

I S S N 0386—5878

土木研究所資料第2808号

土 木 研 究 所 資 料

長者地すべり調査報告書

平成元年11月

建設省土木研究所
砂防部地すべり研究室

Copyright © (1989) 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。

長者地すべり調査報告書

地すべり研究室 室長 中村 浩之
研究員 檜 垣 大助
吉 田 克 美

要 旨

破碎帯地すべりの発生機構を解明し、適切な対策工法を見いだすことを目的として、モデル地域を高知県長者地すべりに設定し調査、観測を行った。

降雨との関連性からみて、地すべりは2つのタイプの運動からなることがわかり、それらに対する有効な対策工を提案した。

キーワード：破碎帯地すべり, 長者地すべり, 蛇紋岩, クリーブ, 運動解析, 地すべり機構,
地下水位変動

ま え が き

わが国の広域変成岩地帯にはきわめて地すべりが多い。とくに四国地方は中央構造線、御荷鉾構造線、仏像構造線等の大規模な断層の影響を受けた破碎帯地すべりが集中している。これらは地質的には三波川結晶片岩帯、御荷鉾緑色岩類帯、秩父帯の地すべりに大別される。前二者に関しては、地形、地質の特徴、発生機構、運動特性等かなり明らかになっている（中村，1977¹⁾，古谷，1982²⁾，藤田ほか，1976³⁾，1983⁴⁾）が、秩父帯のものについては分布密度が小さく、調査報告も少ない。秩父帯の中でも黒瀬川構造帯に沿う地域では、粘板岩が弱い変成を受け準片岩化している所や蛇紋岩の貫入している所に地すべりが発達しているが、後者に類する例は四国以外にも多く、クリープ性の運動を示すとされる（黒田ほか，1981⁵⁾）。ここでは破碎帯の中で秩父帯に属しクリープ性の運動を示す蛇紋岩地すべりについて、その発生機構、運動特性を把握し、有効かつ適切な調査方法、対策工法を見いだすことを目的として、高知県長者地すべりについて諸調査、観測を実施したので、その結果を報告する。

本資料は昭和57年度より62年度まで地すべり研究室で行った調査と、高知県で実施されている諸調査結果を総合的に検討し、破碎帯地すべりの1つである秩父帯蛇紋岩貫入地すべりの機構および特性と調査方法、対策工法について考察したものである。

本調査を行うにあたり多大なご協力を頂いた高知県土木部砂防課、越知土木事務所関係各位、日本工営(株)原田敏雄氏、また地すべり研究室歴代担当の方々、およびいろいろお手伝い頂いた同研究室の皆様感謝いたします。

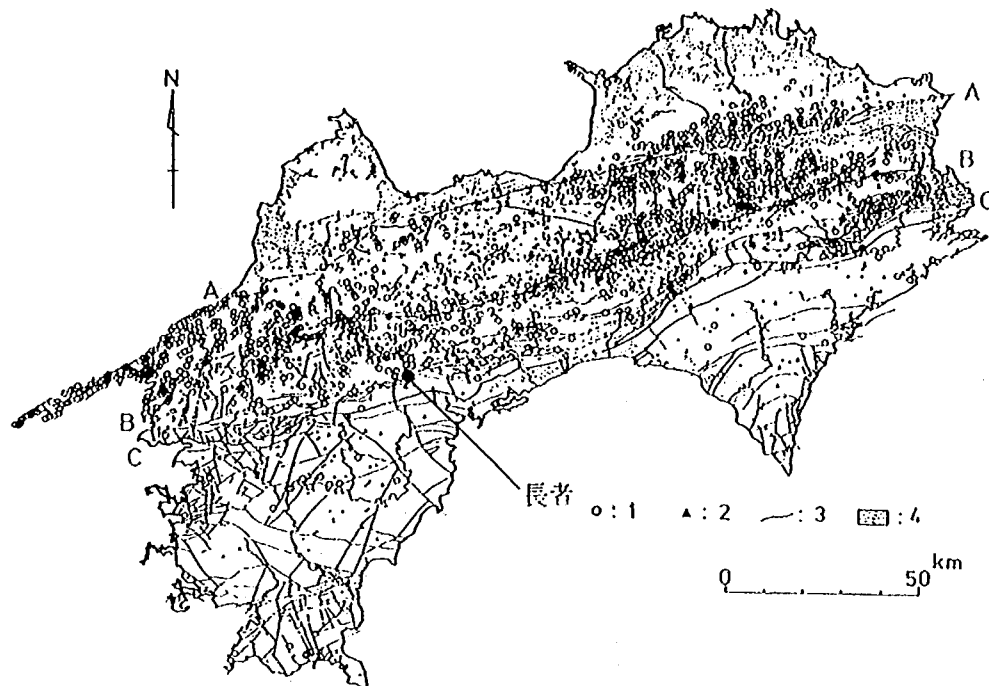
目 次

1. 地すべりの概要	1
2. 地質, 地形概要	3
3. 地すべり調査	5
3-1 長者で行われてきた調査及対策工事	5
3-2 地質調査	6
(1) ボーリング調査	6
(2) クリープウエル掘削	13
(3) 排水トンネル掘削	14
3-3 地表面変動調査	15
(1) 移動杭及び航空写真測量	15
(2) 伸縮計	19
(3) 地表移動量の経時変動	19
3-4 地中移動量調査	38
(1) パイプ歪計	38
(2) 孔内傾斜計, 多層移動量計	39
(3) クリープウエル	47
4. 地下水調査	50
4-1 地下水位変動と降雨との関係	54
4-2 地下水位変動と地盤構造	55
4-3 間隙水圧調査	56
5. 土質試験	58
5-1 リングせん断試験による残留強度測定	58
5-2 物理試験	58
5-3 クリープ試験	59
6. 地すべり機構	61
7. 地すべり運動解析モデル	62
7-1 解析モデルの考え方	62
7-2 剛体要素の運動方程式	62
7-3 地すべり土塊のクリープ変位量	65
7-4 計算断面の決定	65
7-5 剛体要素解析プログラム	66
8. 長者地すべりの運動解析	68

8-1	物性値の決定	68
(1)	c, ϕ	68
(2)	弾性係数, 粘性係数	68
(3)	計算断面各区间における物性値	70
8-2	計算結果	70
9.	長者地すべりにおける対策工	73
(1)	地すべり機構と対策工	73
(2)	急激な移動への対策	73
(3)	定常的な移動への対策	74
参考文献		77

1. 地すべりの概要

長者地すべりは、高知市の西方約40km、高知県高岡郡仁淀村長者にあって、一級水系仁淀川上流右第一支流の長者川右岸に位置している（図-1）。



地すべり防止指定区域と危険箇所および大規模崩壊地の分布（古谷，1982）

1：地すべり防止指定区域と危険箇所，2：大規模崩壊地（大は 10^6 m³以上，小は $10^6 \sim 10^3$ m³未満），3：断層，4：冲積地，A-A：中央構造線，B-B：御荷鉾構造線，C-C：仏像構造線

図-1 地すべり位置図

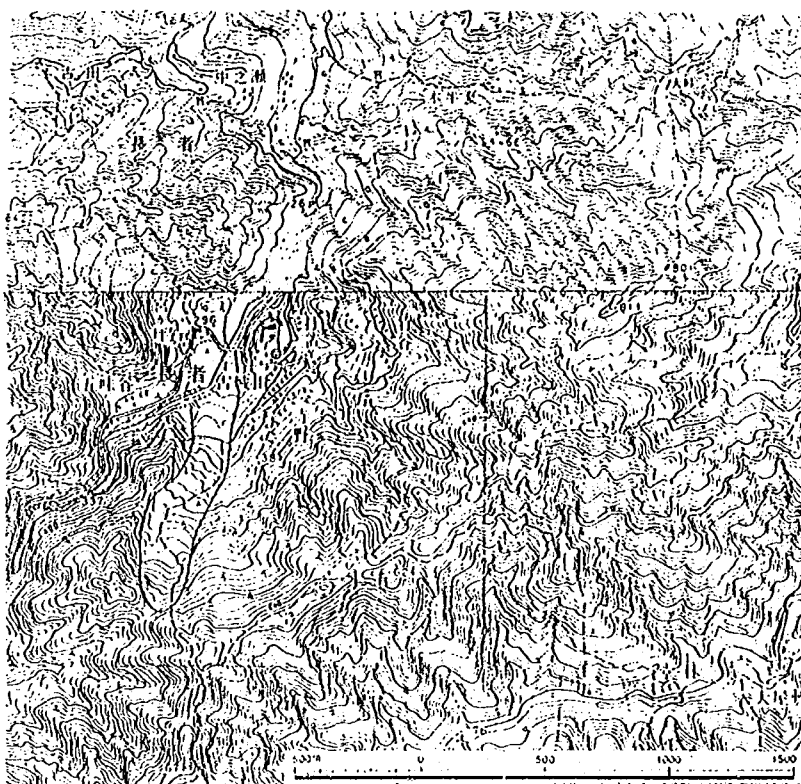
地すべり防止区域は68.4 haと大きく，その土地利用形態は，耕地51.5 ha，林地16.0 ha，その他0.9 haとなっている。また，地すべり防止区域東側には，小学校，郵便局，仁淀村役場支所等の公共建物並びに人家約90戸の集落があり，長者川上流部の中心地を形成している。

地すべりは標高600 mの尾根より，幅約200 m，長さ約900 mにわたり平均勾配 15° の傾斜をなして北方向，つまり長者川方向に移動している（図-2）。地すべりの末端は長者川を越えて対岸（左岸）に達しており，典型的な川越え隆起現象が見られる。

長者地すべりの災害記録としては，明治19年及び同23年の台風により長者川が大洪水にみまわれ，現在より南側を流れていた河道が現在の位置になり，斜面脚部が侵蝕され広範囲にわたる地すべりが活動が認められた。このため旧寺野部落35戸が，現在の南の平へ移動したといわれている（高知県，1972）⁶⁾。

また，昭和38年9号台風来襲時には，本地域で連続雨量886 mmの豪雨となり，地すべり舌端部の護岸工

が流失し脚部が侵蝕され、地すべり活動が顕著となった。地すべり地区全般にわたり耕地、林道に変動が生じ、地表面排水施設も著しく破壊された（写真－１）。災害後、建設省所管公共土木施設災害復旧事業として高知県により地すべり総合調査が実施されさらに護岸工、堰堤工、浚渫工並びに集水井工が施工され、昭和44年度に完成した。いっぽう、地すべり対策事業として調査ボーリング、排水ボーリング、排水トンネル等が高知県により実施されている。



図－２ 長者地すべり付近の地形



写真－１ コンクリート半円管の被害状況

2. 地質，地形概要

四国地方の地すべりは，大部分，中央構造線，御荷鉾構造線，仏像構造線等の大規模な東西性の断層の影響を受けた破碎帯地すべりである。

長者地区は，西南日本外帯の秩父累帯古生層地域に位置する。比較的変成を受けていない秩父累帯の中にあって，黒瀬川構造帯と呼ばれる，蛇紋岩や火成岩が分布し粘板岩が準片岩化している地帯があり，そこには地すべりが発達している（安藤，1977）⁷⁾。長者地すべりもその1つであり，地すべり地周辺は複雑な地質構造を呈している。

図-3 に長者付近の地質図（藤田・竹内，1982）⁸⁾を示す。

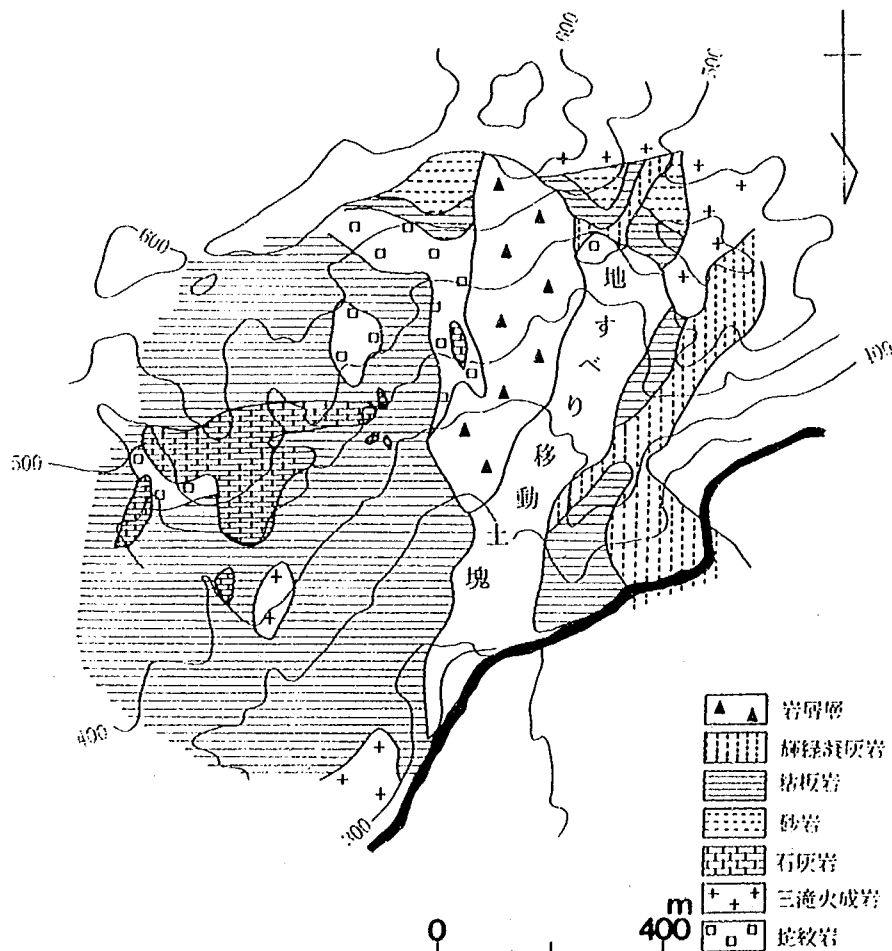


図-3 長者地すべり付近地質図（藤田・竹内：1982）

この付近の秩父累帯は粘板岩，砂岩，輝緑凝灰岩，石灰岩を主体とし，一般走向はほぼ東西，約30°で北側に傾斜し地すべりに対し流れ盤構造となっている。これに黒瀬川構造帯の三滝火成岩，蛇紋岩の貫入岩体が所々に分布している。三滝火成岩は地すべり地頭部から東へ延びる尾根に認められ，そこから生産された多量の岩塊が基盤の粘板岩，蛇紋岩上に堆積し，この地すべりの主要な土砂供給源になると共に，この地域

の雨水の良好な浸透地帯ともなっている（坂元，1984）。また，地すべり地内では，粘板岩質岩屑層と蛇紋岩質岩屑層が粘板岩，蛇紋岩，輝緑凝灰岩等を覆っている。

長者川沿いには，当地区以外にも幾つかの地すべり地形が存在し，それらは黒瀬川構造帯及びその周縁に多いようである。

当地区には，北～北北東に延びる舌状の押し出し地形や，傾斜方向に延びるこま切れ状の谷地形が見られ，土塊の移動が生じていることを示している。

地すべり土塊の西側には基岩の尾根が急崖を形成しているが，東側には北西に面した平均勾配 20° 余の比較的単調な斜面が続いておりサイドクラックが見られないため，地形的には地すべり活動域を特定しにくい。また，地すべり斜面頭部にも明瞭な滑落崖は存在しない。しかし，地すべりとの関連が示唆される地形として，地すべり地南側分水界尾根上には，通称競馬場と呼ばれる北西側落ちの二重山稜地形が認められる。

一方，現在の寺野の集落は，背後斜面から供給された石灰岩岩塊の点在する一様な傾斜をなす崖錐斜面上に位置している。

3. 地すべり調査

3-1 長者で行われてきた調査及対策工事

長者地すべりでは、38年災害以降、高知県により地すべり機構解明と対策工事の計画、実施、工事の評価の為にさまざまな調査が行われてきた。また、昭和57年度より昭和62年度まで、破碎帯地すべりの1つである秩父帯に貫入する蛇紋岩分布地帯の地すべりの機構解明と対策工法検討の資料を得るべく、土木研究所により調査が行われた。これらの調査内容を表-1に示す。

表-1 調査、対策工実施総括表

年		28~38	39~50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62
地盤調査	地表踏査		○	○	○	○	○	○	○	○△	○△	○△	○△	○△	○△
	ボーリング調査		○	○	○			○		○	○	○△	○	○△	○△
	土質試験		○												
	電気探査・弾性波探査		○									△		△	
地盤変形調査	移動杭				○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	伸縮計										△	△	△	△	△
	地盤傾斜計										△	△	△	△	△
	パイプ歪計		○	○	○	○	○	○	○	○△	△	△	△	△	△
	孔内傾斜計										○	○	○	○	○
	全断面傾斜計											△	△	△	△
	クリフウォール											△	△	△	△
	掘水トンネル内 内空変位測定									○	○	○	○	○	○
	スライド変位測定									○	○	○	○	○	○
	空中写真による 移動測定												△		
地下水調査	地下水位調査		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	間隙水圧調査													△	△
	地下水検層				○									△	
	湧水量観測		○								○	○	○	○	○
	湧水量調査		○		○	○	○	○	○						
	水質分析					○									
	地下水追跡		○												
	自然放射能探査		○												
	湧水試験		○												
対策工事	市道観測														
	長者川堰堤・護岸		○												
	水路工	○	○												
	湧水ボーリング工	○	○												
	排水井工		○												
	排水ボーリング工		○												
	掘水トンネル工 (掘水トンネル内 排水ボーリング)				○	○	○		○	○	○	○	○		
	掘水トンネル 東坑口掘削											○			

△ 土木研究所 ○ 高知県

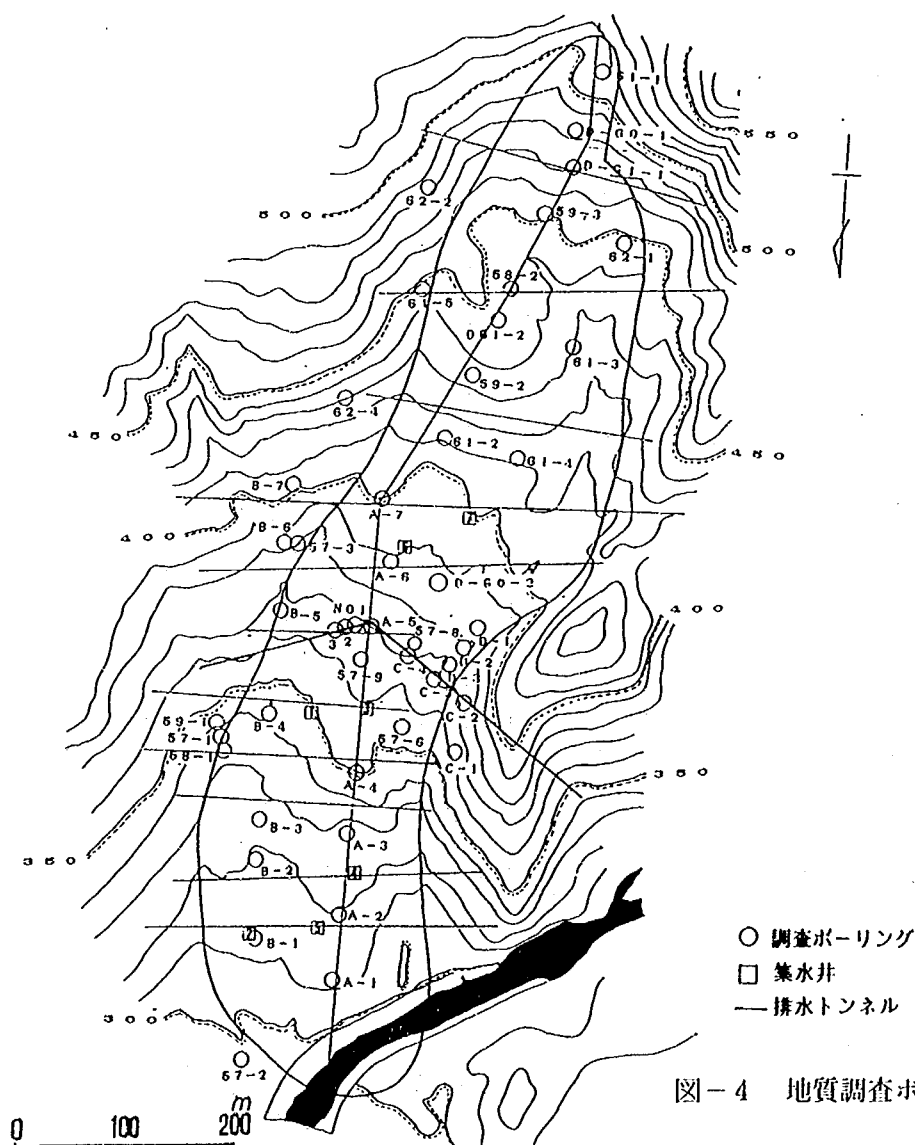
一方、地すべり対策工としては、クリープ的な動きが継続する地すべりであるため、抑制工として長者川の護岸工（方格枠、重力ブロック）、排水工として表面排水路工、横穴排水ボーリング、集水井、排水トンネル工等が施工されている（表－１）。後述のように排水トンネル、集水井等は、かなりの排水量を示しており、その施工時期と地表面移動状況の比較から、かなりの効果をあげているものと判断される。

3－2 地質調査

地すべり地の地質構造については、38年災害以降高知県により概略的な把握を目的として電気探査、弾性波探査が行われ、その結果に基づいて、地すべり地の中、下部については高知県により、上部については昭和58年以降土木研究所及び高知県により調査ボーリングが行われた。またクリープウェル、集水井、排水トンネル掘削結果などにより、当地すべりの地下構造はかなり明らかになったと言える。

(1) ボーリング調査

これまで行われた調査ボーリングの位置を図－4に、代表的なボーリング結果柱状図を図－5に、また図－6には長者地すべりの主測線沿いの地質構造図及び移動杭測線（後述）に沿った地質構造を示す。



図－4 地質調査ボーリング孔位置図

孔 番 号				No. BV - A - 1			
総 掘 進 長				32 m			
1	2	3	4	5	6	7	8
月	日	深 度 m	層 厚 m	地 質 記号	分 類	硬 度 軟 弱	色 調
9/30	1						全体に粘性土はほとんどない。多少細片を含む。
	2						
	3						
	4						
	5						
	6						
	7						
10/1	8	7.75	7.75				
	9	9.2	1.45				
	10						
	11						
10/3	12	11.0	1.6				
	13	12.0	0.2				
	14						
10/5	15						
	16						
	17						
	18						
	19						
	20	20.2	8.2				
	21						
	22						
	23						
	24						
10/9	25	25.1	4.9				
	26						
	27	26.6	1.5				
10/10	28						
10/19	29						
10/20	30						
10/21	31						
	32	32.0	5.4				

孔 番 号				No. D - 60 - 2			
総 掘 進 長				40.0 m			
1	2	3	4	5	6	7	8
月	日	深 度 m	層 厚 m	地 質 記号	分 類	硬 度 軟 弱	色 調
11/18	1	0.50	0.50				
	2						
	3						
	4						
	5						
	6						
	7						
	8						
	9	9.00	8.50				
11/19	10						
	11						
	12						
	13						
	14						
	15						
	16						
11/20	17						
	18						
	19						
	20						
	21						
	22						
11/21	23						
	24						
	25						
	26						
	27						
11/25	28	28.50	19.50				
	29						
	30						
	31	31.50	3.00				
11/26	32						
	33						
	34						
11/27	35						
	36						
	37						
	38						
11/28	39						
	40	40.00	8.50				

図-5 主要ボーリング柱状図 (1)

孔 番 号		No 57 - 9						
総 掘 進 長		26.0 m						
1	2	3	4	5	6	7	8	
月 日	深 度 m	解 厚 m	地 質 記号	分 類	硬 度	色 調	記 事	
	0.2	0.2	表土	軟	黄茶色	微茶色	礫をほとんど含まず所々に木の根を混入する粘土。	
1			○	混り	軟	黄茶色	全体的にやや粘上層に含むロームより成り、所々に茶色を呈する砂岩部φ2~3cm並角礫を混入する。	
2	2.0	18	○	混り	軟	茶色	上層に比べ色調やや茶系色強くなり、礫の含有量もやや多くなる。礫は上層同様砂岩を主体とし、φ3~4cmの並角礫で、概ね1cm前後の破片状にて採取される。	
3			○	混り	軟	茶色		
4			○	混り	軟	茶色		
5			○	混り	軟	茶色		
6	6.0	4.0	○	混り	軟	茶色		
7	7.4	1.4	○	混り	中硬	茶色	全体的にφ15cm前後の塊状に採取される礫(砂岩)を主体とする。	
8			○	混り	軟	茶色	全体的にやや粘性を有するローム質粘土上を主体とし、所々に4、5cm平均1~2cm前後の砂岩並角~角礫を混入する。ローム：粘性土=1：1程度。	
9			○	混り	軟	茶色		
10			○	混り	軟	茶色		
11			○	混り	軟	茶色		
12			○	混り	軟	茶色		
13	13.5	6.1	○	混り	中硬	茶色	礫は概ね2~3cm前後の破片状を主体とし所々にφ5cmの塊状、塊状にて採取される。ローム分は減少して、礫部のみ採取される。	
14	14.9	1.4	○	混り	中硬	茶色		
15			○	混り	軟	茶色	全体的にやや粘性に含む、ロームを主体とし、一部にφ7cm前後の棒状礫を混入する礫見りロームで平均径は1~2cm前後の破片状にて採取される。	
16			○	混り	軟	茶色		
17			○	混り	軟	茶色		
18			○	混り	軟	茶色		
19			○	混り	軟	茶色		
20			○	混り	軟	茶色		
21			○	混り	軟	茶色		
22			○	混り	軟	茶色		
23			○	混り	軟	茶色		
24	24.5	9.4	○	混り	軟	茶色		
25			強風化蛇紋岩	軟	青灰緑	青灰緑	全体的に軟質な粘土状にて採取される強風化蛇紋岩。	
26	26.0	1.7	強風化蛇紋岩	軟	青灰緑	青灰緑	所々に未風化部を礫状に混入する。	

孔 番 号		No D - 60 - 1						
総 掘 進 長		40.0 m						
1	2	3	4	5	6	7	8	
月 日	深 度 m	解 厚 m	地 質 記号	分 類	硬 度	色 調	記 事	
	0.30	0.30	表土	軟	黄茶色	微茶色	φ30~50mmの蛇紋岩礫を主体とするシルト。マトリックスは暗緑色を呈しており、蛇紋岩原岩に近い。220~230未片を含む。	
11/27	2.30	2.00	○	混り	軟	暗緑色		
1			○	混り	軟	暗緑色	全体的に礫混じり粘土状コアとして採取される強風化粘板岩。礫状に含まれる硬質の粘板岩は比較的風化を被っていない新鮮な部分である。礫状粘板岩の表面には黒色の光沢を放つ鏡面が観察され、形状は破片状~塊状である。	
2			○	混り	軟	暗緑色		
3			○	混り	軟	暗緑色		
4			○	混り	軟	暗緑色		
5			○	混り	軟	暗緑色		
6			○	混り	軟	暗緑色		
7			○	混り	軟	暗緑色		
8			○	混り	軟	暗緑色		
9			○	混り	軟	暗緑色		
10			○	混り	軟	暗緑色		
11			○	混り	軟	暗緑色		
12			○	混り	軟	暗緑色		
13			○	混り	軟	暗緑色		
14			○	混り	軟	暗緑色		
15			○	混り	軟	暗緑色		
16			○	混り	軟	暗緑色		
17			○	混り	軟	暗緑色		
18			○	混り	軟	暗緑色		
19			○	混り	軟	暗緑色		
20			○	混り	軟	暗緑色		
21			○	混り	軟	暗緑色		
22			○	混り	軟	暗緑色		
23			○	混り	軟	暗緑色		
24			○	混り	軟	暗緑色		
25			○	混り	軟	暗緑色		
26			○	混り	軟	暗緑色		
27			○	混り	軟	暗緑色		
28			○	混り	軟	暗緑色		
29			○	混り	軟	暗緑色		
30			○	混り	軟	暗緑色		
31			○	混り	軟	暗緑色		
32			○	混り	軟	暗緑色		
33	33.30	31.00	○	混り	軟	暗緑色		
34			○	混り	軟	暗緑色		
35	35.30	2.00	○	混り	軟	暗緑色	粘性が著しく大きい強風化粘板岩。よく締った粘土状コアと採取される片理面等の岩構造を残している。未風化の部分は少なく細片状に細かく破壊されたものが、レンズ状に含まれている。	
36			○	混り	軟	暗緑色		
37			○	混り	軟	暗緑色		
38			○	混り	軟	暗緑色		
39			○	混り	軟	暗緑色		
40	40.0	4.10	○	混り	軟	暗緑色	風化軟質化しているもののφ150mm以下の短棒状コアとして採取される蛇紋岩岩構造はよく残っているが分離面に沿って粘土化。	

図-5 主要ボーリング柱状図 (2)

孔 番 号		No D - 61 - 2						
総 掘 進 長		40.0 m						
月	日	深 度 m	掘 進 m	地 質 記 号	分 類	硬 度	色	記 事
9/25	1							火成岩・粘板岩の隙及び転石を多量に 混入するローム
9/26	2							深度 23.60 m 以下では、火成岩、以深 では粘板岩の隙が異なる。
	3							特に、23.60 m 以下ではマトリックスも 粘板岩の風化粘土に近い組成を示して いる。
9/27	4							深 度 4.60 ~ 7.50 m 10.45 ~ 12.0 m 12.50 ~ 16.30 m
9/29	5							では、ロームを含まず $\phi 30$ mm の塊状 ~ $\phi 200$ mm の短棒状コアとして 採取される火成岩転石。
9/30	6							深 度 19.70 ~ 23.60 m では火成岩も風化 し軟質化しており、ややマトリックス も粘土質となっている。
10/1	7							深 度 23.60 ~ 25.10 m 25.40 ~ 26.00 m 26.30 ~ 26.70 m 26.90 ~ 31.00 m
10/2	8							$\phi 10 \sim 50$ mm の塊状~棒状コアとし て採取される粘板岩、転石
10/3	9							深度 23.60 ~ 31.15 m では、マトリッ クスが粘板岩風化粘土に近い組成をもち、 Def 状コアとして採取される。
10/4	10							しかし、所々、茶褐色~褐色系のローム を混入しており、下位の強風化粘板 岩層とは区別した。
10/6	11							
10/7	12							
10/8	13							
10/9	14							
10/10	15							
10/11	16							
10/12	17							
10/13	18							
10/14	19							
10/16	20							
10/17	21							
10/18	22							
10/19	23							
10/20	24							
10/21	25							
10/22	26							
10/23	27							
10/24	28							
10/25	29							
10/26	30							
10/27	31							
10/28	32							
10/29	33							
10/30	34							
10/31	35							
11/1	36							
11/2	37							
11/3	38							
11/4	39							
11/5	40							

孔 番 号		No B V - 13						
総 掘 進 長		25.0 m						
月	日	深 度 m	掘 進 m	地 質 記 号	分 類	硬 度	色	記 事
10/30	1	0.2	0.2					未掘含む
10/31	2	0.6	0.6					$\phi 0.0 \sim 20$ mm 隙を含む
11/1	3	1.0	0.3					$\phi 30 \sim 50$ mm 短棒状粘板岩
11/2	4	2.0	0.6					マトリックス含有含水比が高い。粘性度大
11/3	5	1.5	0.5					$\phi 10 \sim 20$ mm の円塊状の粘板岩が大部分
11/4	6	2.6	1.0					$\phi 10 \sim 50$ mm の塊状~棒状の粘板岩
11/5	7							$\phi 10 \sim 15.0$ mm 短棒状~棒状の粘板岩
11/6	8							砂岩及び砂岩の互層
11/7	9							
11/8	10							
11/9	11							
11/10	12							
11/11	13							
11/12	14							
11/13	15							
11/14	16							
11/15	17							
11/16	18							
11/17	19							
11/18	20							
11/19	21							
11/20	22							
11/21	23							
11/22	24							
11/23	25							

図-5 主要ボーリング柱状図 (3)

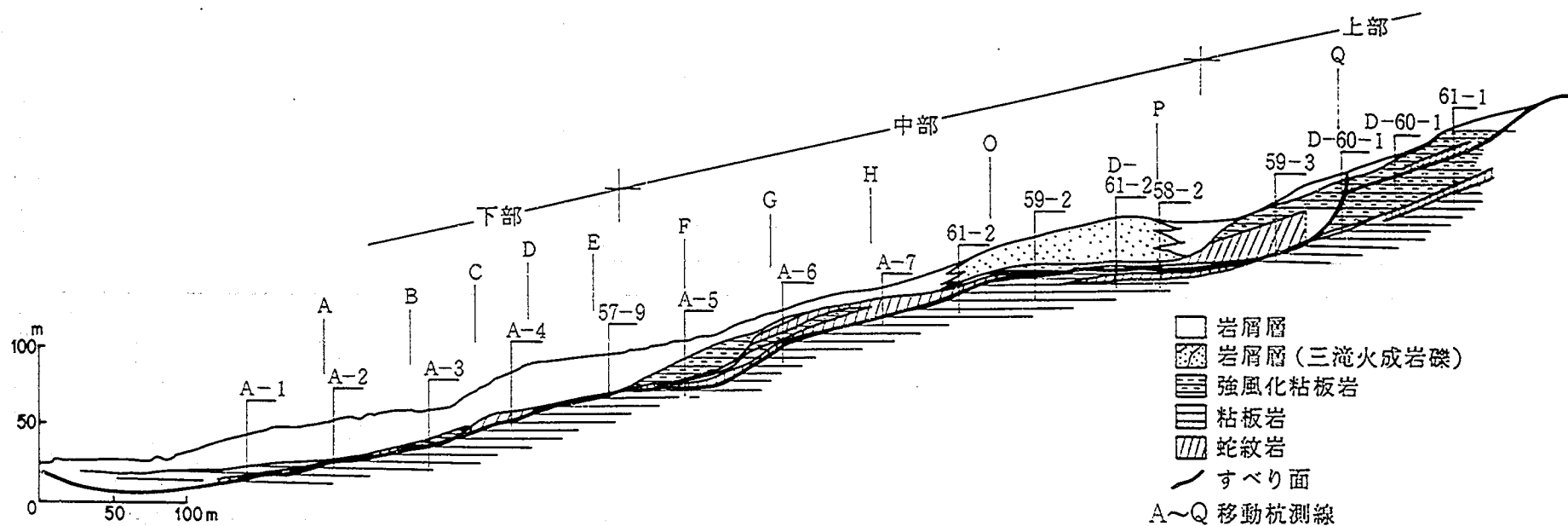


図-6(a) 長者地すべり地質縦断図

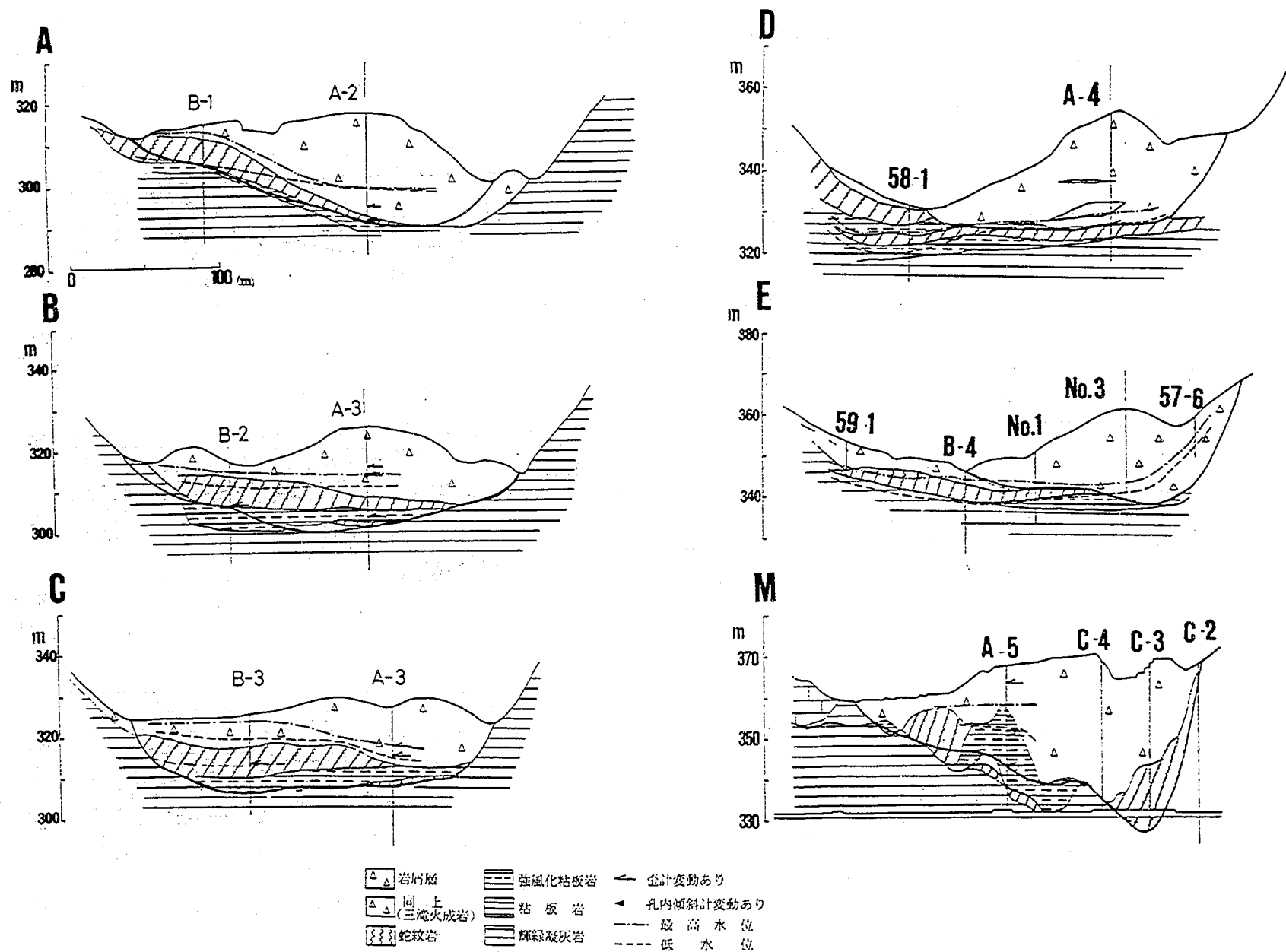


図-6(b) 各測線に沿う地質断面図 (1)

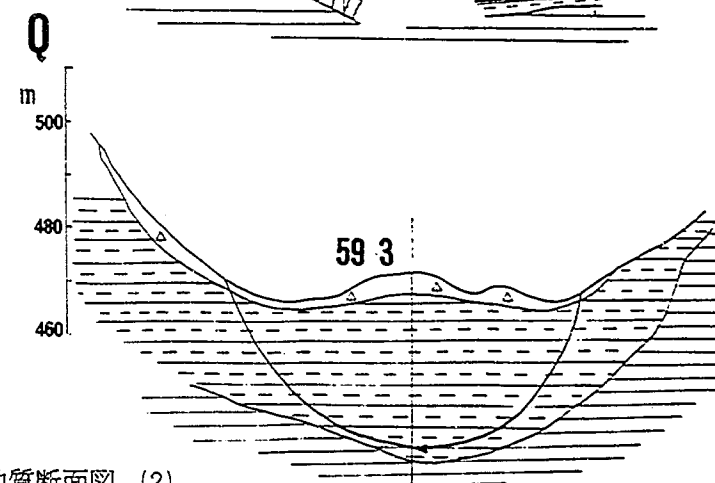
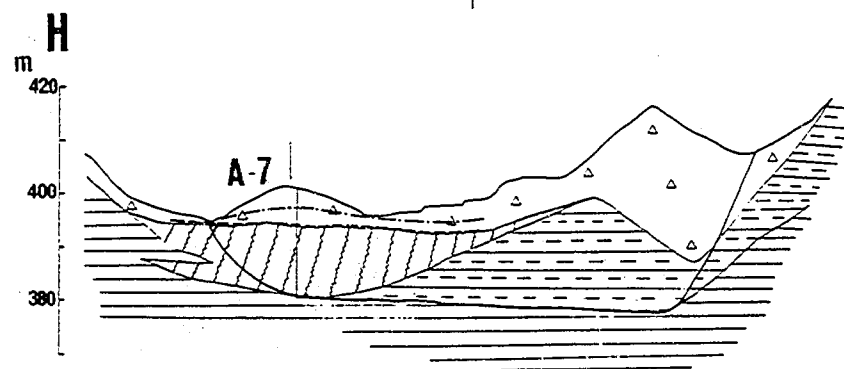
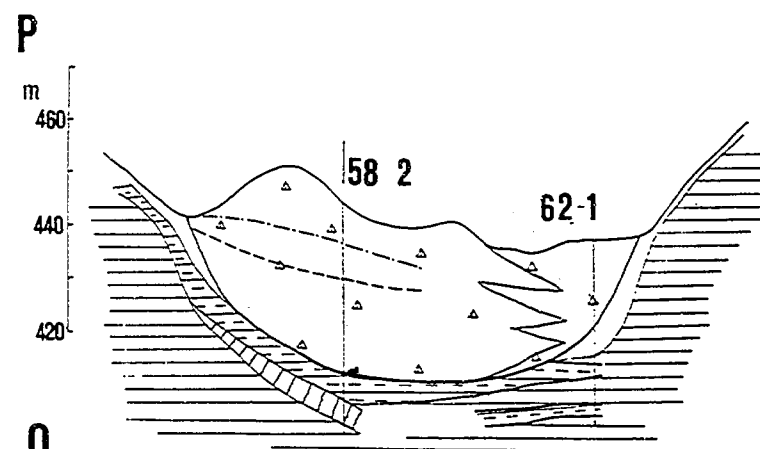
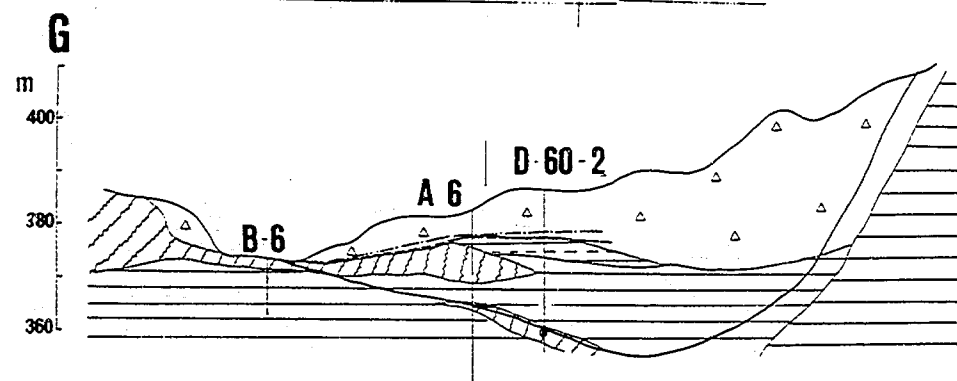
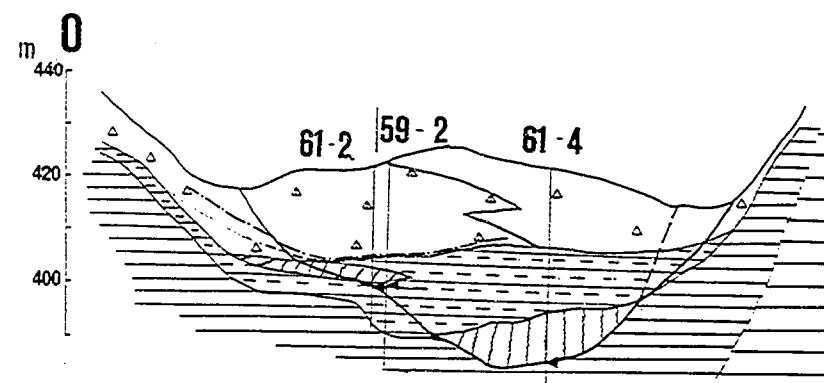
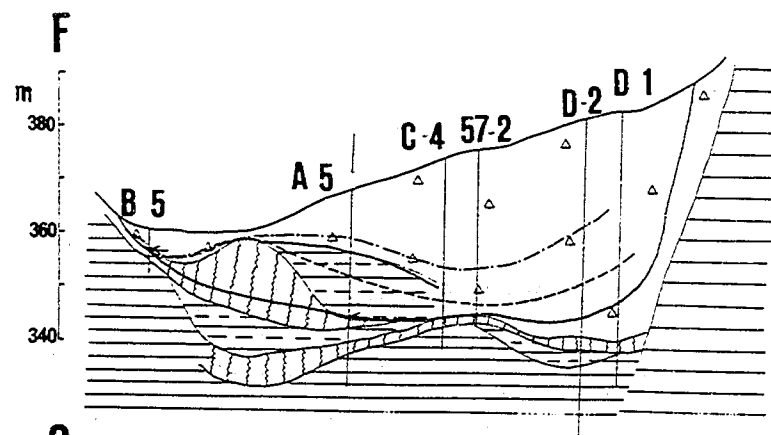


図-6(b) 各測線に沿う地質断面図 (2)

当地すべりの地下構造は下記のような特徴を有している。なお、以下に述べる地すべり斜面の上部、中部、下部の区分を図-6(a)に示した。

- 1) 地すべり斜面周辺は図-3に示す様に、石灰岩、砂岩を一部に挟む粘板岩が分布し、地すべりに対し流れ盤構造となっている。また、ところどころに三滝火成岩、蛇紋岩等の火成岩が貫入し、地すべり地東側の尾根は輝緑凝灰岩からなっている。
- 2) 地すべり斜面中、下部では、周辺斜面から供給された粘板岩、蛇紋岩、三滝火成岩、輝緑凝灰岩などの岩屑層が5~30mの厚さで堆積している。特に中部ブロックには、東側斜面から崩壊により供給されたとみられる三滝火成岩の岩塊が厚く基盤の風化粘板岩を覆っている。ボーリング孔58-2と59-3の間に存在する地形的凹部を境に上部斜面は岩屑層が厚さ5m以下となり、風化の進んだ粘板岩や蛇紋岩で構成されている。
- 3) 当地すべり斜面における蛇紋岩は一般に粘土化が進み、含水比も高い(後述)。また粘板岩も表層に近い部分では風化が著しく、亀裂が発達し粘土含有量が多くなっている(図-5, 6(b))。蛇紋岩は通常の貫入形態と異なり、厚さ20m以下で薄い層あるいはレンズ状を呈している。

(2) クリープウェル掘削

地すべり地下部の地質状況と地すべり移動層の変動状況把握を目的としてクリープウェルを掘削、設置した。その地質状況を図-7、写真-2に示す。各地層の状態は以下の様になっている。

- 1) 表土：黒褐色礫混りロームで礫種は砂岩、粘板岩が主体で礫径0.5~80cmの角礫からなる。
- 2) 礫混りローム：三滝火成岩の巨礫と砂岩、粘板岩の角礫を含むロームで礫の含有率60%程度。所々に蛇紋岩起源の粘土をレンズ状に挟み全体に締りの悪いルーズな堆積状態である。
- 3) 礫混り蛇紋岩起源ローム：蛇紋岩の風化によるとみられる青灰色ロームをマトリックスとし、蛇紋岩や粘板岩角礫からなる。上位層との境界付近には埋没地形面を示す植物片点在層を挟有する。掘削中にこの層の地表面下3.9~4.9mから毎分5リットルの湧水があった。
- 4) 強風化蛇紋岩：風化により粘土化した蛇紋岩からなり、粘性に富み、含水すると容易に液状化する。地表面下8.0m付近に1~10cmの白色粘土層が挟在し、その上下には褐色の破碎部分を伴っている。
- 5) 地すべり粘土層：最大幅20cm、最小幅2cmの黒色粘土層で、原位置では粘土が指圧でも容易に変形するが乾燥するとハンマーでないと壊れない程度となる。粘土層には多数のせん断面が存在し、それに沿って薄くはがれる性質がある。この層と強風化蛇紋岩層及びこの層と下位の強風化粘板岩との境界には、それぞれに明瞭な条線及び鏡肌が認められ、すべり面となっていることが判る。すなわち地すべり粘土層は上下2つのすべり面に挟まれた緩衝帯の役割を持ち、地すべり変動時の主滑動面になると思われる。

今回掘削中に昭和52年3月に歪計を設置したB-2孔のせん断された塩ビパイプと歪計が坑壁面に観測された(図-8)。これにより直接すべり面の存在を確認することができた。塩ビパイプは下位のすべり面下8cmの所でせん断され、ここから延びる歪計コードが地すべり粘土層下面付近を引きずられている。地上のボーリング孔B-2はせん断された塩ビパイプより北方向へ1.7m移動しており、年間移動量では約25cm/年の速さとなる。なおすべりゾーンにおける走向と傾斜は、地すべり粘土上面がN10°

E, 10°W, 地すべり粘土下面ではN10°E, 20°W,共に走向はN-S方向で傾斜はW方向となっている。

6) 強風化粘板岩

原岩組織を残しているものの、片理面、亀裂面に沿って風化し、所々粘土化している。地すべり粘土層直下の幅10~20cmにわたり、不規則な亀裂が発達する。この粘板岩層中には比較的新鮮で硬質な蛇紋岩が貫入している。

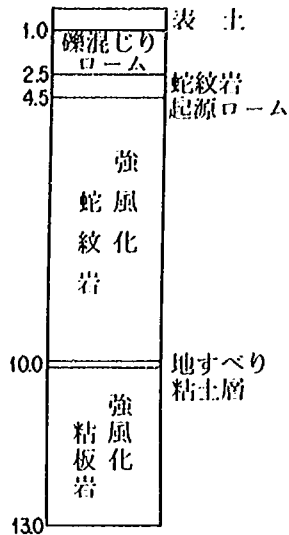


図-7 クリープウェル地質概略図

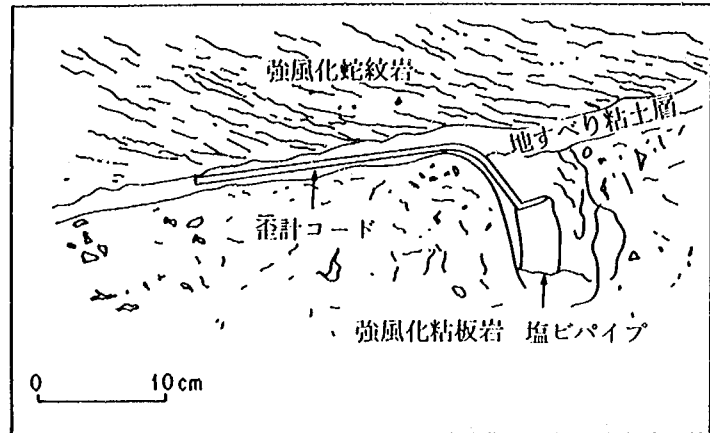


図-8 塩ビパイプ切断状況

(3) 排水トンネル掘削

排水トンネルは昭和52~54年にかけ地すべり斜面中部に施工されたが(図-4), 強風化蛇紋岩を貫通する坑口から186mと203~207mの間ですべり面を切る形となり(図-6(b), M断面), 完成後この区間でトンネルに著しい変状が生じている。すなわち, 粘土状の強風化粘板岩と上位の強風化蛇紋岩の境界付近に明瞭な擦痕を持つすべり面が認められた。この部分では昭和54年6月に施工されたトンネル内支保のライナープレートに数カ月で変形が生じた。

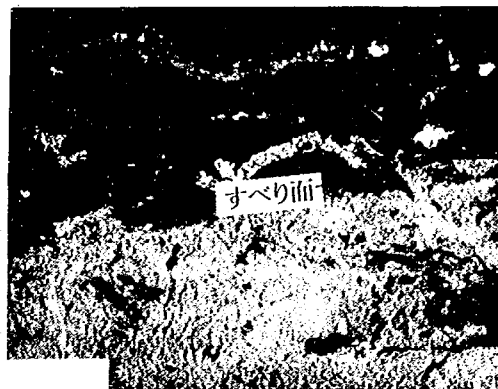


写真-2 クリープウェル掘削断面に現われたすべり面

3-3 地表面変動調査

地表移動量については、昭和53年以降移動杭、昭和58年以降伸縮計により継続調査が行われ、また昭和41～59年の間は、航空写真による移動量計測が数年毎に行われている。また傾斜計は昭和55年より観測が行われている。

(1) 移動杭及び航空写真測量

移動杭は、地すべり斜面外の不動地から地すべり斜面を横断する形で杭（標柱）を設置し、それをトランシットで観測して地表移動量を知るものである。移動杭測線は、高知県により図-9のように設置され、A～H測線は昭和55年以降、O～Q測線については昭和59年以降観測が行われている。

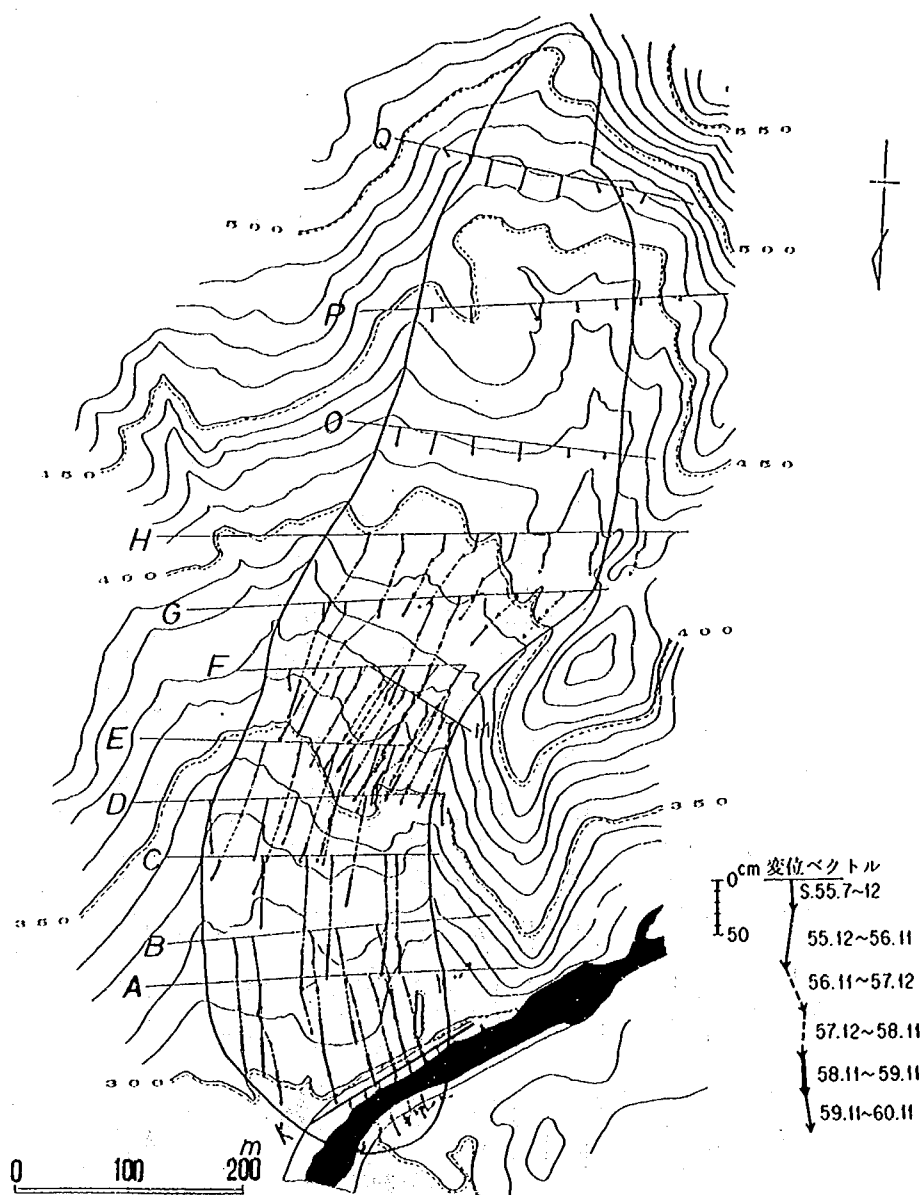


図-9 移動杭変位ベクトル（昭和55年～60年）と地すべり範囲

移動杭観測の結果、当地すべりでは、浅く幅広い谷地形の底部が移動域となっており、細長い舌状の形態を示し、渡（1975）の分類による老年期的地すべりの形状をなす。地すべり移動の結果形成されたと考

えられる不動地と移動域の間の小規模な谷地形及び移動杭観測結果から、地すべり移動範囲は図-9の如くなっていると考えられる。そして、冠頭部は明確ではないが、地すべりはO測線から上方ではほぼ北に移動し、H測線付近で西側の輝緑凝灰岩からなる尾根に衝突し、北東へ向きを変え、さらにD測線付近から下方では再び北へ向かう。そして地すべり末端は長者川を越え対岸に及んでいて、昭和57年に施工された長者川護岸（法格ブロック）には盛り上がりが生じている。

地すべり斜面の場所による移動速度の違いを見るため、移動杭各測線、測点毎の年平均移動量を比較した（図-10）。昭和39年災害直後には、基準点が不動点であるかどうかには問題は残るものの当時設置された移動杭測線A～Hで7.5ヶ月で100cmに及ぶ移動が認められた（高知県，1972）⁶⁾が、昭和53～60年の年平均移動量は13～17cm位となっている。移動速さはE測線から下方で3cm/年程度上方より大きくなり、地すべり末端に近いA測線では減少する。いっぽう各測線での移動量を比較すると、地すべり下部のA～C測線及びG、H測線では西側部分の移動量が大きく、E測線では地すべり東側で移動速さが大きくなっているが、これらは後述のように地下水位変動の大きい部分に相当する。

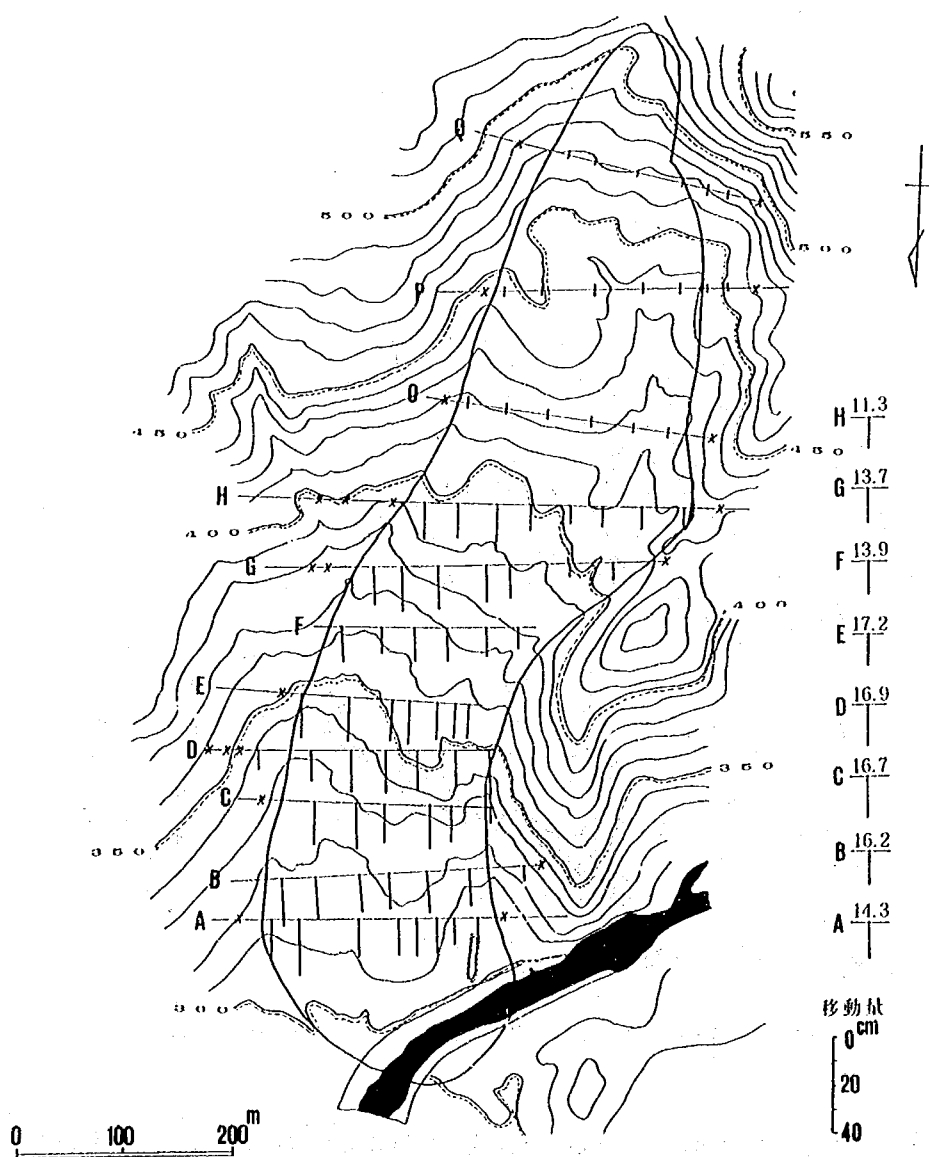


図-10 移動杭年平均移動量（S.53～60平均）

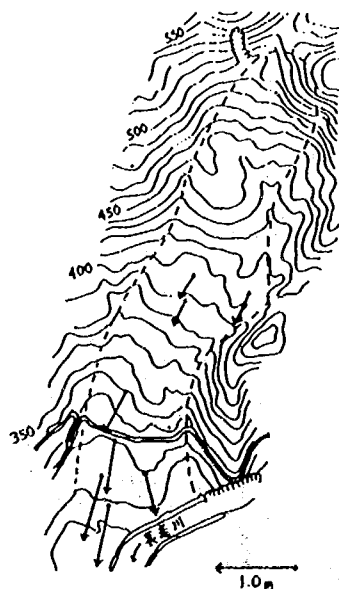
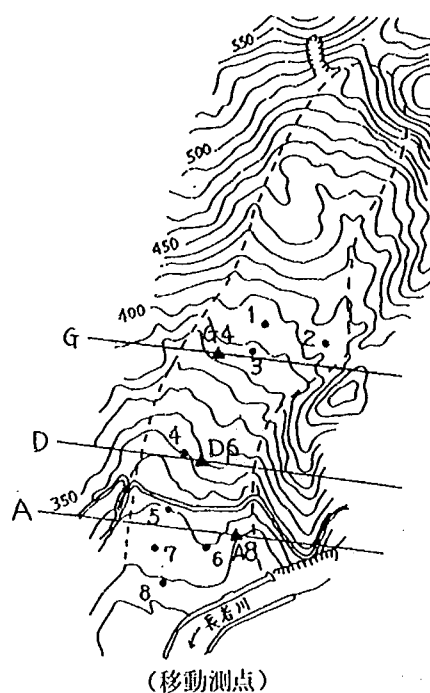
次に集水井、排水トンネル等の排水施設施工による地表移動量の経年変化を調べてみた。昭和53年以前の地表移動量については、移動杭による観測が確実な不動点を基準としていないので、数年毎に撮影された航空写真を用い、その上の特定の点の移動量を求める方法を用いた。

これまで当地すべり地域を撮影した航空写真は表-2のとおりである。これらに含まれる共通の地物として道路の角や構造物などの確実な地表への固定点を移動観測点とし、各撮影期間ごとの移動観測点の座標変化 Δx , Δy , ΔH より、 $\Delta s = (\Delta x)^2 + (\Delta y)^2 + (\Delta H)^2$ で移動量及びその方向ベクトルを求めた。

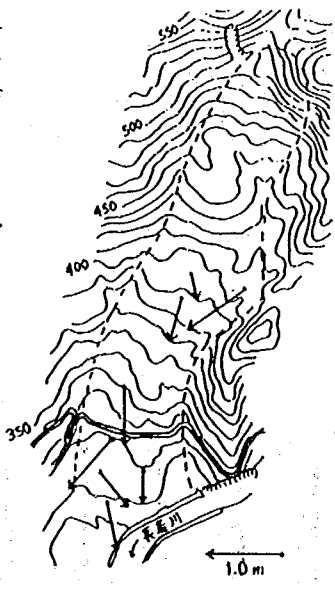
各期間（昭和39年～48年、48年～51年、51年～54年、54年～59年）毎の年平均移動ベクトルを調べてみた（図-11）。

表-2 使用した空中写真

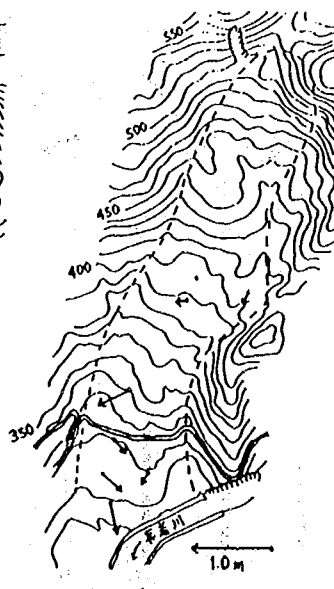
撮 影 年 月 日	縮 尺
昭和39年1月26日	1 / 15000
" 48年9月24日	1 / 20000
" 51年11月8日	1 / 15000
" 54年5月31日	1 / 20000
" 59年5月10日	1 / 30000



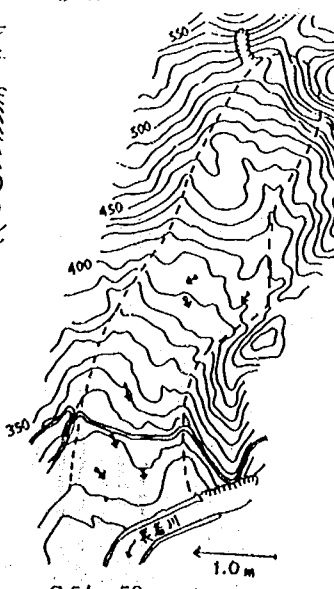
S39~48
年平均移動ベクトル



S48~51
年平均移動ベクトル



S51~54
年平均移動ベクトル



S54~59
年平均移動ベクトル

図-11 各年毎の年平均移動ベクトル

また、移動杭各測線に近接する写真測量各点の平均移動量を写真測量各期間の移動杭測線の年平均移動量とみなし、過去20年余りの地表移動量の経時変化を調べた。昭和40年代前半にはほとんどの測線（移動杭）が年50cmの移動量を示し、地すべり下部では1 m内外の移動が生じていた。しかし、昭和50年代はじめには各測線での年平均移動量は20～50cm程度と大きく減少している。その後移動杭測線でみると昭和55年から62年の間、地表移動量は年間5～30cm程度の範囲で推移しており、むしろ地表移動量は降雨量とくに雨季である6～9月の総降雨量の多寡に対応して変動している（図-12）。

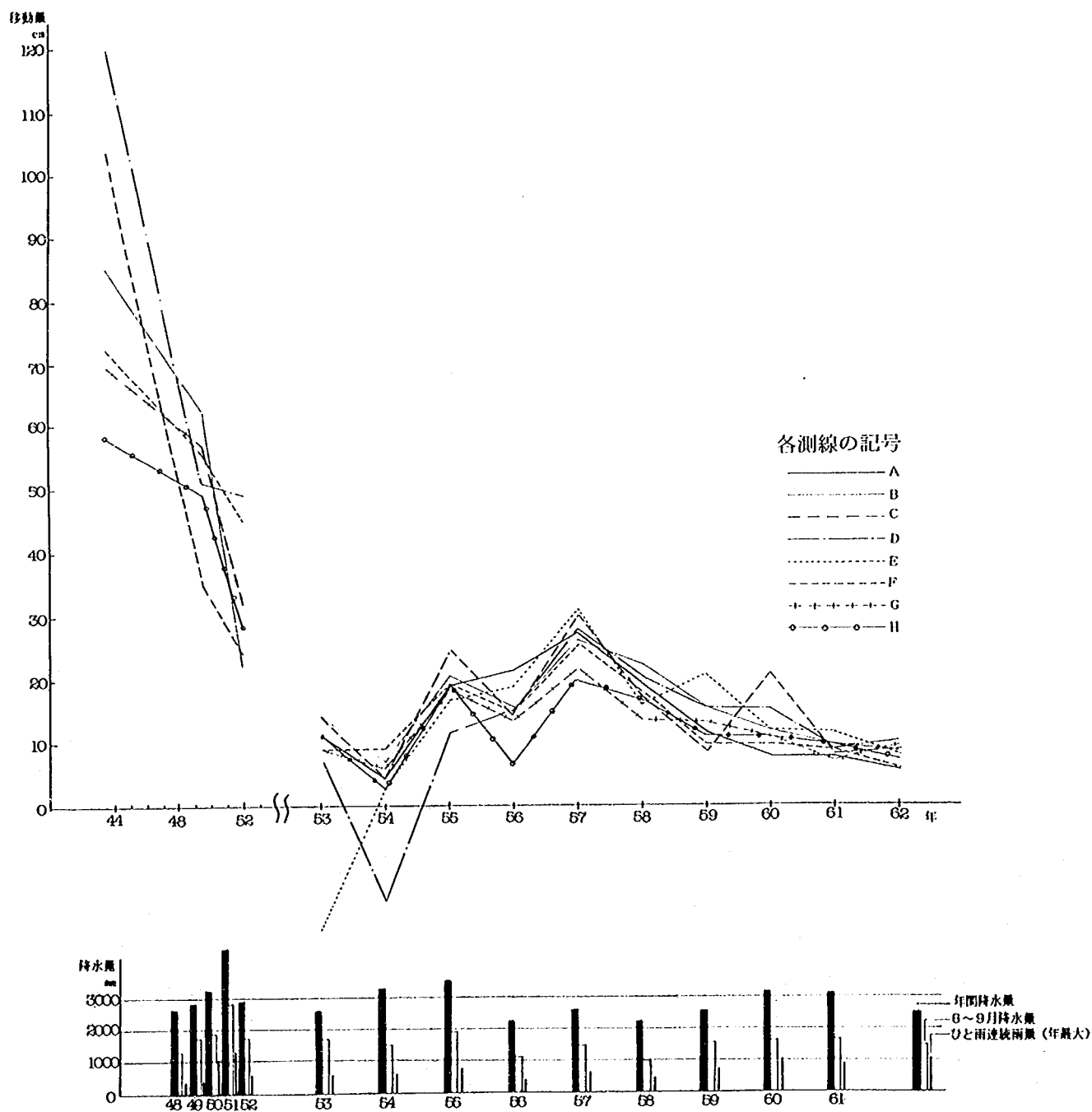


図-12 地表移動量経年変化

昭和40年代前半に移動量が多いのは、降雨量が多いためともみられる。そこで、雨季の降雨量（6～9月総雨量）と各測線における地表移動量との関係を図上にプロットしてみた（図-13）。その結果、40年代後半から50年代初めにかけての地すべり移動量の減少は明瞭で、同程度の降雨が発生した昭和55年の移動量はA～H測線全体に48～51年移動量の約1/3に減少していることがわかる。これは昭和44年までに完成し、多量の排水をみている集水井の効果によるのであろう。また最近の昭和60、61年には6～9月雨量は1,600mmと昭和56、58年の1.5倍近い雨量となっているのに、地表移動量は全体として56、58年の70%程度しか生じていない。これは昭和53年から施工された排水トンネルの効果によるものと思われる。

(2) 伸縮計

(2)-1 地表移動量からみたブロック構成

伸縮計は、地すべり移動範囲の確定及び移動ブロックの区分と、地すべり運動機構の解明のため、図-14のように地すべり地中、上部に設定された（S-41～47、S-1～37）。S-41～47については、昭和57年の観測結果から、地すべり頭部はS-1より上方にあると判断されたため昭和58年度に追加設定したものである。図-15に伸縮計各区間の地表相対移動量（図中正の値は伸び、負の値は縮みを表す）と絶対移動量（不動点とみなされる伸縮計測線上から各測定区間の相対変位量を順次加えたもので、その点での不動地盤に対する移動量を表す）の累積変化を示す。

各区分での伸縮の傾向は地すべりの移動形態を表している。S-37から下方についても、前項で述べた移動杭各測線（E測線から下方）の移動量を比較することによって、長者地すべり全体の運動形態とブロック区分が可能となる。

S-44～45付近に顕著な伸びが見られ、ここが地すべりの頭部になっていることが伺われる。またS-3～5は縮みとなり、S-7～10も明瞭な伸びがみられる。S-11と12の間は地形的凹部となりブロック境界となることが予想されるが、水田にされており伸縮計はこの間で途切れている。そのため、この区分については年1回の光波測距儀による観測で補った。その結果年間1～2cm程度の伸びが認められる。

地すべり中部のS-12～22は伸縮も少なく、一体的な動きを示しているが、S-23では明瞭な伸び（1984～88年の5年間の歪量 6.2×10^{-3} ）を程する。それより下方ではS-27、～28でやや圧縮が見られるものの概ね一体的動きとなっている。一方、移動杭年平均移動量ではE測線がF測線に比べ20%余り大きく、この間が伸びの傾向になっていると言える（図-10）。地表移動が上方から下方へ向い顕著な伸びに移行する所はブロックの境界であると考えられる。

以上から地すべりを縦断する測線上ではS-44～45付近が地すべりの頭部となり、S-7付近、S-23、S-37とE測線の間にブロック境界が推定できる。さらに平面的なブロック境界を次のように推定した。移動杭各測線での各測点間の移動量比較（図-10）を行い、測点間に移動量の差が著しい所にはブロック境界のある可能性がある。さらに現地での引張りによるクラックや段差を生じているような場所の分布から、図-14に示す当地すべりは4つのブロックから成っていると推定される（図-14、地すべり斜面下方からⅠ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳとする）。

(3) 地表移動量の経時変動

伸縮計累積絶対変位量の経時変化のパターンを各ブロックごとに代表的な伸縮計測点について調べ、降雨、

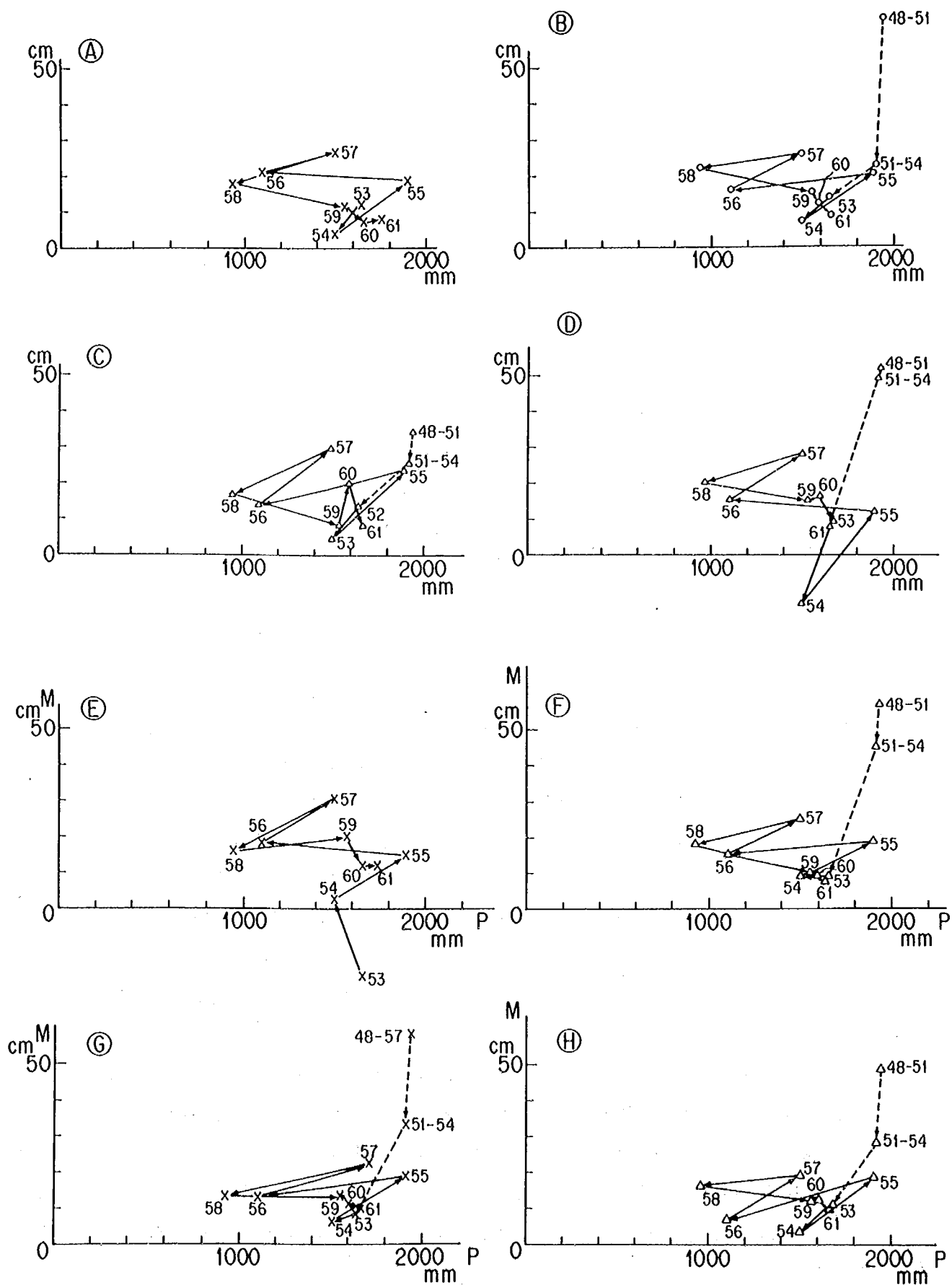


図-13 地表移動量と降水量との関係経時変動

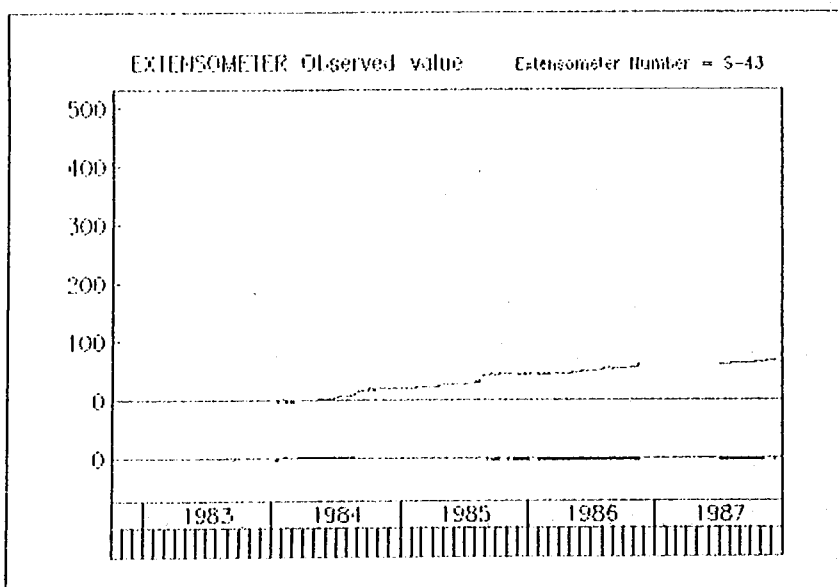
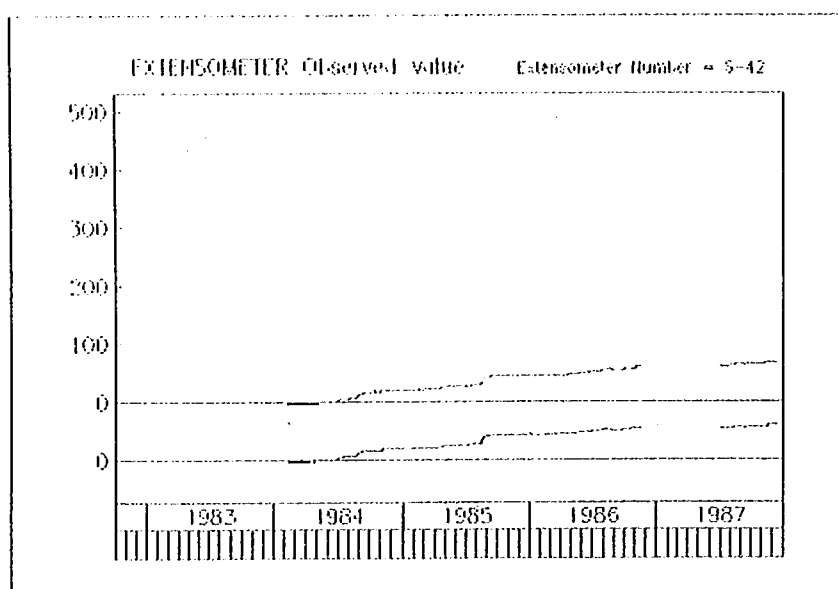
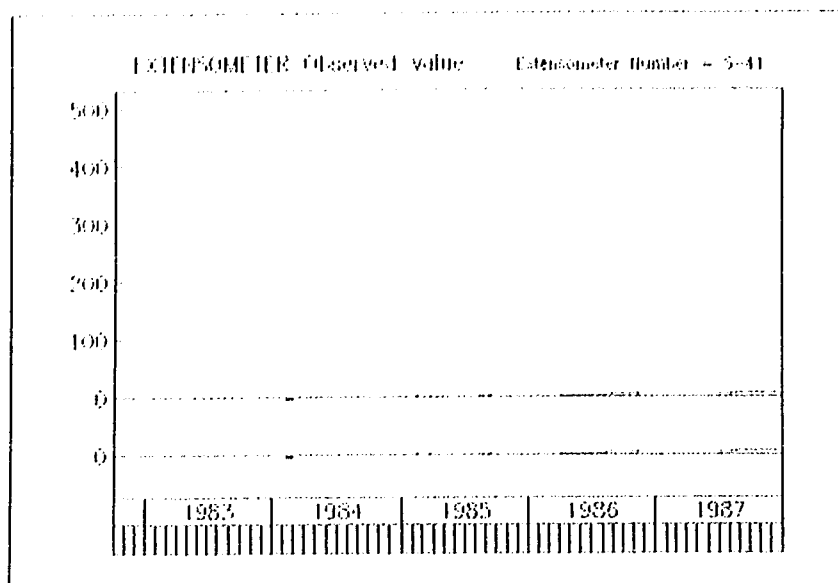
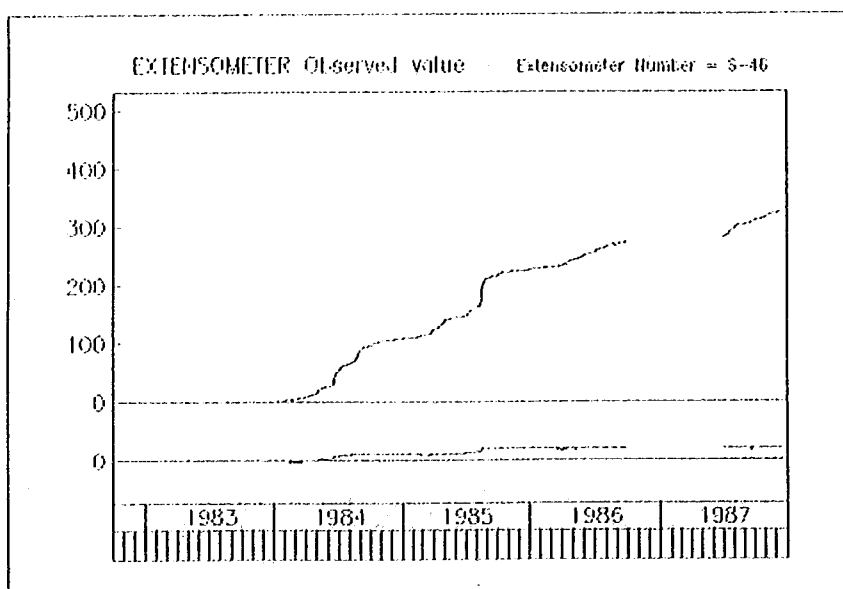
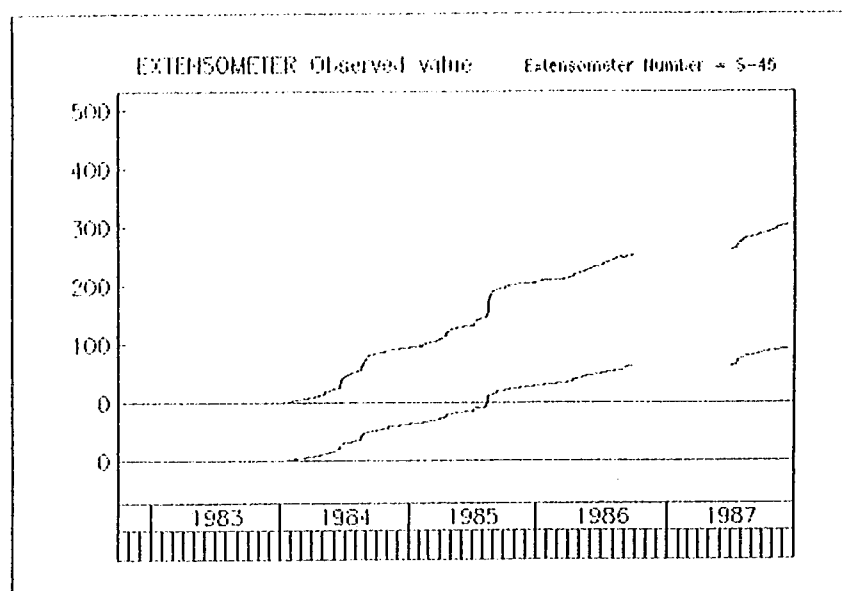
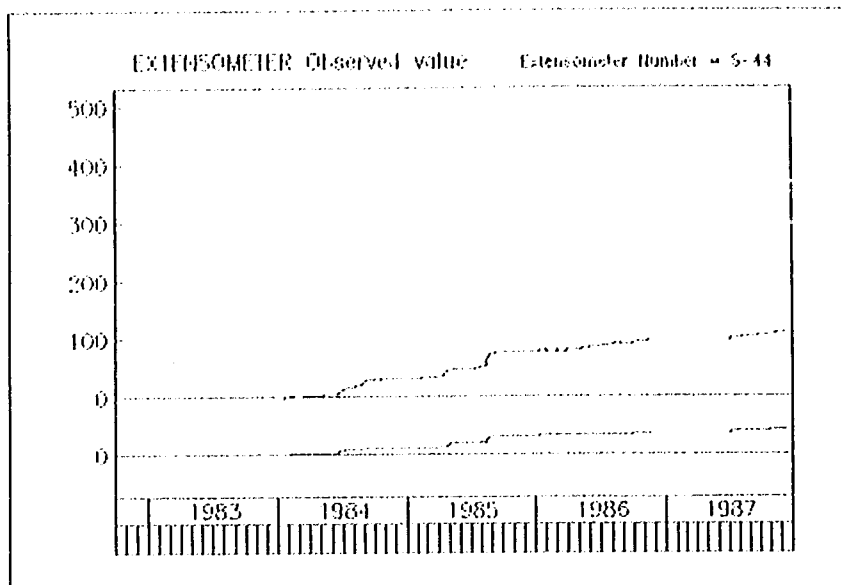
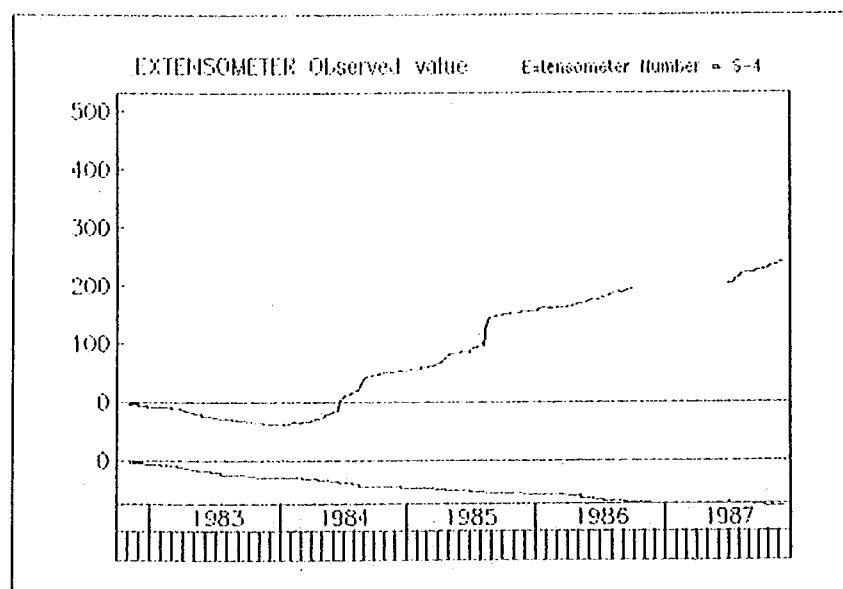
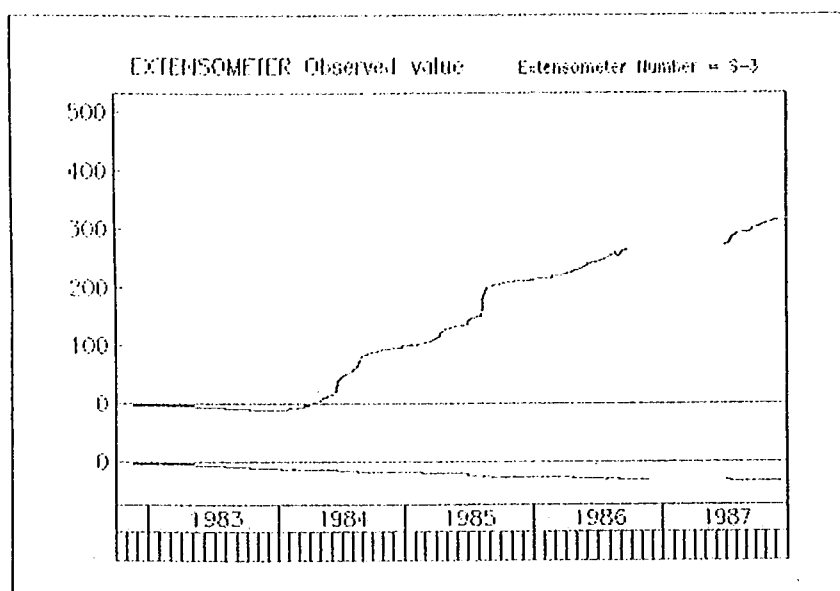
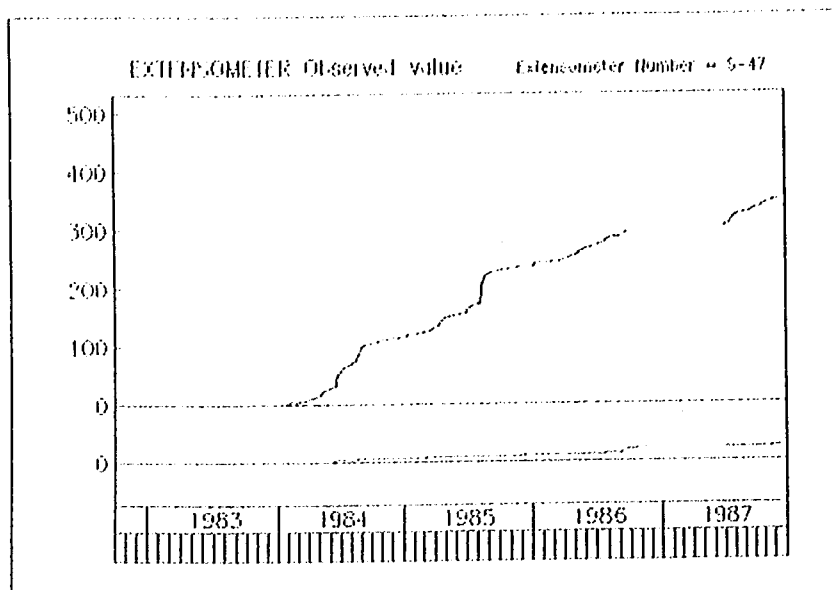


図-15(1) 伸縮計各区間の変位量
(上の曲線：絶対移動量, 下の曲線：相対移動量)



図一15(2) 伸縮計各区間の変位量
(上の曲線：絶対移動量, 下の曲線：相対移動量)



図一15(3) 伸縮計各区間の変位量
 (上の曲線：絶対移動量，下の曲線：相対移動量)

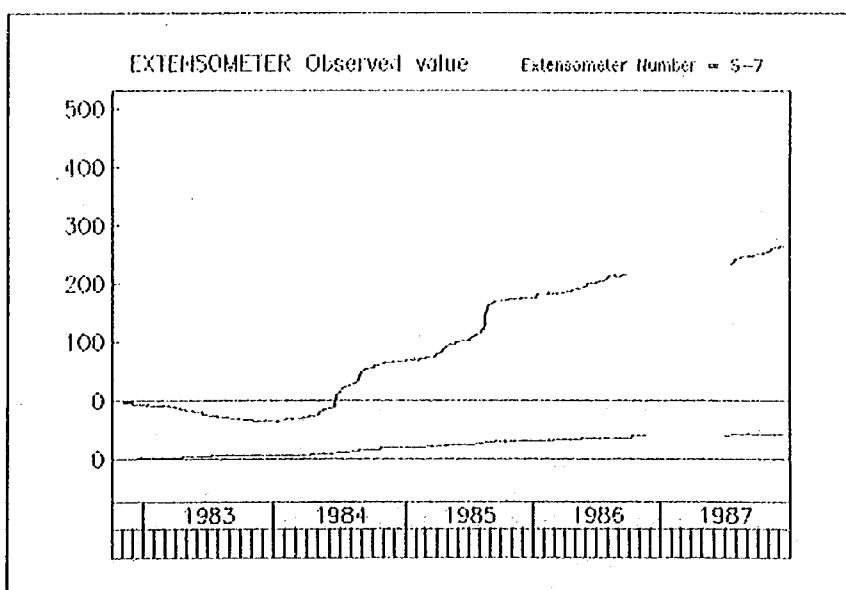
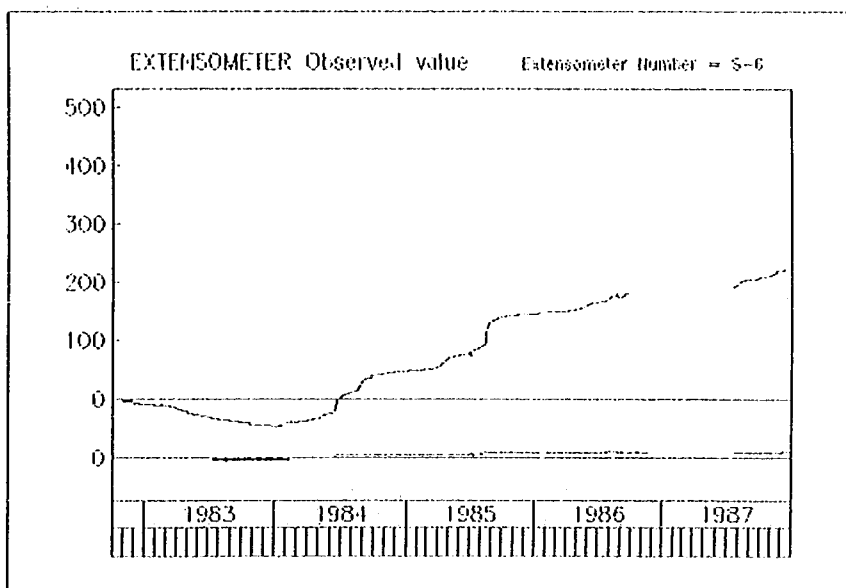
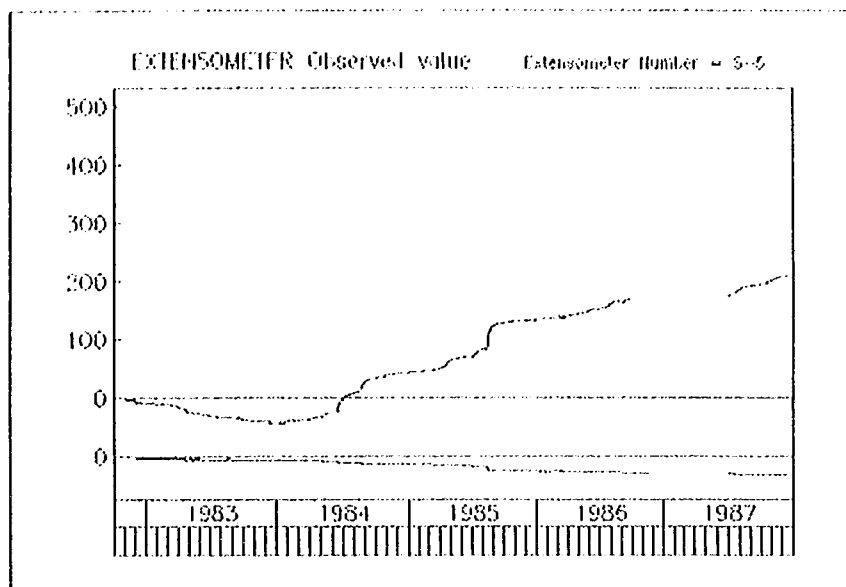


図-15(4) 伸縮計各区間の変位量
 (上の曲線：絶対移動量, 下の曲線：相対移動量)

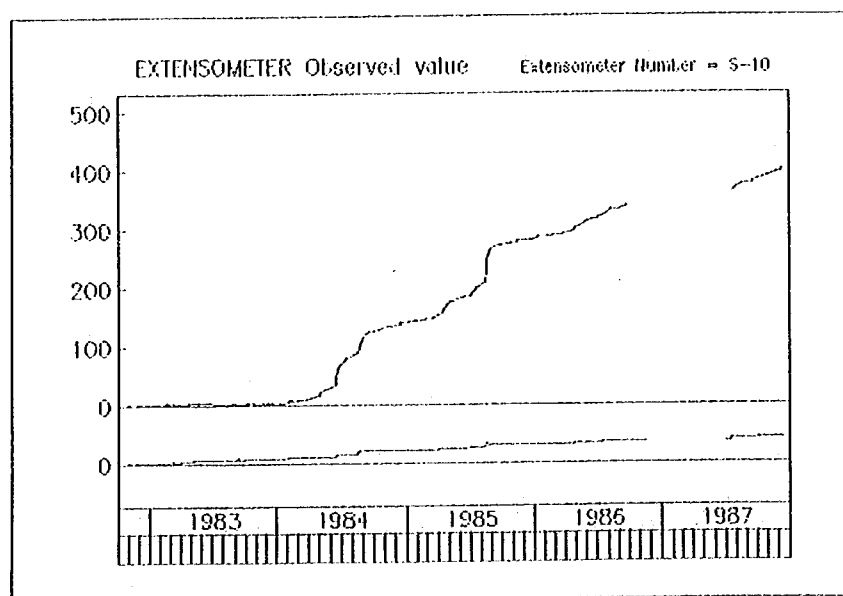
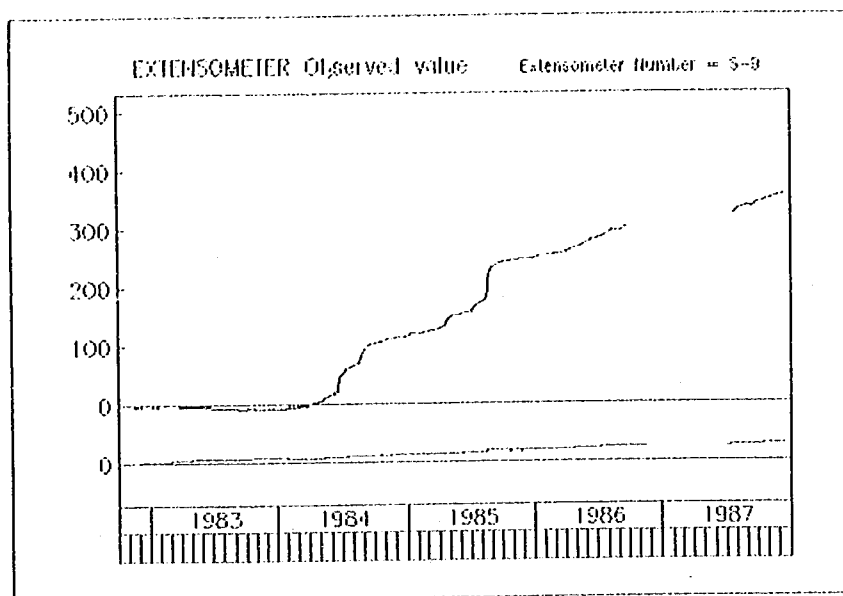
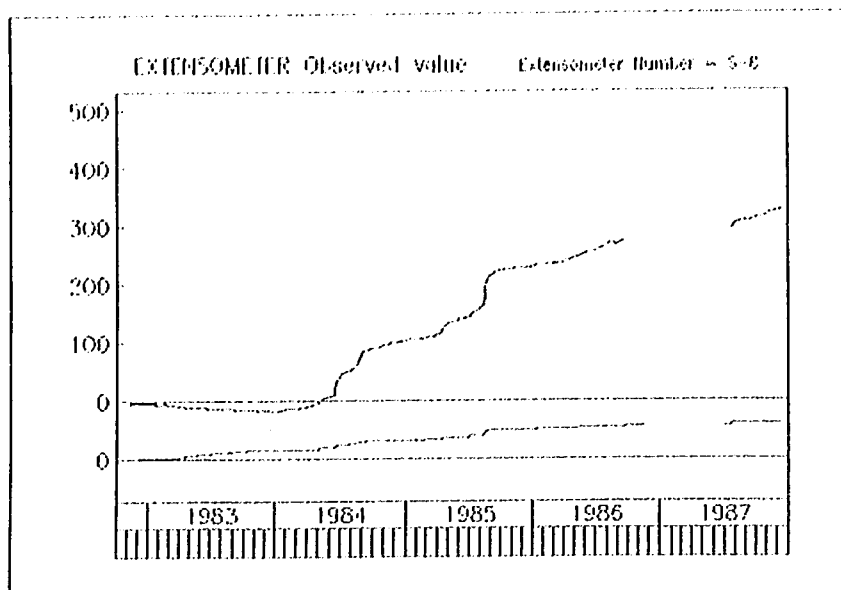
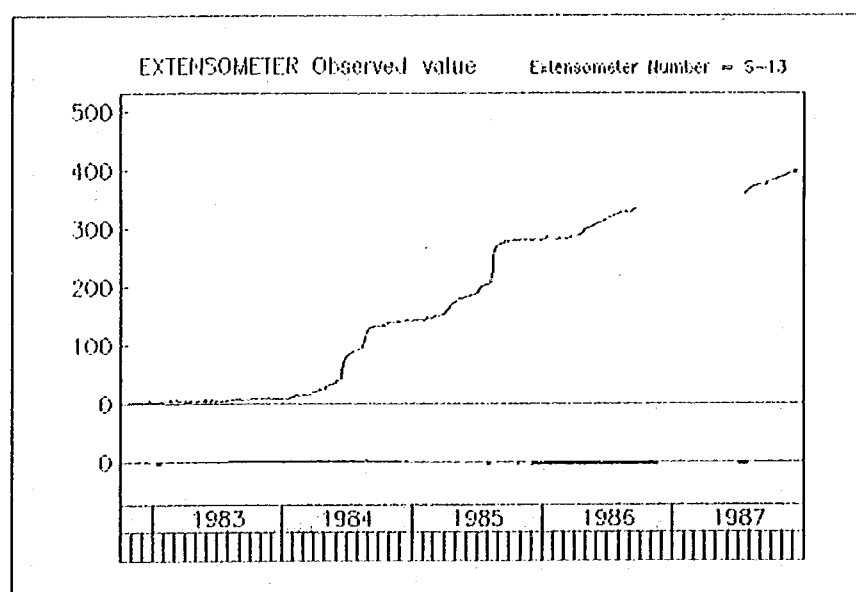
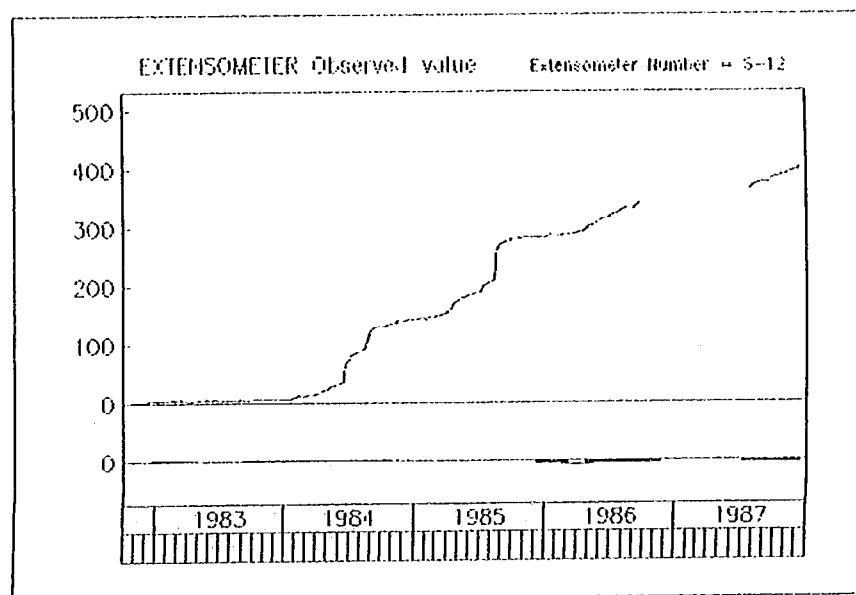
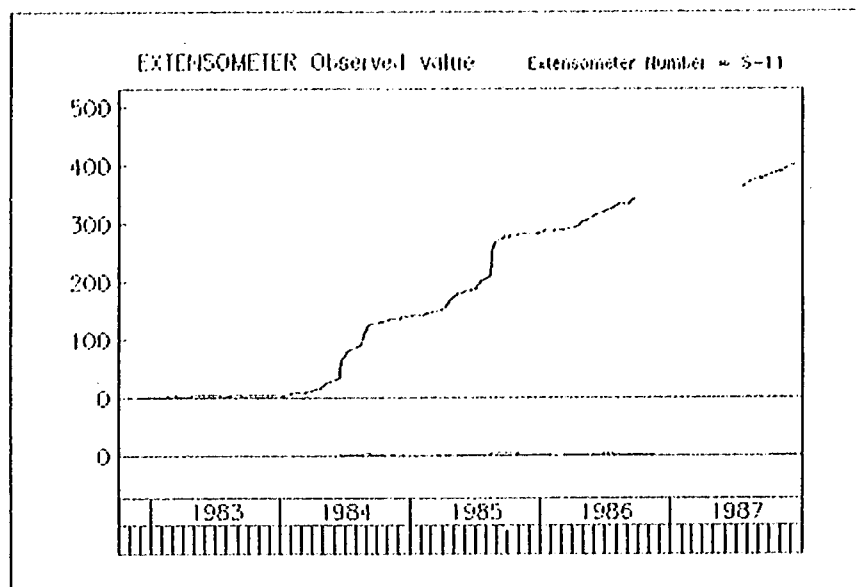
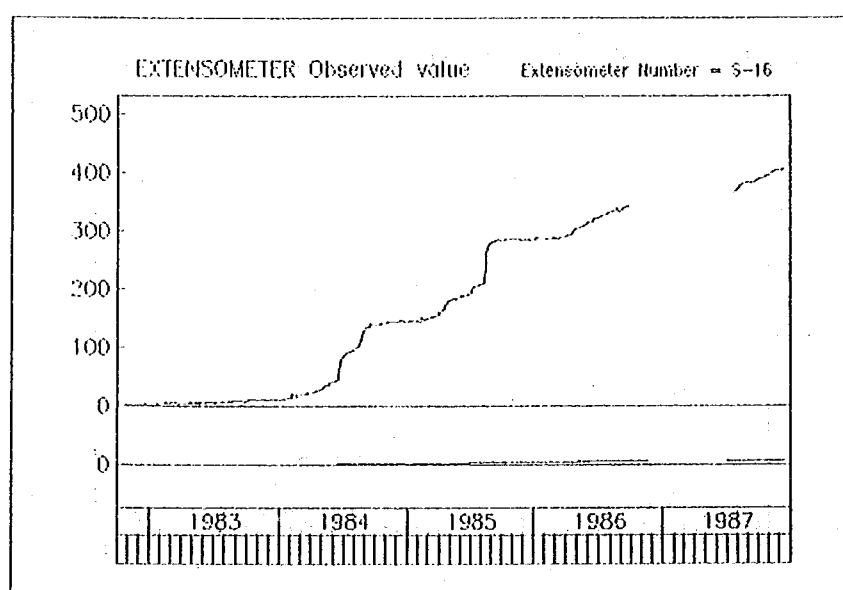
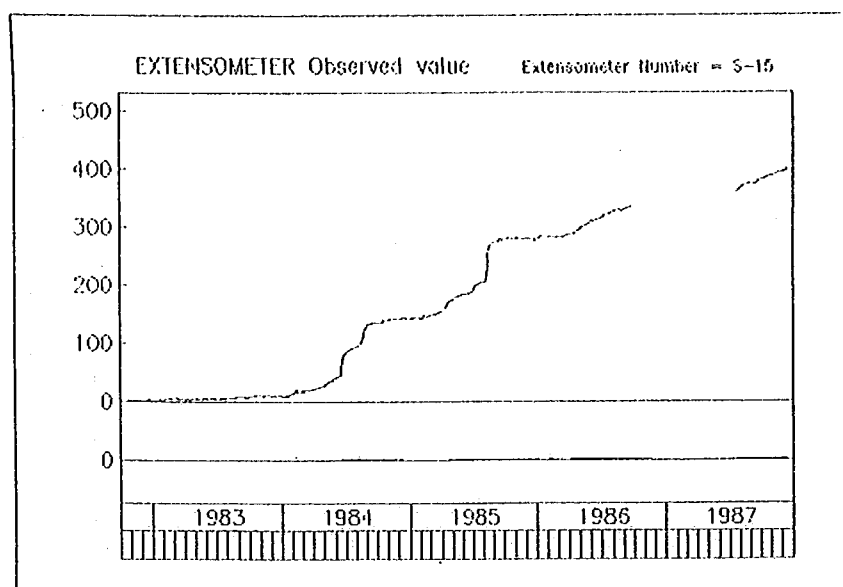
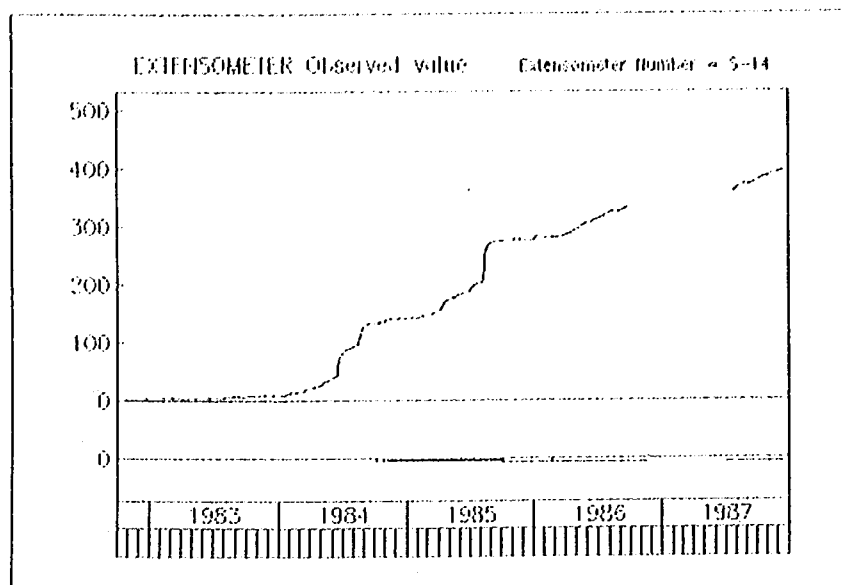


図-15(5) 伸縮計各区間の変位量
 (上の曲線：絶対移動量，下の曲線：相対移動量)



図一15(6) 伸縮計各区間の変位量
 (上の曲線：絶対移動量, 下の曲線：相対移動量)



図一15(7) 伸縮計各区間の変位量
 (上の曲線：絶対移動量, 下の曲線：相対移動量)

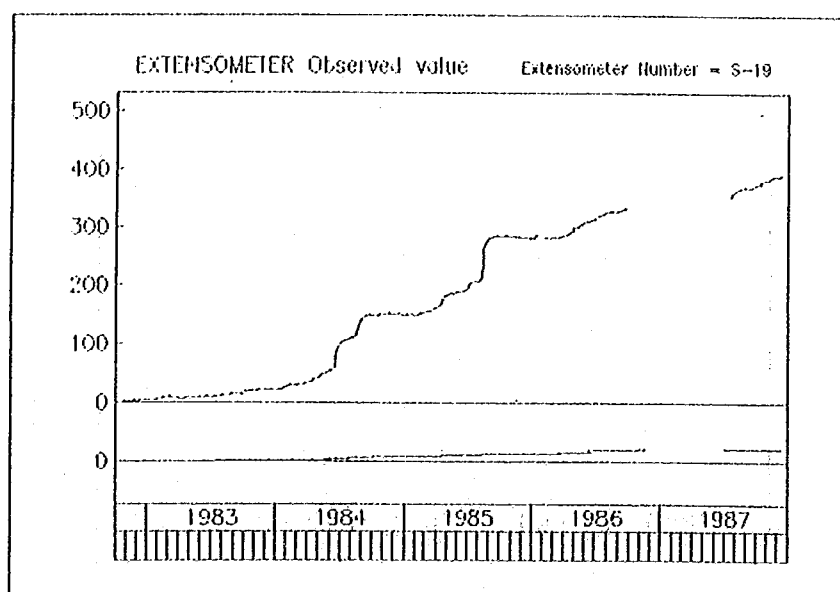
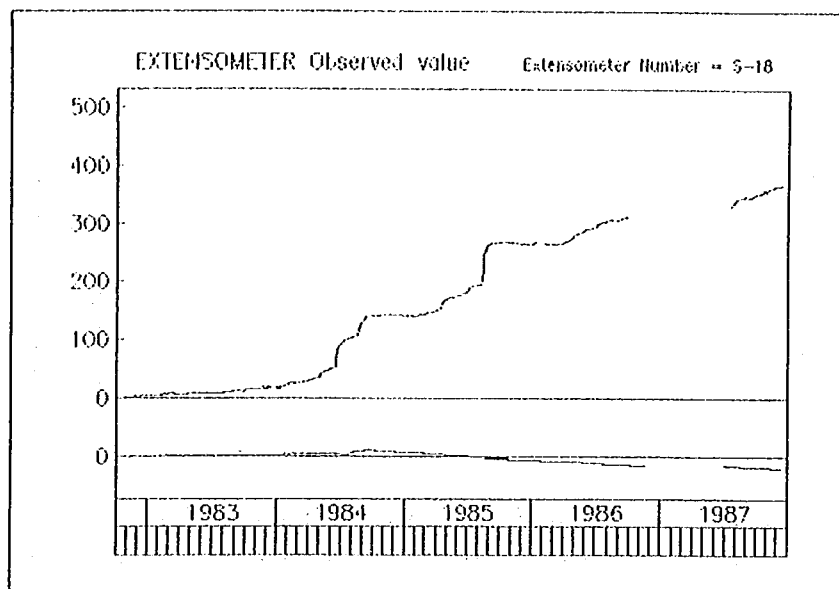
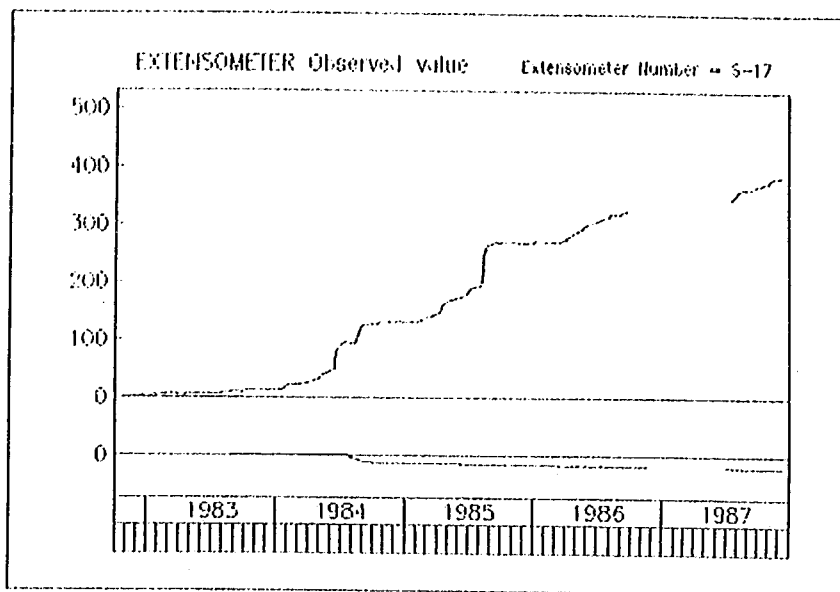
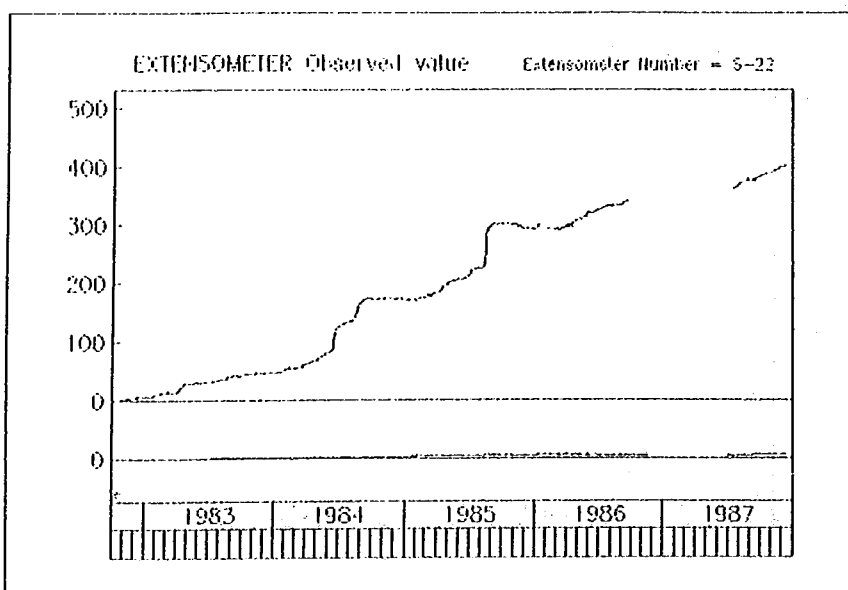
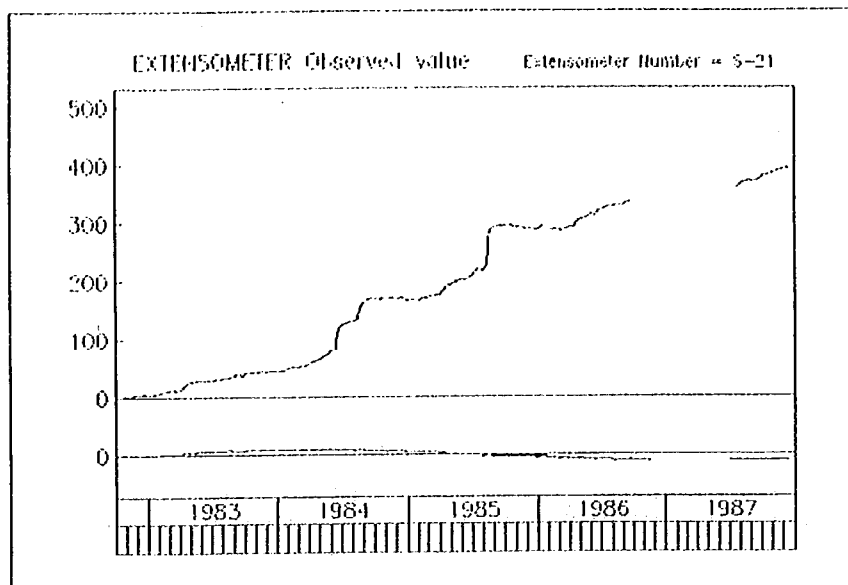
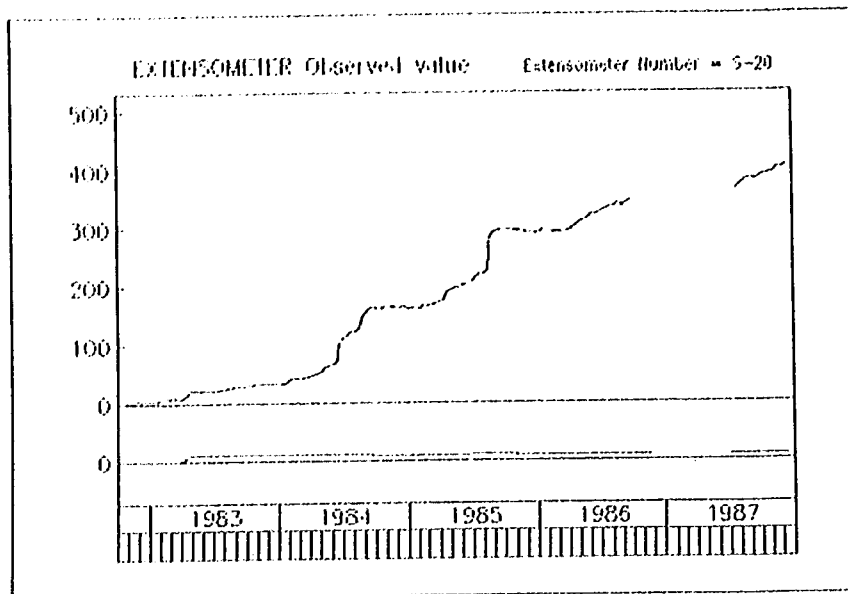


図-15(8) 伸縮計各区間の変位量
(上の曲線：絶対移動量，下の曲線：相対移動量)



図一15(9) 伸縮計各区間の変位量
(上の曲線：絶対移動量，下の曲線：相対移動量)

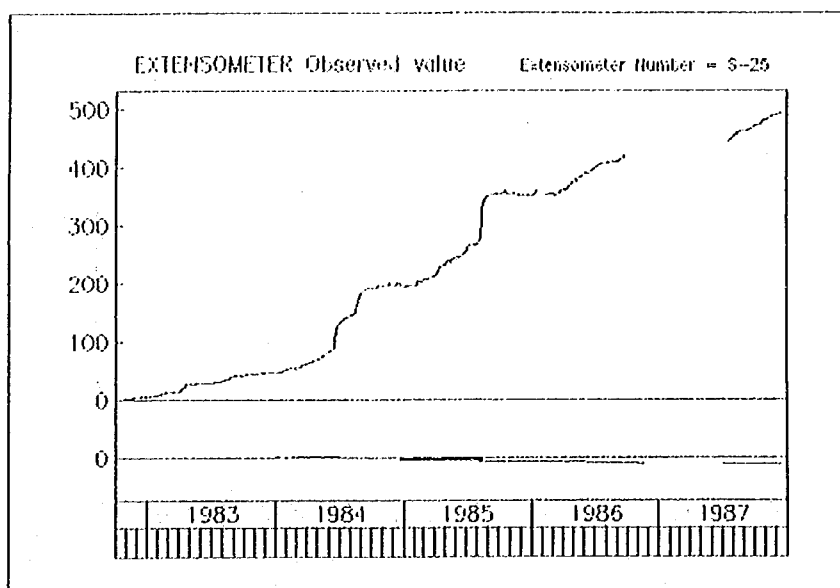
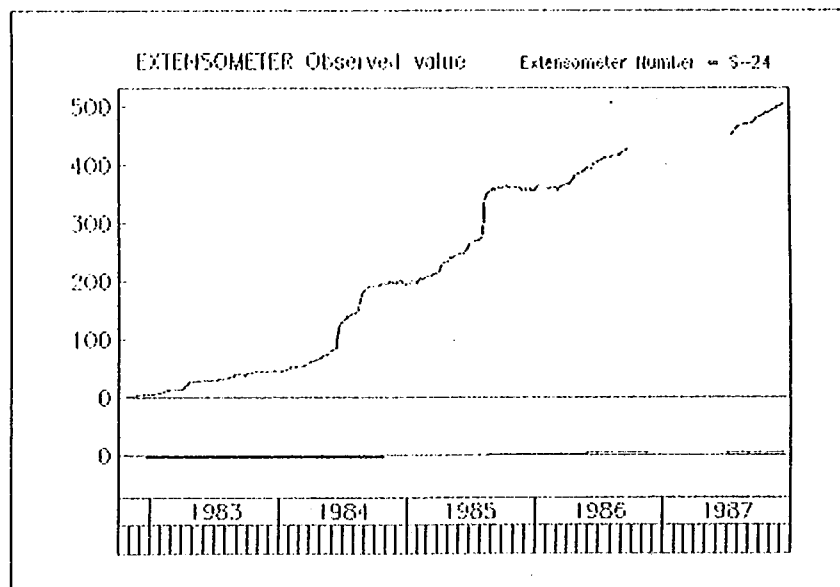
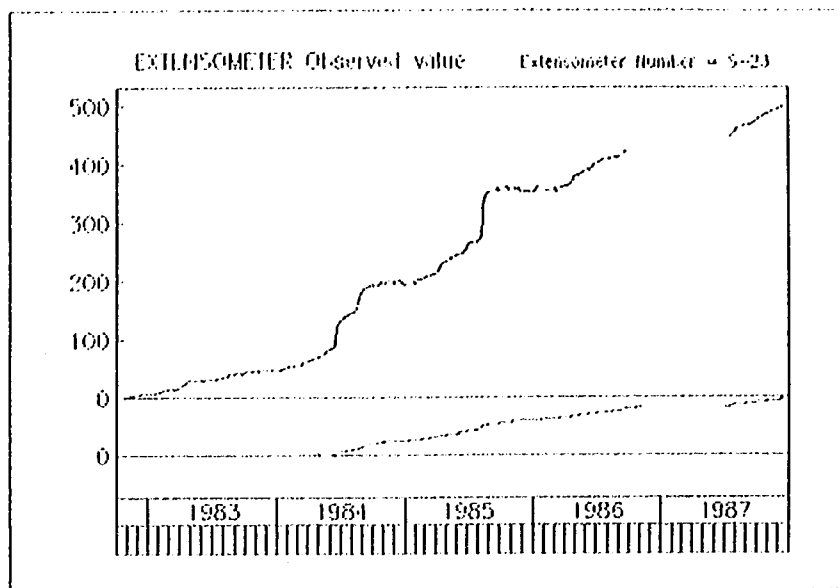


図-15(10) 伸縮計各区間の変位量
(上の曲線：絶対移動量，下の曲線：相対移動量)

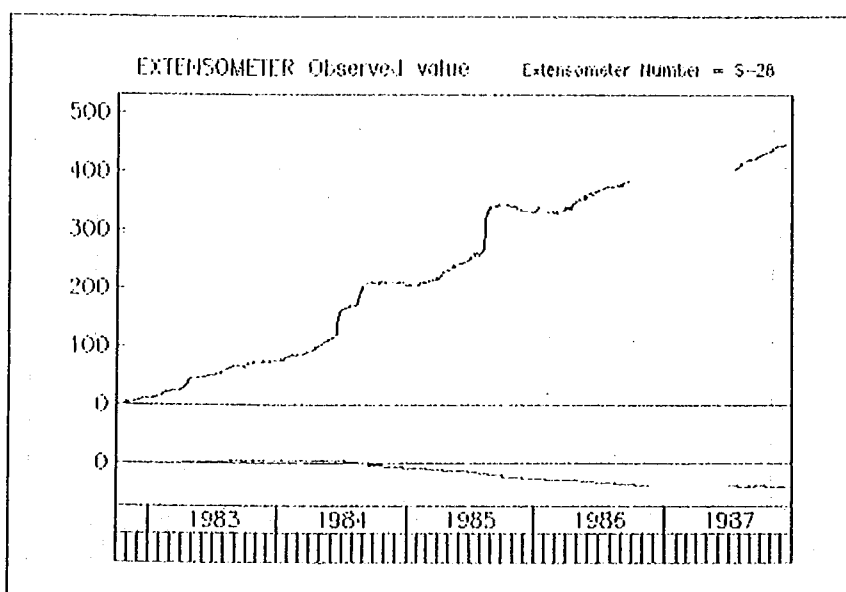
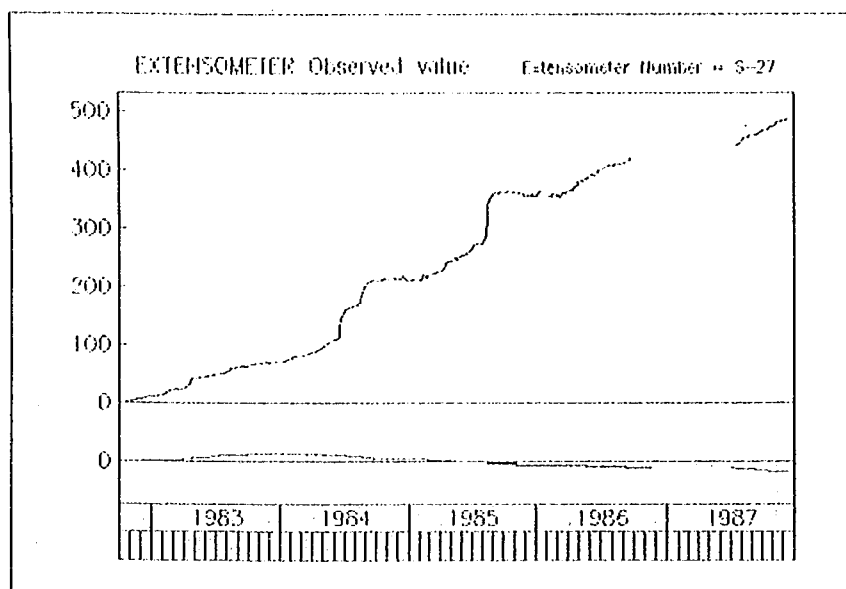
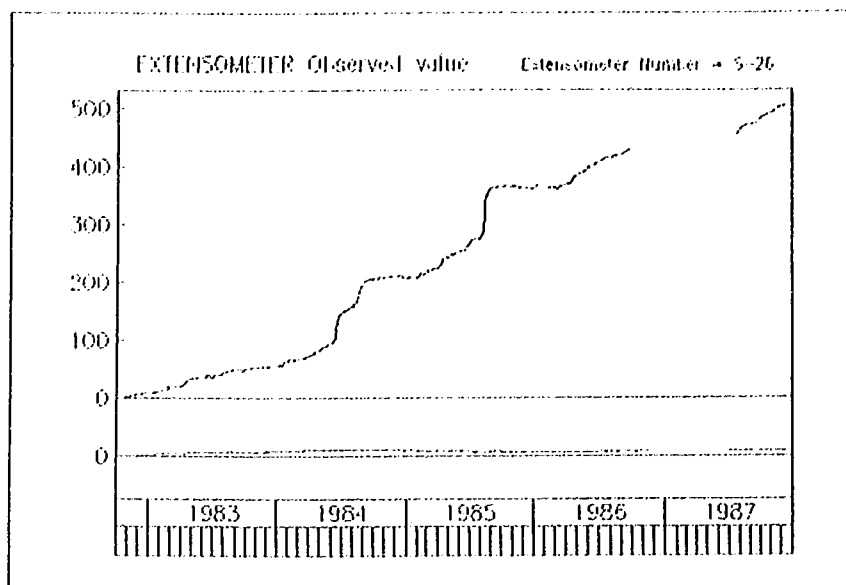


図-15(1) 伸縮計各区間の変位量
(上の曲線：絶対移動量，下の曲線：相対移動量)

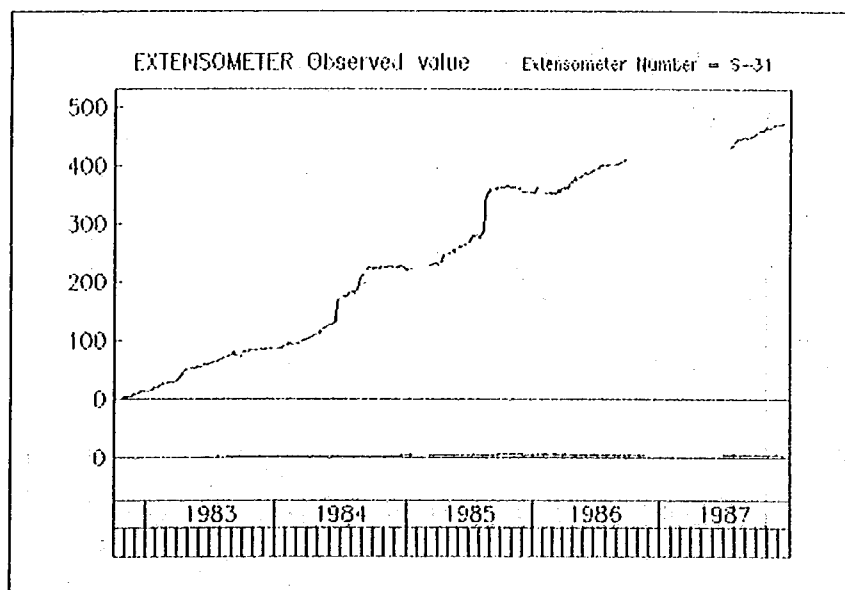
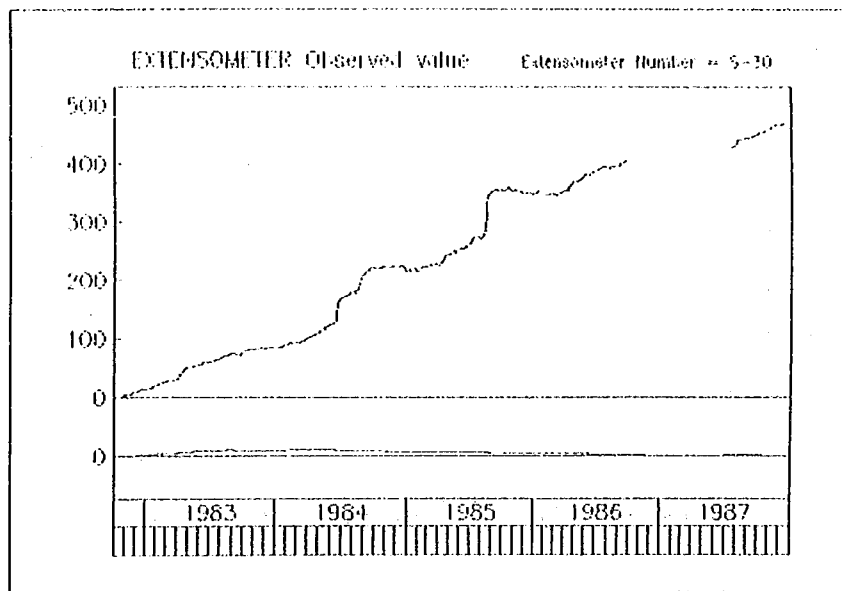
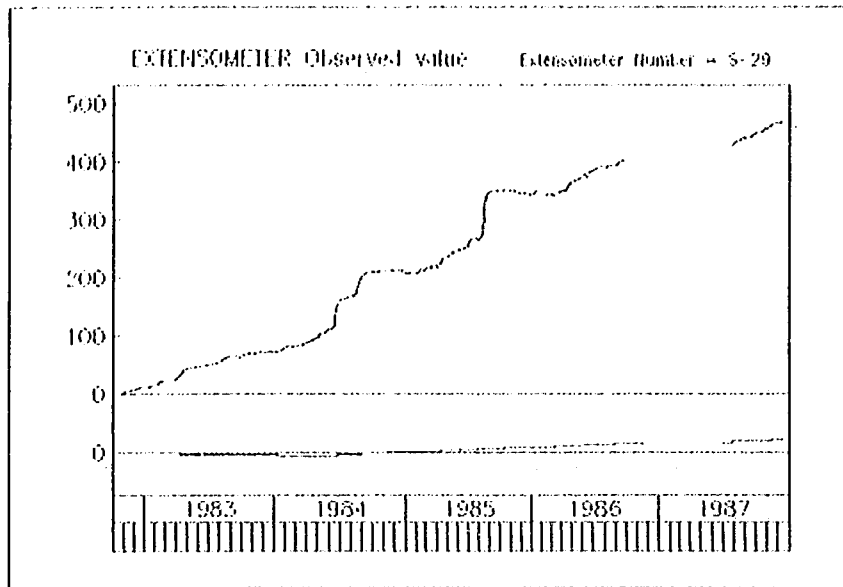
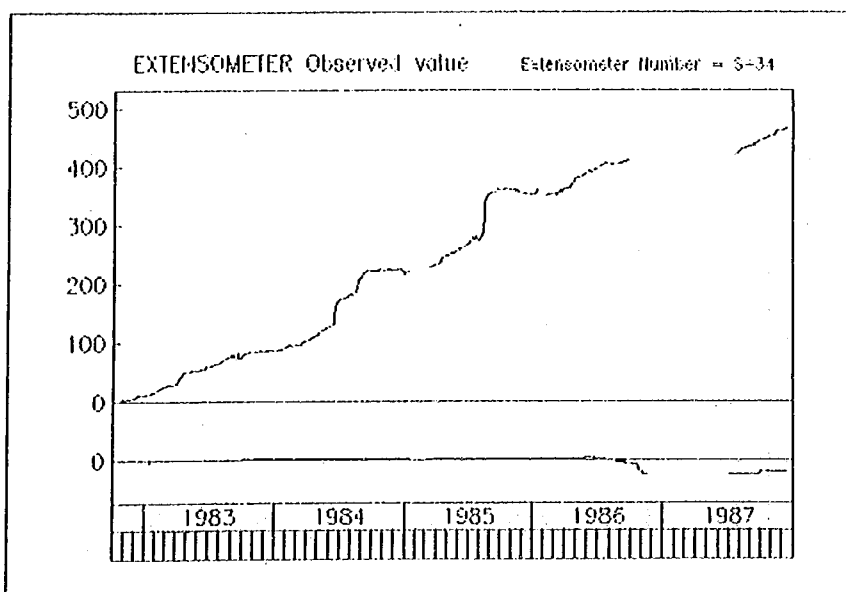
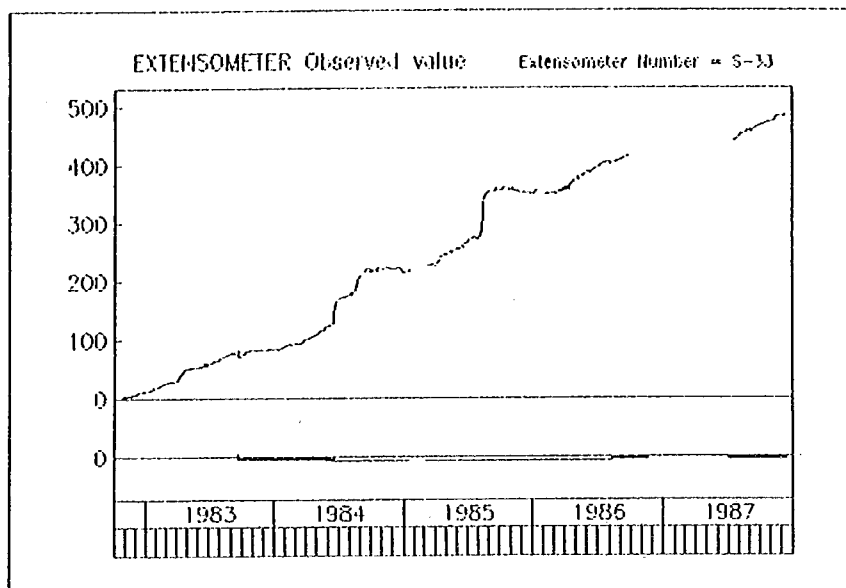
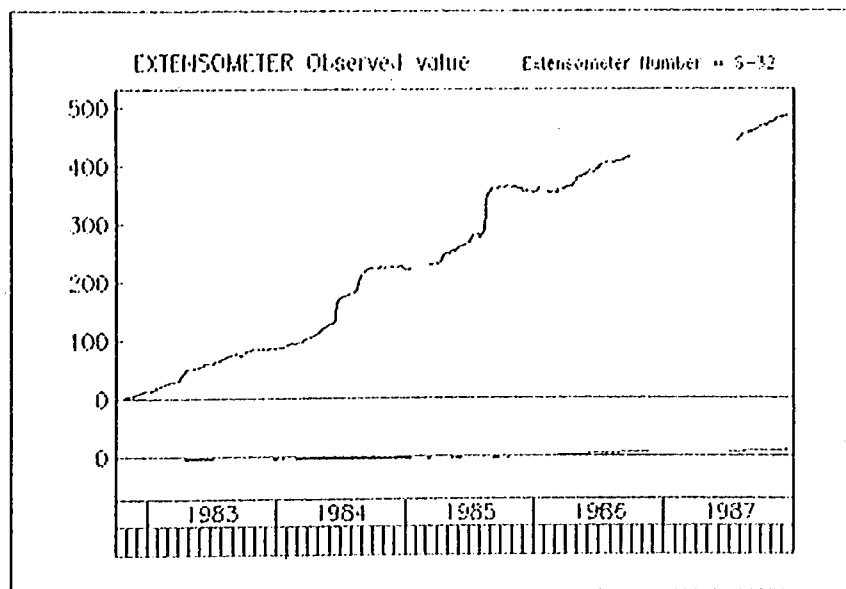


図-15(12) 伸縮計各区間の変位量
(上の曲線：絶対移動量，下の曲線：相対移動量)



図一1503 伸縮計各区間の変位量
(上の曲線：絶対移動量，下の曲線：相対移動量)

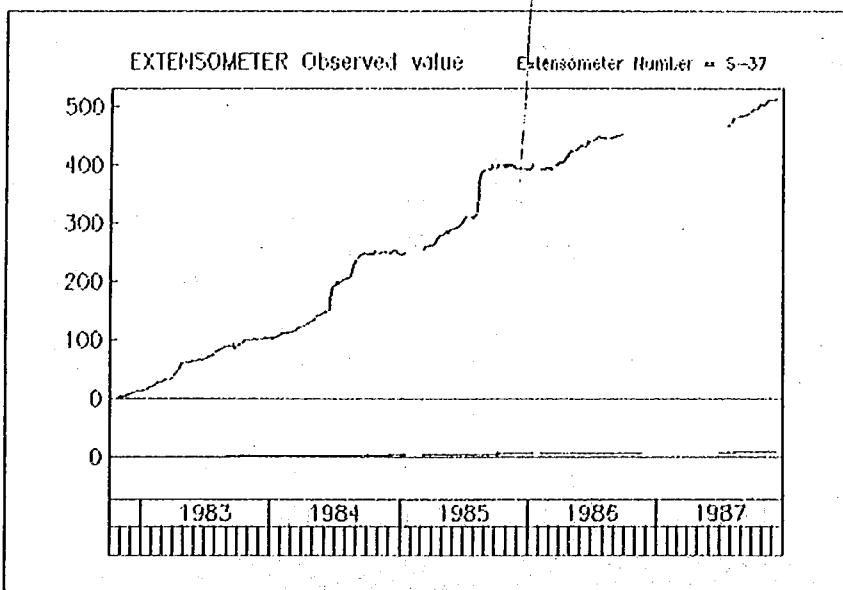
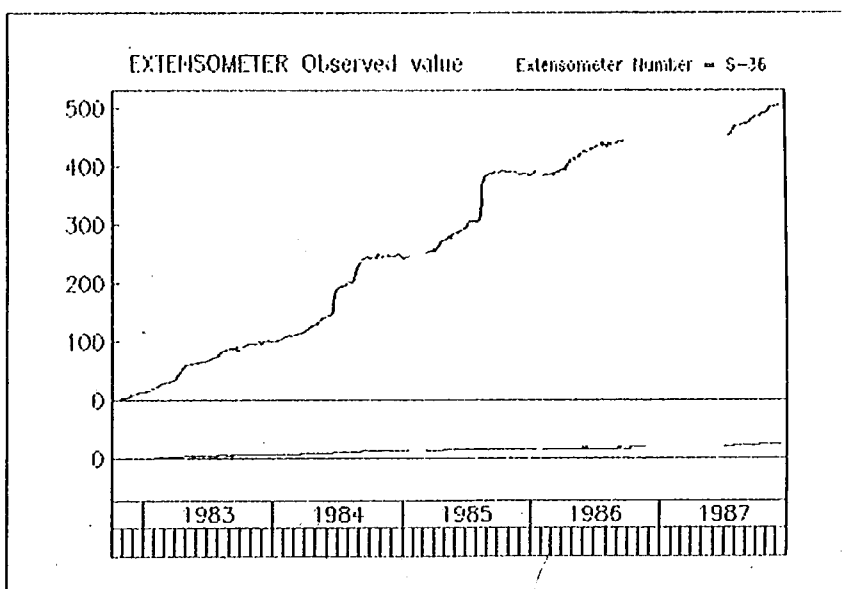
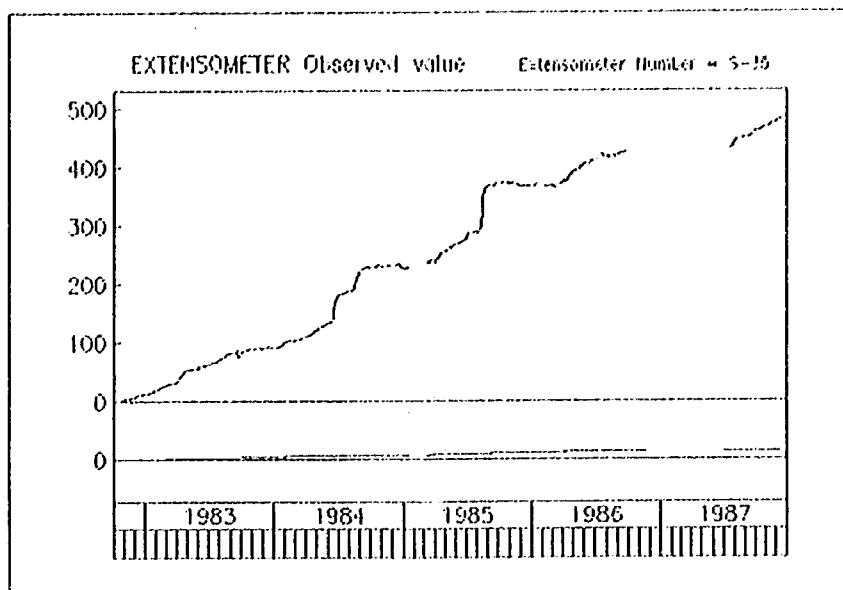
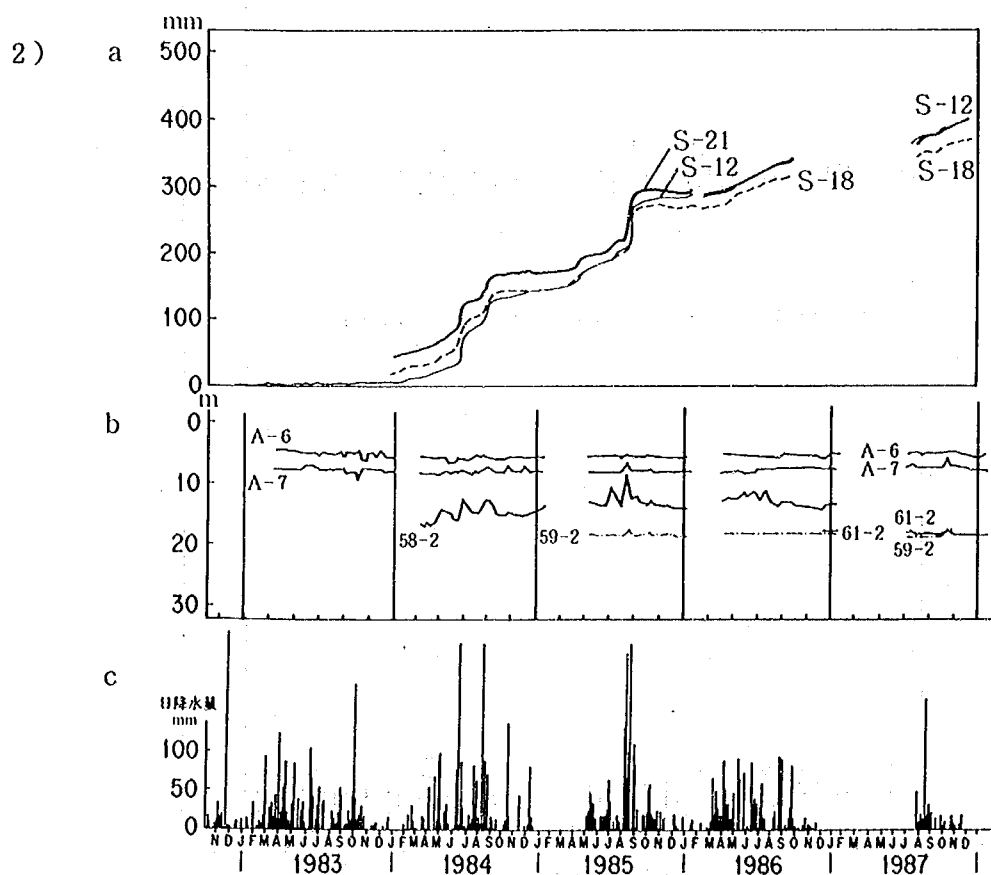
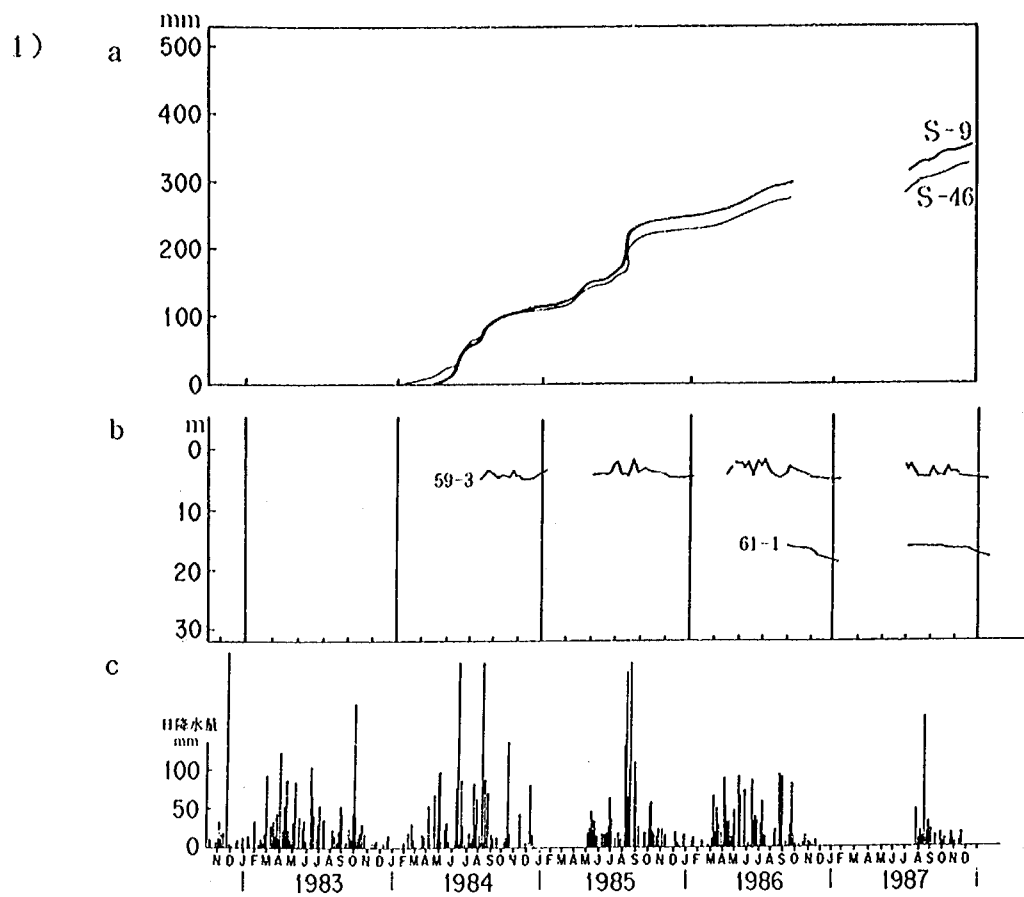


図-15(14) 伸縮計各区間の変位量
 (上の曲線：絶対移動量, 下の曲線：相対移動量)

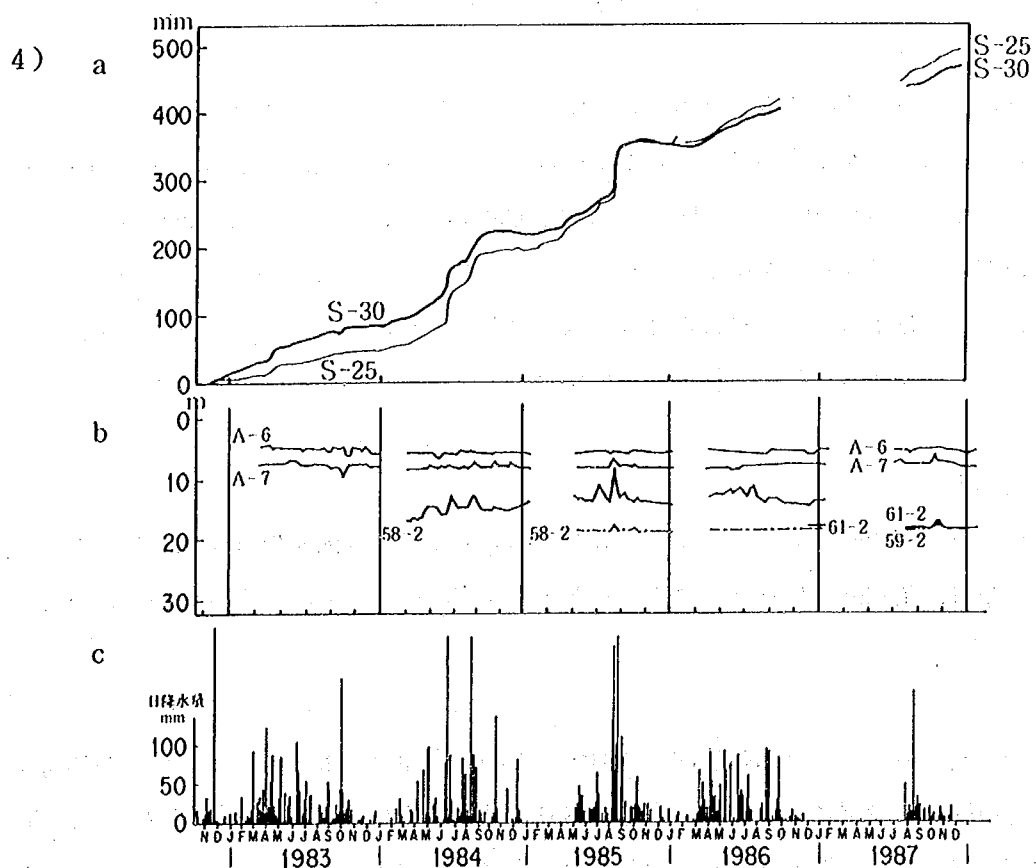
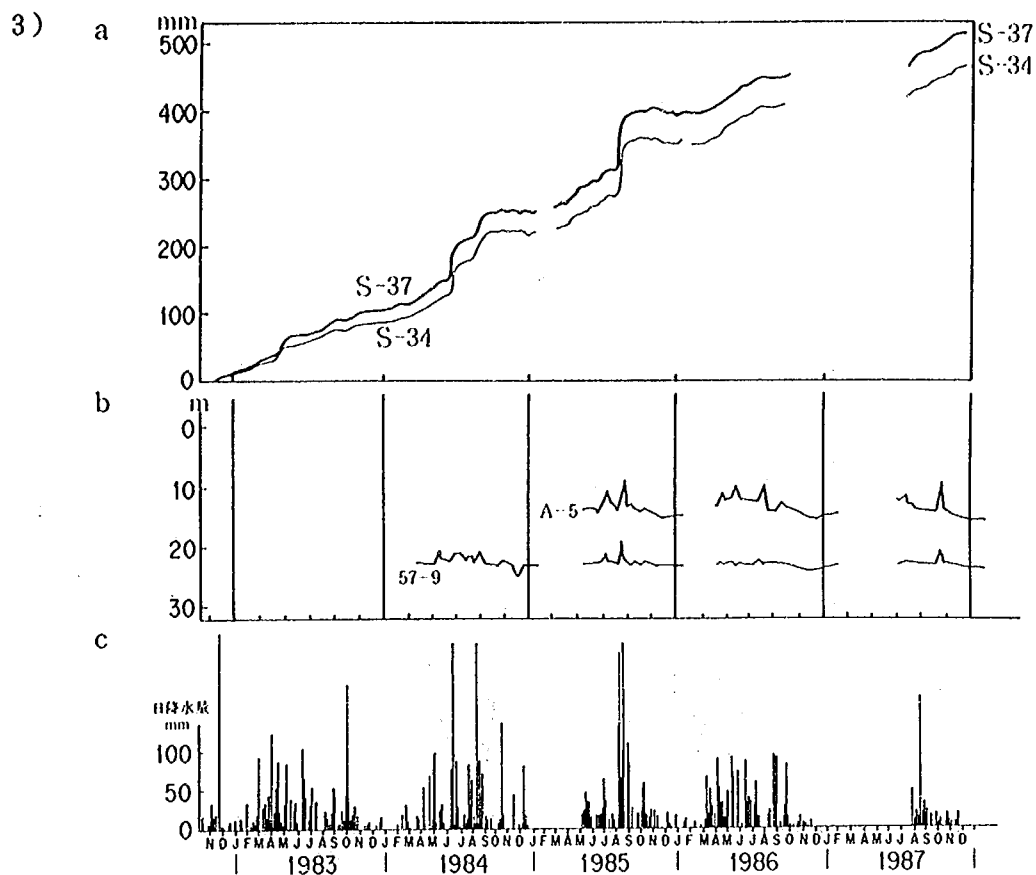


a 伸縮計移動量
(累積)

b 地下水位変動

c 日降水量

図-16 地表面移動と地下水変動, 降水量の関係 (1)



伸縮計移動量
(累積)
地下水位変動
日降水量

図-16 地表面移動と地下水変動, 降水量の関係 (2)

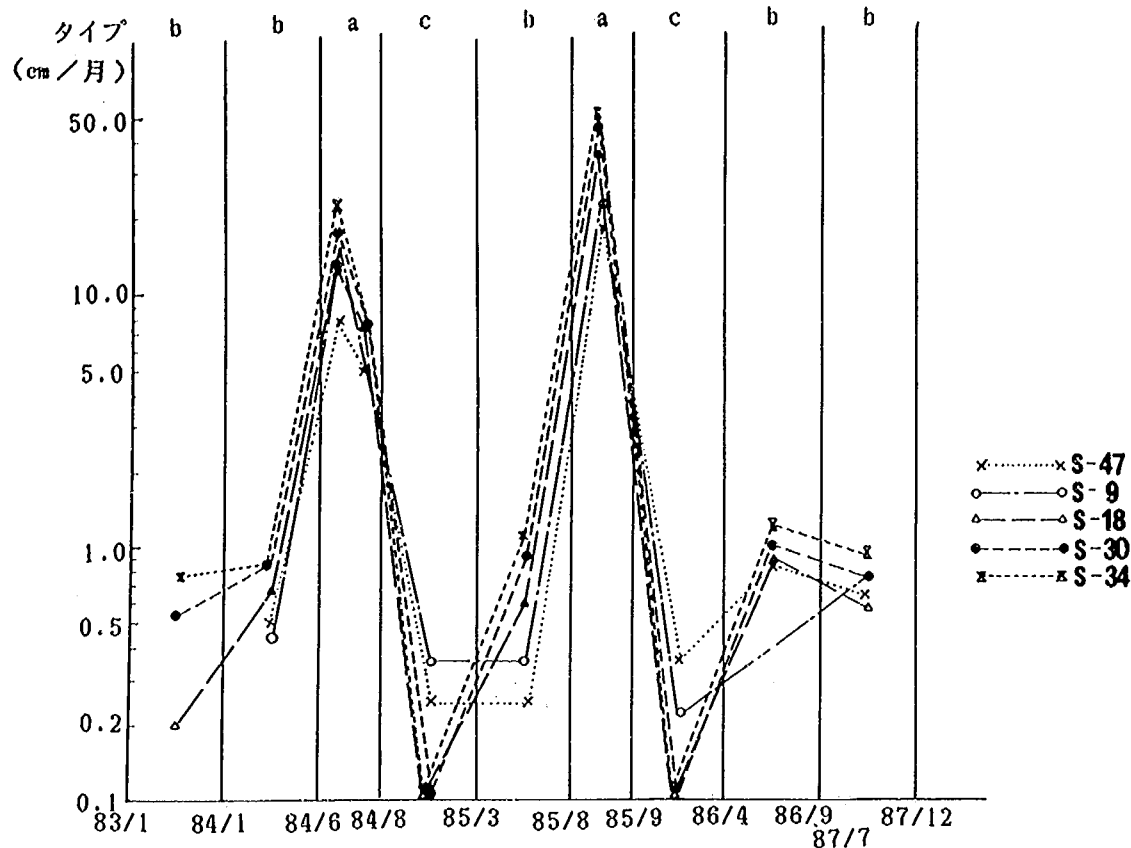


図-17 伸縮計各点の移動速度の変動

おける各ブロック代表測点の移動速度（月当り）を比較して示した。aタイプの動きは地すべり斜面下方ほど大きい傾向が伺える。bタイプの動きも月平均速さでS-47で0.63cm/月、S-9で0.50cm/月、S-18で0.70cm/月、S-30で0.80cm/月、S-34で0.98cm/月、と斜面下方ほど移動速さが大きい。逆にcタイプの時期には、Ⅲブロック上部からⅣブロックにかけ0.2～0.3cm/月の動きが生じている。

このような全体としては下方ブロックほど移動が大きい、それによる地すべり斜面下部と上部の移動量の差を補うように、豪雨の後には上方斜面が追いかけるような形で動いていると言える。

3-4 地中移動量調査

地中移動量については、昭和51-52年にパイプ歪計が、昭和57年以降孔内傾斜計が高知県により設置され、昭和59年に多層移動量計、昭和58年にクリープウェルが土木研究所によって設置され観測が行われた（図-18）。

(1) パイプ歪計

地すべり土塊の移動形態とすべり面の位置を把握するため、高知県によってパイプ歪計が15基設置された。歪ゲージは1m間隔で設置されている。当地すべりでは年間移動量が10cm以上と大きいため、パイプ歪計は設置後数年以内で測定不能となったものが多い。歪累積傾向が顕著な深さをすべり面深度と推定した。推定されるすべり面位置を地質断面図（図-6(b)）中に示す。

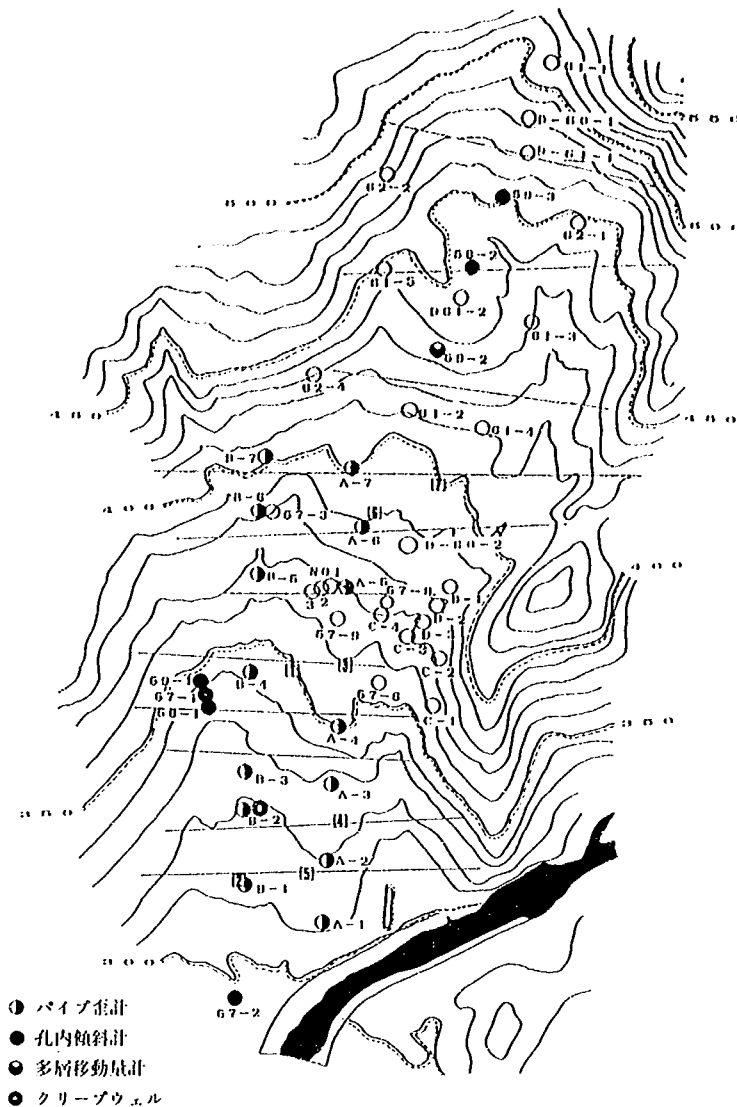


図-18 地中変動量調査位置

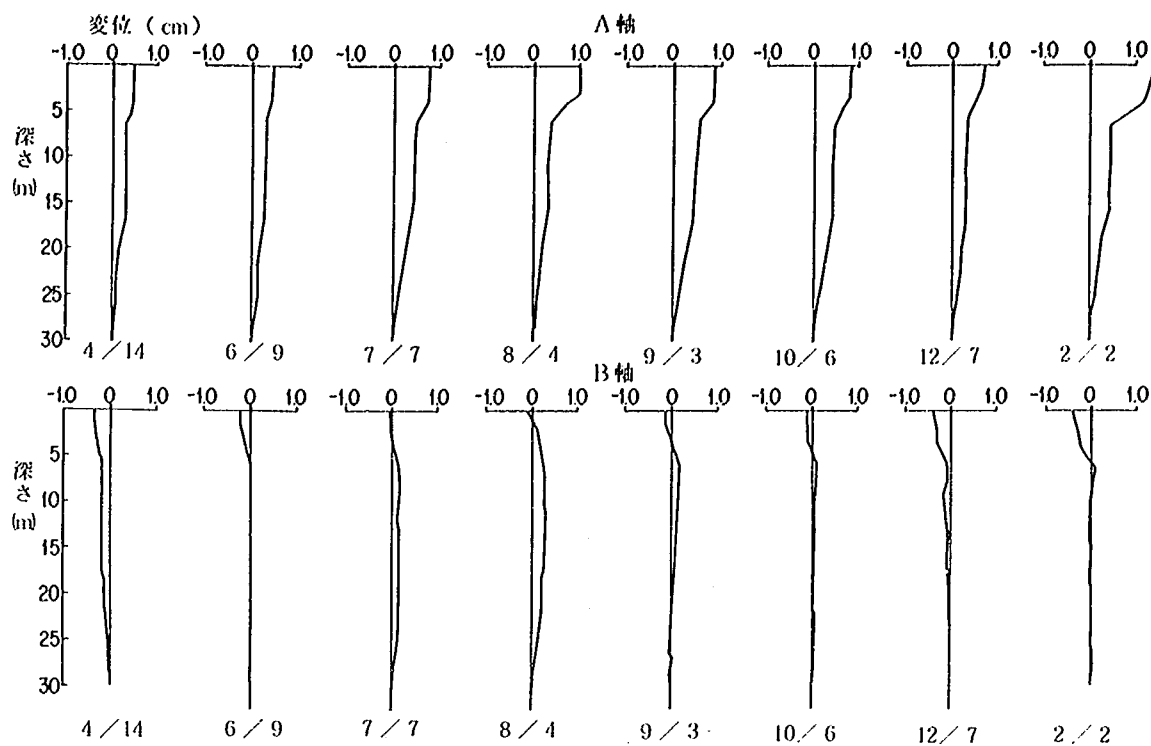
(2) 孔内傾斜計，多層移動量計

主として地すべり斜面中，上部でのすべり面の深さや地すべり運動形態を把握するため，B V 57-1，57-2，58-1，58-2，59-1，59-3及び61-1，61-2，61-3，61-4に孔内傾斜計が，B V 59-2にワイヤー式多層移動量計が設置された。当地すべりでは定常的な移動量が大きいため，一部のものは短期間で孔内傾斜計のプロブが挿入不能になるなどの為，各孔で計測期間はまちまちである。図-19には孔内傾斜計に比較的顕著な変動のあった昭和59，60年のデータ，及びそれ以降に設置された61-1～61-4孔については昭和62年の孔内傾斜計のデータを示す。また，多層移動量計は，図-20(a)のように，先端を深度ごとに固定した多数のワイヤを地表の課題に固定したもので，各深度ごとの移動量が長期間計測できるものである。設置後3年でようやく明瞭な地すべり変動が現れたので，昭和62年7月～9月のデータを図-20(b)に示す。なお2年後の平成元年6月にはすべり面付近で16.5 cmの移動量であった。

B V 57-1，58-1，59-1には明瞭なすべり面の変動を示すデータは認められなかったが，移動杭移

BV.57---1

昭和59年



BV.57—1

昭和60年

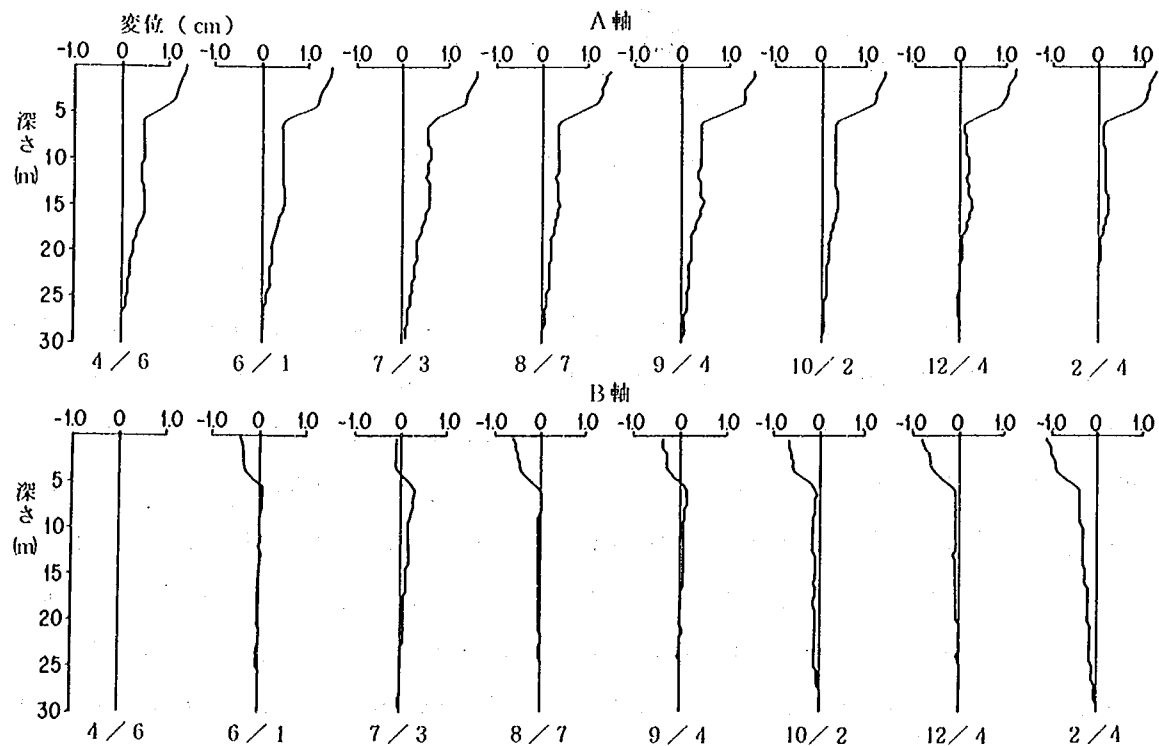
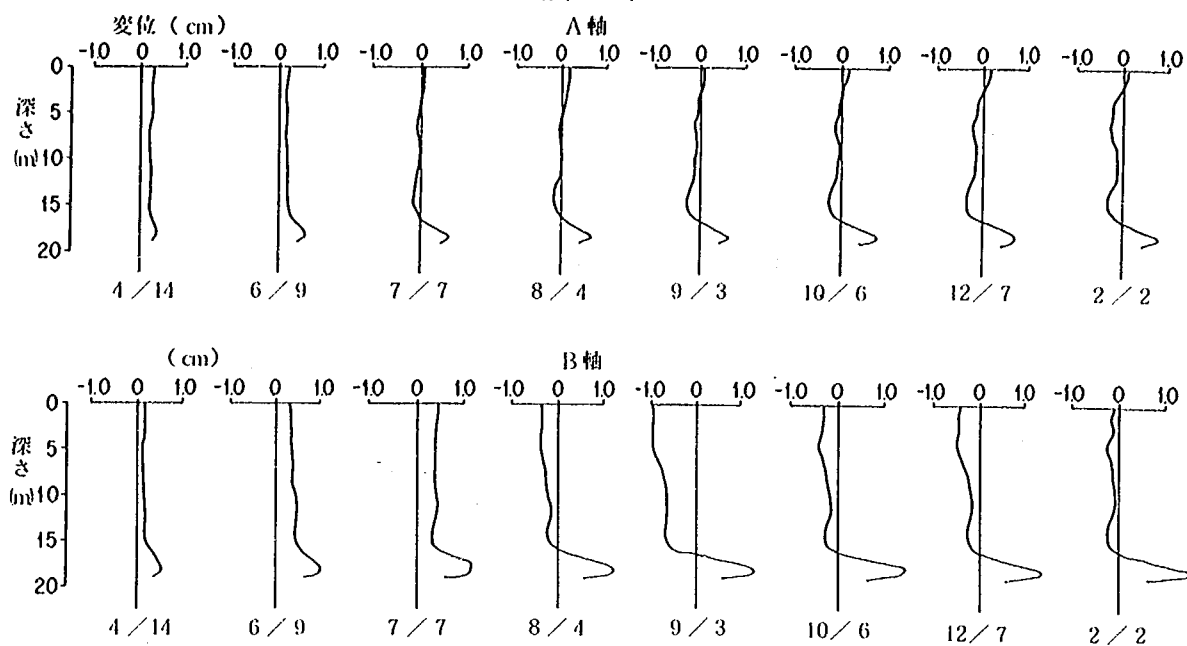


図-19(a) 孔内傾斜計変動図

BV.57-2

昭和59年



BV.57-2

昭和60年

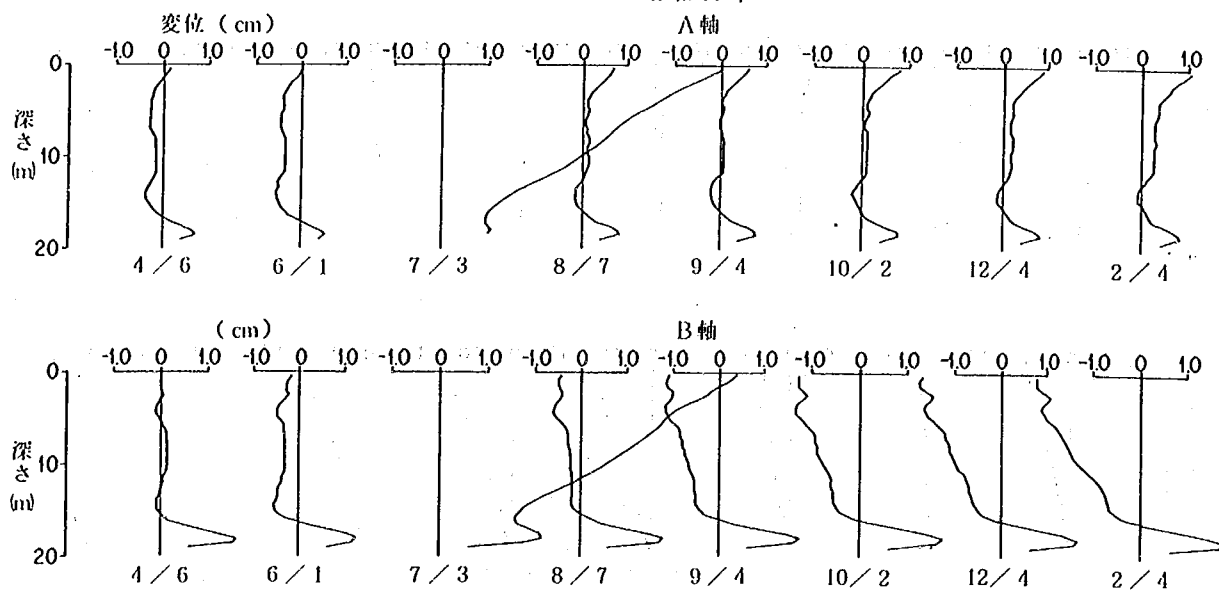
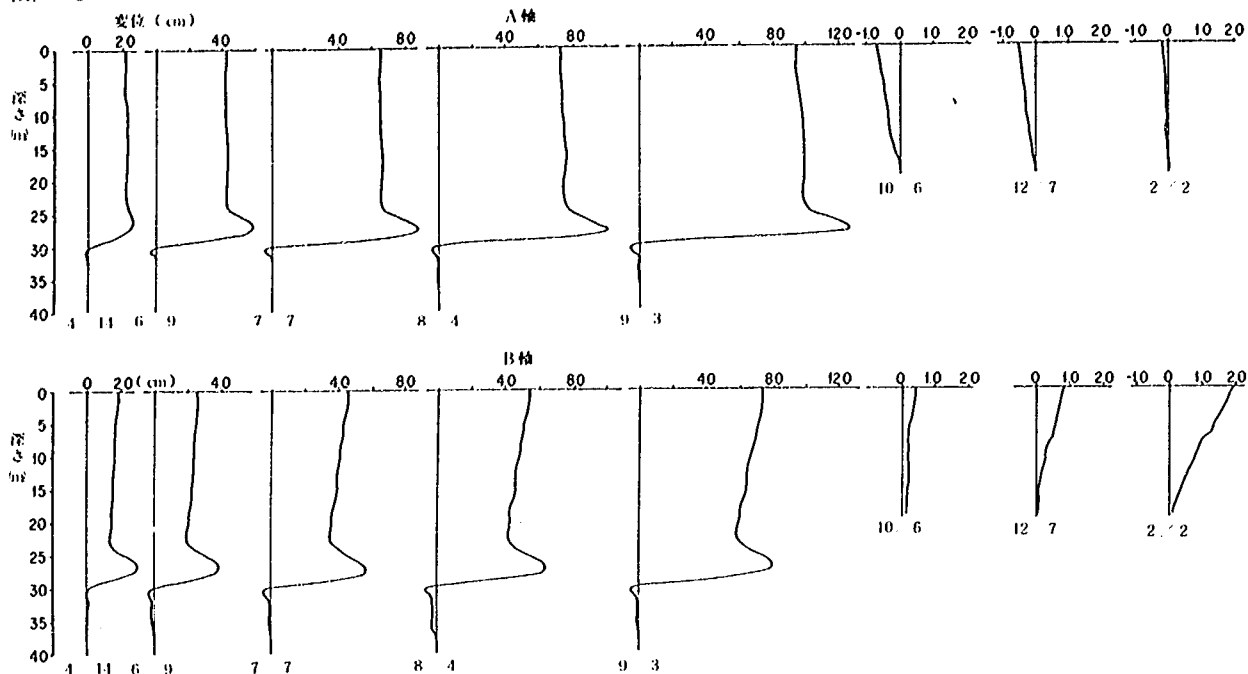


図-19(b) 孔内傾斜計変動図

BV.58-2

昭和59年



BV.59-1

昭和60年

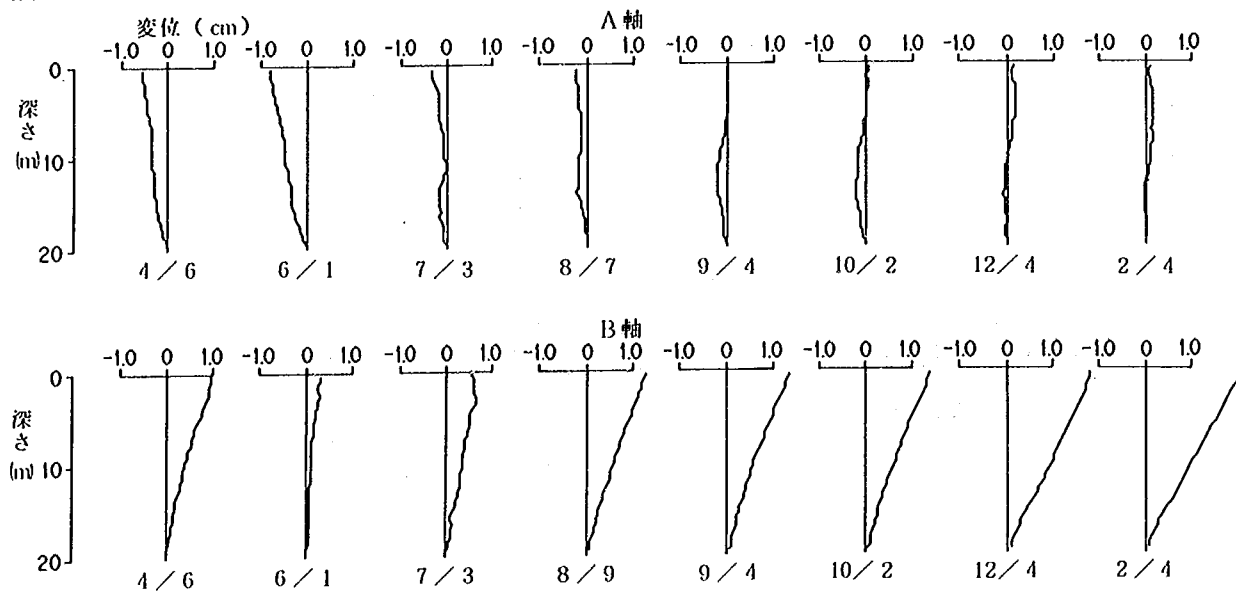


図-19(c) 孔内傾斜計変動図

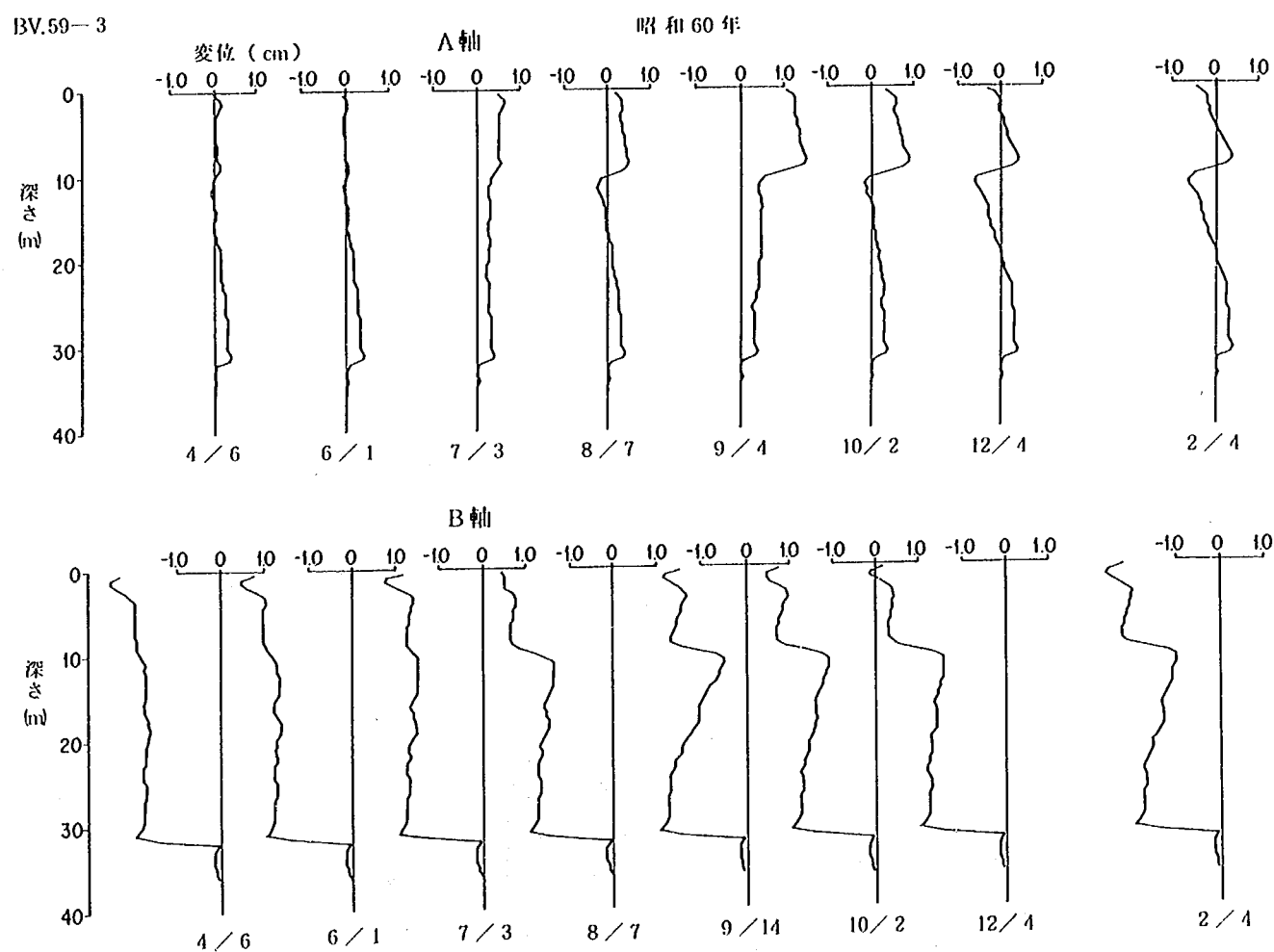
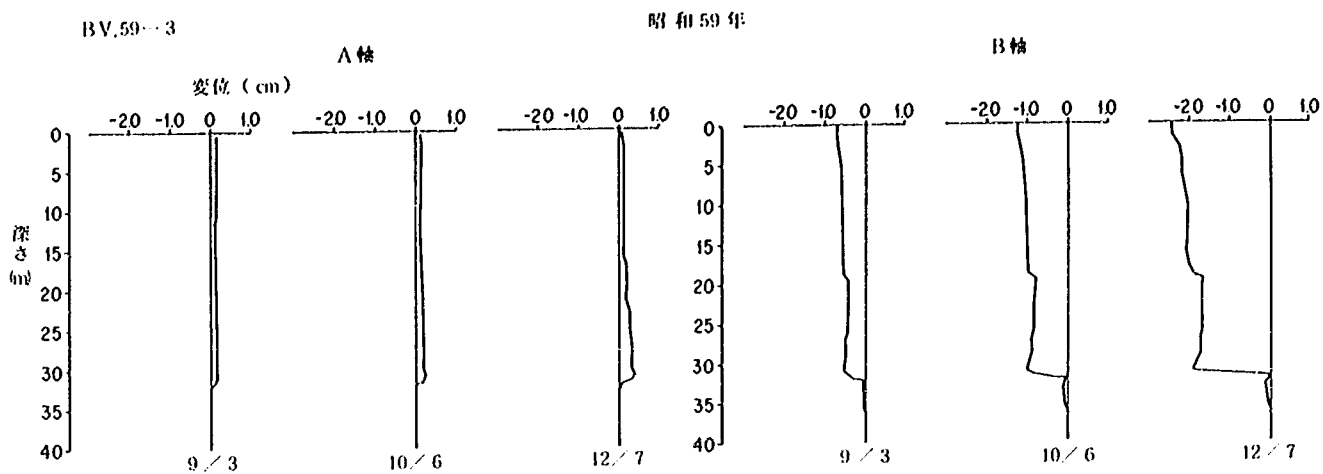
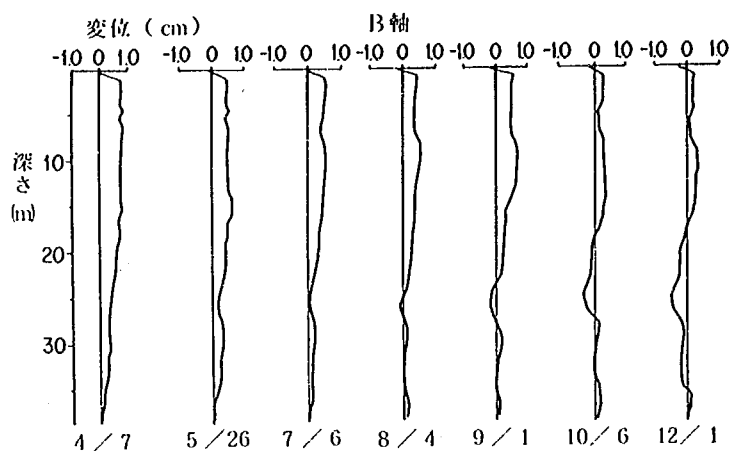
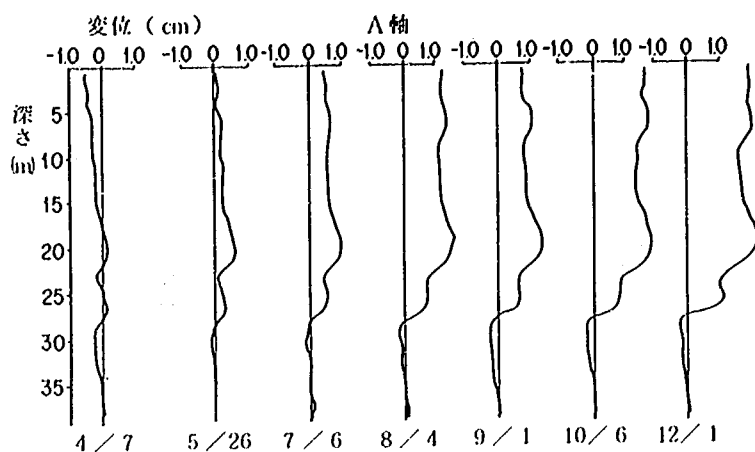


図-19(d) 孔内傾斜計変動図

BV.61-1

昭和 62 年



BV.61-2

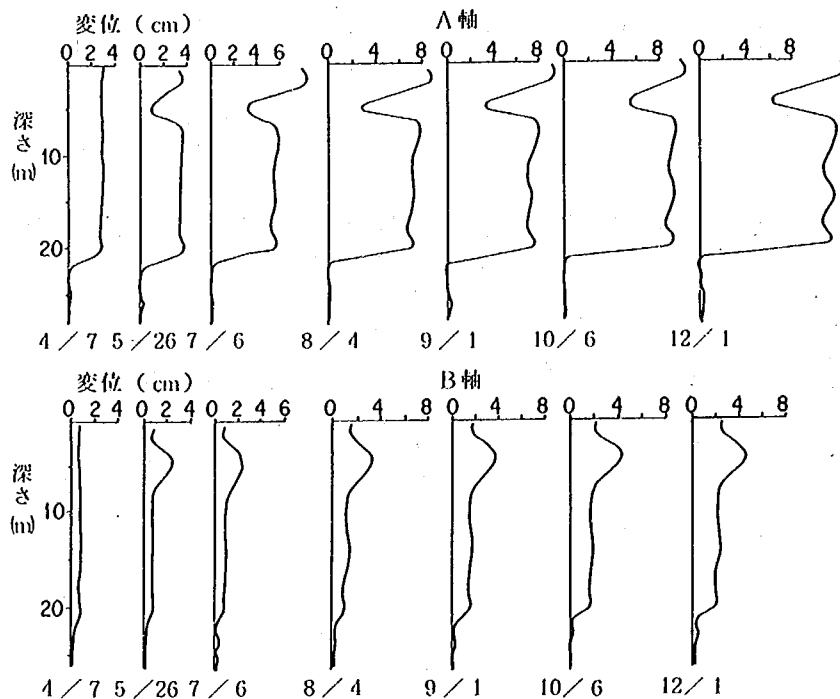
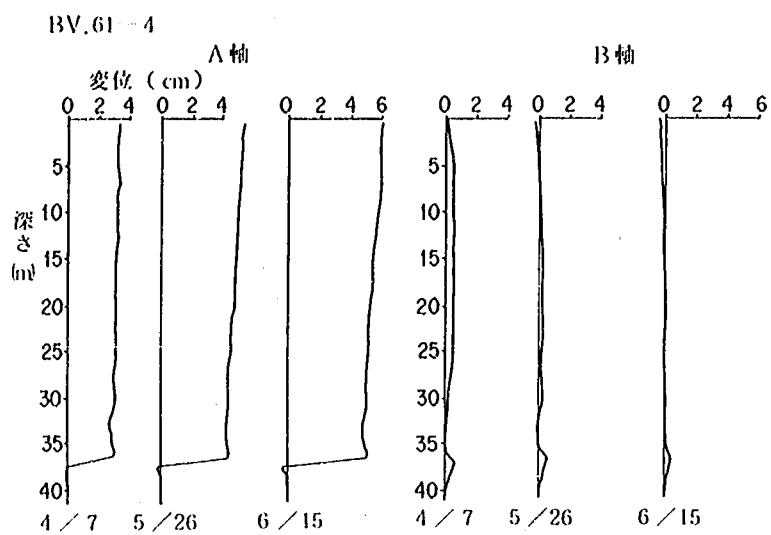


図-19(e) 孔内傾斜計変動図



図一19(f) 孔内傾斜計変動図

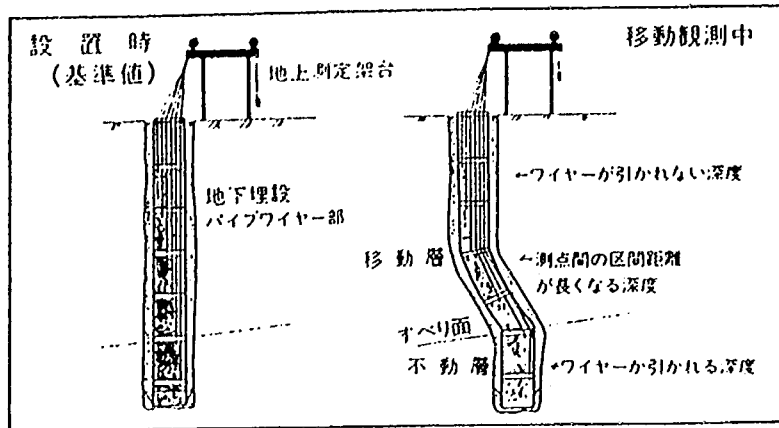


図-20(a) ワイヤー式多層移動量計模式図

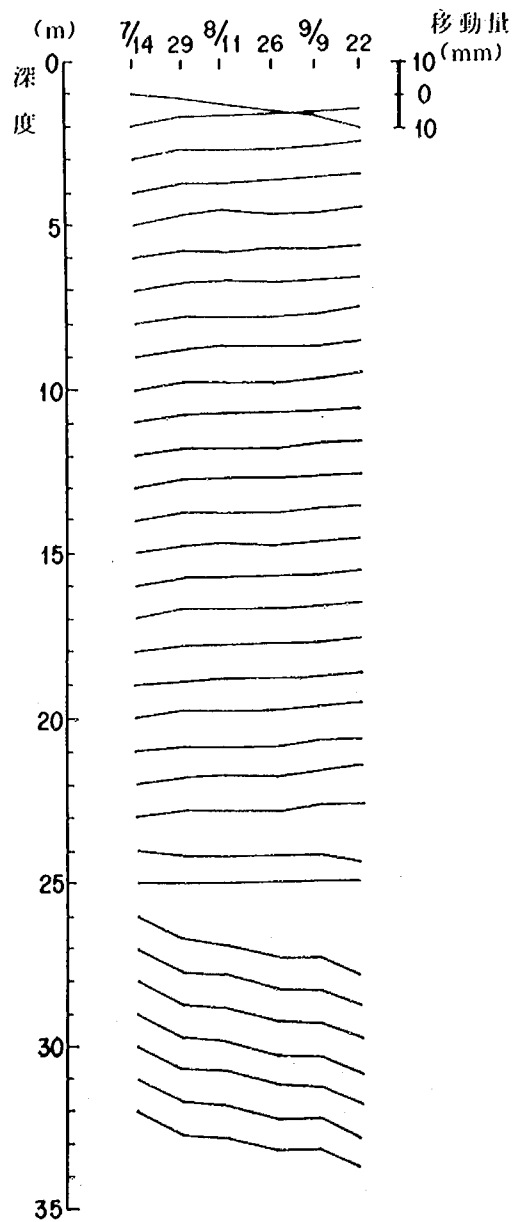


図-20(b) 昭和62年7月14日～62年9月22日のBV59-2, 多層移動計の移動

動量から地すべり移動範囲の外側に位置するためであろう。B V 57-2でも昭和60年に見られるように、地中から地表に向かって徐々に変位量が大きくなるようなパターンを示し、しかも変位量は6月末に最大を示し、その後元に戻るような変化を示している。歪計では57-2近傍のB-1、A-1孔等に明瞭なすべり面の歪累積変動が生じていることから、B V 57-2は地すべり移動範囲の外側にあり、孔内傾斜計にみられる変動は地すべり末端部で圧縮応力が生じているため生じたと考えられる。B V 61-1では、地表下22~23m、27~28m付近にやや累積的変動が見られるが、変動状況は地中から地表へ向いS字状を呈し、明瞭な地すべり変動によるものとは考えにくい。

一方、58-2、59-3、61-2、61-4にはすべり面による変動が明瞭に認められる。

すなわち、B V 58-2では地表下29.5mで昭和58年11月25日から59年9月3日までに127mmの累積移動が生じ、とくに昭和59年6月の豪雨以後の変動が著しい。この深度は丁度、三滝火成岩の岩屑層と下位の風化粘板岩の境界にあたっている。一方B V 59-3では設置後4ヶ月で地表下31.5mでせん断され測定不能となった。この孔の場合、昭和60年8月の豪雨時に地表9.0mに明瞭なすべりを示す変化が現れ、その後累積してはいないものの、回帰していない。それまでこの深さに変化がみられなかったことから、地すべりすべり面が形成されたものと見られる。しかし、その後変動は累積しないのに、伸縮計によると地表では移動が続いている。このことから、すべりは地表下31.5mの深度のすべり面で生じていると言える。すべり面は強風化蛇紋岩とその下位の風化粘板岩の境界に位置している。またB V 61-2では深度22m付近の強風化蛇紋岩と強風化粘板岩の境界付近、B V 61-4では深度27m付近の蛇紋岩中に顕著累積変動が認められ、すべり面とみなされる。推定すべり面深度を図-6(b)に示した。

次に、孔内傾斜計、多層移動量計によるすべり面移動量と直近傍の伸縮計による地表移動量を比較してみた(表-3)。B V 59-3では深度31.5mのすべり面での移動量が1984年12月7日以降が不明であるため、1984年8月7日から4ヶ月間のすべり面変位量と伸縮計S-9の移動量を比較した。その結果S-9移動量はすべり面移動量の倍となっているが、孔内傾斜計の地表移動量すべり面のそれと大差無い。次に、三滝火成岩岩屑層が移動土塊となっているS-12、S-17では、地表移動量とすべり面変位量は概ね等しい。移動土塊が岩屑層と強風化粘板岩、蛇紋岩で構成されているS-20付近では伸縮計による絶対移動量の方がすべり面移動量の3倍位の値となっているが、孔内傾斜計では、すべり面移動量と地表移動量はほぼ等しくなっている。B V 61-4の孔内傾斜計観測結果も同様である。また、地すべり末端部に位置するクリープウェルでも累積変位の見られるのはすべり面付近だけである。これらのことから、当地すべりの動きは伸縮計で 10^{-3} オーダーの歪はあるものの、地表移動量に概ね等しく、すべり面に沿う剛体的な滑動運動を呈していると言えよう。

(3) クリープウェル

地中変位量とくにすべり面付近の変化量を調べるため、昭和58年秋に径1.5mのライナープレートを用いた井戸を掘削し、図-21(a)のように推定すべり面付近のライナープレートに伸縮計を連結したクリープウェルを設置した。計器を設置したライナープレートはボルトをすべてはずし、土塊と共に移動するようにしてある。

図-21に昭和59年の移動量を示す。変位はすべり面と見られる深さ10m付近のみで生じており、59年1

表-3 地表移動量（伸縮計）と地中移動量（孔内傾斜計及び多層移動量計）の比較

期 間	地 表 移 動 量 (mm)		地 中 移 動 量 (mm)		
			深 さ	9.0 m	31.5 m
1984. 8 / 7 - 12 / 7	S - 9	40	BV.59 - 3	8.3	19.5
1985. 7 / 15 - 8 / 31	"	71	"	7.0	-
1984. 8 / 7 - 86. 1 / 14	"	87	"	7.0	-
		198	計	7.0	-
			深 さ	29.5m	
1985. 11 / 25 - 3 / 10	S - 12	8	BV.58 - 2	22	
1985. 3 / 10 - 8 / 4	"	78	"	86	
1985. 8 / 4 - 9 / 3	"	29	"	19	
1984. 11 / 25 - 85. 9 / 3	"	115	計	127	
			深 さ	26.0m	
1985. 7 / 14 - 9 / 22	S - 17	23	BV.59 - 2	18	
			深 さ	22.0m	
1987. 7 / 12 - 12 / 12	S - 20	36	BV.61 - 2	11	

月1日～60年1月1日の期間移動量は8cm, 平成元年6月23日までのトータル移動量は45cmであった。

すべり面でのクリープウェル移動量と近接の移動杭による地表移動量（B測線）を比較してみると、昭和58年11月～平成元年7月の地表移動量は48.6cmであり、地中移動量より大きい。59年6、8月の豪雨時に急激に移動し、その後移動速さが小さくなるという移動形態は、伸縮計によって得られた地表移動量の経時変動と一致している。

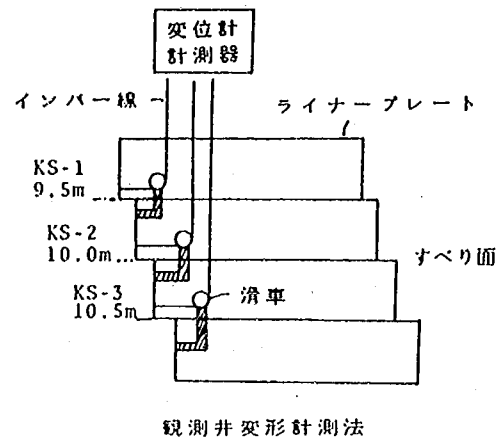


図-21(a) クリープウェル観測方法

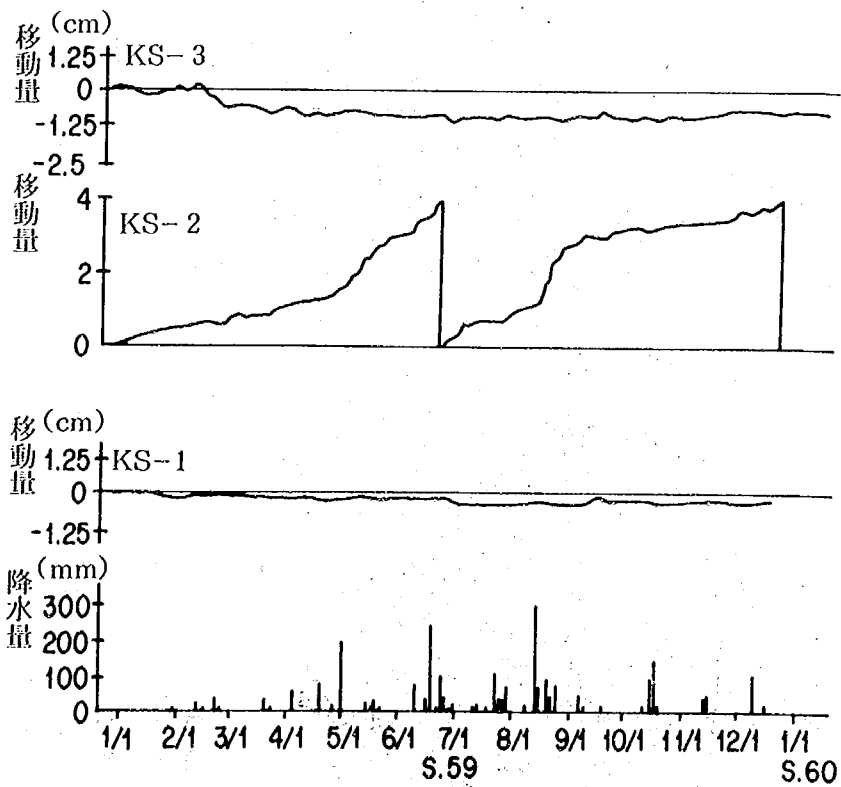


図-21(b) クリープウェル観測結果

4. 地下水調査

集水井、排水トンネルの施工により地すべり移動量が大きく減少したことから、地下水は当地すべりの動きに強く関与していると言える。

地下水挙動に関し、当地すべりでは、高知県によりボーリング孔を利用した地下水位観測（Bv A-6, 7, B-5, 6, 7, 57-6, 57-7は自記，その他は1週～10日に1回程度の手動観測），が行われ，電気探査，地下水検層等によって地下水の賦存，流動層などの調査がなされている（図-22）。また昭和60年には土木研究所により地すべり斜面上部，下部に間隙水圧計が設置された。

図-23には伸縮計観測期間である昭和58年～62年の降雨と地下水位変動を示す。また，この図から各地点での最高，最低水位を調べ，各点の地下水位変動と地質柱状図を図-24にまとめて示した。さらに図-25には，昭和59～61年の地下水位変動量分布を示す。

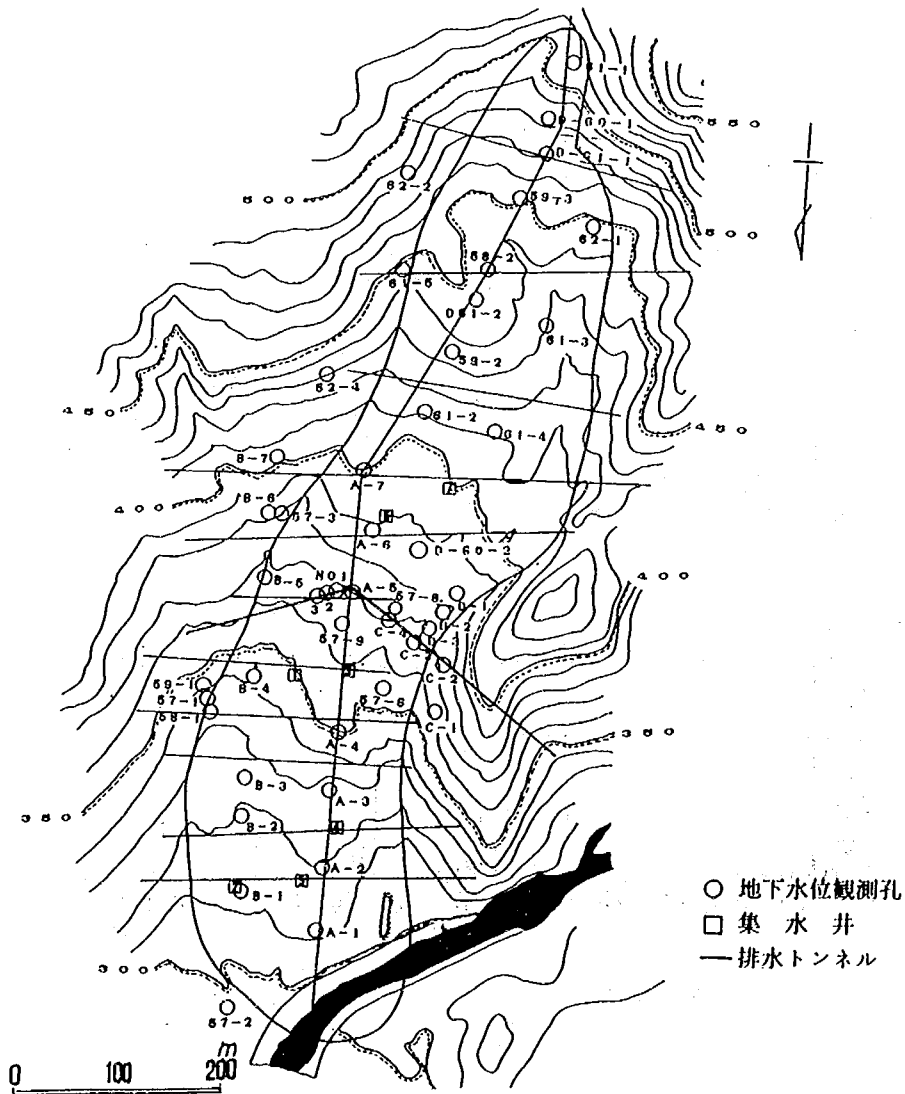


図-22 地下水位観測孔，集水井，排水トンネル位置図

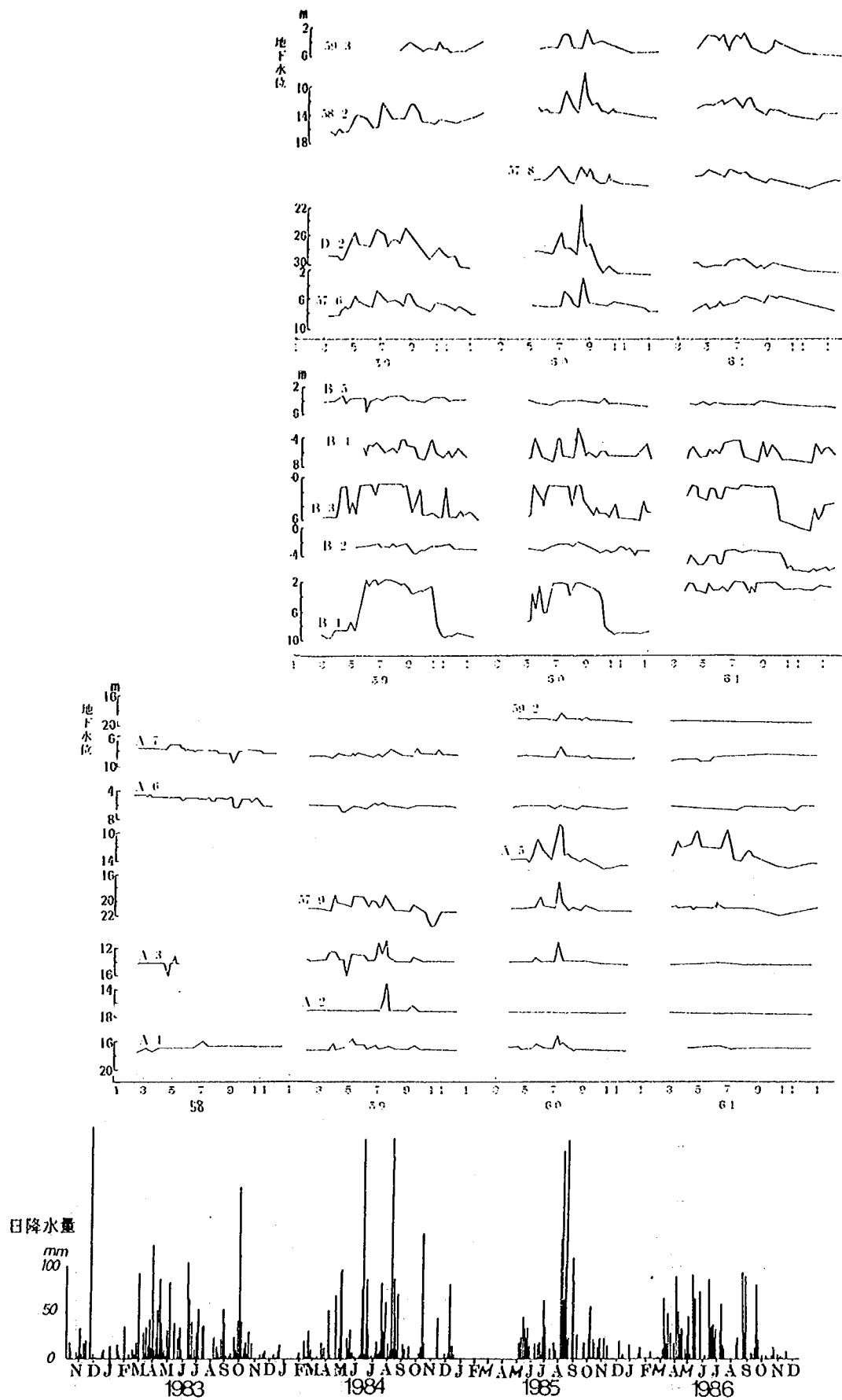


図-23 各観測点における地下水位変動と降水量

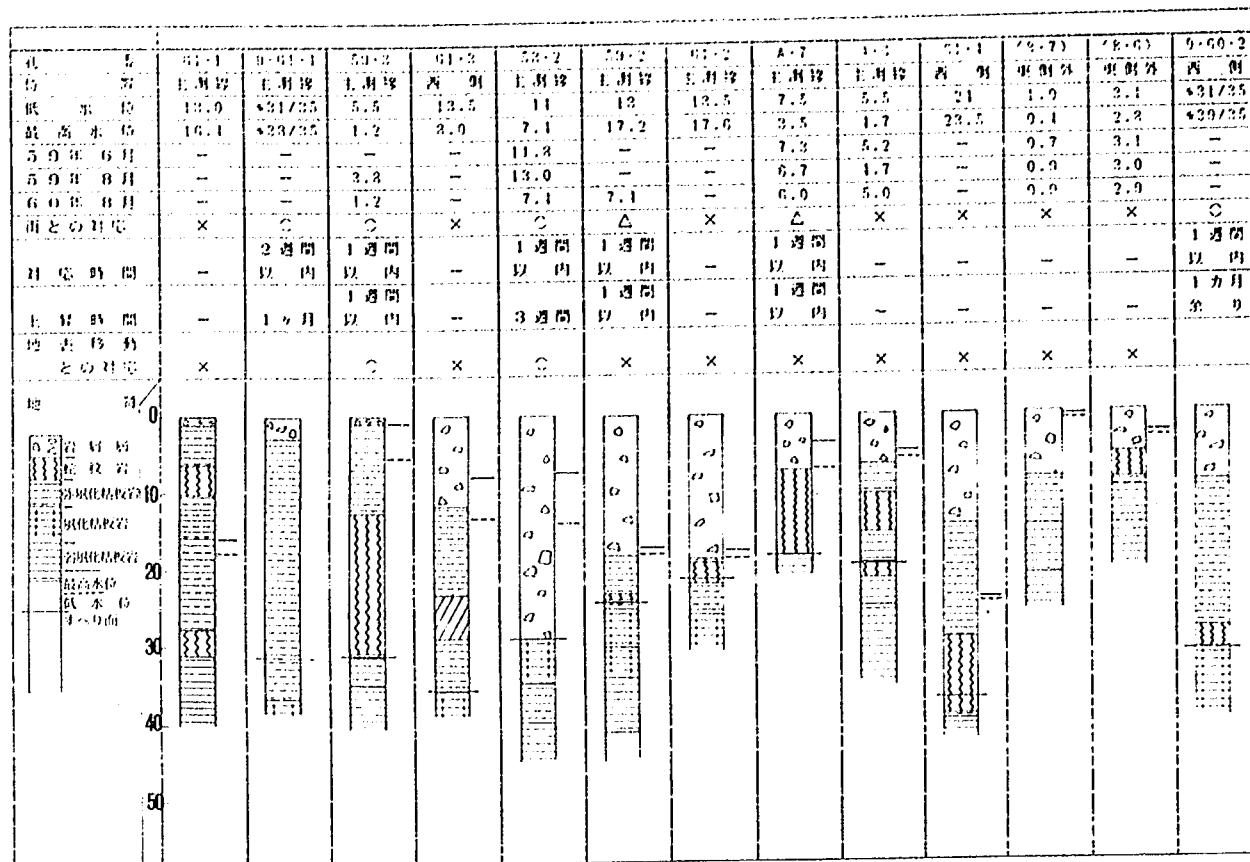


図-24 地下水位変動総括図 (1)

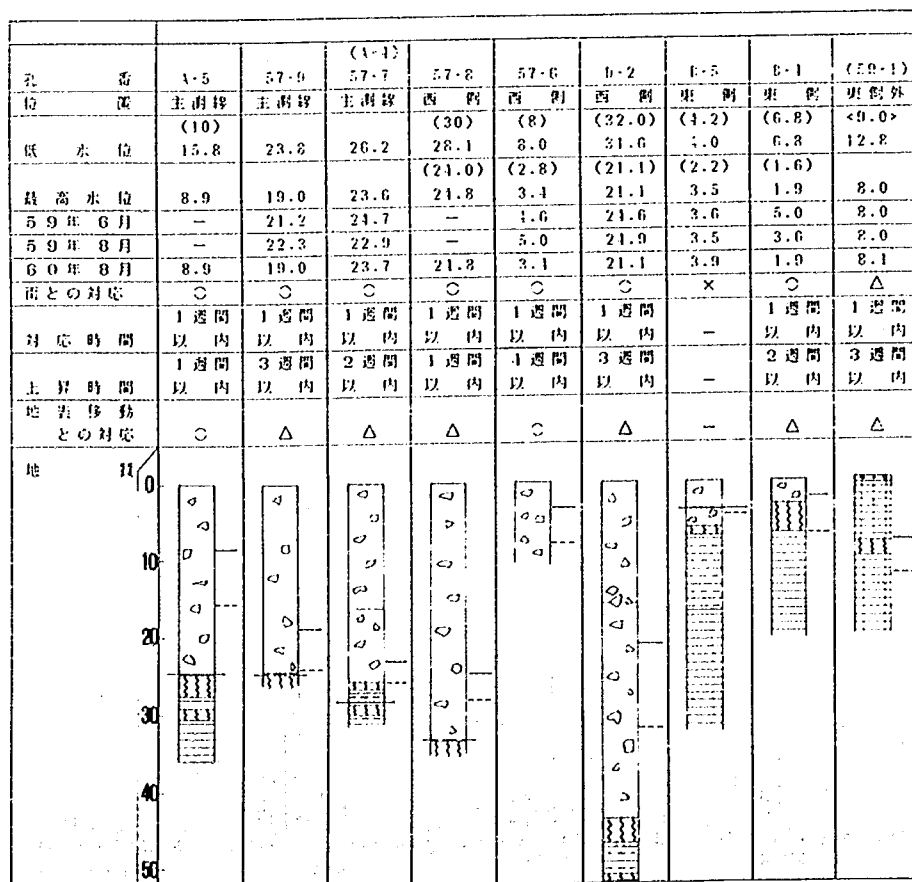


図-24 地下水位変動総括図 (2)

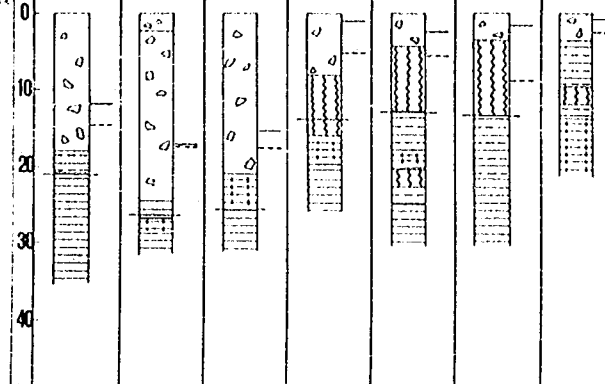
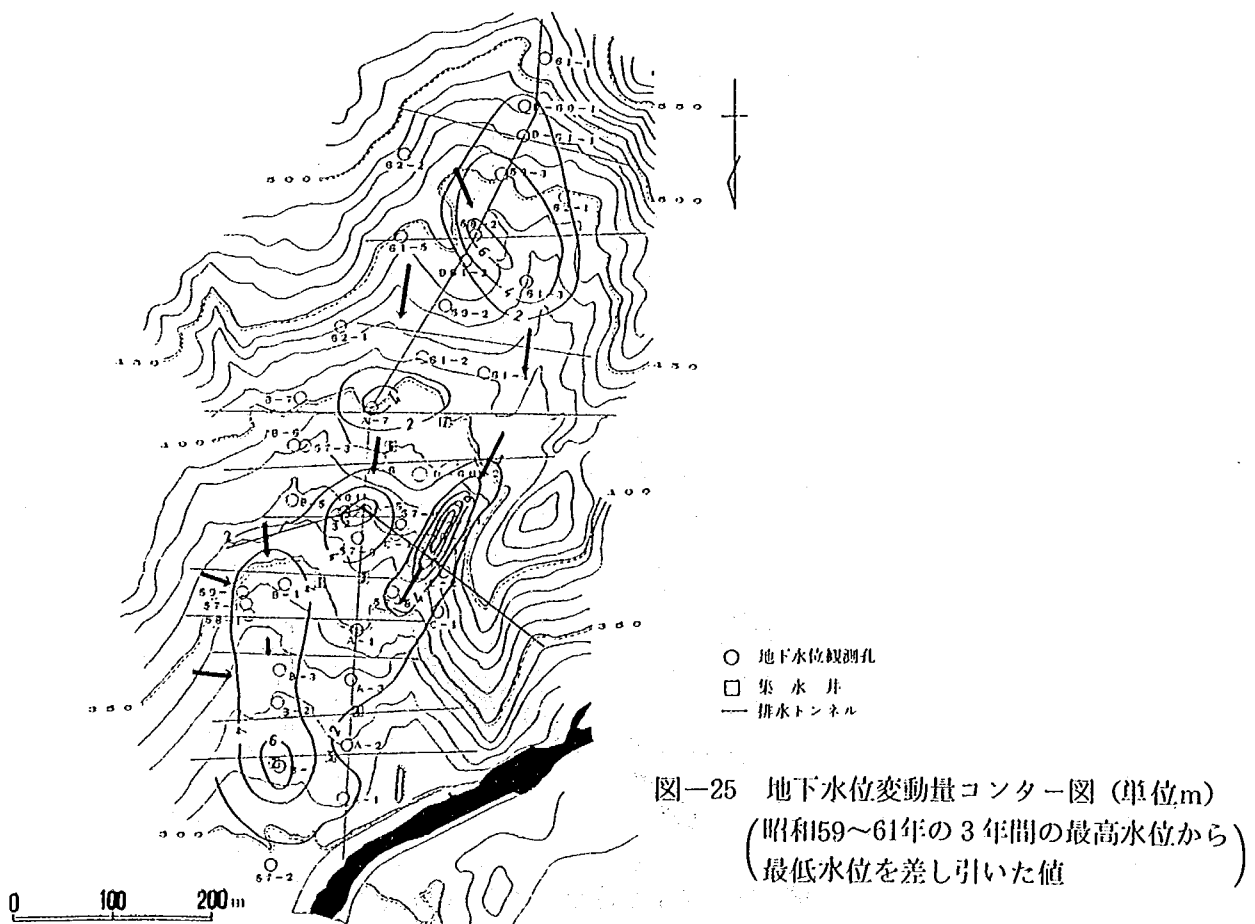
孔 番	A-3	A-2	A-1	B-3	B-2	I-1	57-2
位 置	王馬路 (17.0)	王馬路 (21.0)	王馬路 (19.0)	東 野 (5.8)	東 野 (5.2)	東 野 (9.0)	東 野 (9.0)
既 水 位	14.5 (9.8)	17.4 (12.6)	17.7 (15.7)	5.8 (0.6)	5.9 (1.2)	9.0 (1.5)	1.9
最 高 水 位	11.2	17.4	15.2	0.9	1.9	1.2	0.1
59年 6月	13.2	17.4	16.0	0.9	2.1	1.7	0.1
59年 8月	11.5	17.4	16.6	0.9	1.8	2.1	1.9
60年 8月	11.5	17.4	15.2	0.9	1.1	1.2	0.6
雨との対応	△	×	○	○	○	△	×
対応時間	1週間 以内	—	1週間 以内	1週間 以内	1週間 以内	1週間 以内	—
上昇時間	1~4 週間	—	1週間 以内	3~4 週間	2週間 以内	1~6 週間	—
地表移動 との対応	○	×	△	△	×	×	×
地 質							

図-24 地下水位変動総括図 (3)



4-1 地下水位変動と降雨との関係

手動観測の場合、その観測間隔から地下水位経時変動が正しく把握されているとはいえないが、図-23から各地点の変動特性の比較が可能である。各地点での地下水位変動は幾つかのタイプに分けられる。すなわち、A) ほぼ一定あるいはわずかな変動しか示さないタイプ (A-1, A-2, A-6, A-7, B-5, 57-2, 59-2), B) 多量の降雨の際に急激に水位が変動するが、それ以外の時は水位が概ね一定の値以下に下がらない、すなわち基底水位を持つタイプ (A-3, B-4, 57-9), B') 豪雨的に急激に変動し、かつ雨の多い季節に水位が緩やかに上昇するという季節変動を示すタイプ (A-5, 57-6, D-2), B'') 豪雨時に急激に変動するが、特に基底水位が認められないタイプ (57-8, 58-2, 59-3), C) 多雨季に水位が上昇してその水位を保持するタイプ (B-1, B-3, 59-1), である。地すべり斜面には幾つかの水位変動タイプの共通する部分が認められる (図-26)。すなわち、地すべり斜面西側の岩屑層が厚く、すべり面等高線から不動層が谷状の形態をなす所ではB'', B', Bといずれにも降雨に対応した急激な地下水位上昇が生じている。とくにD-2近傍では水位変動幅が10mを越える。いっぽう59-2, 61-2, A-7では水位変動がわずかで (Aタイプ), 水位は岩屑層と基盤岩の境界付近にある。三滝火成岩の巨礫を多数含む岩屑層からなるブロック中部では地下水が不透水層上面を急速に流下するためと考えられる。D-2, 57-6, A-5で水位上昇量が大きく、かつB'タイプで多雨期に季節的水位上昇が見られる

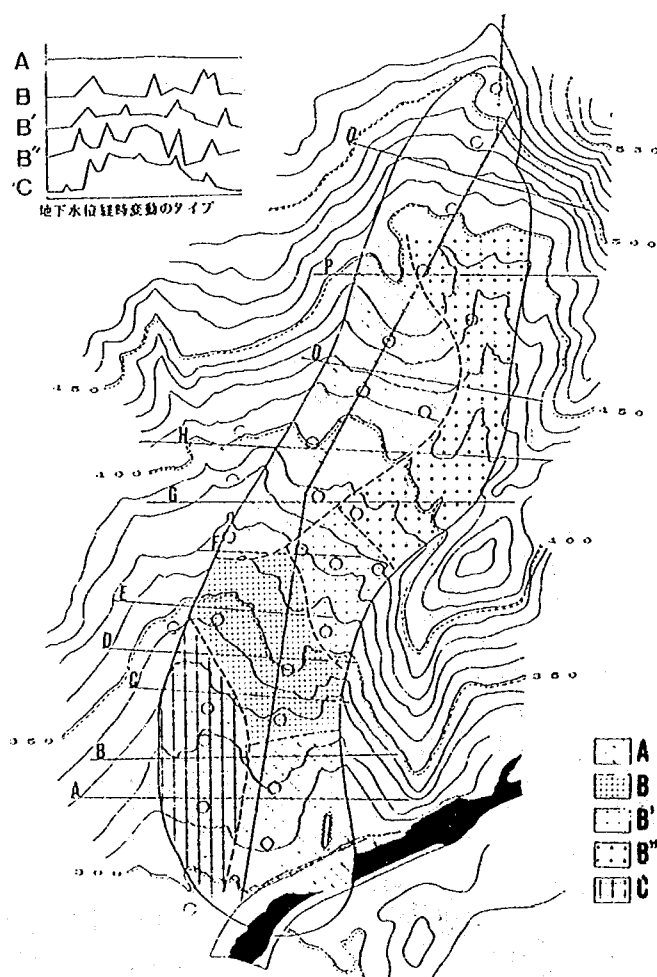


図-26 地下水位変動タイプの分布

のは、Ⅲブロック中、上部でかん養された地下水が不透水層となるすべり面の傾斜方向（図-27）に従って、この区域に集中するためと考えられよう。また、ⅠブロックからⅡブロックにかけての地域ではCタイプ、Bタイプの水位変動が見られ、かつ広範囲に水位変動が4 m 以上と大きくなっている。ここは、地すべりがその移動方向を北北東から北へ変える所に位置しテンションクラックの生じやすい部分である。しかも東側に斜面長800m、傾斜20°の広大な山腹斜面が広がっており、その斜面に地下水が豊富とされる石灰岩が分布するため、地下水は地すべり斜面上方よりもサイドの山腹斜面から地下水が供給されているとみなされる。多雨季に高い水位の保持されるCタイプの変動が見られるのは、山腹斜面から地下水供給が長く継続するためであろう。電気探査結果や、集水井の集水ボーリング湧水量からもC区域に広く地下水流動域のあることが示されている（高知県、1972）。

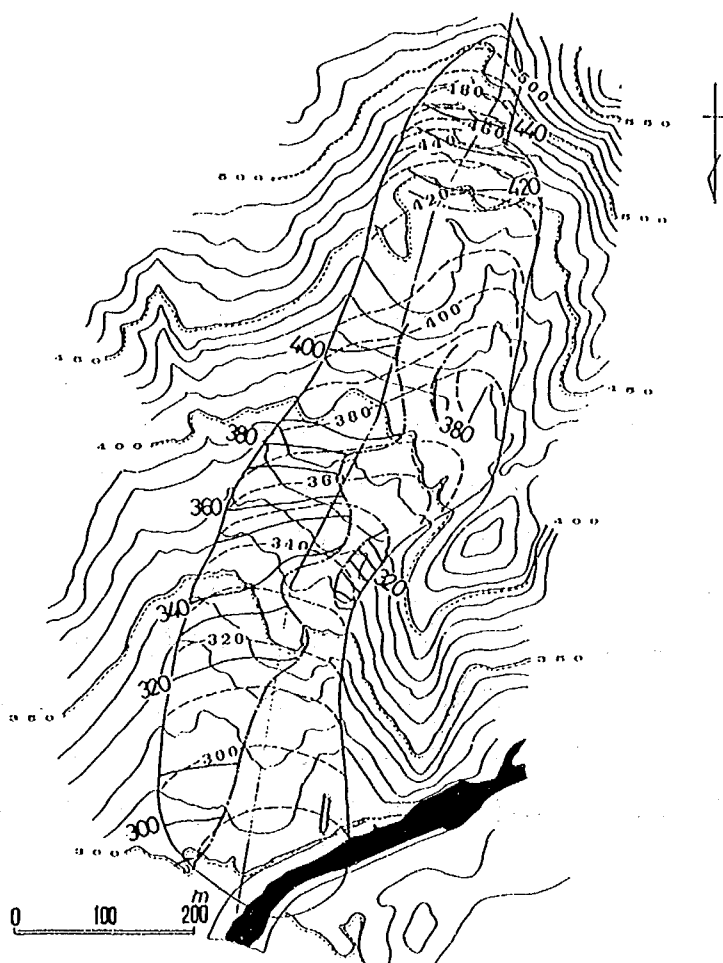


図-27 すべり面及び蛇紋岩上面等高線図
（太実線：蛇紋岩上面、破線：すべり面）

4-2 地下水位変動と地盤構造

当地すべりにおける蛇紋岩は一般に著しく粘土化しており、59-1における揚水試験結果から石灰岩混じりの粘板岩層では透水係数 $k = 8.1 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ であるのに対し、その直下位の蛇紋岩および一部風化粘板岩からなる部分の透水係数は $k = 2.9 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ であり、蛇紋岩の透水性は低い。

図一24から地質構造と地下水位変動との関係を見ると、岩屑層が蛇紋岩を覆っている場合、蛇紋岩以下に水位の下がらないことが多く（57-7, 57-9, A-7, B-2, B-3等）蛇紋岩が不透水層になっていると考えられる。

地すべり斜面における地中の蛇紋岩上面の高さと広がり調べ、水位変動と比較した（図一27）。D-2周辺が当地すべりで地下水位変動の最も大きい部分となり、かつ季節的に水位が高くなるのは、ちょうど地すべり斜面両側に存在する難透水性の蛇紋岩が狭く部をなす所の上方に位置することが原因となっている。

集水井掘削時には、蛇紋岩層直下の風化粘板岩中から多量の湧水があったとされる（高知県、1972）。また、排水トンネルでは、そこから施工された排水ボーリングの湧水量を測定しているが、すべり面をなす蛇紋岩と下位の粘板岩との境界直下で湧水量がきわめて多い。

当地すべりでは蛇紋岩は層状をなすことから、地下水が不透水層をなす蛇紋岩の下側に入り込んでいるためと考えられる。このような水が被圧水としてすべり面に影響を与えていることも考えられる。

4-3 間隙水圧調査

すべり面付近での間隙水圧の変動と地すべり移動の関係を調べるため、昭和60年度にI, IVブロックの2ヶ所（D-60-1, D-60-2）すべり面付近に間隙水圧計を設置した。ボーリング孔内にそう入した塩ビパイプの中に、推定すべり面の上、下位をモルタルで、その間を砂で充填して、その中に水圧計を設置した。図一28に間隙水圧変動状況を示す。D-60-1, D-60-2のいずれも4月に水圧は急激に上昇し、10月～12月にかけて低下する季節変動が明瞭に読みとれる。また、D-60-1では近傍の59-3孔の地下水位変動と対応した水圧の変動が見られ、地すべり移動速さも、ほぼそれに連動している。しかしD-60-2では近傍の水位変動の明瞭なA-5孔に比べ水圧変動は2週間～1ヶ月程度遅れ、ピークも不明瞭となっており、地すべり移動との関係もあまり見られない。D-60-1は移動土塊が粘板岩よりなるのに対し、D-60-2ではすべり面が蛇紋岩と下位の粘板岩との境界付近にあり（図一24）、不透水層下側では多量の降雨に対し直ちに水圧変動が生じていないことを示している。この意味では、各ブロックが独立に動くと思われる豪雨に対応した地すべりの急激な移動は、すべり面付近での間隙水圧上昇とは別の要因で生じていることを示唆する。

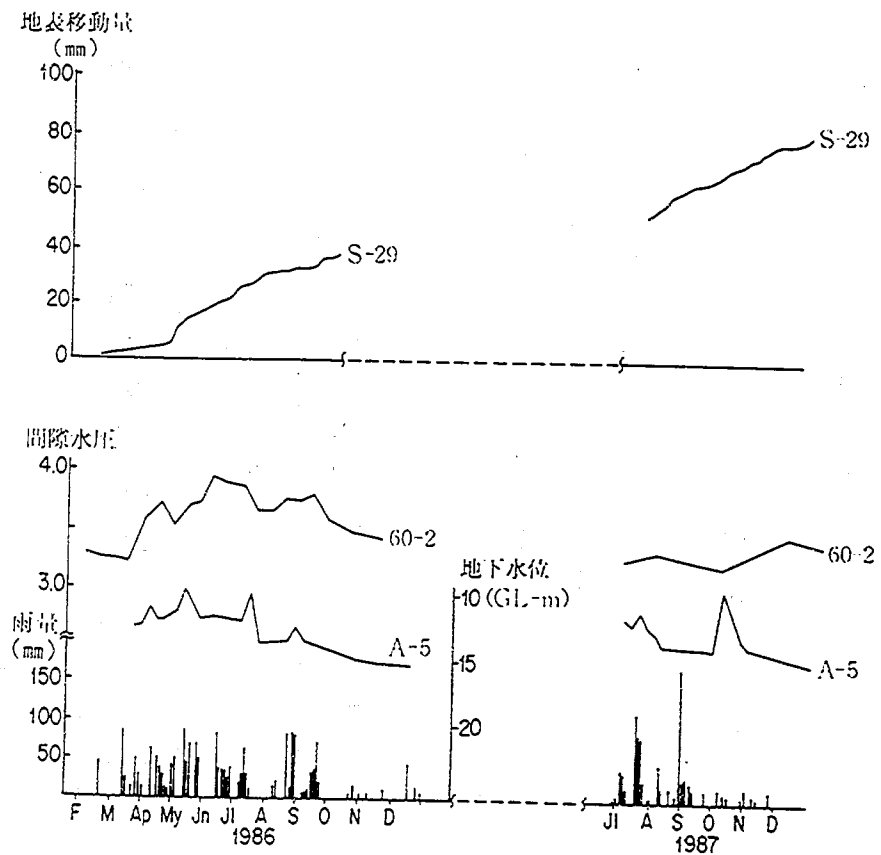
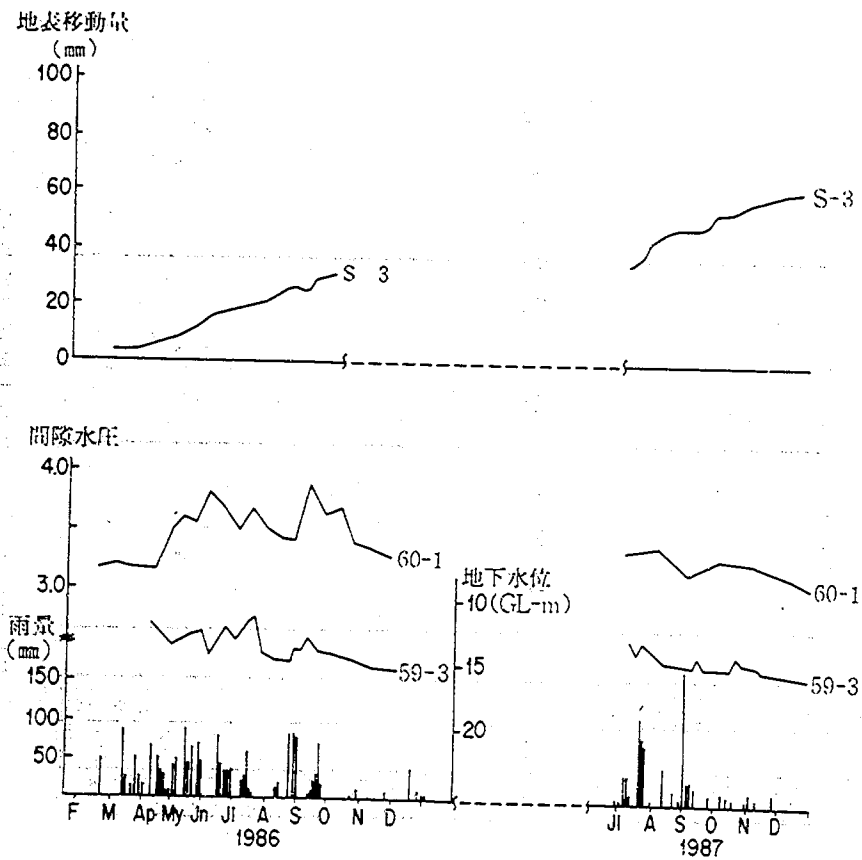


図-28 地表変動量と間隙水圧変化 (D-60-1, D-60-2), 地下水位変化の関係

5. 土質試験

5-1 リングせん断試験による残留強度測定

当地すべりに普遍的に分布する蛇紋岩及び粘板岩試料を排水トンネルから採取し、リングせん断試験を行って、残留強度を測定した。試料の調整は中村・清水 (1978)¹¹⁾を参考にし、供試体の作成は円筒圧密容器 ($D=25\text{cm}$, $H=30\text{cm}$) に流入して圧密装定で負荷 ($\sigma_v = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$) を与え、圧密終了後に、その中心部より $D=15\text{cm}$, $H=2\text{cm}$ の円筒状供試体を切り出し、試験に供した。試験方法、結果については中村ほか (1988)¹²⁾を参照されたい。

5-2 物理試験

Ⅲブロック上部の2ヶ所 (D-61-1, D-61-2) で採取されたボーリングコアを用いて、単位体積重量、自然含水比、動弾性係数の各諸物性値の試験を行った。対象としたのは強風化粘板岩、崩積土 (loam混り礫層) である。それらの結果を図-29に示す。

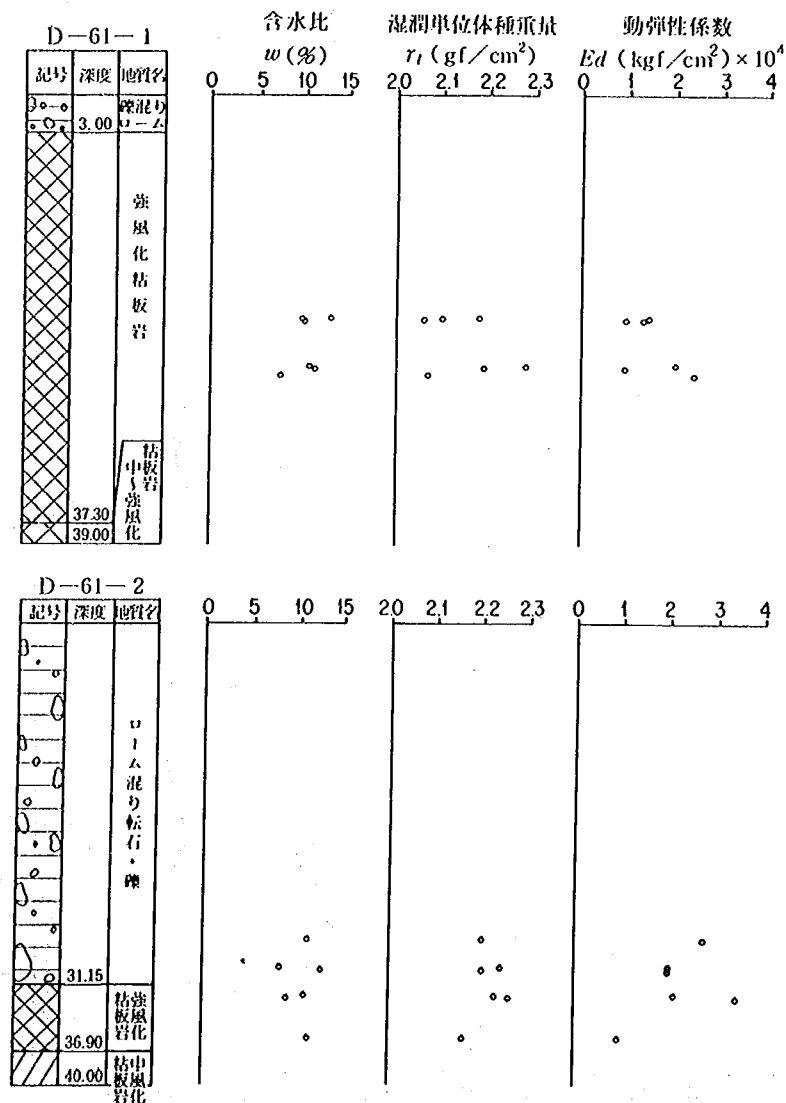


図-29 地すべり移動土塊の諸物性値

含水比は粘板岩、崩積土ともに7.3～13%の範囲にある。また、同一試料で行った湿潤単位体積重量 $\gamma_t = 2.05 \sim 2.28 \text{ tf/m}^3$ となっている。

動弾性係数については、岩石中を伝播する超音波速度を測定することによって岩石の弾性的性質を知る超音波伝播速度試験を行い $E_0 = 0.93 \sim 3.4 \times 10^4 \text{ kg f/cm}^2$ の値を得た。

5-3 クリープ試験

地すべりの土塊の粘性係数を求めるために、粘板岩試料を用いてクリープ試験を行った。試料の調整、供試体作成方法は5-1と同様とし、供試体の大きさは直径5cm、高さ10cmとした。

試験装置としてひずみ・応力両制御兼用型の三軸圧縮試験機を用いた。載荷機構は片持ち型式で、荷重装置に荷重を載荷することにより、ピストンを通じて供試体に荷重が作用する仕組みになっている。なお、荷重計($P_{max} = 250 \text{ kg f}$)、変位計($d_{max} = 25 \text{ mm}$)、間隙水圧の検出は全てXYレコーダーにより収録された。各試料とも所定の圧力(表-4参照)で、原則として48時事間圧密したのち、非排水状態で行った。試験方法は、ひずみ制御の三軸圧縮試験(CU)より求めた破壊時の応力を100%とし、 $\sigma_3 = 1.0 \text{ kg f/cm}^2$ での破壊荷重の80%をクリープ荷重とした。試験は含水比の変化に伴うクリープ変形の違いを調べた。その試験結果を図-30に示す。

表-4 クリープ試験の試験条件

供試体番号	側圧 σ_3 (kg f/cm ²)	含水比 W (%)	載荷荷重 P (kg f)
1	1.0	25.6	5.581
2	1.2	25.3	5.581
3	1.4	25.0	5.581
4	1.6	24.3	5.581
5	1.8	23.2	5.581
6	2.0	22.7	5.581
7	2.2	22.4	5.581
8	2.4	21.9	5.581
9	2.6	21.6	5.581
10	2.8	21.1	5.581

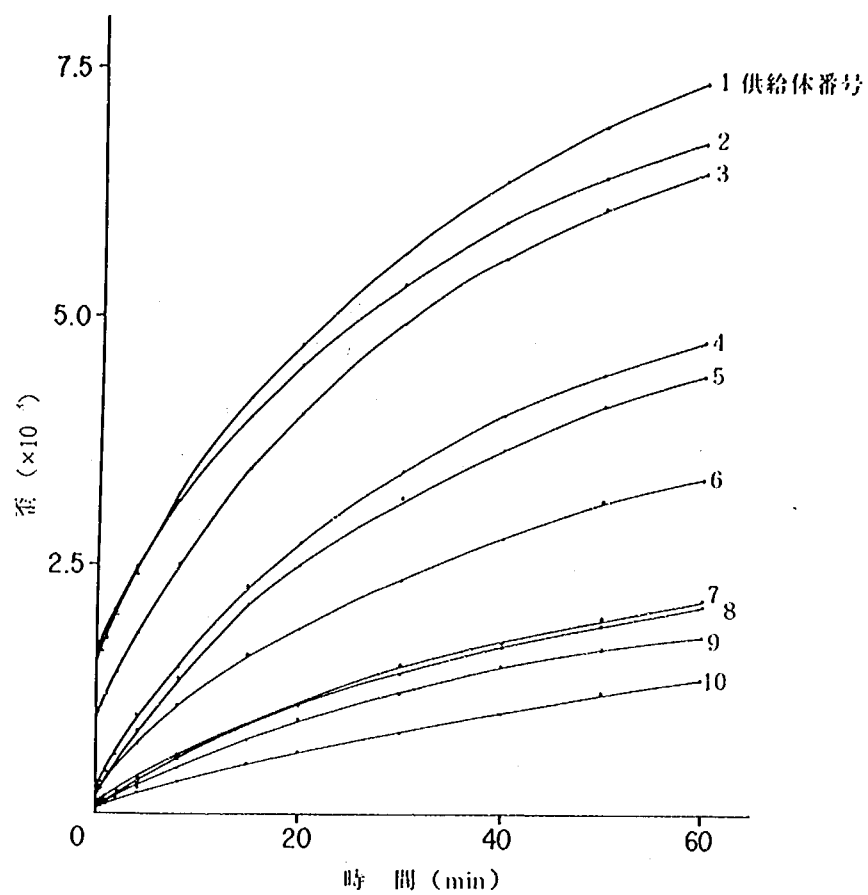


図-30 三軸圧縮試験機によるクリープ試験結果

6. 地すべり機構

3章で述べたように、当地すべりの運動はa), b), c) 3タイプの運動の合成であるが、各タイプの運動におけるブロック(Ⅰ～Ⅳ)間の相互関係は次のように考えられる。

地表移動量をブロックごとに比較すると、豪雨時の急激な移動では、下部のブロックほど移動が大きい(図-17)。これに対し、豪雨後の移動の停止は、Ⅱブロック以下で明瞭であるのに対し、Ⅲブロック頭部の一部からⅣブロックでな移動は停止せず定常的移動が続く。Ⅱブロック、Ⅲブロックでは5～6ヶ月程度の移動の停止の後、定常的移動を再開する。そして定常的移動ではやはり下部ブロックほど移動量が多い(図-17)。このような移動機構を説明するため次のような地すべり移動モデルを考えた。

移動量の差から、豪雨時には各ブロックが急激な地下水位の上昇に対応して独立に動く。但し、この動きは前章の間隙水圧挙動と移動との関係から、少なくともⅡブロックではすべり面の間隙水圧上昇とは別のメカニズムで生じると考えられる。そしてそれらの移動量の差から、各ブロックの間に“隙間”のようなものが生じる。その結果すべり面勾配の急なⅣブロックを除き、地すべり運動はしばらくの間停止する。Ⅳブロックでは0.2～0.4 cm/月程度の定常的移動が続く、やがてⅣブロックがⅢブロックを押す形となってⅢブロック以下の定常的な移動が再開すると考えられる。なお、Ⅳブロックは、他ブロックに較べ規模が小さく、かつ傾斜が急である。そしてここではこれまでにすべり面を確定するようなデータは得られていない。むしろⅣブロックは、その規模から浅いすべりで動いている可能性が高い。すなわちⅣブロックは下部ブロックに引きずられるように滑動しているものと考えられ、このため頭部滑落崖も不明瞭なのであろう。今後このブロックについては多層移動計等を用いたすべり面調査が必要である。

図-16, 28に明らかなように定常的な移動の速さは地下水位の上昇、間隙水圧の上昇(特にD-60-2)とは無関係である。そして移動の速さは下部ブロックほど大きい傾向にある。定常的移動に関しては、排水トンネルによる多量の排水にもかかわらず昭和58～62年の間に移動量が減少しているとは言えない(図-15)。

このような定常的移動の特性を説明し、適切な対策工計画の基礎資料とすることを目的として、地すべりの運動解析を行うこととした。

7. 地すべり運動解析モデル

7-1 解析モデルの考え方

緩慢な地すべりの動きには、すべり面での滑動のみでなく、移動土塊のすべり面に近い脆弱な部分では土塊のクリープが加わっているとみられる (Asch, 1984)。また当地すべりでは伸縮計の各区間歪量はほとんど 10^{-3} 以下と小さい。これらのことを考慮して、運動解析モデルとしては剛体要素バネ結合モデルを用い、土塊を剛体要素スライスの集合体とみなす。そしてここではスライスに作用する外力によってすべり面付近にクリープの生ずる部分を設けた (図-31)。

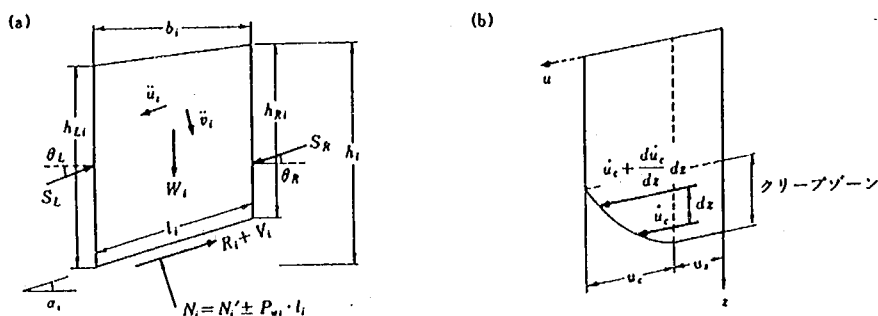


図-31 各スライスに働く外力 (図(a)) 及び土塊の変位 (図(b))

解析は、地すべり移動方向を考慮し、伸縮計測線に沿った2次元断面で行う。土塊スライス幅は、伸縮計のある所ではそのスパン長に合わせ、無い所は15mとし、地下水位としては定常的移動の生じる期間の平均水位を用いた。これにより断面上の各スライスでの地すべり変位速さ及び変位量を計算する。解析にあたっては、孔内傾斜計やクリープウェルによるすべり面付近の移動量が地表移動量に近いことやほぼ等速的な運動をしていること (第3章参照) 等の当地すべりの運動特性を考慮して、次のような仮定をする。

- 1) 運動様式はすべり面に沿った滑動運動であり、転倒、回転はしない。
- 2) 運動は準静的なものとし、慣性力は無視する。
- 3) 土塊の変位は、すべり面における滑動変位と土塊のクリープ変位の和として表す。
- 4) 滑動変位は、スライスの重力、すべり抵抗、隣接スライスから受けるスライス間力による。
- 5) 地すべり土塊のクリープは、Bingham の粘塑性流動とする。

7-2 剛体要素の運動方程式

スライスの運動方程式は、図-31(a)に示すようなスライスに作用する外力から、次式で与えられる。

すべり面と平行な方向では

$$\left(\frac{W_i}{g} \right) \cdot \ddot{u}_i = W_i \sin \alpha_i + S_R \cos (\alpha_i - \theta_R) - S_L \cos (\alpha_i - \theta_L) - R_i - V_i \quad (7.2.1)$$

また、すべり面と垂直な方向では

$$\left(\frac{W_i}{g}\right) \cdot \ddot{v}_i = W_i \cos \alpha_i + S_R \sin (\alpha_i - \theta_R) - S_L \cos (\alpha_i - \theta_L) - N_i \quad (7.2.2)$$

となるが、上記1), 2)の仮定から、 $\ddot{u}_i = 0$, $\ddot{v}_i = 0$ となる。ここで、 $\ddot{u}_i$, $\ddot{v}_i$: すべり面に平行及び垂直方向の加速度, S_R , S_L : 隣接スライスから受ける力, W_i : スライスの自重, R_i : すべり抵抗, V_i : 粘性抵抗, N_i : 垂直力, であり, N_i : 土塊重量, P_{wi} : 間隙水圧とすれば,

$$N_i = N_i' + P_{wi} \cdot \ell \quad (7.2.3)$$

粘性抵抗は Vyalv の式において、土塊移動速度の鉛直方向の変化が一様と仮定し、滑動を生ずるゾーンが厚さ d を持つとする。

$$\frac{d\dot{u}}{dy} = \frac{1}{\eta} (\tau - \tau_f) \quad (7.2.4)$$

$$\dot{u} = \frac{d}{\eta} (\tau - \tau_f) \quad (7.2.5)$$

ここに、 $\dot{u}$: すべり速度, d : すべり面厚さ, η : 粘性係数, τ : せん断応力, τ_f : せん断抵抗。

(5) 式を各スライス適用して、粘性抵抗は次のようになる。

$$V_i = \left(\frac{\eta_i}{d_i}\right) \cdot \ell_i \cdot \dot{u}_i \quad (7.2.6)$$

次に、スライス間力は、すべり面に平行に働くものとし、剛体要素間にあたかもバネが存在すると考える。但しこのバネ係数には土塊の弾性係数を用いている。

図-32には隣接する $i-1$ 要素と i 要素の2つの剛体要素を示す。要素重心を X , 要素幅を b , 土塊の弾性係数を E とすれば、要素重心間の水平方向平均圧縮歪は、

$$\epsilon_R = 1 - \frac{2(X_{i-1} - X_i)}{b_{i-1} + b_i} \quad (7.2.7)$$

剛体要素間で水平応力 σ_R が連続するという条件から要素重心間の圧縮応力による変位量は、

$$\sigma_R = E_i \cdot \epsilon_i = E_{i-1} \cdot \epsilon_{i-1}$$

となり、さらに圧縮による変位量は $\frac{\sigma_R}{2} \left(\frac{b_i}{E_i} + \frac{b_{i-1}}{E_{i-1}} \right)$ となり、さらに圧縮歪は $\frac{\sigma_R \left(\frac{b_i}{E_i} + \frac{b_{i-1}}{E_{i-1}} \right)}{b_i + b_{i-1}}$

となる。

この圧縮歪は式(7.2.7)の歪量に等しくならなければならない。したがって、 σ_R は次式のようになる。

$$\sigma_R = \frac{b_i + b_{i-1}}{\left\{ \frac{b_i}{E_i} + \frac{b_{i-1}}{E_{i-1}} \right\}} \cdot \epsilon_R \quad (7.2.8)$$

さらに、要素間に引張応力が生じるような場合も考慮できるように、引張強度 σ_t を導入し、要素間応力が、

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_R \geq -\sigma_t \longrightarrow \sigma_R = \sigma_R \\ \sigma_R < -\sigma_t \longrightarrow \sigma_R = 0 \end{array} \right\} \quad (7.2.9)$$

とする。

したがって、要素間力（水平成分）は、

$$H_R = \sigma_R h_{Ri} \quad (7.2.10)$$

となるが要素間力はすべり面に平行であると仮定したので

$$S_R = \frac{H_R}{\cos \theta_R} \quad (7.2.11)$$

同様に、左側の剛体要素間については、

$$\varepsilon_L = 1 - \frac{2(X_i - X_{i-1})}{b_i + b_{i-1}} \quad (7.2.12)$$

$$\sigma_L = \frac{b_i + b_{i+1}}{\left(\frac{b_i}{E_i} + \frac{b_{i+1}}{E_{i+1}}\right)} \cdot \varepsilon_L \quad (7.2.13)$$

$$H_L = \sigma_L h_{Li} \quad (7.2.14)$$

$$S_L = \frac{H_L}{\cos \theta_L} \quad (7.2.15)$$

これらを (7.2.1), (7.2.2) 式に代入して、すべり面における変位速度 U_{si} 、そして任意の経過時間での滑動変位 U_{si} が算出される。

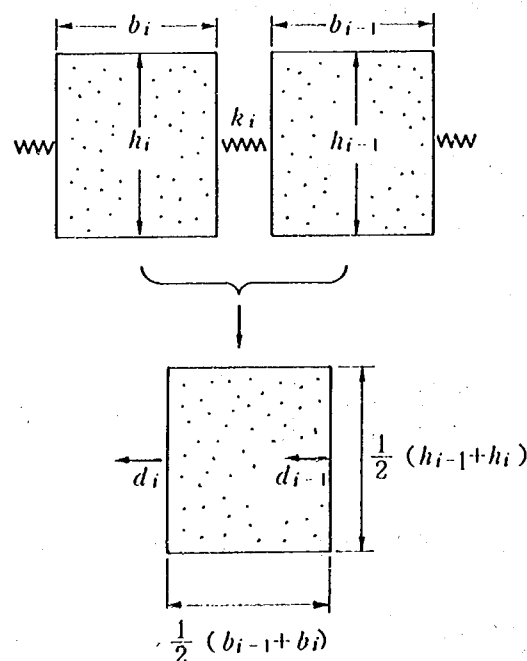


図-32 バネで結びついた剛体要素模式図

7-3 地すべり土塊のクリープ変位量

前述のように各スライスにおける地すべり土塊の変位 U_{ti} は、滑動変位 U_{si} とクリープ変位 U_{ci} の和で表される(図-31)。

$$U_{ti} = U_{si} + U_{ci} \quad (7.3.1)$$

7-1における(5)の仮定から、クリープ構成式は次式で与えられる。

$$\tau - \tau_c = -\eta \cdot \dot{\tau} \quad (\tau > \tau_c) \quad (7.3.2)$$

ここに、 τ :せん断応力、 τ_c :クリープ降状応力、 $\dot{\tau}$:せん断歪速度、 η :土塊の粘性係数であり、クリープ降状応力は、移動土塊のクリープ降状強度を規定する粘着力及び摩擦角 C_c 、 ϕ_c を用いてクーロンの基準により次式で与える。

$$\tau_c = C_c + \sigma' \tan \phi_c \quad (\sigma' \text{ 有効垂直応力}) \quad (7.3.3)$$

また、せん断歪速度はクリープ変位速度を用いて次式で与えられる。

$$\frac{d\dot{U}_c}{dz} = -\dot{\tau} \cos \alpha \quad (7.3.4)$$

これを(7.3.2)式に代入し、

$$\frac{dU_c}{dz} = \frac{(\tau - \tau_c) \cos \alpha}{\eta} \quad (7.3.5)$$

任意の深さ Z におけるせん断応力 τ は i 隣接スライスから受ける力が側面で三角形分布をすると仮定し、次式で表される。

$$\tau = \frac{\cos \alpha_i}{b} \left[\left\{ S_R \cos (\alpha_i - \theta_R) - S_L \cos (\alpha_i - \theta_L) \right\} \frac{z^2}{h^2} + r b h \frac{z}{h} \sin \alpha_i \right] \quad (7.3.6)$$

いっぽう、垂直応力は地下水位より上では($Z \leq Z_w$)

$$\sigma = r Z \cos^2 \alpha \quad (7.3.7)$$

地下水位より下では($Z > Z_w$)

$$\sigma = (r' z + Z_w) \cos^2 \alpha \quad (7.3.8)$$

となる。ここに r :土の単位体積重量、 r' :土の水中単位体積重量、 Z_w :地下水位までの深さ、 σ :深さ Z における鉛直応力(有効応力)。

式からスライスのクリープによる変位速度 $\dot{U}_{ci}$ 及び変位量 U_{ci} が求められる。

7-4 計算断面の決定

解析の定式化のために、すべり面をなめらかな曲線で近似させる。ここでは、スプライン関数を用いる。対

象区間を幾つかの小区間に分けて、各区間ごとに低次の多項式近似を適用する方法であり、区間の境界で曲線がなめらかになるように、2階までの微係数が連続につながるようにしている。3次のスプライン関数は、点 $x_1, x_2, \dots, x_n$ ($x_1 < x_2 < \dots < x_n$) に対して関数値 $y_i = f(x_i)$ ($i = 1, 2, \dots, n$) が与えられているとき、次の条件を満足する関数 $S(x)$ を求める方法である。

- (1) 各部分区間 $[x_i, x_{i+1}]$ ($i = 1, 2, \dots, n-1$) で $S(x)$ は3次の多項式である。すなわち、 $S(x)$ はつぎのように表すことができる。

$$S(x) = f(x_i) + c_{i1}(x - x_i) + c_{i2}(x - x_i)^2 + c_{i3}(x - x_i)^3 \quad (7.4.1)$$

- (2) $S(x)$ の1次および2次導関数 $S'(x)$, $S''(x)$ は全区間で連続である。

- (3) $S(x_i) = f(x_i)$ ($i = 1, 2, \dots, n$)

x_i における $S(x)$ の2次微係数を M_i とすれば、区間 $[x_i, x_{i+1}]$ において

$$S''(x) = M_i \frac{x_{i+1} - x}{h_i} + M_{i+1} \frac{x - x_i}{h_i} \quad (i = 1, 2, \dots, n-1) \quad (7.4.2)$$

となる。ここで $h_i = x_{i+1} - x_i$ は区間の長さである。

7-5 剛体要素解析プログラム

前述の解析モデルから、地すべり面上の地すべり土塊の活動をするプログラムを作成した。解析に必要なデータは、地すべり面の形状に関する幾何データ、地すべりブロックを帯片に分割した幾何データ、地すべりブロックの単位体積重量、弾性係数、すべり面の間隙水圧、せん断強度のパラメータ、クリープ定数等である。

解析結果としては、時々刻々の地すべりブロック（帯片別）の滑動力、抵抗力、滑動位置座標などが出力される。さらに、地すべり面の曲線形状や地すべりブロックの滑動状況などが図化出力される。

プログラムの解析機能の特徴をまとめると次のとおりである。

- ① すべり変位およびクリープ変位の時間的变化が計算される。
- ② 地すべりブロックの運動挙動が図化表示される。
- ③ 地すべりブロック間の内力が計算される。
- ④ 地すべり斜面のテンションクラックの発生を模擬することができる。
- ⑤ 地すべり斜面の圧縮域、引張域の推定ができる。
- ⑥ すべり安全率が計算される。
- ⑦ 地すべり抑止工に作用する外力を推定することができる。
- ⑧ 地すべり面における間隙水圧の時間変化を考慮に入れることができる。

なお、本プログラムの解析機能として地すべり抑止工の必要抑止力の推定が可能である。その方法を次に示す。

まず、地すべり抑止工の位置を設定する。そして、抑止工の位置でのブロックがすべり運動をしないようにするために、そのブロックのすべり面の c , ϕ に大きな値を与える。これによってそのブロックは滑動し

ないことになるから、計算によって求められたそのそのブロックと上部のブロックとの間のスライス間力が必要抑止力に等しくなることになる。これにより、設計抑止力は次式で求められる。

$$\text{設計抑止力} = \text{必要抑止力} \times \text{所要の安全率}$$

但し、この抑止力はすべり面に平行な力であるので、水平方向の抑止力が必要な場合にはすべり面の傾きを勘案して決定することが必要である。

8. 長者地すべりの運動解析

8-1 物性値の決定

6-6 に示した解析に必要な各物性値の決定法につけて以下に述べる。

(1) c, ϕ

すべり面の残留強度は、当地すべりにおけるリングせん断試験結果から、粘板岩では $c_r = 1.0 \text{ tf/m}^2$, $\phi_r = 7.0^\circ$, 蛇紋岩については $c_r = 0 \text{ tf/m}^2$, $\phi_r = 22.0^\circ$ とした。また、クリープ降状強度を規定する土質強度は、 $c_c = 0 \text{ tf/m}^2$ とし、 ϕ_c については経験的に $\tan \phi_c$ が $\tan \phi$ の 7 割程度の値となることから、 $\phi_c = 22^\circ$, $c_c = 0 \text{ tf/m}^2$ とした。なお、移動土塊の c, ϕ については土質試験を行っておらず、岩質的に最も近い破砕された頁岩の平均的な値 $\phi = 30^\circ$ (Hoek and Bray: 1981) を用いた。

(2) 弾性係数, 粘性係数

土を粘塑性体と想定すれば、その変形挙動は粘弾性体の Voigt モデルと粘塑性体の Bingham モデルを直列に組み合わせたレオロジーモデルによって表すことができる。

粘塑弾性体に破壊応力以下の外力 P を加えた場合、Bingham 体のひずみは、

$$\epsilon_B = \frac{P}{\eta_{PL}} t \quad (8.1.1)$$

Voigt 体のみずみは

$$\epsilon_V = \frac{P}{E} (1 - e^{-\frac{t}{\tau}}) \quad (8.1.2)$$

ここで η_{PL} : 可塑粘性係数, E : 弾性係数, τ : 遅延時間 ($= \eta_{VO} / E$), η_{VO} : Voigt 粘性係数
粘塑性体のひずみは、これら 2 つを加えて

$$\epsilon = \epsilon_B + \epsilon_V = \frac{P}{\eta_{PL}} t + \frac{P}{E} (1 - e^{-\frac{t}{\tau}}) \quad (8.1.3)$$

となる。時間が十分に経過すると ($t \rightarrow \infty$), $e^{-\frac{t}{\tau}} \rightarrow 0$ となるため、上式は

$$\epsilon = \frac{P}{\eta_{PL}} t + \frac{P}{E} \quad (8.1.4)$$

となり、実験より得られたクリープ曲線 (図-30) に漸近線を引き、その直線を $\epsilon_c = at + b$ とすれば、 η_{PL} は a を用いて

$$\eta_{PL} = \frac{P}{a} \quad (8.1.5)$$

E は b を用いて

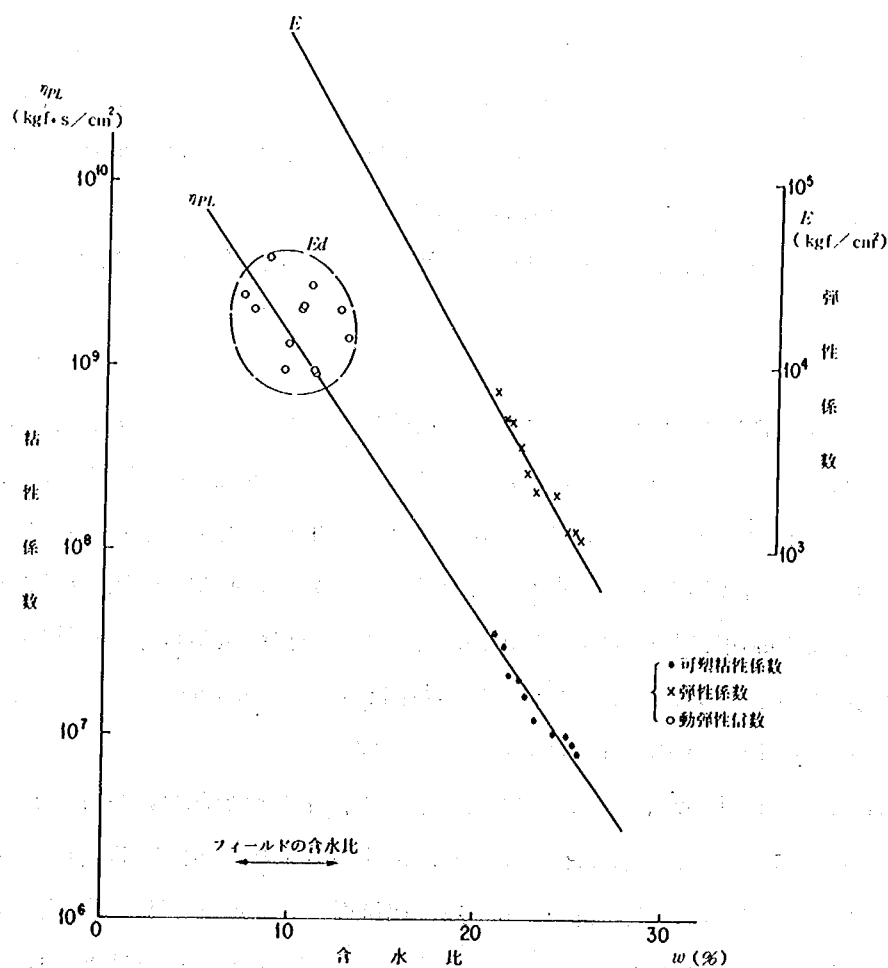
$$E = \frac{P}{b} \quad (8.1.6)$$

となる。

これらから、 η_{PL} 、 E を求めた結果を表一5に示す。また η_{PL} 、 E と含水比との関係を図一33に示す。

表一5 クリープ試験より得られた粘性係数及び弾性係数

供試体番号	η_{PL} (kgf・sec/cm ²)	E (kgf/cm ²)
1	7.802×10^8	1.167×10^3
2	9.016×10^8	1.237×10^3
3	9.901×10^8	1.269×10^3
4	1.017×10^7	2.017×10^3
5	1.201×10^7	2.047×10^3
6	1.628×10^7	2.628×10^3
7	1.955×10^7	3.707×10^3
8	2.111×10^7	4.967×10^3
9	2.965×10^7	5.081×10^3
10	3.561×10^7	7.230×10^3



図一33 可塑粘性係数、弾性係数と含水比の関係

第5章、土質試験で述べたように、地すべり土塊の自然含水比は7.3～13%の範囲にあり、クリープ試験を行った含水比よりもかなり低く、図-33から粘性係数は $6 \times 10^8 \sim 3 \times 10^9 \text{ kgf} \cdot \text{sec} / \text{cm}^2$ ($1.15 \times 10^5 \sim 5.75 \times 10^5 \text{ kgf} \cdot \text{day} / \text{m}^2$) 程度の範囲にあると思われる。

同様に、弾性係数についても地すべり土塊の自然含水比において、クリープ試験結果から外挿される値に比べ、ボーリングコアを用いて測定された動弾性係数は1オーダー小さい。これは、室内試験の供試体はねり返したインタクトなものに対し、ボーリングコアはクラック等を多く含むためと考えている。そこでここではより原位置の状態を反映しているとみられる動弾性係数の値を用いるものとする。

(3) 計算断面各区分における物性値

すべり面及び地すべり移動層の地質から、計算における同一物性値使用区分を①～④の4つに分けた(図-34(d))。

すべり面の残留強度としては、①、②、④の区分ではすべり面が主に粘板岩あるいは粘板岩と蛇紋岩の境界付近に形成されており、強度は主に粘板岩に支配されるとみなし、粘板岩の $c_r = 1.0 \text{ tf} / \text{m}^2$ 、 $\phi_r = 7.0^\circ$ とした。また区分③では蛇紋岩の岩体中にすべり面が存在するため、 $c_r = 0 \text{ tf} / \text{m}^2$ 、 $\phi_r = 22.0^\circ$ とした。粘板岩または同岩質の岩屑層からなる土塊の動弾性係数の値は概ね $1 \sim 3.8 \times 10^4 \text{ tf} / \text{m}^2$ の範囲にあり、区分①、④については $E = 25,000 \text{ tf} / \text{m}^2$ とした。区分②、③では、土塊はそれぞれ主に三滝火成岩岩屑層、著しく風化、破碎した蛇紋岩からなる。これらについては：岩質、岩盤状態別の弾性波速度の平均的な値(池田, 1976)¹⁵⁾を用いて弾性波速度を $2.0 \text{ km} / \text{s}$ とし、それと弾性係数との関係(大久保, 寺崎, 1971)¹⁶⁾から②、③区分ともに $E = 250,000 \text{ tf} / \text{m}^2$ とした。粘性係数は、概ね $\eta = 1.15 \times 10^4 \sim 5.75 \times 10^4 \text{ tf} \cdot \text{day} / \text{m}^2$ の範囲にあり土質を考慮して、①、④の区分では $\eta = 11,500 \text{ tf} \cdot \text{day} / \text{m}^2$ 、②で $\eta = 20,000 \text{ tf} \cdot \text{day} / \text{m}^2$ 、③で $\eta = 25,000 \text{ tf} \cdot \text{day} / \text{m}^2$ とした。

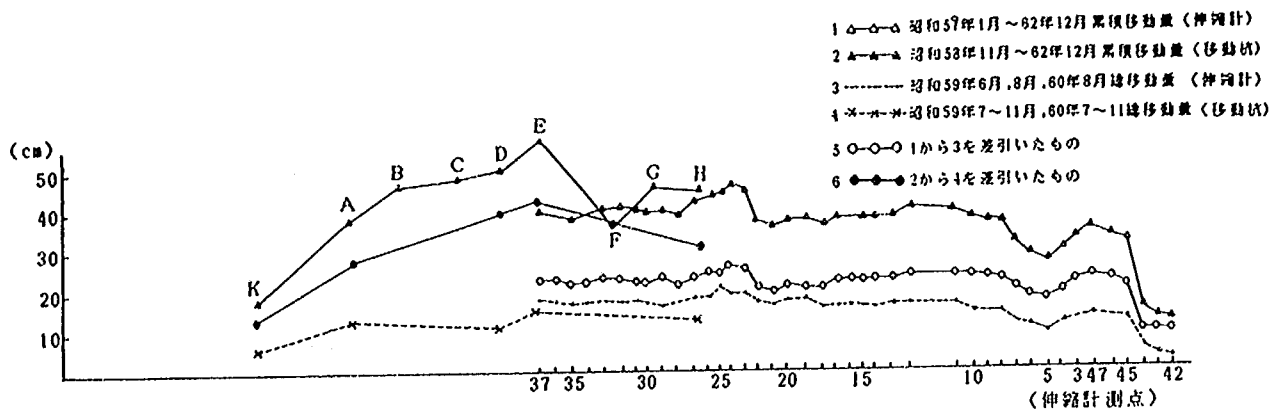
また、単位体積重量については、土質試験結果(第5章)から全区分 $\gamma_t = 2.2 \text{ tf} / \text{m}^3$ とした。

8-2 計算結果

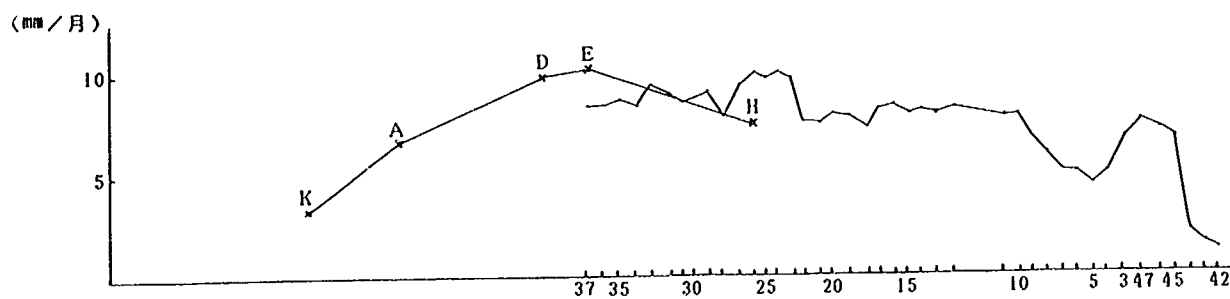
上に述べたモデル、諸物性値を用いて、計算が定常状態に達したとみられる初期状態から1,000日後の解析断面各点における移動の速さを計算した。また実測値に関して、伸縮計設置区分では各測点の昭和59年1月～62年12月のトータル移動量から急激な移動(aタイプ)を生じた昭和59年6、8月、60年8月の移動量を差し引いた移動量(定常的移動の量を表すとみられる)を求めた。伸縮計の無い区分では、年2回の移動杭観測結果を用いて、昭和58年11月～62年12月の各測線ごとの総移動量から急激な移動を含む59年7～11月、60年7～11月の総移動量を差し引いて定常的移動量を算出した(図-34(a))。そして、移動量から計算断面上の各点での定常的移動の速さの実測値を算出した(図-34(b))。

計算の結果、当地すべりは伸縮計S-22, 23を境として上、下2つの部分に分けられ、上の部分では定常的移動は $8.3 \text{ mm} / \text{月}$ の速さで概ね一体的動きを示し、地すべり末端部へ向い漸減している(図-34(c))。

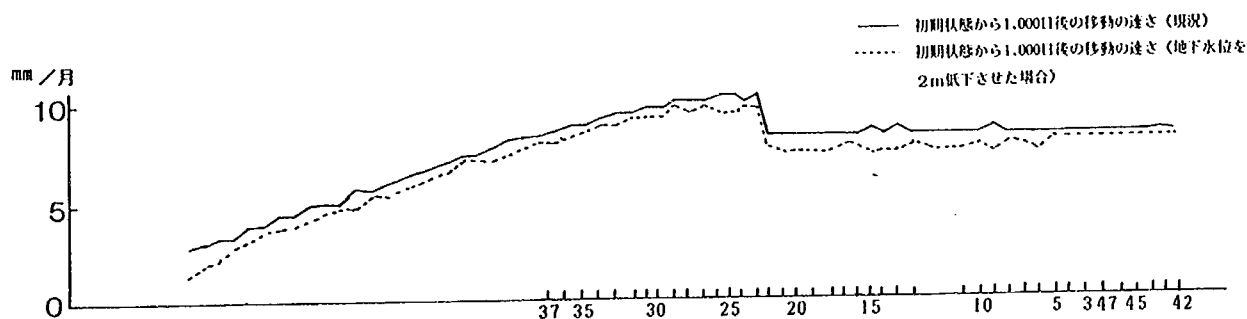
実測値でもS-22, 23を境とし、上の部分のs-12～18付近で $8.3 \text{ mm} / \text{月}$ 、下の部分のS-24～26で $9.8 \text{ mm} / \text{月}$ の移動量と計算結果と近い値となっている。伸縮計でS-6～9にかけⅢブロック頭部のすべり面が急になる部分で移動量の小さい部分が存在する。モデルによる計算ではこのような傾向は認められないが、



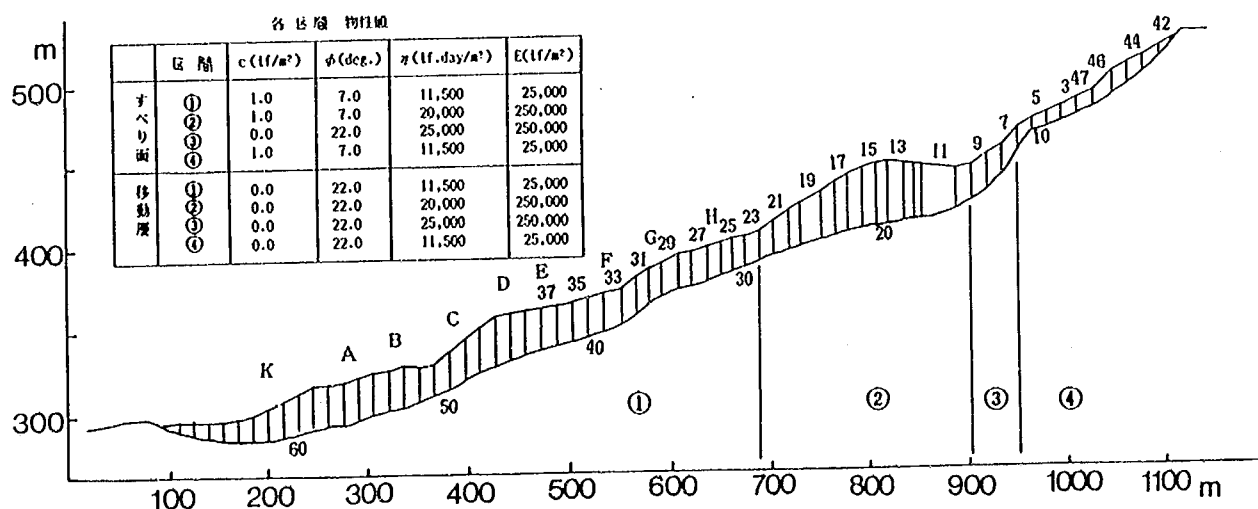
a) 伸縮計，移動杭各測点における移動量



b) 伸縮計，移動杭各測点における定常的移動の速さ（実測）



c) 解析断面上の各点における定常的移動の速さ（計算結果）



d) 解析断面（上段の数字は伸縮計番号，A～Hは移動杭測線，
下段の数字はスライス番号，①～④は同一物性値使用区間）

図-34 解析断面及び各点の移動量及び移動の速さ

計算値はすべり面に平行な方向の速さとして算出しており。すべり面より勾配の小さい地表面に較べ移動量が大きな値となるためであろう。また、計算結果では、第6章で述べたⅠ、Ⅱブロック境界での移動速さの差（E,D測線でそれより上方より移動速さが大きい）が認められない。E測線から下方とそれより上方ではすべり面勾配に大きな差は無く、またすべり面はいずれも粘板岩と蛇紋岩の境界あるいはレンズ状の蛇紋岩岩塊中に存在する。E測線から下方ではその西端部、東端部ともに多雨期に長期にわたり地下水位の高い区域となっており、すべり面付近の間隙水圧も季節的上昇がみられる。土塊の含水比と関係する粘性係数が計算に用いた値と異なる可能性があり、それが原因かもしれない。E測線付近ですべり面付近の土塊の含水比についてさらに調査の必要がある。

このような違いはあるものの計算の結果は、当地すべりにおける定常的移動の速さに分布を大まかには説明していると言える。

9. 長者地すべりにおける対策工

(1) 地すべり機構と対策工

当地すべりにおける定常的移動の速さは地下水位変動とは対応していない。これに対し急激な移動は豪雨時の急激な地下水位上昇に対応して生じる。昭和58—62年の間、排水トンネルにおける集水ボーリングが集中して施工され多量の排水をみているにもかかわらず、定常的移動の速さはⅡ、Ⅲブロックで8—10 cm/年で変化が認められない。排水トンネル施工初期の昭和53、54年の年間地表移動の速さは4—12 cm/年であり、これらの年には急激な移動は生じず、年間の移動は定常的移動によるものとみられ、その値は昭和58—62年と変わらない。すなわち、定常的移動による年間の移動量は4—12 cmの値を示し、昭和55、57年の年間移動量約20—30 cmは、その半分以上が豪雨時の急激な移動によって生じたものとみなされる。

前述の解析モデルを用いて、平均水位を地すべり全体として2 m低下させた場合の計算を行った（図—34(c)）。その結果定常的移動速さは5 %程度低下するにとどまる。ところが、過去20年間で地表移動量は大きく減少している。これらのことは集水井、排水トンネル工は主に豪雨時の急激な地すべり移動の減少に役立っていることを示唆する。各年の最高地下水位の低下は明瞭ではないが、地下水排除工が豪雨時における水みちや強風化粘板岩中のキレッツ水などが排除されているものと考えられる。これに対し定常的移動は、地すべり移動土塊の含水比に関係するため、透水性の非常に悪い土塊からの地下水排除工のみでは抑制することが難しいと考えられる。

このような地下水挙動と地すべり移動との関係から、当地すべりへの対策工について検討した。

(2) 急激な移動への対策

豪雨時の急激な移動の抑制には、主として地下水排除工により対処する。

蛇紋岩は不透水層となるのでそこからの排水は難しい。当地すべりの蛇紋岩は、長期にわたる移動のため原位置から移動して層状、レンズ状となっている。このため地下水は蛇紋岩の下位にも流入しており、集水井掘削時にも多量の湧水が認められた。そこで蛇紋岩上、下位に堆積している崩積土あるいは粘板岩中の地下水を排除することが必要となる。

対象区域としては、豪雨時の地下水変動が著しく、かつ地下水が集中している図—26のB'、B''、C区域があげられる。B'区域では既設排水トンネルからの集水ボーリングの湧水量がきわめて大きく、地下水位変動も顕著だが、トンネルは地すべり移動により大きく変形し、その機能も低下している。また、地すべり斜面上部にある図—26のB''区域はそれより上方からの地下水を集め、地すべり斜面下方への重要な地下水供給源となっている。C区域は背後に広い地下水かん養域を持っており、地下水位上昇期間も長い。そこで、これらの区域に対して地下水排除を積極的に行う必要がある。

当地すべりでは年間10 cm内外の定常的移動が継続しているから、すべり面を貫くような集、排水ボーリングは適当でない。そこで集水井とそこからの集水ボーリングを計画する。また集水井からの排水は地表へ導き、フレキシブルな水路によって地すべり斜面外へ排出させる。孔内傾斜計のデータやクーリプウェルの変形状況から地すべり土塊は剛体的な運動をしているとみられ、集水井の著しい変形の可能性は少な

い。集水井計画の一案を図-37に示す。とりあえずここでは、最も地下水位変動の大きい所に7基を計画してあるが、これらの施工後の豪雨後の地下水位上昇や地すべり移動量の推移を調査しながら、さらに集水井の追加施工も考えていく必要があるだろう。一方、Ⅲ、Ⅳブロック東側斜面は広く三滝火成岩の岩屑層がひろがり、B'、B"区域への地下水供給域となっている可能性がある。そこでこの斜面での地下水流動域の3次元分布を調査した上で、浅層地下水が顕著であれば、表面排水路と横ボーリング等により、深層地下水が主体なら集水井、排水トンネル（地すべり斜面東側境界付近に新設する）を利用した立体排水工等により地下水排除を行うことが考えられる。

また、地すべり斜面下部を通る既設表面排水路は変形が著しいので、地すべり斜面外側へ移すとともに、Ⅱブロック東側から流入する谷の流水もこの水路に導き、地すべり斜面への流入を防ぐ必要がある。

(3) 定常的移動への対策

すべり面付近の粘土化した蛇紋岩、粘板岩の存在が定常的移動に関与していると考えられるが、前述のようにそこからの地下水排除は難しい。おそらく地すべり土塊が斜面下方へ移動して地すべり斜面自体が地形的に安定化するまで、定常的移動は長期にわたり、継続するであろう。短期的に定常的移動を抑える方法として、ここでは抑止工として杭を施工する場合を考えてみる。

前述の解析モデルおよび諸物性値を用いて、計算上地すべり変動が定常状態になったと考えうる1000日後における各スライスの安全率を算出する（図-35(a)）。ここでは剛体要素のすべりに対する安定性の把握に役立てるために局所安全率は次式で定義する。

$$F_{s,i} = \frac{R_i}{W_i \cdot \sin \alpha_i + S_R \cdot \cos (\alpha_i - \theta_R) - S_L \cdot \cos (\alpha_i - \theta_R)} \quad \dots\dots\dots (9.1)$$

ここに、 $F_{s,i}$ ：局所安全率

さらに全体地すべりブロックに対する安全率も計算する。全体のすべり安全率は次式で定義する。

$$F_s = \frac{\sum |R_i|}{\sum \{W_i \cdot \sin \alpha_i + S_R \cdot \cos (\alpha_i - \theta_R) - S_L \cdot \cos (\alpha_i - \theta_R)\}} \quad \dots\dots\dots (9.2)$$

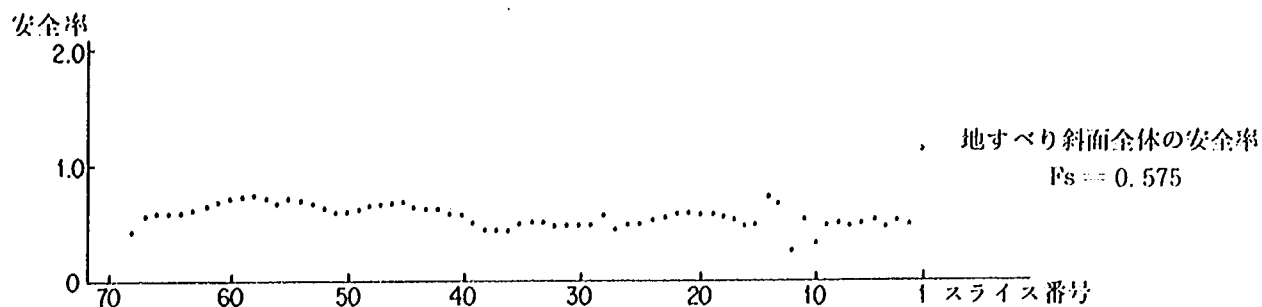
ここに、 F_s ：全体地すべり安全率

ここで安全率の最も低い所に杭工を施工し地すべり全体の安全率（前述の計算法で現況安全率0.575）を上げるものとして検討を行ってみた。すなわち安全率の低い箇所のスライスを杭と仮定し、そのスライスが移動しないよう滑り面の c 、 ϕ に大きな値を与える。ここでは $c = 100 \text{tf/m}$ 、 $\phi = 45^\circ$ を用いて計算する。このスライスにかかる側圧が杭の必要抑止力となる。

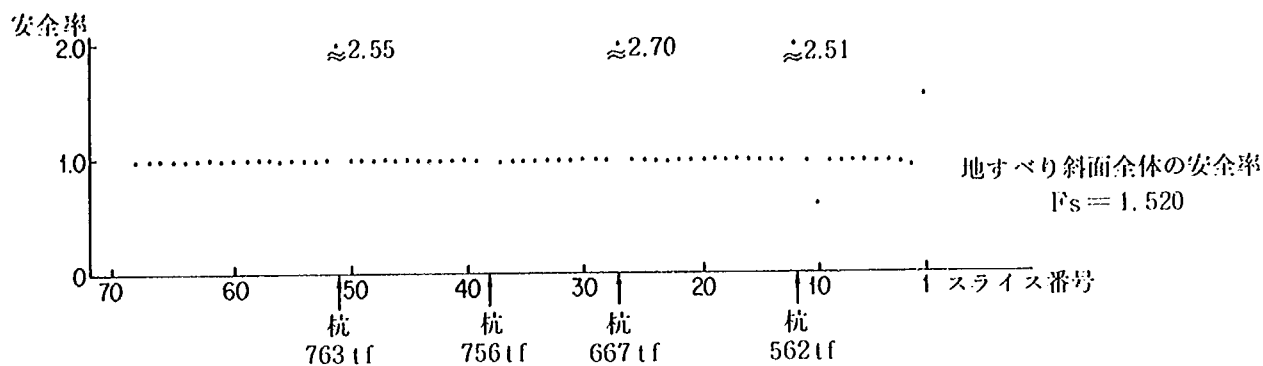
地すべりの移動を抑止するには各スライスの安全率が1以上となる必要がある。そこで安全率が低い部分に杭を4本施工した場合の安全率を計算した。

なお、解析モデルにおいて初期状態から約500日で各地すべりブロックの移動の速さが計算上一定となり、現実の定常的移動を模擬するようになる（図-36）。そこで杭工を計算開始から500日後の時点で施工するものとし、計算上Ⅰ～Ⅳブロックのほぼすべてのスライスで移動の停止する2,000日後（杭施工後1,500日）における杭にかかる側圧をもとめた（図-35(b)）。

その結果、各杭の必要抑止力は単位幅（m）当たりそれぞれ763tf、756tf、667tf、562tfと極めて大きい



(a) 現況安全率



(b) 杭工施工後の安全率

図-35 各スライスの安全率

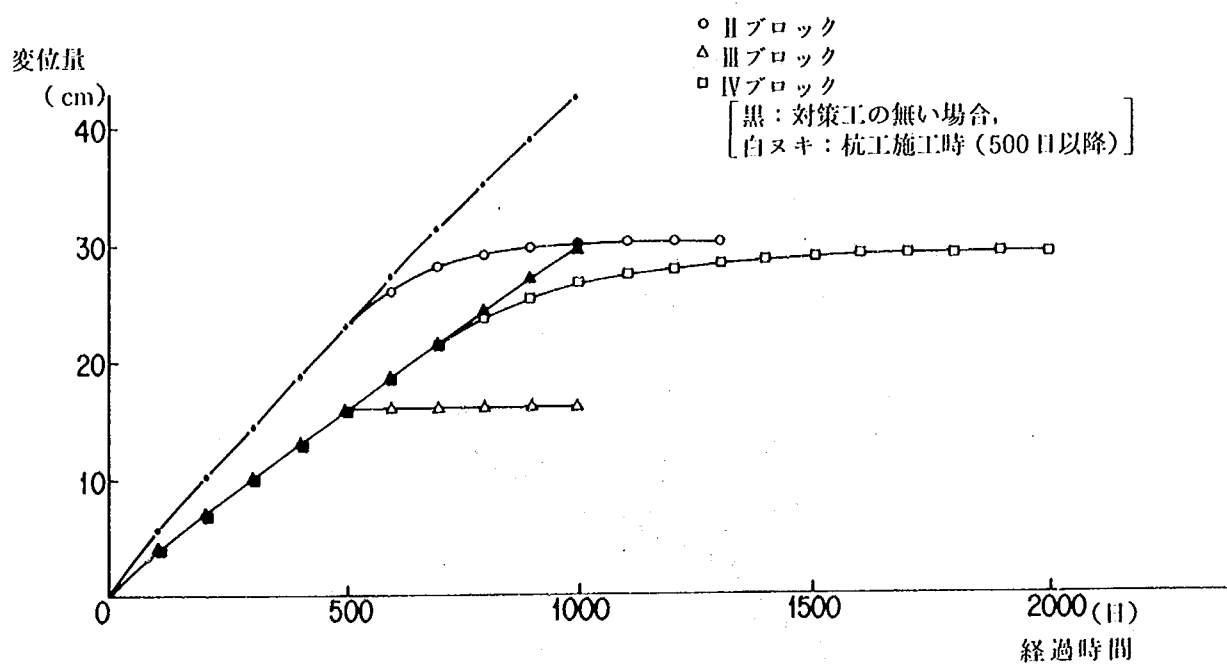


図-36 杭工施工前後の定常的移動による変位量の推移

ものとなり、これまで施工実績のある径6.5 mの大規模深礎でも750t/m程度の抑止力に耐えるには、2～3列の千鳥配列が必要となる。なおこの際最も移動の大きいIVブロックでは施工後最大約13cmで移動をほぼ停止する。杭の施工は斜面上部から順に下方へ向かって行うものとするが、大きいところで年間10 cmを越える移動の継続する中でおこなわれることとなる。

なお、杭を除く各スライスは移動を停止した場合滑動力と抵抗力がつり合い状態にあるとみなされ、各スライスの安全率は1.0となり、杭スライスを含む地すべり全体の安全率は1.52となる。杭スライスの c 、 ϕ をこのスライス安全率が1.0を下回らないようにして前述の値より小さくとれば、地すべり全体の安全率は小さくなるが、杭スライスを不動体としているのでそこにかかる側圧は変わらず、杭の必要抑止力は変わらない。比較のため簡便法を用いて計算してみると、地すべり全体の現況安全率は0.569で、安全率を1.0とするのに3,797 tf/m、1.2とするのに5,560 tf/mとなり、やはり地すべり全体を安定させるにはきわめて大きな抑止力が必要であることがわかる。

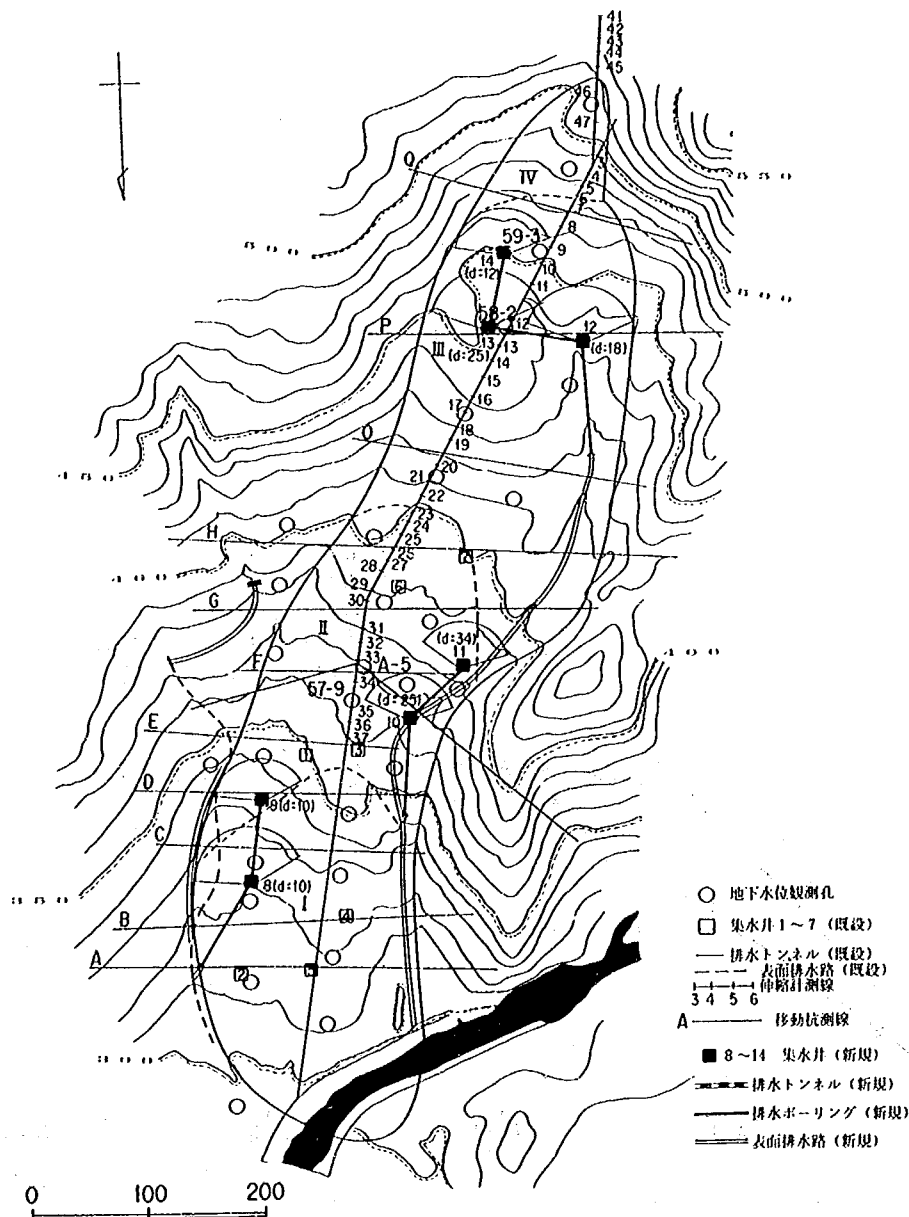


図-37 地下水排除工計画案

参 考 文 献

- 1) 中村浩之：結晶片岩地帯の地すべり発生特性，土木技術資料，Vol.19, No.12, 1977
- 2) 古谷尊彦：いわゆる破帯地すべりの性格について，地すべり，Vol.18, No.4, 1982
- 3) 藤田寿雄，中村浩之，長溝 忍：江島地すべり調査報告書，土木研究所資料，第1203号，1976
- 4) 藤田寿雄，吉松弘行，福井義隆：下地蔵寺地すべり調査報告書，土木研究所資料，第1913号，1983
- 5) 黒田和男，大八木規夫，吉松弘行：地すべり現象から見た日本の地質地帯区分，地すべり，Vol.18, No.4, 1981
- 6) 高知県土木部砂防課：地すべり記録集，No.6，長者地すべり，全国地すべり対策協議会，1972
- 7) 安藤 武：日本の地すべりと地質，地すべり斜面崩壊の調査・解析・防止工法，一総合資料集一，経営開発センター，1977
- 8) 藤田 崇，竹内篤雄：長者，アーバンクボタ，No.20（特集＝地すべり），1982
- 9) 坂元靖秀：長者地すべり調査，土木技術資料，Vol.26, No.9, 1984
- 10) 渡 正亮，酒井淳行：地すべり地の概査と調査の考え方，土木研究所資料，第1003号，1975
- 11) 中村浩之，清水清文：すべり面におけるせん断強度決定のための土質試験法，地すべりVol.15—2，1978
- 12) 中村浩之，石黒 互，吉田克美：地すべり粘土の力学的強度特性，土木研究所資料，第2570号，1988
- 13) T.W.J. van Asch：Creep processes in landslides, Earth Surface Processes and Landform, Vol.9, 1984
- 14) Hoek, E. and Bray, J.W.：岩盤斜面工学（小野寺，吉中訳），朝倉書店，1981
- 15) 池田和彦：岩盤斜面の設計・施工への応用—トンネル—，土質工学会誌，Vol.21, No.3, 1973
- 16) 大久保 彪，寺崎 晃：岩石の物理的性質と弾性波速度，土質工学会誌，Vol.19, No.7, 1971

長者地すべり
調査報告書

I S S N 0386-5878
土 研 資 料 第2808号
平成元年11月 (1989)

中村 浩之, 檜垣 大助
吉田 克美

要 旨 破碎帯地すべりの発生機構を解明し, 適切な対策工法を見いだすことを目的として, モデル地域を高知県長者地すべりに設定し調査, 視測を行った。

降雨との関連性からみて, 地すべりは2つのタイプの運動からなることがわかり, それらに対する有効な対策工を提案した。

キーワード: 破碎帯地すべり, 長者地すべり, 蛇紋岩, クリーブ, 運動解析, 地すべり機構, 地下水位変動

郵便はがき

郵便切手を
はって下さ
い

3 0 5 - □ □

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2808号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印