その平均傾斜角は10～15°である。地すべりの大半は尾根部から発生して、末端は河川まで達している。地すべり地は集落地を除き、主に田畑に利用されている。

本地域の基盤を構成する地層は新第三紀中新世の椎谷層である。椎谷層は緻密な塊状泥岩からなり、凝灰質砂岩の薄層をしばしば挟在している。地層は北東―南西の走向で、南東方向に約40～60°の傾斜を示す。地すべり方向はおおむね走向方向である。

(2) 地すべりの履歴

上小沢部落では、長年にわたり地すべり災害をうけてきた。本地すべりの発生は江戸時代の山林伐開と田畑開墾以後活発化したと伝えられている。昭和10年頃上小沢集落の近傍で発生した地すべりは馬場川まで達する大規模なもので家屋や田畑に多大な被害を与えた。それ以後も毎年のように大小の地すべりが発生しており、発生時期は融雪期や秋雨期に集中している。地すべりの移動形態は粘稠型であり、移動はごく緩慢である。しかしながら融雪期のたびに移動する慢性的な地すべりブロックもある。

防止工事は防止区域に指定された昭和38年以降行われるようになり、集水井、横孔ボーリング、水路、床固工などの抑制工法と、杭打工による抑止工法を採用している。

2. 対象ブロック

(1) 地すべり状況

対象ブロックは上小沢集落に隣接した大ブロック（C-3ブロック）の下部斜面に位置している（図-1）。C-3ブロックは過去に何回か滑動している。しかしその履歴は不詳である。防止工事は上部斜面の頭部に集水井及び横孔ボーリングが施工されている。また、下部斜面との境界付近には杭土工（コンクリートパイル、 $l=5\sim 8\text{ m}$ ）も施工されている。

対象ブロックでの最近の地すべりは昭和54年3月の融雪期に発生した。ブロックの上部を横断する林道直上の斜面に、約30mにわたり落差10~20cmの亀裂が生じた。その後10月までは顕著な動きは認められなかった。しかし、11月13日頃から地すべりが活発化し、亀裂が上部斜面に拡大する一方、林道にも段差などの変状が目立つようになった。同時に、末端部ではふくれ出し様の地形も生じた。地すべり活動は翌年の3月まで続き、積雪前の12月中に地表部の変状として現われた。12月時点での移動量は頭部で約40cmに達した。その活動範囲は長さ150m、幅80mであった。

(2) 地下地質

調査地の地層は下位より基岩、風化岩、崩積土の順に累重している。

基岩は暗灰色の塊状泥岩を主体とし、層厚20~40cmの砂岩および凝灰岩を一部挟在している。泥岩中には方解石の細脈がまれに観察される。コアは送水掘りでは棒状に採取され、一部では破砕ケ所もみられる。風化岩は全般に亀裂が発達し、粘土化した部分を含んでいる。風化帯の層厚はブロック中央部で厚く10m以上となり、基岩面が盆状の形態を示す。崩積土層は泥岩片および泥岩塊を含む粘性土から構成され、層厚は3~10mで下部斜面が厚くなっている。

地すべり面は、コア観察の結果から風化岩と基岩の境界や、風化岩と崩積土の境界に考えられた。一方、パイプ歪計の観測では崩積土と風化岩の境界にある歪ゲージが明瞭な累積傾向を示した。すなわち、BV54-8孔では深度7mの歪ゲージが地すべり活動により断線し、No.5孔では深度5mの歪にもっとも大きな累積が現われた。また、集水井の掘削においても崩積土と風化岩の境界にあたる深度5m付近に地すべり面が観察された。以上の事実から、地すべり面は崩積土層と風化岩層の境界部にあることが判明した。

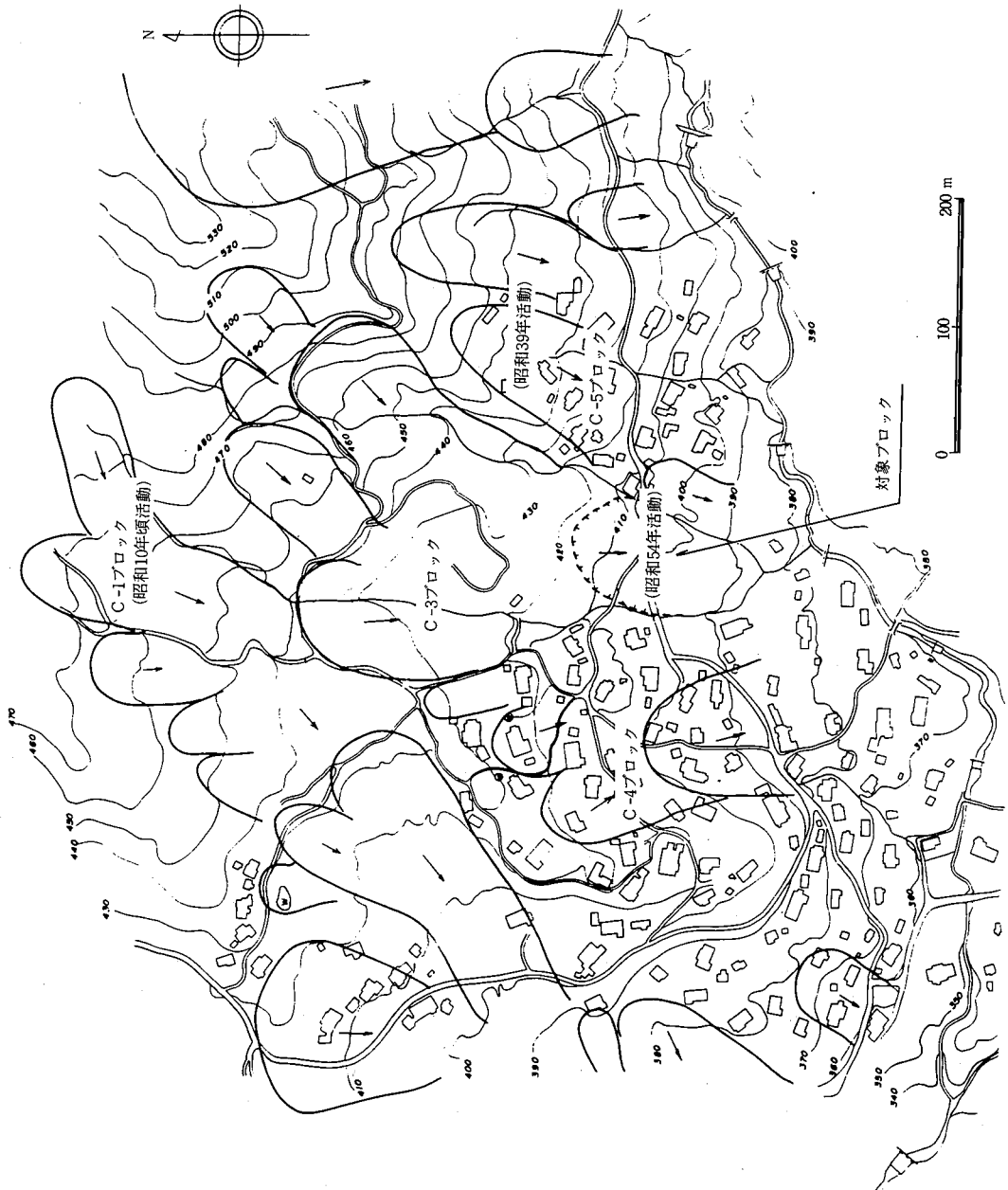


図-1 地すべり平面図

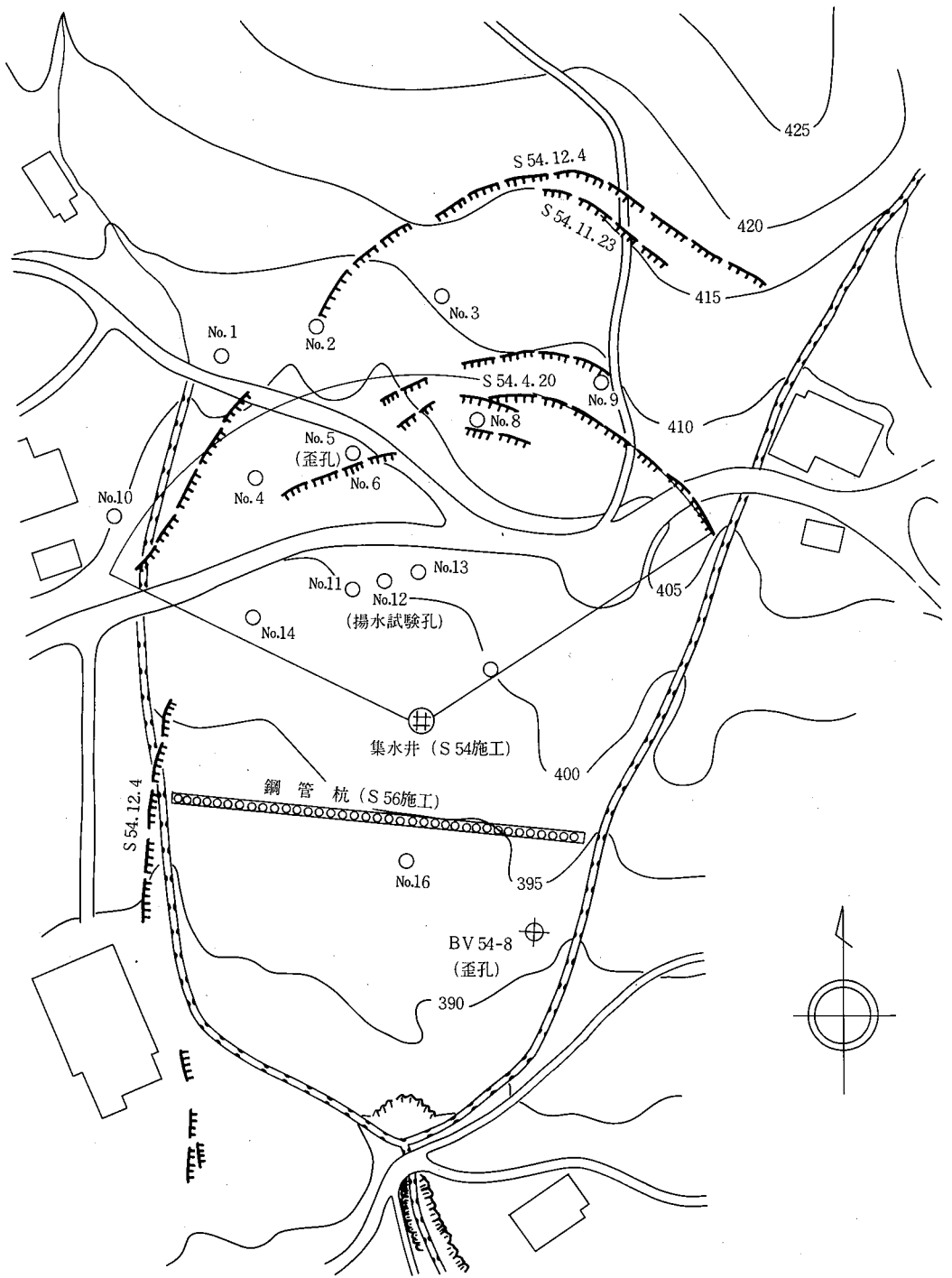


図-2 対象ブロック平面図

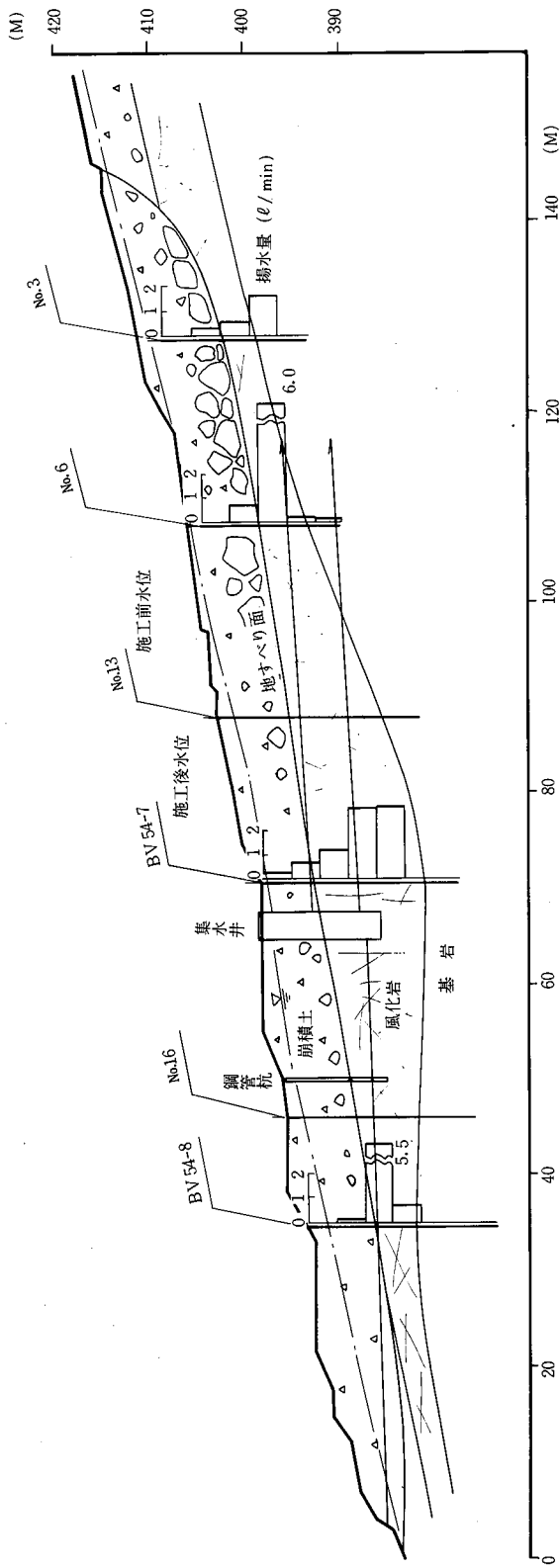


図-3 地質断面図

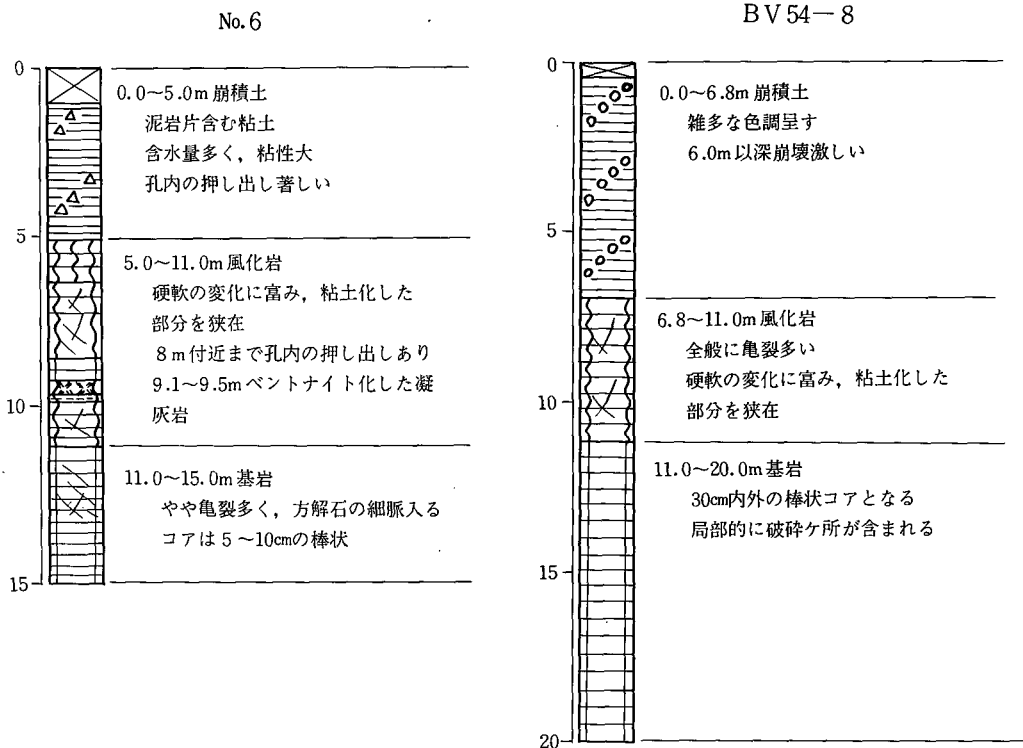


図-4 代表柱状図

(3) 地下水

簡易揚水試験（合計13孔）と地下水検層（合計5孔）を実施したほか、No.12（保孔管の口径150mm）では水中モーターポンプを使用して連続揚水試験を行い、揚水による影響圏を調べた。

簡易揚水試験結果を表-1に示した。揚水量は3m区間当り0.0~6.0 l/minの範囲にあり、そのうち半数以上が0.5 l/min以下である。揚水量は深さ3~12m区間で多く、風化岩では2~6 l/minを示す区間もある。透水係数を算定すると、 10^{-4} ~ 10^{-5} cm/secオーダーの値を示し、土質による差は特に認められない。No.12孔の連続揚水試験では揚水孔から5mの距離にあるNo.11孔やNo.13孔の観測孔においても揚水による水位低下は認められなかった。また、地下水検層結果によると、地下水の流動は地下水面付近の浅層部で相対的に顕著であり、流速は 1×10^{-4} ~ 5×10^{-4} cm/secと小さな値を示した。土質による流動の差は現われていない。

表-1 揚水試験結果一覧表

ボーリング 孔 番 号	試験区間 m~m	揚水量 ℓ/min	透 水 係 数 cm/sce	地 質	試 験 日
No.1	3~6	1.75	4.57×10^{-4}	崩積土・風化岩	S54 11/5
	6~9	0.95	1.05×10^{-4}	風化岩・基岩	11/6
	9~12	2.80	3.42×10^{-4}	基 岩	"
	12~15	3.05	3.48×10^{-4}	"	11/8
No.2	3~6	0.13	3.58×10^{-5}	崩積土	11/2
	6~9	1.44	9.15×10^{-5}	風化岩	11/3
	9~12	1.15	8.37×10^{-5}	基 岩	"
	12~15	0.25	1.88×10^{-5}	"	11/4
No.3	3~6	0.35	9.12×10^{-5}	風化岩	10/31
	6~9	0.57	7.73×10^{-5}	風化岩・基岩	11/1
	9~12	1.70	1.44×10^{-4}	基 岩	"
	12~15	0.68	8.46×10^{-5}	"	11/2
No.4	3~6	1.95	2.92×10^{-4}	崩積土	11/9
	6~9	4.04	4.53×10^{-4}	風化岩	"
	9~12	2.78	1.91×10^{-4}	基 岩	11/10
	12~15	0.24	3.34×10^{-5}	"	11/12
No.6	3~6	0.79	1.41×10^{-4}	崩積土・風化岩	11/14
	6~9	6.00	5.70×10^{-4}	風化岩	11/15
	9~12	0.15	4.62×10^{-5}	風化岩・基岩	11/16
	12~15	0.16	3.16×10^{-5}	基 岩	11/17
No.8	3~6	0.28	2.54×10^{-5}	風化岩	10/25
	6~9	0.21	3.81×10^{-5}	風化岩・基岩	10/26
	9~12	0.19	2.97×10^{-5}	基 岩	"
	12~15	0.21	4.24×10^{-5}	"	10/27
No.9	3~6	0	(2.75×10^{-4})	崩積土	10/20
	6~9	0.15	1.79×10^{-5}	風化岩	"
	9~12	0.26	2.87×10^{-5}	"	10/21
	12~15	1.40	1.97×10^{-4}	風化岩・基岩	10/22
	15~18	0.16	2.23×10^{-5}	基 岩	10/23
	18~21	0.34	3.84×10^{-5}	"	10/24
21~25	0.27	2.21×10^{-5}	"	10/25	
No.10	3~6	0	(7.37×10^{-5})	崩積土	12/1
	6~9	0.003	8.90×10^{-6}	風化岩	"
	9~12	0.22	1.67×10^{-4}	風化岩・未風化岩	12/2
	12~15	5.70	4.26×10^{-4}	未風化岩	12/3
	15~18	0.26	9.26×10^{-5}	風化岩	"
	18~21	0.04	5.95×10^{-5}	基 岩	12/4
	21~25	0.01	2.90×10^{-5}	"	12/5

ボーリング 孔 番 号	試験区間 m ~ m	揚水量 ℓ/min	透 水 係 数 cm/sec	地 質	試 験 日
No. 14	0 ~ 3	0.10	5.74×10^{-5}	崩積土・風化岩	S55 2/17
	3 ~ 6	0.03	3.39×10^{-5}	風化岩	2/18
	6 ~ 9	0.07	1.81×10^{-5}	〃	〃
	9 ~ 12	0.03	6.10×10^{-5}	〃	2/19
	12 ~ 15	0.06	3.30×10^{-5}	基 岩	〃
	15 ~ 18	0.03	1.20×10^{-4}	〃	2/20
	18 ~ 20	0.04	1.98×10^{-5}	〃	〃
No. 16	0 ~ 3	0.07	2.38×10^{-4}	崩積土・風化岩	2/22
	3 ~ 6	0.28	4.12×10^{-5}	風化岩	2/23
	6 ~ 9	0.15	2.54×10^{-5}	〃	〃
	9 ~ 12	0.05	2.53×10^{-4}	〃	2/24
	12 ~ 15	0.04	9.46×10^{-6}	〃	〃
	15 ~ 20	0.08	1.87×10^{-5}	風化岩・基岩	2/25
BV54-6	0 ~ 3	0.42	1.18×10^{-4}	崩積土	S54 6/22
	3 ~ 6	0.60	6.85×10^{-5}	崩積土・風化岩	〃
	6 ~ 9	0.77	4.26×10^{-5}	風化岩	6/23
	9 ~ 12	0.12	1.84×10^{-5}	風化岩・基岩	〃
	12 ~ 15	0.02	2.44×10^{-5}	基 岩	6/24
BV54-7	0 ~ 3	0.27	4.63×10^{-5}	崩積土	6/2
	3 ~ 6	0.67	1.24×10^{-4}	崩積土	〃
	6 ~ 9	1.21	9.70×10^{-5}	風化岩	6/28
	9 ~ 12	3.13	1.29×10^{-4}	〃	6/29
	12 ~ 15	3.17	1.24×10^{-4}	〃	〃
	15 ~ 18	0.01	1.12×10^{-5}	〃	6/30
	18 ~ 21.5	0.02	2.12×10^{-5}	基 岩	7/3
BV54-8	0 ~ 3	—	— 0	崩積土	
	3 ~ 6	0.08	1.79×10^{-4}	〃	7/6
	6 ~ 9	5.49	6.48×10^{-3}	風化岩	〃
	9 ~ 12	0.73	4.43×10^{-5}	風化岩・基岩	7/7
	12 ~ 15	0.01	1.09×10^{-5}	基 岩	7/8
	15 ~ 18	0.02	1.57×10^{-5}	〃	7/9
	18 ~ 20	0.01	1.16×10^{-5}	〃	〃
BV54-9	0 ~ 3	—	—	崩積土	6/28
	3 ~ 6	0.34	1.06×10^{-4}	〃	6/29
	6 ~ 9	0.48	8.67×10^{-5}	〃	〃
	9 ~ 12	0.71	1.49×10^{-4}	崩積土・基岩	6/30
	12 ~ 15	0.03	2.46×10^{-5}	基 岩	7/1

()内は注入試験による値。

3. 防止工事とその効果

(1) 集水井の施工とその効果

1) 工法の選定理由

対象ブロックの地すべりにおいては、発生時期からみて、降雨や融雪によってもたらされる地下水が主な誘因と考えられる。揚水試験結果によると、地下水は風化岩中に多く、深さ3～12m区間に多量に賦存していることが確認されている。これらのことから、地下水の排除が効果的な対策工法と考えられ、風化岩中の深層地下水を排除する目的で集水井を計画した。

2) 集水井の仕様

集水井は径3.5mのコンクリート製とし、深さは13mとした。集水ボーリングは深さ5mと10.5mの2段に施工した。各段とも長さ50mの集水ボーリングを12孔ずつ実施した。集水ボーリングの打設水平角は10°を基準とし、ボーリング先端での間隔は約9mである。

3) 施工効果

集水井の工事効果を判定するために、集水井の近傍（集水井から12～65mの範囲内）に13孔の水位観測孔を設置し、週1回の間隔で水位観測を行った。また、集水井の排水量を把握するため三角堰を設置し、水量を測定した。

排水量は、集水井施工後の昭和55年4月～10月の間観測した。それによると、集水井の全排水量は2～13ℓ/minと少ないが、降雨に対して1～2日遅れでよく対応する。上段東端の集水ボーリングの排水量は最大11ℓ/minで全排水量の85%を占め、他の集水ボーリングの排水量は0.02～0.5ℓ/minときわめて微量であった。

一方、水位観測は、集水井施工前の昭和54年7月から施工2年後の昭和57年12月まで継続して行った。観測結果によると、集水井施工による水位低下のタイプは3つに分けられる。第1のタイプは井筒掘削直後に水位が低下するもので、No.4孔、BV54-7孔がこれに含まれる。第2のタイプは集水ボーリング施工後、水位が低下するものでNo.9、No.11、No.12、No.13孔などである。第3のタイプは集水ボーリング施工後も水位がほとんど低下しないものでNo.2孔及びBV54-6孔がこれに属する。集水井施工により水位が低下したボーリング孔にも、長時間低水位を維持するものと、平時は低水位であるが降雨時には高水位に復帰するものがある。前者にはNo.4孔、No.12孔があり、後者の例としてはNo.9孔、No.13孔がある。

集水井施工前の水位（調査ボーリング実施後の最終水位）と集水井施工後の水位（調査ボーリング孔の平均水位）を比較し、集水井施工にともなう水位低下量を図-5に示した。水位の低下量は井筒付近が最大で約4mである。集水井から遠ざかるにつれ水位低下量はしだいに小さくなっていくが、方向によっても若干の差異がある。水位低下の範囲は井筒から50m以内で、ほぼ集水ボーリングの先端付近までである。また、井筒より下部の斜面での水位低下量は明らかでないが、井筒から約30m離れたBV54-8孔での水位低下量は約1mである。

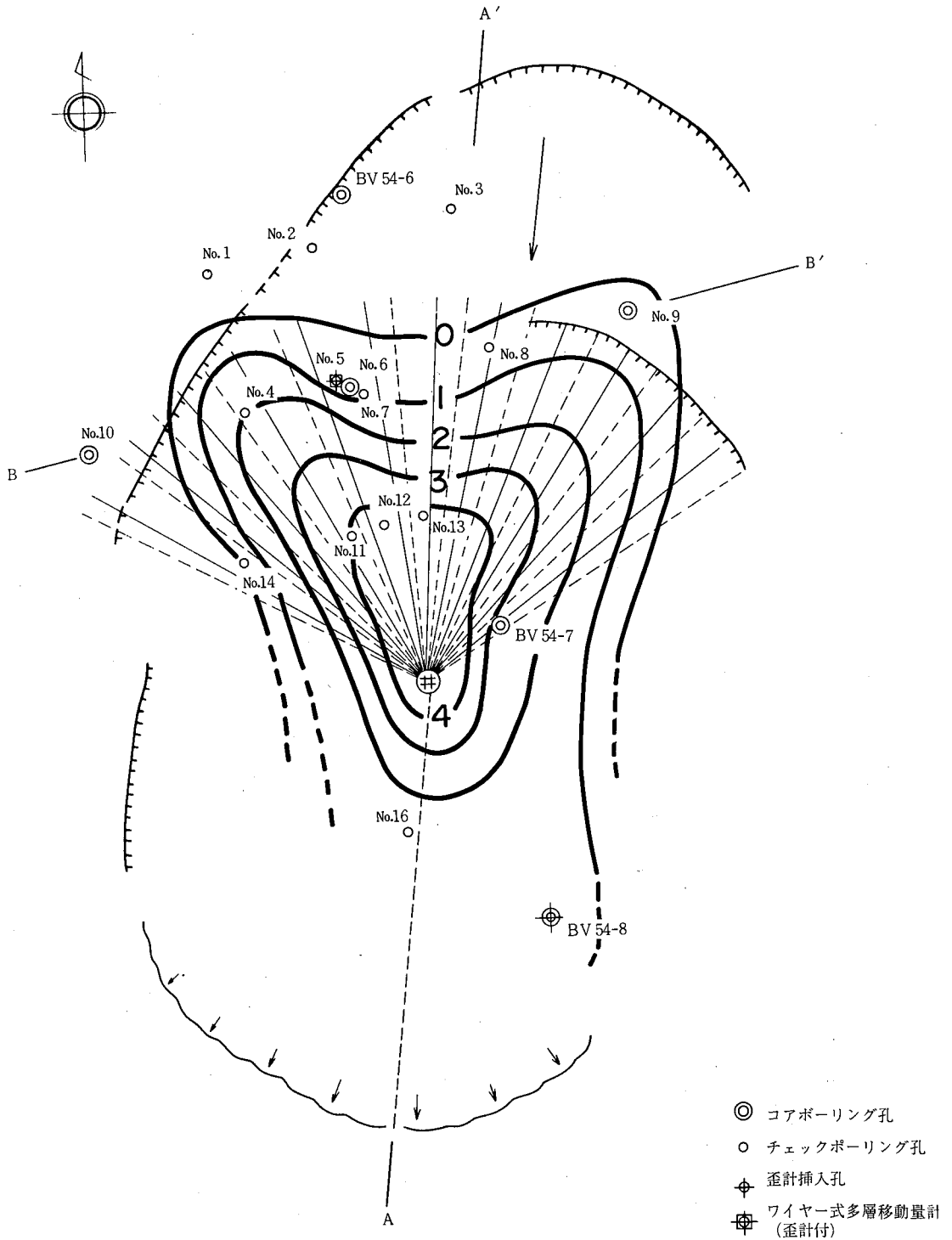


図-5 施工後の水位低下状況

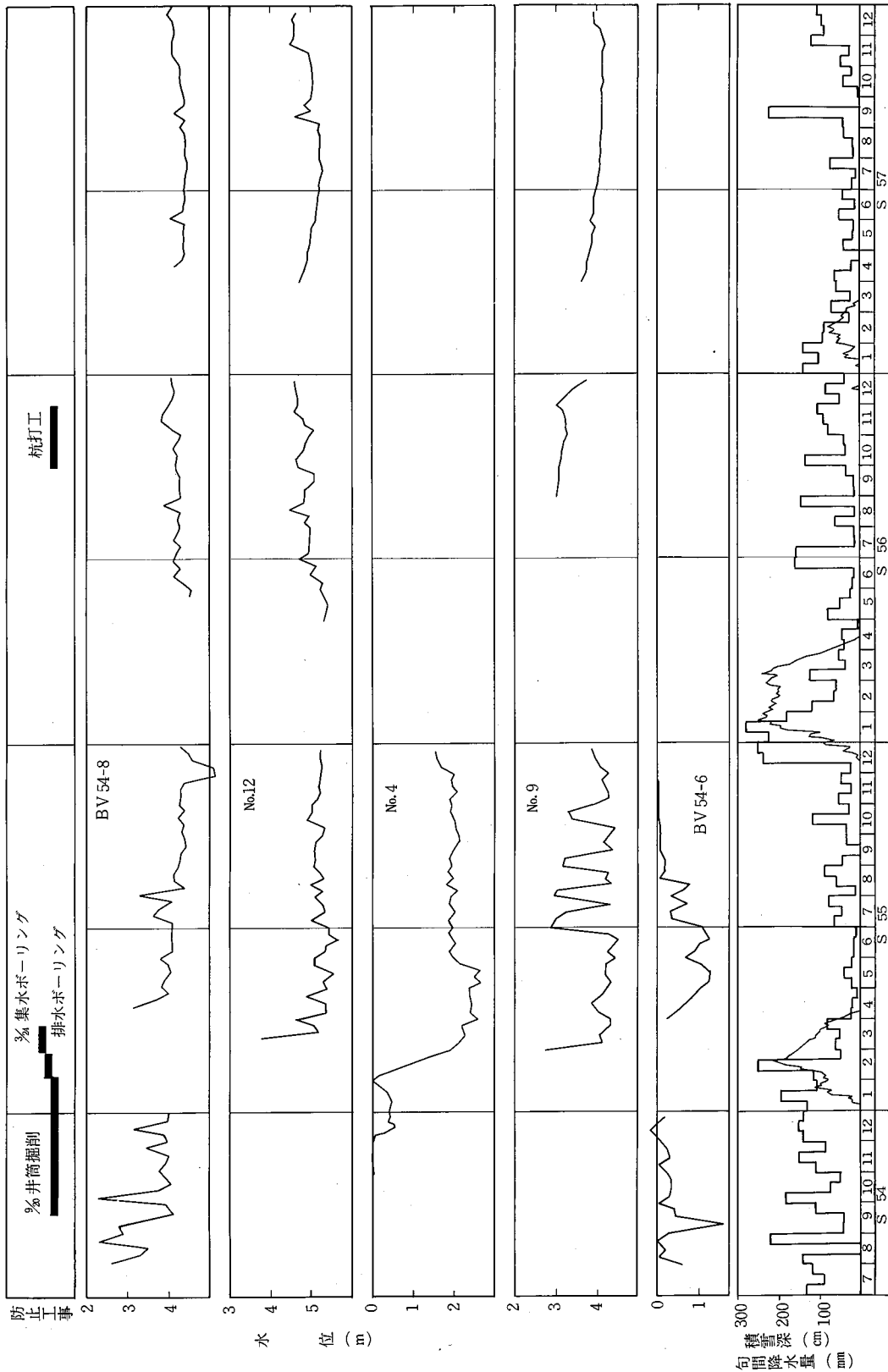


図-6 水位変動

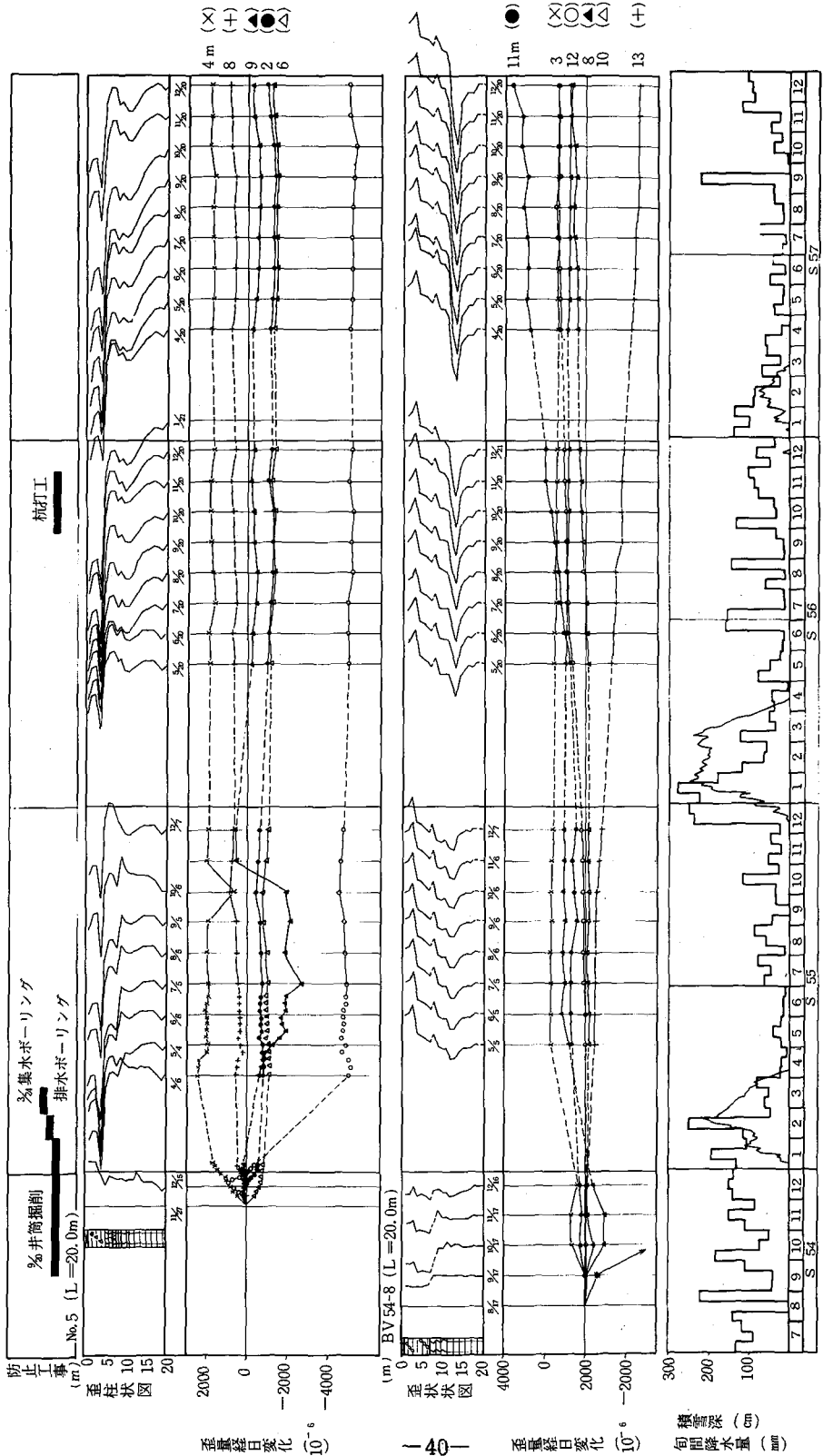


図-7 歪量変化図

以上のように、集水井による水位低下はごく狭小の範囲にかぎられ、また地下水の排水量も微量であった。

4) 施工後の移動状況

地すべり移動量を把握するために、集水井の上方約40 mにあるNo.5 孔および集水井の下方約35 mにあるBV54-8 孔の2 孔で歪観測を行った。

No.5 孔の深度4 mと5 mの歪ゲージは、集水井施工中の昭和55年1月～3月にそれぞれ1100 m、-4900 mの累積性の変動があった。集水井施工後の4月以降は同深度の歪累積はほとんど無くなり、集水井施工の効果が認められた。

一方、BV54-8 孔では、地すべり面にあたる深度7 mの歪ゲージが集水井施工前の昭和54年10月に断線した。また、地すべり面近傍の深度8 mの歪は集水井施工前にはわずかながら変動量が観測されていた。集水井施工以降、深度8 mの歪の累積傾向は減少した。

以上述べたように、集水井施工により、地すべり移動はかなり抑制された。

(2) 杭打工の施工とその効果

1) 工法の選定理由

対象ブロックは大ブロックの下部斜面に位置しており、地すべりが上部斜面に波及した場合、大規模な地すべりとなり、隣接する集落に大きな被害を及ぼす危険性がある。集水井施工後1年間水位観測した結果によると、当初計画した水位低下量が確保されていなかった。このため、集水井の下方に杭打工を施工し、斜面の安定化をはかった。

2) 杭打工の仕様

杭の仕様は後述する安定計算をもとに決定した。すなわち、集水井施工後の安全率を想定し、目標安全率1.15に不足する分を杭打工により補った。

杭は外径318.5 mm、肉厚6.9 m、長さ9 m～12 mの鋼管杭で、2 m間隔に31本施工した。

3) 施工効果と施工後の移動状況

歪計観測によると、杭施工後の歪量の累積は、減少傾向が認められている。

一方、移動杭の観測でも、杭施工後は明瞭な地すべり性の移動は生じておらず、地表の変状は認められない。

このように、杭施工後の対象ブロックはほぼ安定している。

4. 対策工法と安定計算

(1) 対策工事施工前の安全率

対策工事施工前には地すべり活動が活発であったため、斜面の安全率を0.98と仮定した。土質定数は、逆算法により $C = 0.90 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi = 12^\circ 31'$ とした。

$$F_s = \frac{\tan \phi (\Sigma N - \Sigma U) + c \Sigma \ell}{\Sigma T}$$

$$= \frac{0.222 (1764.7 - 836.5) + 0.9 \times 153.6}{352.5}$$

$$= 0.98$$

(2) 対策工事施工計画安全率

集水井施工により、水位は平均1.99 m低下するものとみなすことができる。この時、836.5 t/mの間隙水圧が、560.8 t/mになったものと仮定できる。集水井施工後の安全率は

$$F_s = \frac{0.222 (1764.7 - 560.8) + 0.9 \times 153.6}{352.6}$$

$$= 1.15$$

になる。

以上のように、水位が平均2 m低下すれば目標安全率1.15を確保できる。

(3) 対策工事施工後の安全率

集水井施工により、水位は平均0.99 m低下し、間隙水圧は836.5 t/mが693.1 t/mになった。施工前の計画に比べると水位低下量は1 m少なかった。

集水井施工後の安全率は

$$F_s = \frac{0.222 (1764.7 - 693.1) + 0.9 \times 152.6}{352.6}$$

$$= 1.07$$

となる。

集水井施工後、目標安全率に達していないため、杭打工により安全率の不足分を補うものとする。杭は外径318.5 mm、肉厚6.9 mmの鋼管杭で、2 m間隔に施工するものとする。安定計算は杭の剪断について計算し、曲げモーメントに対しては考慮しない。杭の剪断抵抗力Prは30.4 t/mである。

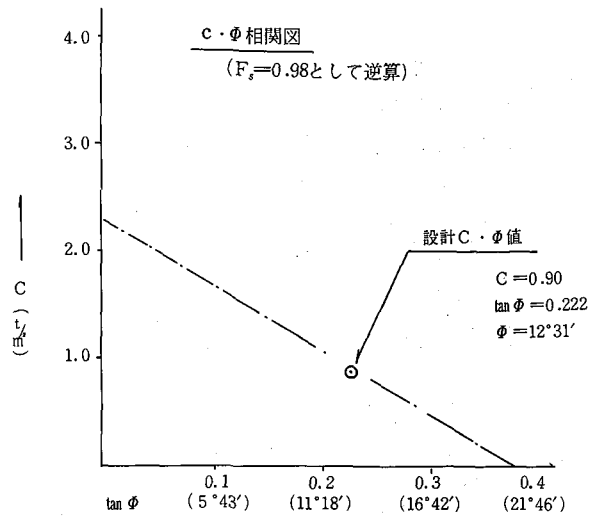
杭施工後の安全率は

$$F_s = \frac{0.222 (1764.7 - 693.1) + 0.9 \times 152.6 + 30.4}{352.2}$$

$$= 1.15$$

となる。

以上のように、杭施工により目標安全率1.15を確保した。



5. ま と め

対象ブロックの防止工事として、集水井を施工した。その結果、個々の集水ボーリングにバラツキはあるものの、集水量の多い孔もある。また、降雨時には1～2日遅れで集水量が多くなることが観測された。このことは、地下水の最高水位を低下させる効果があるものと推察される。集水ボーリングの集水量にバラツキがみられた理由として、構成地質が難透水性の泥岩や粘土であること、地下水が岩盤中の亀裂に規制され複雑な形態で賦存していること、および地下水が連続性や流動性に乏しいことによるものと推察される。

対象ブロックでは杭打工の追加施工を行ったが、その後の変状は認められず、一応の工事効果を得ている。今後とも、工事効果の推移を観測していくことにしている。

参 考 文 献

- 1) 全国地すべりがけ崩れ対策協議会(1982) : 地すべり研究 (第26集)
- 2) 新潟県治山課(1980) : 地すべり調査総括書東頸城編
- 3) 新潟県砂防課(1979) : 地第45-90号 上小沢地すべり調査報告書
- 4) " (1979) : 地第45-2-90号 "
- 5) " (1982) : 地第49-90号 上小沢地すべり防止観測報告書
- 6) " (1982) : 上小沢地すべり調査総括報告書

Ⅳ 移動中地すべり地における防止工事の施行例とその効果について

糸魚川農地事務所 山本 修
新発田農地事務所 神田 章

いけふね 池舟地すべり地

1. はじめに

県下で発生する地すべりは発生初期に急速な移動が行なわれたのち、比較的早期に小康状態に移行し、融雪期、霖雨期に再び移動が活発化するものが多いが、地すべり発生初期の運動規模が通年的かつ数年にわたって継続される例は数少ないものと思われる。

このような地すべりでは、防止工事の施工時期の選定とともに施設の保全等困難を伴うが、反面、防止工事の施工効果を追跡し、判定する上では、有用といえよう。

ここに紹介する池舟地すべりは、昭和43年の融雪期に地すべり発生してしまい防止工事が完了するまでの3～4年間にわたって顕著な移動が継続され、翌年度から開始された防止工事の施工に幾多の困難をもたらした。

本地すべり地では地すべり発生後、ただちに標柱移動観測を実施し、以降工事が完了するまでの4年間にわたって、地すべりの移動状態、防止工事の施工効果を追跡した。

その結果、一応の成果が得られたのでここにその概要を紹介する。

2. 地区の概要

本地すべり地は上越市から東方へ約12km隔った東頸城郡牧村大字池舟地内に位置している。

この地域は無数の地すべり常襲地をかかえる東頸城山地が漸次高度を減じて頸城平野に移行する附近にあたり、標高300m以下、平均傾斜度13°の丘陵地形を呈している。

地質は新第3紀寺泊層の黒色泥岩から構成されており、地質構造は地すべりに対して受け盤の関係にある。

地すべりは昭和43年4月の融雪時に発生し、これによって4haの農地（水田）と農用施設（農道・水路等）が被災した。

このため同年度に災害復旧事業地区（池舟地区）として採択（事業期間4年）を受け、昭和44年2月から事業開始した。

初年度は復旧計画樹立のため調査ボーリングを実施し、翌昭和44年4月から同46年6月の3ケ年にわたって下表ならび図-2に示す保全工を施工した。

表-1 年度別事業実施表

年度	工種	規格・寸法	数量延長	備考
43	調査ボーリング工	$\phi 65\% \times \ell 12 \sim 15 m$	V: 3孔 39m H: 2孔 100m	上・下部ブロック
44	水抜ボーリング工	$\phi 65\% \times \ell 30 \sim 50 m$	5群 15孔 615m	
	片法砕工	II型	2ヶ所 13基	
	暗キヨ工	H = 1.5m	3列 775m	上部ブロック
	杭打工	$\phi 318.5\% \times 6.9\% \times \ell 15 m$	3段 83本	
45	集水井工	$\phi 3,000\% \times H 10 m$	1基 集水ボーリング { 上4孔 下5孔	排水ボーリングのみ昭和45年に切断され同年再施工
	杭打工	$\phi 318.5\% \times 6.9\% \times \ell 10 \sim 12 m$	2段 57本	
	水抜ボーリング工	$\phi 65\% \times \ell 50 m$	7群 21孔 1,100m	上部ブロック 4群 下部ブロック 3群
	片法砕工	I型 II型	2ヶ所 I型 4基 II型 20基	下部ブロック
	水路工	b = 300		上部ブロック
	水抜ボーリング工	$\phi 65\% \times \ell 50 m$	7群 21孔 1,050m	
	地下水遮断工	H = 3.0m	1列 L 31m	
46	暗キヨ工	H = 1.5m	3列 L 140m	下部ブロック
	杭打工	$\phi 318.5\% \times 6.9\% \times \ell 10 \sim 12 m$ $\phi 300\% \times \ell 7 m$ (コンクリート)	3段 67本 2段 78本	
	片法砕工	II型	18基	
	水路工	b = 300 400		46.9 再災害 47年 再施工

3. 地すべり状況

(1) 地すべり発生状況

地すべりの徴候は昭和43年4月上旬において、まず地区下半部にあらわれ引き続き上半部（中下部）にも波及した。

以降、小康状態を保つかにみえたが翌5月下旬に至ると滑動が活発化しはじめ地すべり範囲は逐次上方へ拡大していった。

さらに8月に入ると、下半部および上半部の地形的に不安定な部分の滑動がますます激化し、9月下旬までに全域的な慢性的移動へと発展した。

図-1に示す地すべりブロックは以上の経過によって形成された最終段階の形状・範囲であり、その規模は幅30～80m・総延長500mに達している。

本地区の地すべりは、中央部分でネック状にくびれ、特異な形態を呈しているが、これは狭搾部附近で東側面から不動地が突出していることと、地下において岩盤の高まりが存在することにより、これらの影響によって土塊の移動が規制されたためと考えられる。

この岩盤の高まりは本地すべりの運動を上部（ブロック）と下部（ブロック）に分断し、相互の直接的な関連を規制したため、本地区の保全工事の施工計画ならびに施工効果達成に極めて重要な役割をはたしてきた。

(2) 地すべり深度と基盤・地下水の状況

昭和44年2月以降に実施した調査ボーリングの結果（図-1参照）によると、上部ブロックにおける地すべり面深度は確認部3.5～6m（推定部はmax7m）程度であり、昭和44年2月の調査時点では、その附近でケーシングパイプが1晩で切断されるほどの移動を示していた。

一方、下部ブロックにおける初期の地すべり面深度は、昭和44年2月当時、ボーリングロッドが数時間のうちに切断（5～6m附近）されるほどの著しい移動を示していたため正確に把握することが困難であったが昭和45年6月の調査では、6～8m附近に確認された。

しかしながら、この時期においては上部からの土砂供給による地ぼうの変化に伴い、新しいすべり面が2～5m附近に形成され、やはりその附近でケーシングパイプが切断（2日後）～屈曲されるなど顕著な移動が認められた。

一方、上部ブロックから下部ブロックに移行する狭搾部の地すべり面深度は3m内外を示し、上・下部に比して顕著に浅くなっている。

地すべり土層は総じて含水量が多く、とくに土砂の集積が著しい下部ブロックにおいては歩行が不能な状況にあった。

地下水の流動層は地表部のクラックが連絡する3m以内の地すべり土層（主として地表からの浸透水）と地すべり面およびその附近の基盤風化帯の2層が確認され、揚水試験時はこれらの箇所でも10～

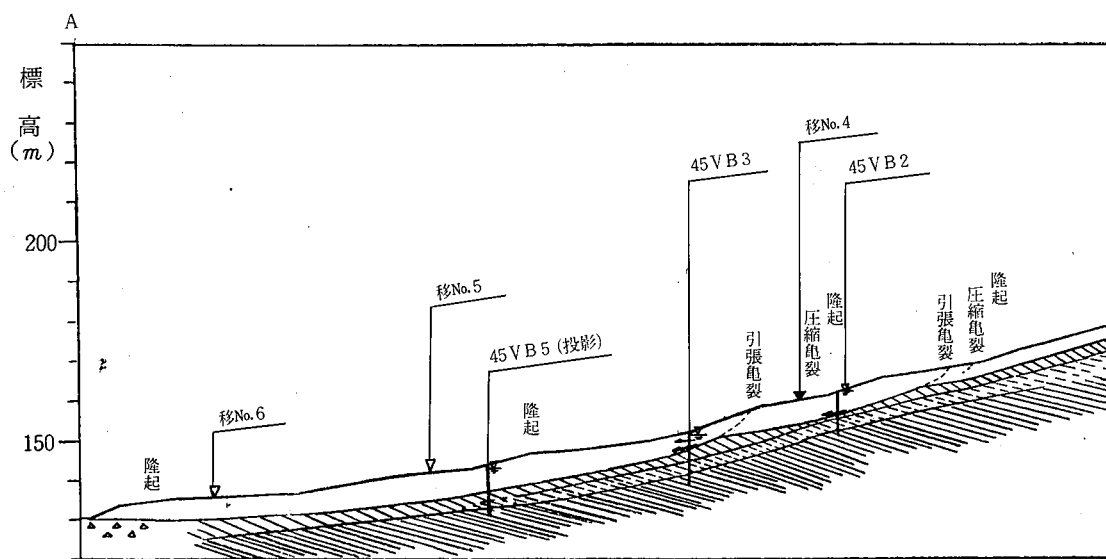
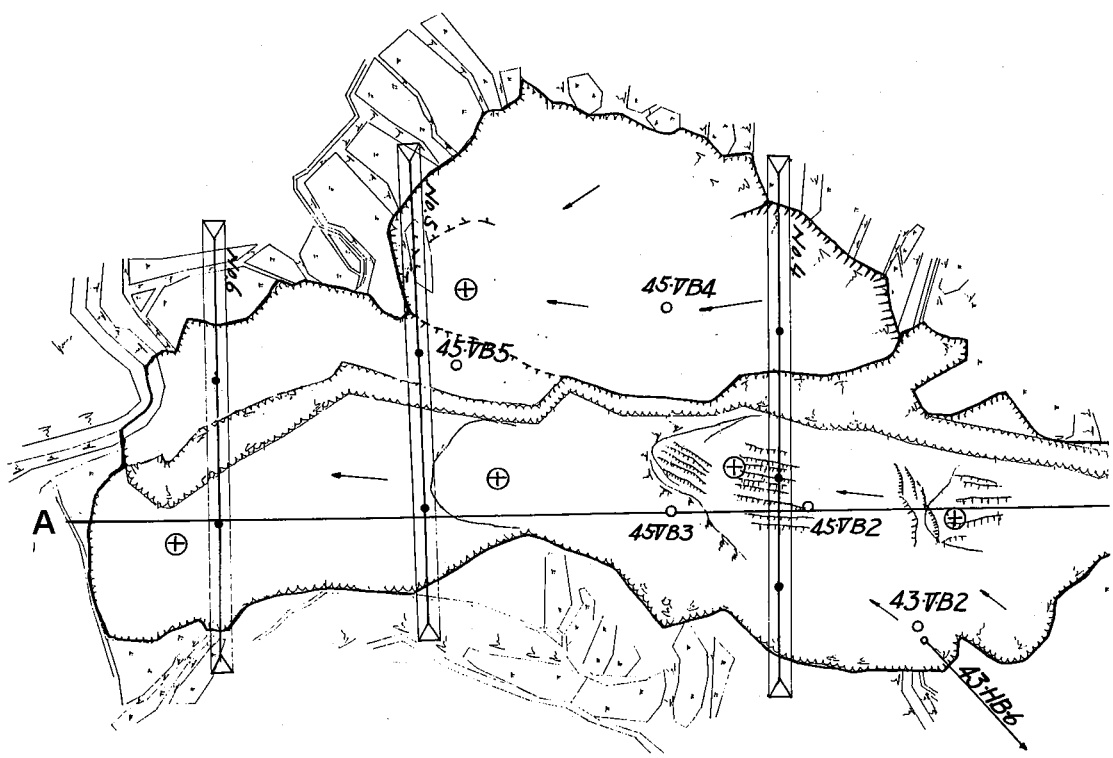
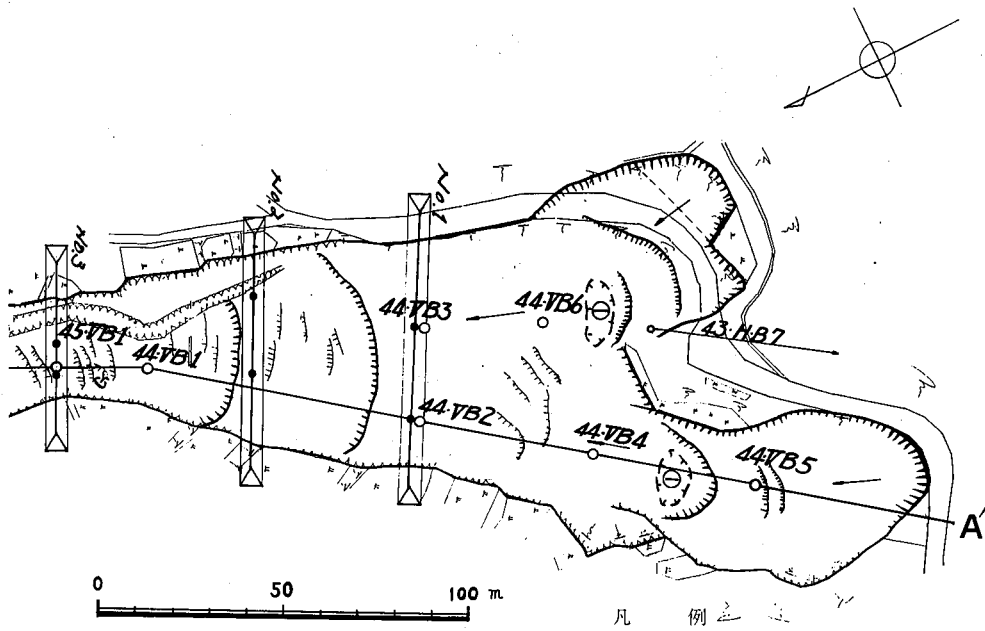
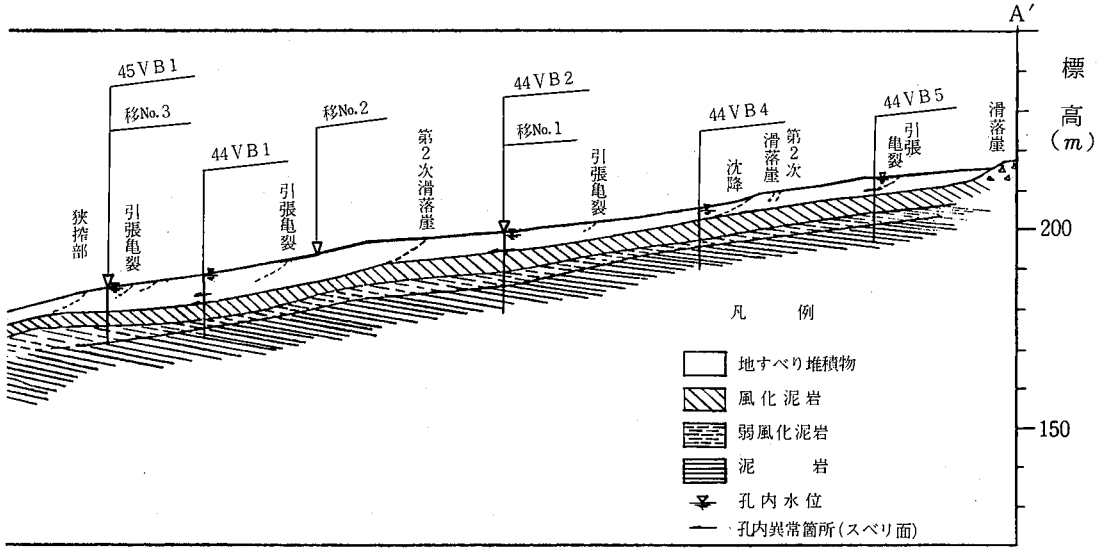


図 - 1 池舟地区地すべり



- 凡 例
- | | | | |
|--|-------------|---------|---------------------|
| | 滑 落 崖 | 44VB1~6 | 垂 直 調 査 ボ ー リ ン グ 孔 |
| | 亀 裂 | 43HB6~7 | 水 平 調 査 ボ ー リ ン グ 孔 |
| | 地 す べ り 方 向 | | 標 柱 移 動 観 測 線 |
| | 沈 降 | A—A' | 地 質 断 面 線 |
| | 隆 起 | | |



- 凡 例
- | | |
|--|-----------------------|
| | 地 す べ り 堆 積 物 |
| | 風 化 泥 岩 |
| | 弱 風 化 泥 岩 |
| | 泥 岩 |
| | 孔 内 水 位 |
| | 孔 内 異 常 箇 所 (ス べ り 面) |

平面図ならびに断面図

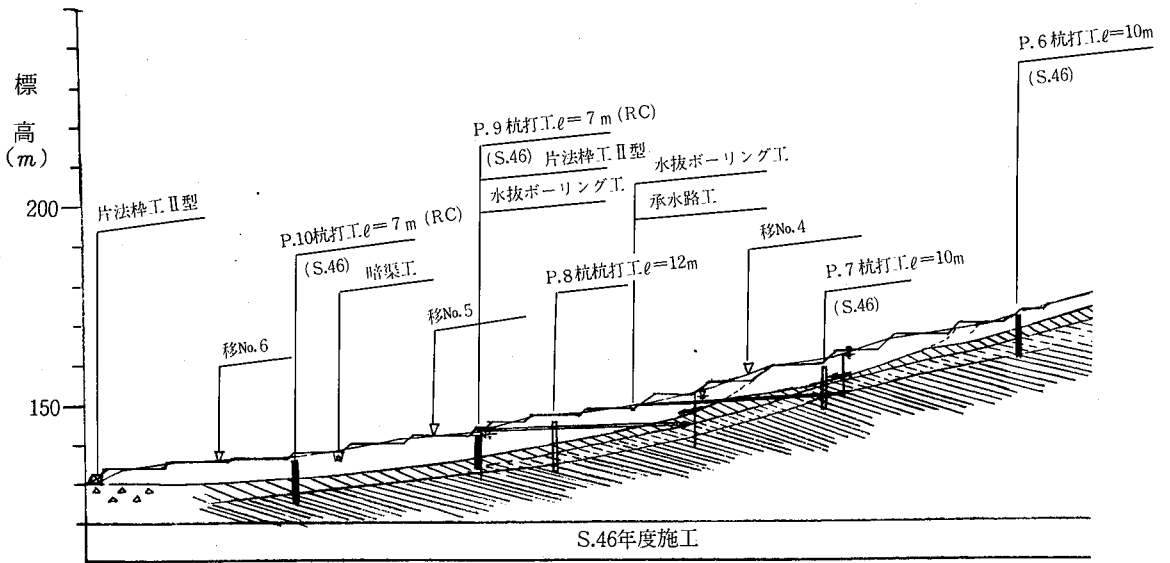
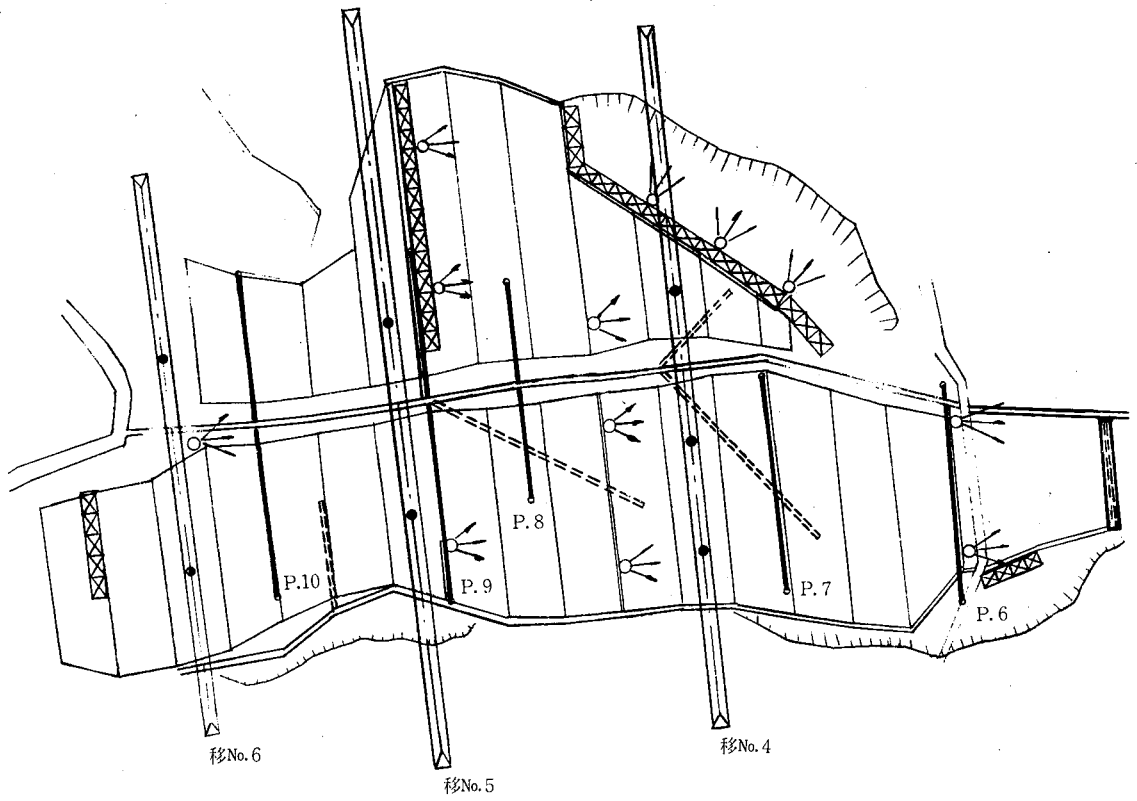
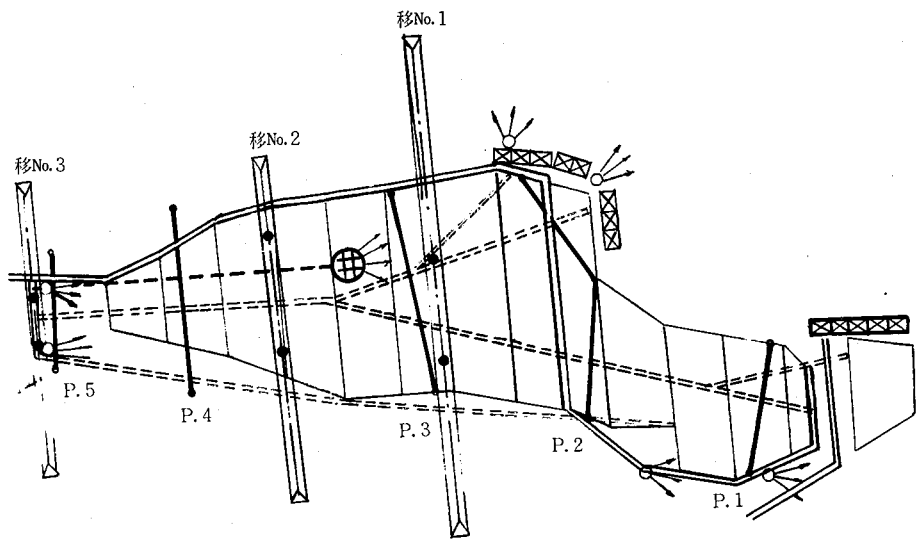
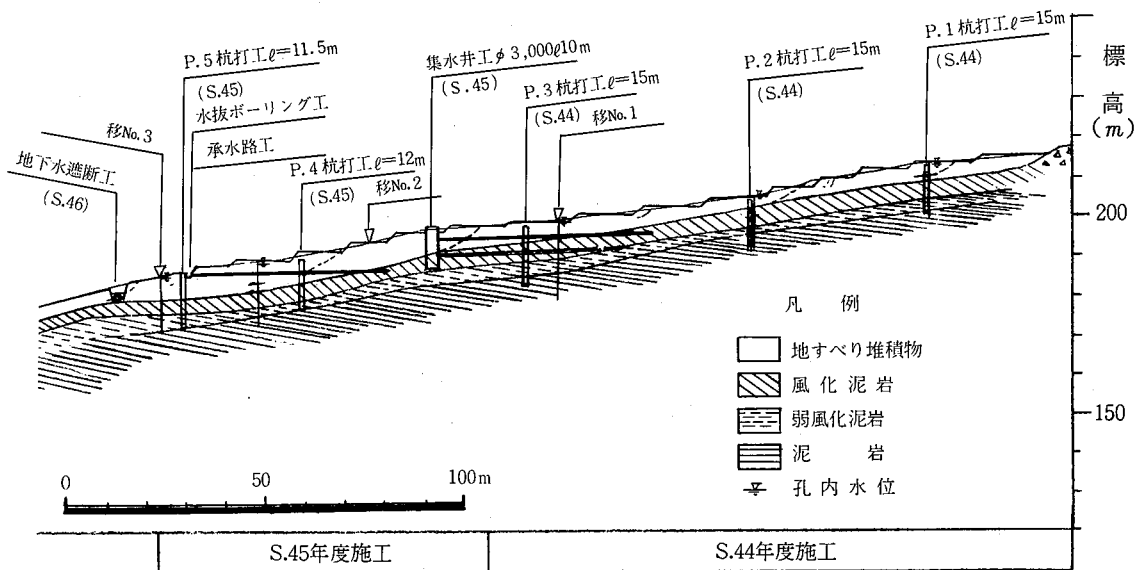


図 - 2 田復旧及び保全工



凡 例

- | | | | |
|--|---------------------|----------------|-------------------------------|
| | 集水井工 (φ 3000 H=10m) | P.1~P.8 | 杭打工 (φ 318.5mm t 6.9mm 鋼管パイル) |
| | 水抜ボーリング工 | P.9~P.10 | 杭打工 (φ 300mm, RCパイル) |
| | 地下水遮断工 (H=3.0m) | | 片法砕土止工 |
| | 暗 渠 工 | 移No. 1 ~ No. 6 | |
| | 承 水 路 工 | | 標柱移動観測線 |
| | 排 水 路 工 | | |



施工平面図ならびに断面図

27ℓ/minの比較的豊富な水量が得られた。

基盤は、頸城地方の地すべり地における代表的地すべり母岩の黒色泥岩（局部的に凝灰岩介在）からなり、地すべり面と接する付近は厚さ1～6mにわたって風化を受け、杭打工の根入層として不適な岩質を示していた。岩質が安定するのは地表下5～15m（上部ブロック・平均10～12m、下部ブロック5～10m）以深であった。

4. 保全工の計画と施工経過

(1) 保全工の計画

上述した地区の状況にもとづき本地すべりに対する保全工法は下表のごとく計画した。

表-2 当初計画における保全工法と工種の決定

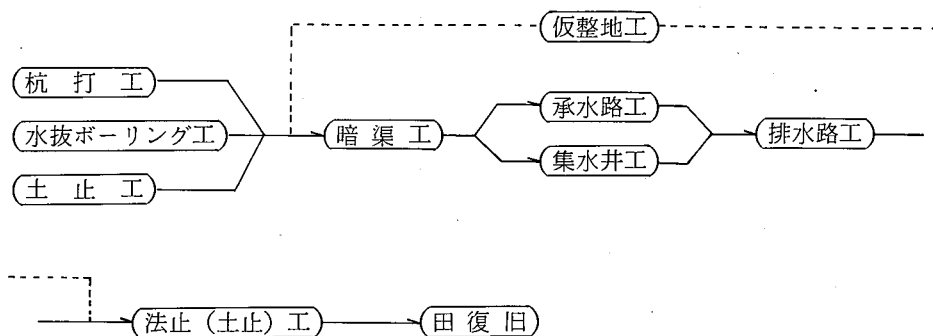
区分	工法	工種	規格・寸法	数量	目的	
上部 ブロック	抑止工	① 杭打工	鋼管 φ318.5×6.9% ×11.5～15m	5段 132本	継続的な移動を示している土層を押し止し他工事の施工条件をよくする	
		② 土止工	片法棒 II型	2ヶ所 13基	地すべり先端・側面の不安定部（高比高を有する崩落崖部）の崩落防止	
	抑 制	中～深層地	③ 集水井工	φ3,000%×10m	1基 集水B or { 上4孔 下5孔	上・下部ブロックの地すべりを助長している上部ブロック内の中～深層地下水の排除
		下水排除工	④ 水抜ボーリング工	φ65%×30～50m	8群 24孔	地すべりを助長しているブロック内の中～深層地下水およびブロック縁辺から供給される地下水の排除
	工	浅層地下水排除工	⑤ 暗渠工	蛇籠 H=1.5m	3列 775m	クラックを通じて流入する地表水の中～深層への浸透防止ならびに泥ねい化した表層の地すべり抑制
		地表水処理工	⑥ 承水路工	b = 300		表流水ならびにボーリング排水の地下浸透防止
下部 ブロック	抑止工	①' 杭打工	鋼管 φ318.5×6.9% ×10m	1段 37本	①に同じ	
		②' 土止工	片法棒 II型 I型	2ヶ所 33基 1ヶ所 5基	地すべり先端・側面崩落崖ならびにブロック内の高比高部・末端土塊の抑止	
	抑 制	浅層地下水排除工	⑦ 地下水遮断工	B = 2.00m H = 3.00m	31m	下部ブロックの地すべりを助長している上部ブロックから供給される地下水の遮断～排除
		中層地下水排除工	④' 水抜ボーリング工	φ65%×50m	6群 14孔	④に同じ
	工	地表水処理工	⑧ 排水路工	b = 400		表流水・排水の地下浸透防止ならびに浸触防止

上記の工法・工種の施工順序と位置（ブロック的）は、①地すべり土層の移動が継続中であること、②移動量が多いこと、③狭窄部の岩盤の高まりによってブロックが上・下部に2分されていること、の3点により原則として下記のごとく決定した。

1) 施工優先ブロック

上部ブロック → 狭窄部 → 下部ブロック （土層流亡ブロック → 集積ブロック）
 （上→下） （上→下）

2) 施工順序



(2) 施工経過

実施の施工段階においては気象条件により各種工事の施工時期や工事が制約されたり、完成をみた工事の一部が刻々と変化する地すべりによって損傷を受ける等したため、施工順序が上述した流れ図から逸脱するケースが生じるとともに工事量の変更（増）を余ぎなくされ、最終的には図-2ならびに表-1に示す工事量となった。

以下、主要工種について施工経過を記述する。

1) 昭和44年度

杭打工は安定解析にもとづき地形面が比較的急な上部ブロックと下部ブロックの頭部を対象としてほぼ50m間隔に6段計画し、設計諸元は下記のごとく決定した。

- イ 杭材…… $\phi 318.5\% \times 6.9\% \times \ell 10 \sim 15\text{m}$
- ロ 杭間隔……1.5m（施工実績は最上段と最下段のみが2.0m）
- ハ 杭根入長……1/3（遮断工直上の第5段は1/2）
- ニ 杭頭位置……地表下2m（第5段以外）
- ホ その他……第5段の杭打工（遮断工直上）は表層すべりを防止するため杭頭を地上に出し、150×150%のH鋼により杭頭を剛結する。

当該年度は上部ブロックの中上部を対象として、上記の最上段から第3段目までの杭打工と水抜ボーリング工・土止工・暗渠工の一部を施工した。これらのうち杭打工は移動が激しかったため施工は先端および側面の水抜ボーリング工・土止工が完了した12月以降に実施した。

掘進に際し、土層の移動によってボーリング孔に段違いを生じ杭のたて込みに困難をきたした。

これに対処するため、ボーリングマシン2台による同時施工をはかるとともに送水量を多くして掘進率を高め作業短縮をはかったが、この結果、土層内の送水量の増加によって地すべりを助長するケースも生じた。

2) 昭和45年度

当該年度の上部ブロックに対する工事は、残り2段の杭打工と集水井工・暗渠工ならびに承水路工を施工した。集水井の排水ボーリングは検討を要したが、上・下流5段の杭打工による地すべりの安定化を期待して移動の激しいブロック内での排水をさげブロック外への排水を計画した。

杭打工ならびに集水井工は移動量が減少傾向にはいった12月以降に施工したが施工難易の状況は前年度に比して多少よかったようである。

3) 昭和46年度

上部ブロックに対する保全対策は狭搾部の地下水遮断工を残すのみではほぼ完了に近い状態となったが、完成した集水井は当該年度に入って傾斜・変形等の徴候があらわれはじめるとともに排水管が切断される等の被害を受けた。また、西側面に施工した暗渠も下半部分が著しく変形・損傷を受け、その機能を消失した。

このため、集水井に対しては排水ボーリングを当該年度に施工する排水路に導く形で再施工するとともにライナープレート補強をはかり、6月に完了をみた。なお、排水管は今後の移動による影響を考慮してプレート内に余裕長を残し、さらに継管が可能な形で完成させた。また、被災した暗渠は再施工し、その機能を回復させた。

一方、下部ブロックに対しては地形的に不安定な頭部において地下水遮断工と杭打工(1段)、緩傾斜面をなす中下部に対しては排水路工と土止工を計画してこのブロックの保全をはかるべく当該年度に施工し、8月までに土止工を除いたすべての保全工の完了をみた。しかしながら翌9月6日に至って最下段杭打工附近から下方の地すべりが活発化し、完成した排水路が被災した。

その後も地すべりは安定する気配をみせず補修した排水路が再び被災する状況下にあったため、新たに杭打工4段・暗渠工・水抜ボーリング工を追加し、下部ブロックに対する保全対策の強化をはかった。

5. 移動量観測結果と保全工の施工効果

(1) 観測方法

移動観測は地すべり発生に伴って昭和43年5月15日ブロック内6ヶ所に標柱杭を設置し、保全工・田復旧の完了をみた昭和47年6月25日までの4ヶ年余にわたって実施した。

これら移動観測線は図-1に示すごとく上部・下部ブロックに対し各々3測線を配置し、1測線における動点観測杭は第1～3・第5～6の5測線において各2点、第4測線において3点を設置した。

各回の観測は積雪の多い冬期間（4ヶ月間）を除き一応1ヶ月毎を目やすとして実施した。

(2) 解析方法

以上の観測結果は夫々の目的に応じて図-3～5に表現した。なお、図中表示した降雨量は地区と隣接する安塚町の雨量観測データにもとづいて作成した。

これらの図のうち図-3は標柱の累積移動量ならびに5日単位の累計降水量と概略10日毎に観測した保全工の地下水排水量との関係を求めたものである。

図-4は各回単位の移動量（各測線中の代表測点の移動量）とこれと対応する期間内の累計降雨量の関係、さらにこれらと保全工の進捗状況との関係を上・下部ブロック別に表現したものである。

また図-5は、上部ブロックにおける各回単位の代表測点移動量とそれと対応する期間内の累計降水量（集水面積は上部ブロックまでの影響範囲をとった）、さらにこの期間内の工種別累計地下水排水量および総排水量の関係を表現したものである。

一方、これらのデータにもとづいて推算した水収支と移動量の関係も併記した。

なお、水収支の算出基礎は下記に示すとおりである。

① 集水面積：48,000 m^2 （上部ブロックのみの関係面積）

② 流出係数：0.5

（昭和46年8月～11月・同46年6月～12月における降水量と上部ブロックの総地下水排水量の関係ならびに日本内地河川の流出率を参考に想定）

③ 集計期間：1～6月・7～12月の6ヶ月毎

（昭和45・46・47年における降水量と総地下水排水量の関係——4～6月において両者の関係が逆転していることから、融雪の影響がこの時期まで及ぶとみなす——から決定）

(3) 施工効果に関する考察

1) 防止工事全体にもとづく施工効果

図-3の移動量累積曲線によれば、上・下部ブロックの移動状態は昭和44年12月までほぼ類似した動向を示しており、その移動速度は地すべり発生翌年度に約1/2程度に落ち込んでいる。

しかし、水抜ボーリング工、暗渠工の施工完了以降、さらにP-1～3の杭打工施工以降における上部ブロックの移動曲線は防止工事未施工の下部ブロックの動向と明瞭な相違を示しはじめ、これら防止工事の施工効果を反映している。

特に上部ブロックの複合すべり上半部の抑止を目的とした杭打工3段の施工でカバーされる移No.1の動向は杭打工の施工により小康状態に移行しつつあることが明らかであり、昭和45年度に施工された水抜ボーリング工ついで、集水井工、P-4, 5杭打工等観測線下部に対する防止工事の進捗と呼応する動向を示しつつこれらの完了をもって停止している。

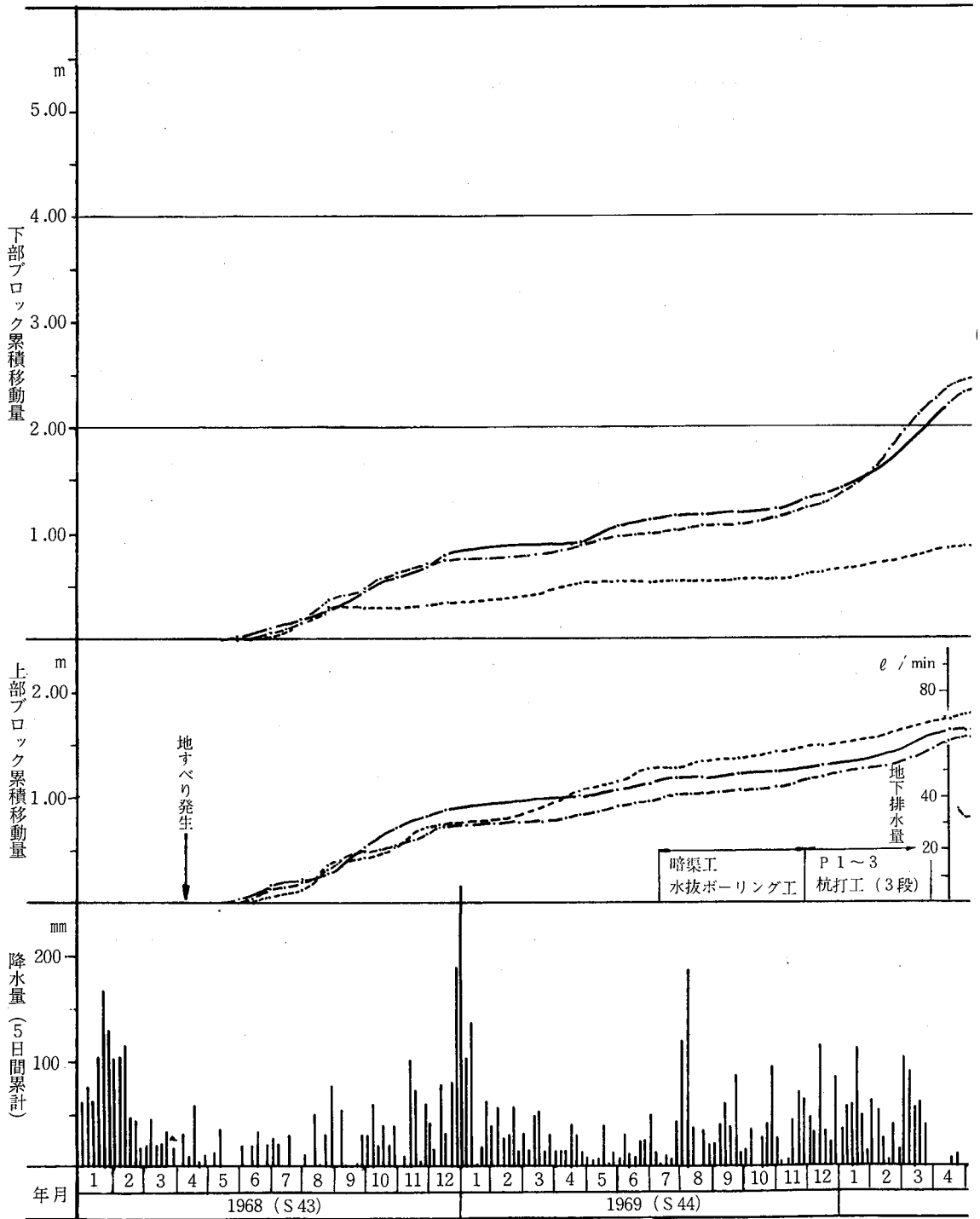
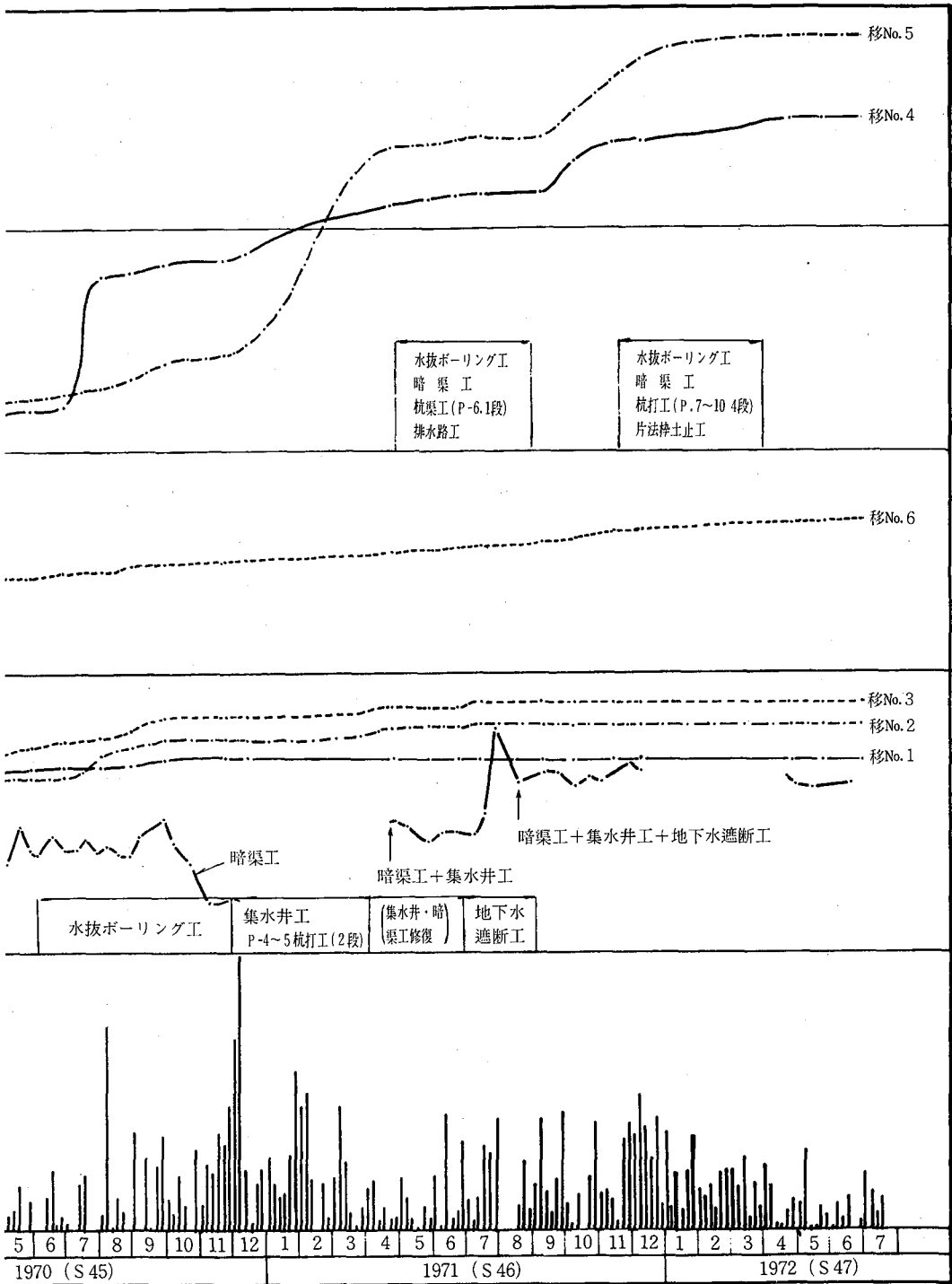


図 - 3 地表面移動量～地



下水排水量～降水量相関図

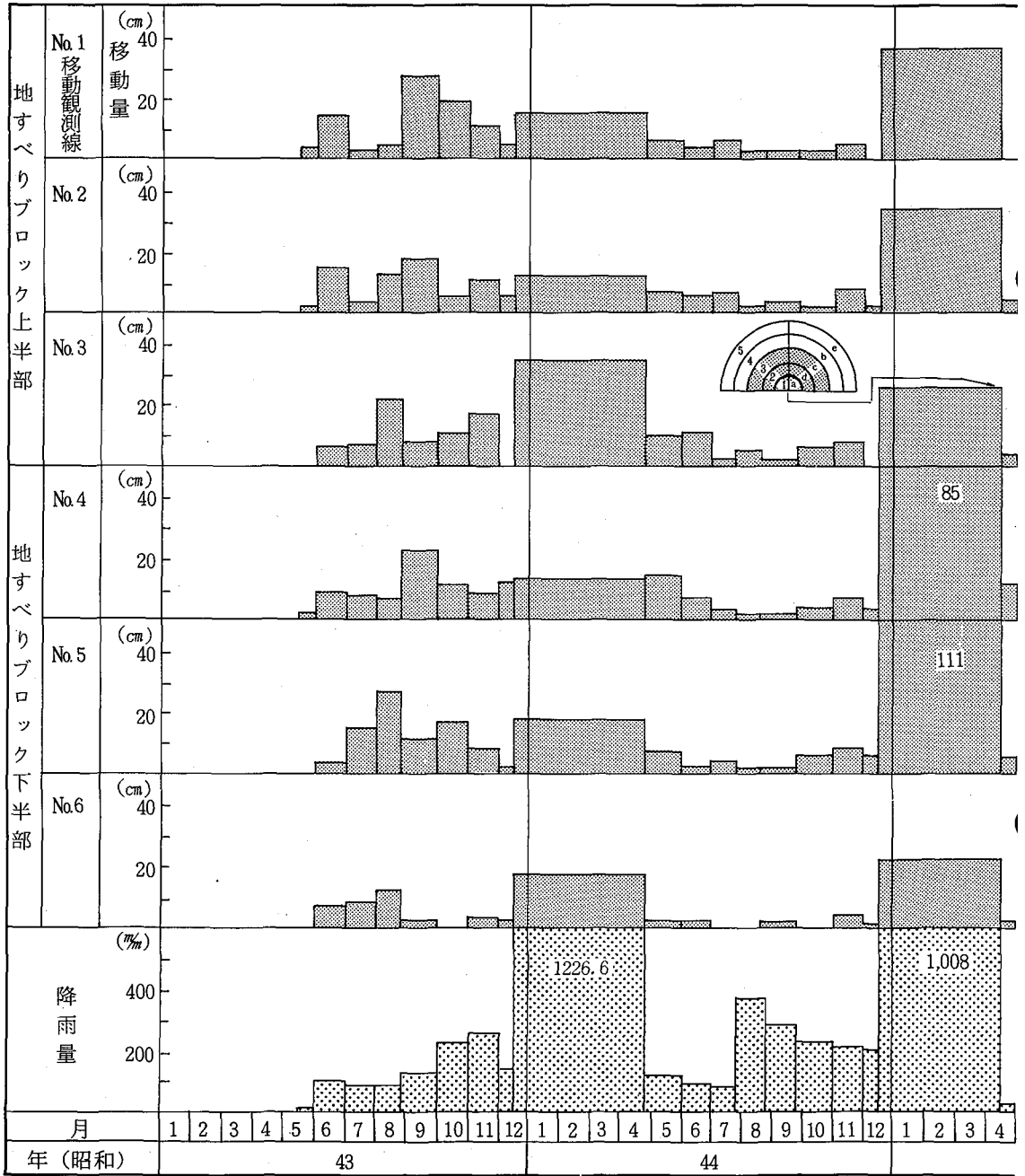
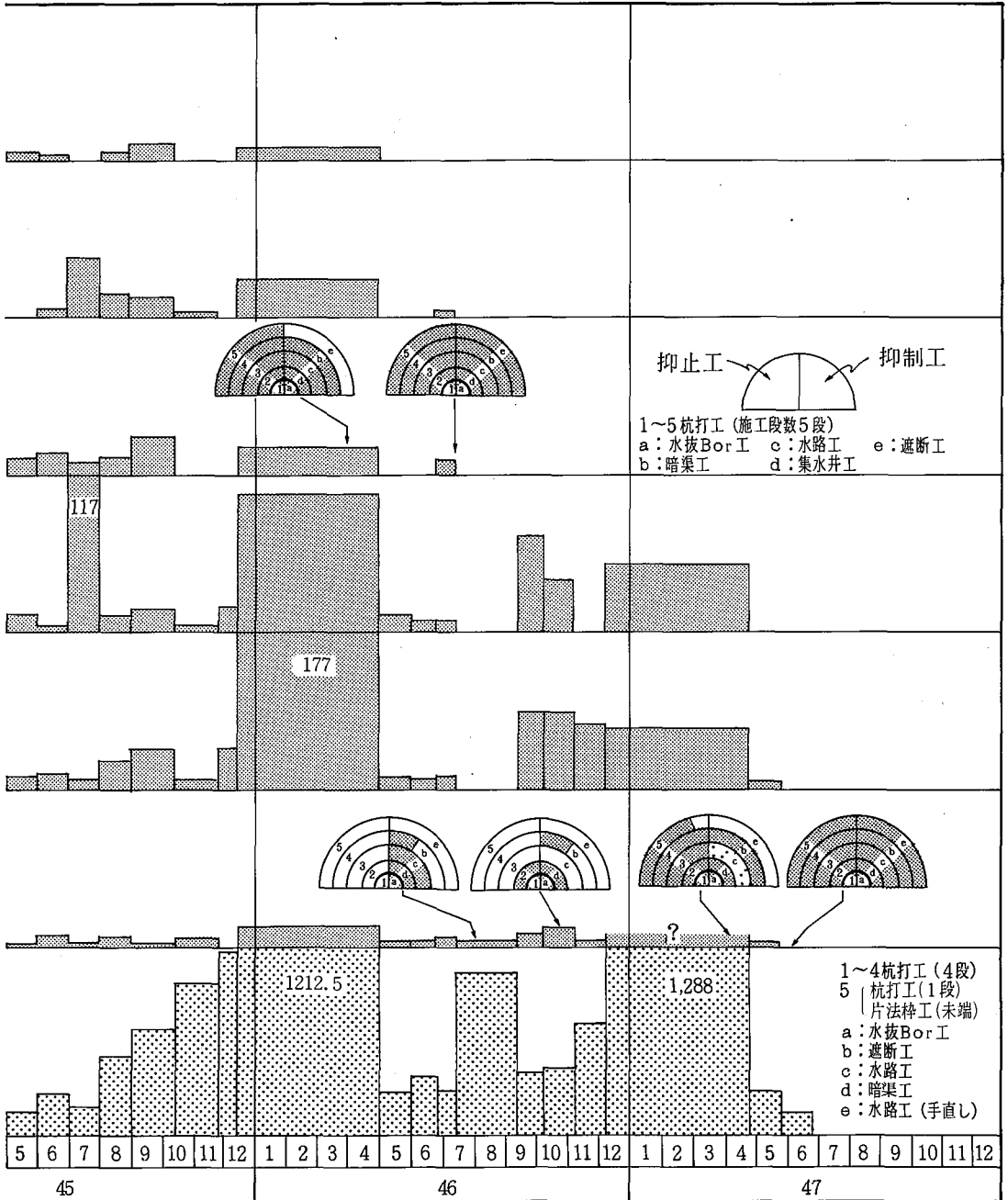


図 - 4 地表面移動量～降雨



量～保全工進捗状況関係図

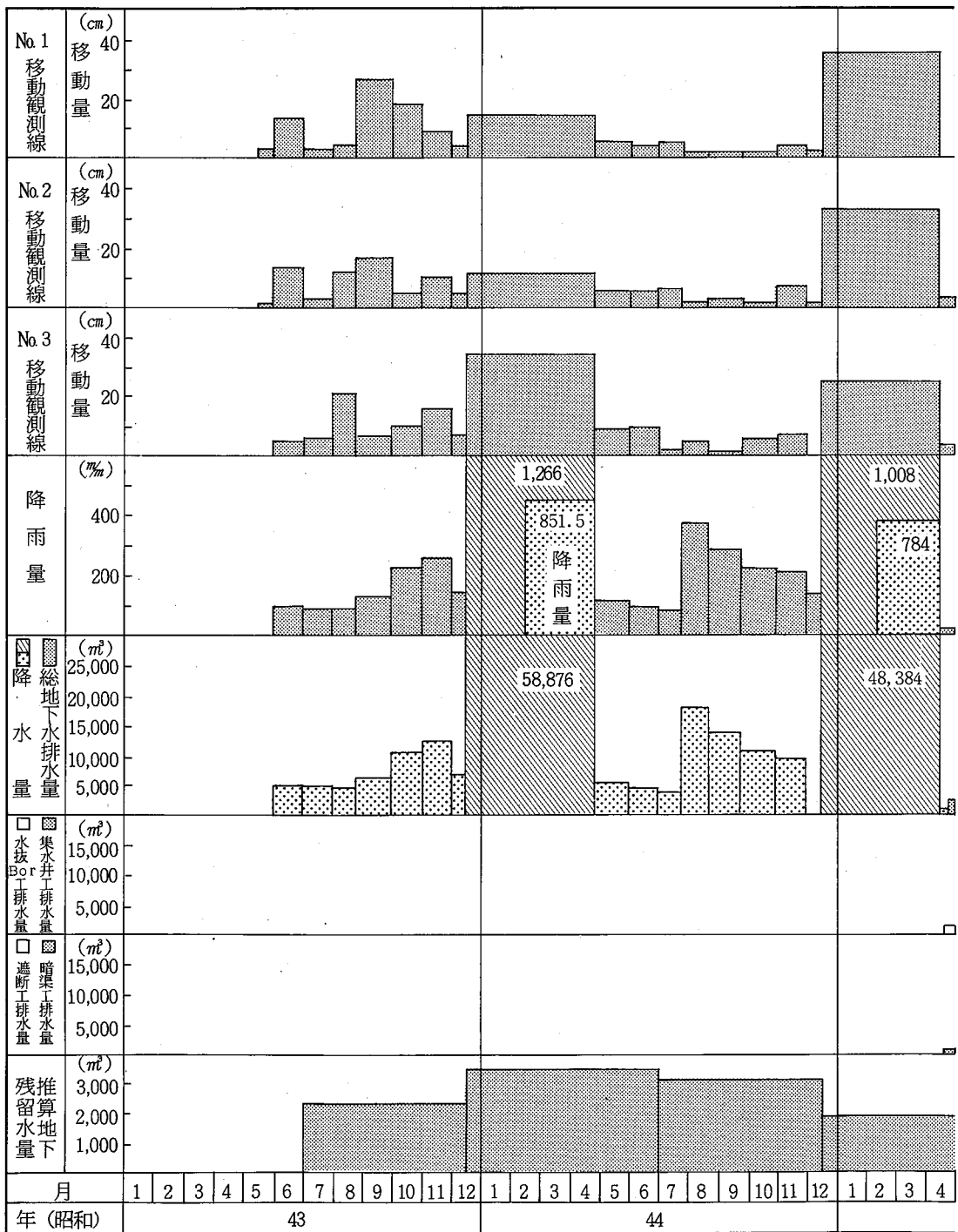
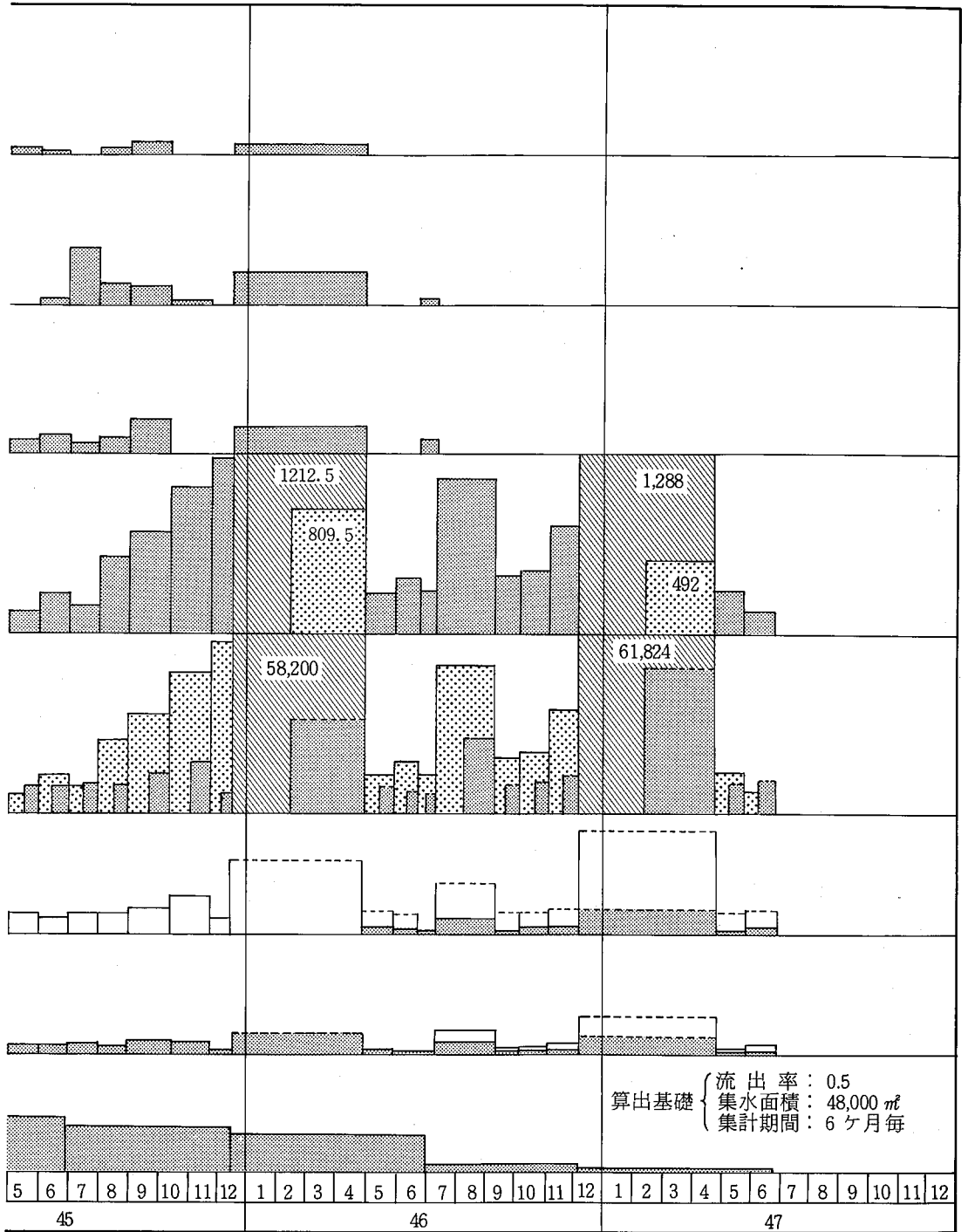


図 - 5 上部地すべりブロックにお



ける水収支と地表面移動量相関図

また、複合すべり上半ブロックの受動部を頭部（主動部）とする下半ブロックの移No. 2, No. 3の動向も上半部ブロックの安定化の影響を受けて小康状態に移行する傾向を示し、上部ブロック末端の地下水遮断工の施工をもって移動を停止している。

一方、下部地すべりブロックにおける各測線の移動量累積曲線は、末端受動部に位置する移No. 6を除き、地すべり発生当初を上まわる移動を示しているが、昭和46年の防止工事着手と上部ブロックの停止を契機としてようやく小康状態移行への傾向を示しはじめている。

下部ブロックの上半部は地形面、すべり面ともに当該地すべりにおいて最も急な部位であり、地下水遮断工が施工された付近は地すべり発生初期における頭部に近いところである。

地下水遮断工施工時に確認されたすべり面の状況は図-6に示すごとく、基盤（風化泥岩）およびすべり土層の上・下面はそれぞれ鏡状の光沢を有し、その形状は地すべり横断方向に波状一波高5cm±、波長30～

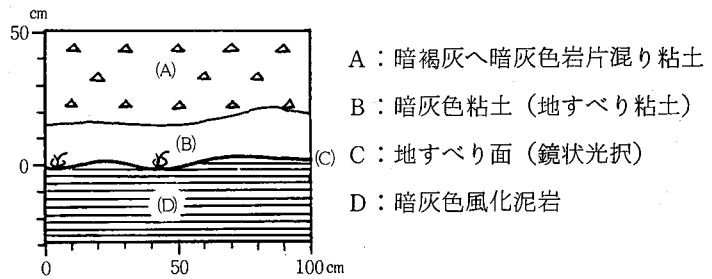


図-6 地下水遮断工部地すべり面附近地層断面

40cm-に起伏し、その谷部から多量の地下水の湧出が認められた。

したがって、下部ブロックの安定に最も大きな影響力一切線応力をもたらしこの部位での地下水遮断工の効果は上述の下部ブロック小康状態移行に大きく影響しているものと推測される。

しかしながら、昭和46年9月6日の集中降雨を契機に8月までに完了をみたP-6杭打工下部の移動が活発化しているが、P-7～10、4段の杭打工、片法砕土止工、水抜ボーリング工、暗渠工の施工完了とともに翌47年4月以降の移動徴候は認められなくなっている。

2) 地下水排除工にもとづく施工効果

地下水排除による地すべり抑制効果は、既成すべり面に対する間隙水圧の低減、既成すべり面上部土中水の排除による主動部切線応力の低減等諸々の形で作用するものと考えられるが、当該地すべりの場合、これらに対する調査資料を欠いているため、これらに対する判断は困難である。

しかしながら図-3の移動量～防止工事相関図からあきらかなように当該地すべりにおける地下水排除はその安定化に大きく作用していることがうかがえる。

図-5は、仮定表面流出にもとづき地下水排除効果の判定を試みたものであるが地下水排除施工前と後の相対的地下水残留量と上部地すべりブロックの移動量との間に強い相関がみいだせる。

6. 斜面安定に関する考察および 問題点

(1) 上部ブロックの移動中安全率

図-7, 8は上部ブロックの複合すべり面個々の反転切線応力加積曲線図である。

鋼管杭 ($\phi 318.5\%$, $t=6.9\%$)の短期曲げ抵抗力にもとづく移動中安全率を推定してみると, まず2段の杭が施工された下部複合すべり面では上部の停止条件を考慮するとその均衡点は図示のごとくなり, $F_s < 0.95$ となる。

一方, 3段の杭が施工された上部複合すべり面について検討してみると, $F_s < 0.85$ となる。

(2) 斜面安定検討上の問題点について

当該地すべりに限らず, 過去の調査井による地すべり主動域および受動域における地すべり面の観察結果によれば, 泥岩分布地域におけるいわゆる粘稠型地すべりのすべり面は下記の特徴をもっているものが多い。

- 1) 霖雨期から降雪期にかけての地すべり頭部附近におけるすべり面は water film とともに厚さ数%のヘドロ状の高含水粘土を挟有するケースが多く, この時期における頭部すべり面の滑動抵抗力 (C, ϕ) が殆んど期待できない状況にある。
- 2) 下部隆起域-受動部-におけるすべり面は擦過による鏡肌を有し一般にドライな状態ないしはそれに近い状態にあるケースが多く, 滑動抵抗力としては摩擦抵抗力を主に考えざるを得ない状況にあることが多い。

すなわち, 霖雨期・融雪期に移動, 平水期に小康状態に移行する粘稠型タイプの地すべりでは上記の water film の消長が間隙水圧とともにその移動に大きく係っているものと思われ。

特に地すべり頭部は背後地域高位部からの地下水供給の他, テンションクラック発生帯であるところ

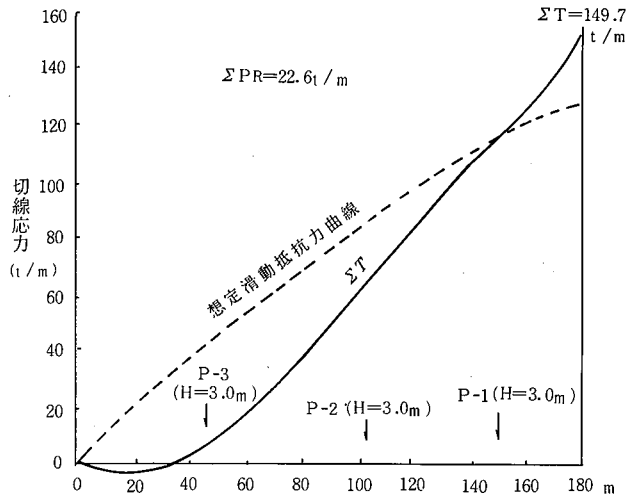


図-7 上部複合すべり面接線応力反転加積曲線図

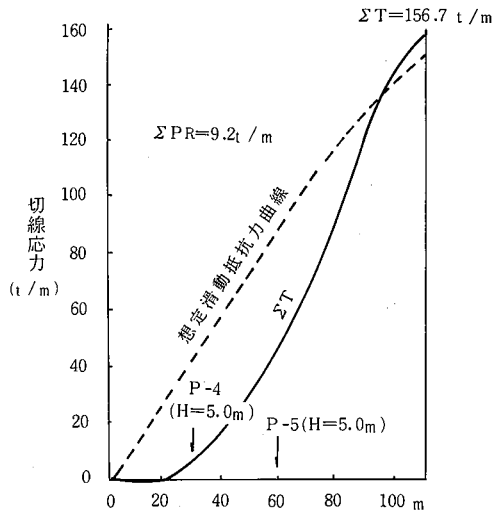


図-8 下部複合すべり面接線応力反転加積曲線図

から地表水の供給を受けやすい環境にあるため、これら主動域における地下水排除対策は極めて重要といわざるをえない。

また、杭打工等の抑止工は、このようなwater film 形成域にその曲げ抵抗力が許容しうる範囲内で集中的に施工すれば、1段の杭に過剰な負担を与えることなく、確実な抑止がはかれるのではないかと思考される。

ただし、杭打工の施工に伴い、地すべり土層の透水断面積が縮少（ $\phi 318.5\%$ ， $D=1.5\text{ m}$ の場合，26%）されるため、杭前面の既成すべり面上土層の水位上昇をもたらす、切線応力の増加をまねく例が認められるので適切な地下水排除工法との併用を検討すべきと考える。

1983. 5. 13

第11回シンポジウム

地すべり対策防止工事の効果と斜面安定(2)

発行 土質工学会北陸支部
地すべり学会新潟支部
土木学会関東支部
印刷 株式会社 文久堂