

第13回現地検討会

八幡地すべり

1985. 9. 12 ~ 13

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

序

このたび、第13回現地検討会を治山課所管の八幡地すべり地において行うことといたしました。

現地検討会は、シンポジウムと共に会員および関係者のご努力により、回を重ねるにつれ質的向上と内容の充実が稔ってまいりました。このことは、そのたびに編集される論文資料集がたかい水準に達してきていることによっても示されていると思います。

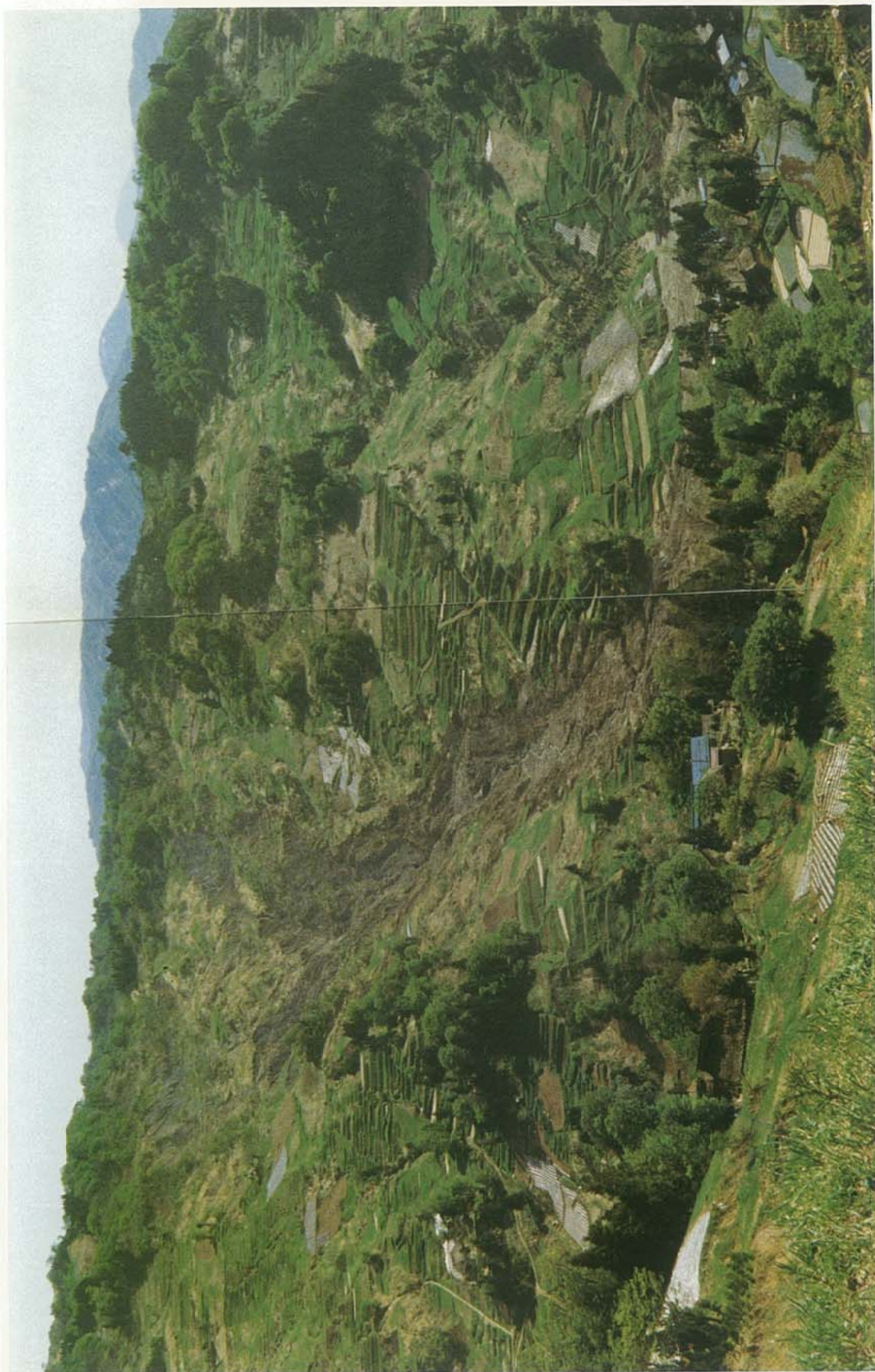
そしてまた、地すべりの多い新潟で多くの先輩が心血を注いで創造した対策技術を継承・発展させている反映でもあります。

地すべりは、土木工学、土質工学、地質学、地下水学、粘土鉱物学等の多分野にまたがる境界科学であります。それだけにこの会が大学研究機関、官庁技術者、業界技術者が協力し合って研究することは科学技術の前進にとってきわめて意義あることと思います。

八幡地すべりは県下でも屈指の地すべりであると共に、半世紀にわたる防止工事と豊富な観測データをもつ最適の現地検討地と思います。

現地の準備とともにこの貴重な資料作成にご協力いただいた治山課、上越林業事務所、林業試験場、山崎建設、(株)日さく等の方々に心より謝意を表し、会の盛会、発展を期したいと思います。

地すべり学会新潟支部

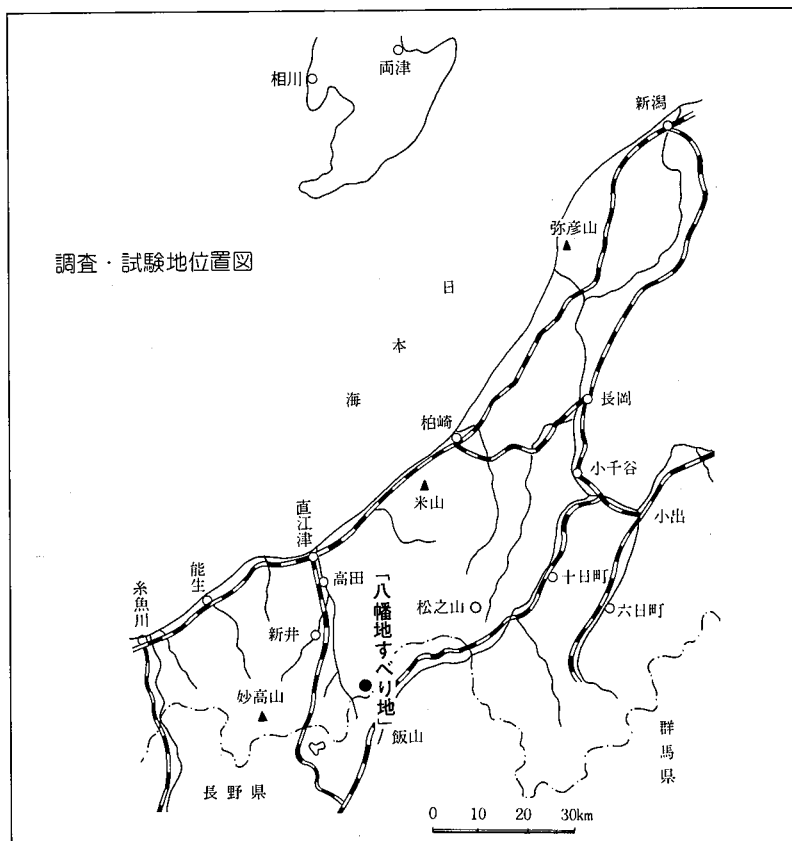




1970年の大災害後、この復旧対策防止工事として、末端部に大堰堤を築き、これを足場に中腹部まで谷止工、床固工で安定させた。そして最も移動の激しい上部斜面に杭打工17段945本（1975～1980年）を施工し、ようやく移動を阻止させることができた。

目 次

1. 八幡地すべり地	1
2. 地すべり災害の歴史	3
3. 地すべり地の概況	5
4. 八幡地すべりの地質	7
5. 地すべりの土質	10
6. 移動状況	23
7. A-A'斜面土塊の挙動と杭抵抗応力について	25
8. B-B'斜面土塊の挙動と杭抵抗応力について	43
9. 杭剛性の相違による安定効果	52
10. 杭の抵抗と挙動	60
11. 杭に作用する土圧	67
12. No 20 歪鋼管杭の応力および土圧分布	71
13. 歪計、土圧計観測結果による逆算的安定解析	73
14. 土質累重と地すべり面形成土質	74
15. 結 言	74



1 八幡地すべり地

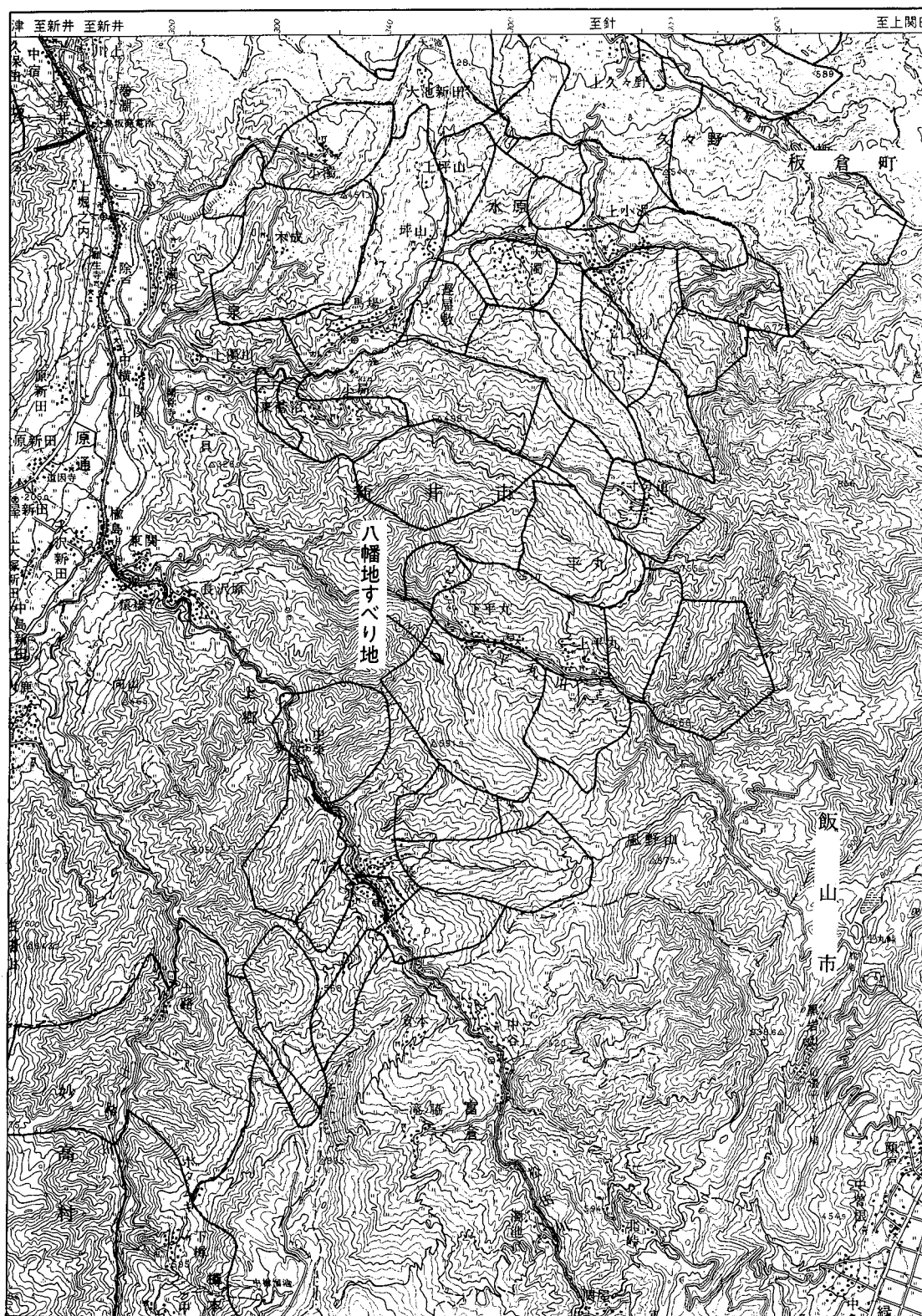
新井市街の南東約11km，長野県境近くにある上平丸部落の周辺一帯は地すべり地帯であって，平丸川を挟む両岸に下平丸，曾別当，花立および八幡の各地すべり地が隣接して分布している。これらを総称して平丸地すべり地と呼んでいる。

上平丸の南方は，新潟と長野の県境をなす標高800～1,200mの関田山脈が北東－南西方向に連っている。この山稜の一面を占める風野山（標高875.4m）から猿橋に向かって，標高400～600mのなだらかな山稜が北西方に延びている。八幡地すべり地はこの山稜の北斜面に位置している。

八幡地すべり地の斜面末端を流れる平丸川は源を県境の分水嶺に発し，西北に流れ関川に合流している。

上平丸部落は平丸川が開析した谷部にあり，両岸の斜面はほとんどが地すべり地となっており，わずかの尾根部の不動地域に集落を形成している。

八幡地すべり地は平丸川南岸に位置し，この地方の地すべり地のなかでも最も移動の激しい地すべり地であるばかりか，規模が雄大であり，しかも古くからの大災害の履歴を有することでは県下屈指の大地すべり地として挙げることができる。



図一 八幡地すべり地周辺地形と地すべり分布

2 地すべり災害の歴史

この地方一帯は地すべり多発地である。八幡地すべり地のなかでも災害の履歴が著しいのは蛇香沢斜面であって、昭和初頭より県営防止事業を開始して以来現在まで災害と防止の技術的対決がいまも継続している。

最近の主要災害を挙げると次のとおりである。

1932年（昭和7年）融雪期：地すべり発生

1945年（昭和20年）融雪期：地すべり発生

1958年（昭和33年）融雪期：地すべり発生

1962年（昭和37年）12月27日：地すべり発生

下部は泥流状になり、平丸川を堰き止めた。

1964年（昭和39年）12月：地すべり発生

1962年に滑動した地区の上方が移動、土塊は泥流となり流下した。

1969年（昭和44年）4月11日：地すべり発生

斜面中腹が移動流下する（面積10ha）。多量の泥流がおしだし、谷止工2基（昭和42年施工）を倒壊する。

1970年（昭和45年）4月19日：大地すべり発生

蛇香沢中腹から上部の稜線付近の土塊が幅100m、長さ550mにわたり移動する。溪床を抉って27万 m^3 の土砂が蛇香沢中・下部の谷止工2基、床固工2基を倒壊しながら平丸川に激流となってあふれだし、平丸川の砂防堰堤、護岸法枠および橋梁を破壊すると共に、平丸川を堰き止めた。そのため県道と人家1戸が水没し、7戸も危機に頻し、部落一帯は湖面の様相を呈した。

この緊急対策として蛇香沢末端部に高さ13m、長さ76.5m、体積4,496 m^3 の鉄筋コンクリート堰堤を築造した（昭和45年）。

1974年（昭和49年）4月7日：地すべり発生

斜面上部（Aブロック）で約5,000 m^3 の土塊が活動を開始し、昭和46年に施工した集水井2基、水路工が被災したが、土塊は末端部までは流下しなかった。

1977年（昭和52年）4月：Dブロック中・下部に亀裂発生

1978年（昭和53年）3月：Cブロック上部地すべり発生

4月：ALブロック上部で地すべり発生。9～12月再滑動

1979年（昭和54年）3月29日：ALブロック中・下部滑動

滑動は緩慢に9月まで継続する。

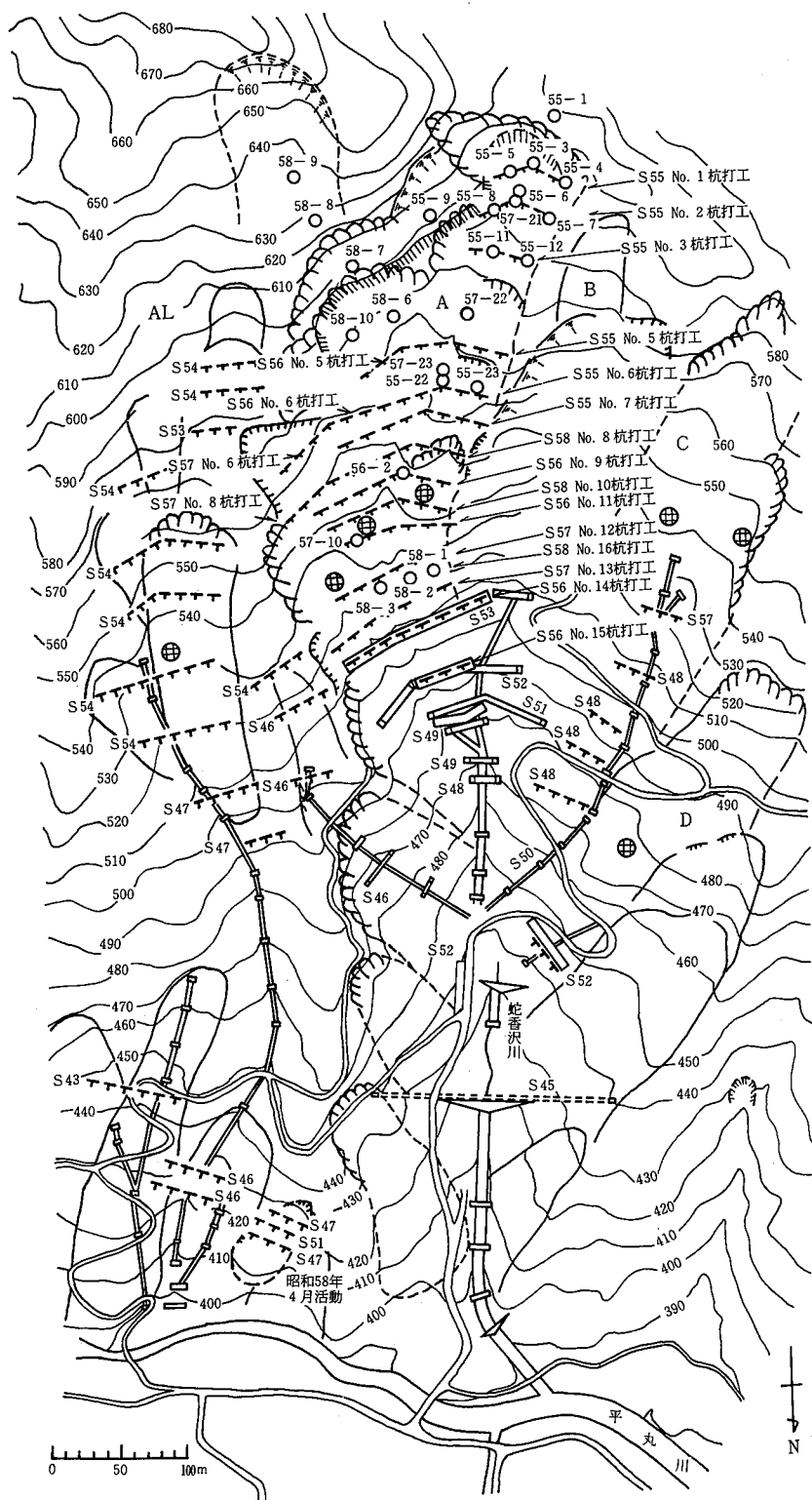


図-2 八幡地すべり地平面図

3 地すべり地の概況

八幡地すべり地は蛇香沢斜面が中心的な主要地すべり地区となっている。蛇香沢の平丸川合流点から分水嶺をなす尾根までの中央線の斜面長は 960 m、平均勾配 13° となっている。

蛇香沢斜面を上・中・下部の 3 つに分けることができる。すなわち、平丸川合流点より溪流が中央と東西に三分岐するまでの間（360 m）を下部、その 180 m 上方の鋼製自在枠までの間を中部、さらにその上方分水嶺までの間（430 m）を上部とする。

また、蛇香沢斜面は中部において三斜面に分岐し、各斜面とも活発な移動を発生する。しかしとりわけ中央斜面の上部は激烈さと長年月の継続性は県下におけるきわめて稀な地すべり斜面とみることができる。

蛇香沢の東側斜面も古くから緩慢な移動を続け、その対策工事として 1968 年（昭 43）～ 1975 年（昭 50）に 8 段の杭打工を施工した結果安定するにいたっている。

3-1 蛇香沢中央斜面（下部、中部、上部）

この斜面は最も移動が激しく、慢性的なクリープ性移動を続けるが、とくに降雪期から融雪期にかけて顕著である。そしてこの移動を放置するとたちまち大災害を誘発するといった危険をともなっている。

昭和 20～30 年代は、平丸川との合流点から斜面中部に向っての防止対策に主力を傾注した。しかし、築造した谷止工、床固工もいくたびか倒壊を繰返し、ようやく斜面下部の溪床を安定させ、いよいよ斜面中部の移動防止に着手する寸前に 1969 年（昭 44 年）、1970 年（昭 45 年）の大災害となり、これまで施工してきた地すべり防止構造物は一挙に倒壊流出してしまった。しかも土塊の流出により蛇香沢の溪床は 10～15 m 洗掘され、両岸も著しく削剥拡大した。

この災害を契機に、抜本的な防止計画の樹立とそのための調査を実施した。そして、これまで破壊しては築造を繰返してきた階段状の谷止工、床固工の山脚安定工法を変更し、大堰堤（高 13.0 m、長 76.5 m）築造により斜面中部末端までの間を一挙に安定させる工法を実施した（1970～1971 年）。この工法はたちまち効果を発揮し、斜面中部から上部への防止工事の実施を急速にすすめることができた。

しかし、最も移動の激しいのは鋼製自由枠（1976 年施工）から稜線までの 400 m におよぶ斜面上部であって、融雪期の最大移動量は 20 m に達することもあった。1970 年の大災害に生じた亀裂は年々拡大し、滑落崖も毎年稜線に向って後退しつつあった。1971 年に施工したライナープレート集水井 2 基およびコルゲートフリューム水路（1972 年施工）は 1974 年には変形がすすみ破壊した。

この斜面上部の本格的防止工事は末端部に特殊フトン籠土留工および鋼製自在枠土留工（1972 年）を施工して開始した。これを足場に上方に向って土留工、水路工を施工した。しかし激しい移動は衰えをみせず、1～2 年後にはこれらの構造物は倒壊し、地表は波をうち、蛇籠水路（19

71年施工)は蛇行起伏し、亀裂は縦横に走り擾乱状態を呈した。

その対策として尾根付近より下方に向かって7段の杭打工事を実施し(1980年)、さらに1984年までに16段の杭打工事を施工すると共に、被災した鋼製自由枠土留工を修復施工した。

これらの防止工事により4年前まで継続してきた激しい移動は見られなくなった。しかし、小規模な局部的滑動と亀裂の発生は現在も活発に続いている。この地区において防止工事と併行して諸観測を行ってきた結果については後述する。

3-2 蛇香沢東斜面

1971年に移動を開始し、2段の杭打を施工(1972年)して安定させた。しかしこの斜面の上部一帯が1978年(昭53)4月移動を開始し、6月以降小康状態を経て、9月下方が新たに活動した。さらに翌1979年(昭54)3月29日活発な滑動を開始し、最大移動量は10cm/日、20日間で1.5mに達し、7月まで断続的に移動し、7.0mの変位量となった。夏から秋にかけ集水井を施工したが、おしだにより掘削ができなくなり、この集水井を挟んだ上・下流の杭打工の施工によって、ようやく掘削することができた。この斜面に1978~1979年に8段の杭打工を行い、現在まで安定を保っている。

3-3 蛇香沢西斜面

1970年災(昭45)に無数の亀裂が稜線付近まで伸び、危険な状態が続いた。1973~1977年(昭48~53)に6段の杭打工、集水井工3基および水路工の施工により安定するに至っている。

4 八幡地すべりの地質

下平丸部落と上平丸部落の間付近（八幡地すべり地の西側）を富倉背斜の背斜軸が平丸川に直交して延びている。この富倉背斜は北東の方向に北上し板倉町に達している。さらにこの延長上に清里村，牧村等の中頸城，東頸城郡の地すべり密集地が連っている。

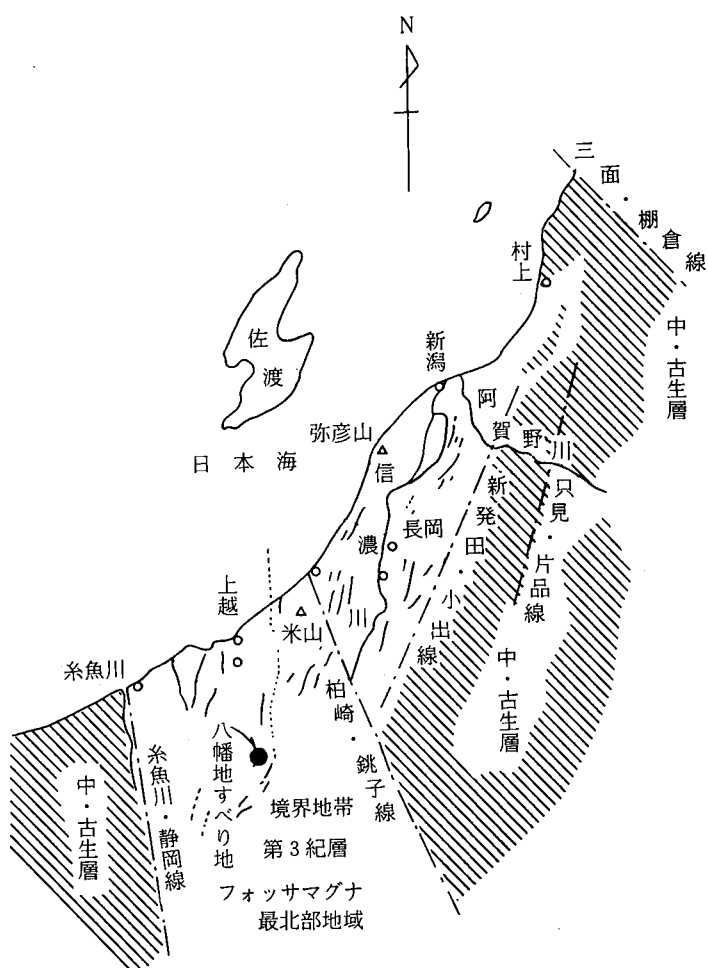


図-3 新潟県の地質

富倉背斜の軸部を泥岩の優勢な寺泊層が占め、その両翼を椎谷、西山、灰爪、魚沼の各地層が規則的に累重している。

地すべりは寺泊層の黒色泥岩層中に多く発生し、砂質泥岩または砂岩優勢となる椎谷、西山、灰爪層になるにしたがい発生分布がすくなくなっている。(図-4参照)。

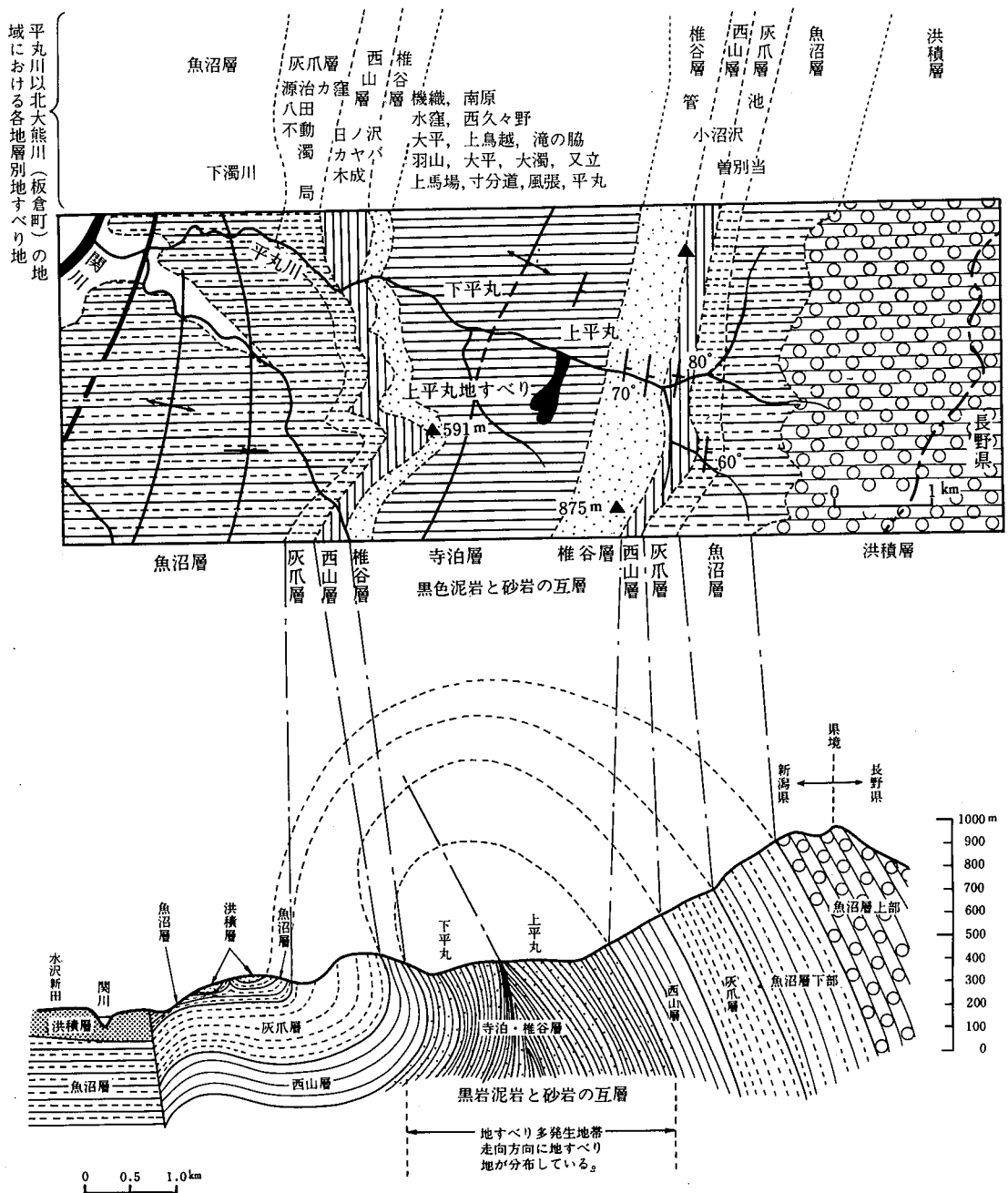


図-4 平丸川流域地層・地質地すべり断面図

黒色泥岩と砂岩の風化、侵蝕に対する抵抗性の相違は平丸川の開析状態において見る事ができる。すなわち、猿橋から下平丸の間と上平丸部落より上流（いずれも椎谷、西山、灰爪層）においては平丸川は深い「V字形」の峡谷を形成しているが、下平丸部落から上平丸部落間（寺泊層）においては谷幅が拡大し、開析に対する抵抗力の違いをあらわしている。

また、寺泊層地域においても黒色泥岩中に砂質泥岩あるいは砂岩が挟在されるが、黒色泥岩層は緩傾斜の谷部を、これに反して砂質泥岩・砂岩層が急峻な尾峯部を有律的に形成している。このようなケスタ地形は平丸川南方の長沢川流域および北方の馬場川、大熊川流域にも見ることができる。

八幡地すべり地の各ブロックの境界をなす尾根は、いずれも砂岩層からなり、不動地となっている。砂岩層は中～粗粒砂岩で円礫を含み硬質であるが、縦方向の割れ目が発達しており大塊で分離しやすい。

地すべりの基盤をなす泥岩は地表部では風化細片化していてもろく、ボーリングにより採取された新鮮なコアでも乾燥すると容易に小片化し、含水すると粘土化する。泥岩はしばしば破砕をうけ亀裂が発達している。

表－1 平丸川流域模式柱状図表（高浜・青木・西田）

時代	層 厚	地 層	層 相 ・ 岩 相	対 比	備 考
沖積世		段丘堆積層 沖積層 2次堆積層	T ₁ 上位段丘、ローム被フク一部クサリレキ T ₂ 下位段丘、礫層 沖積層 崩積土		長沢原段丘
洪積世	550 m	E層 安山岩質凝灰角礫岩	安山岩質凝灰角礫岩 火山灰層	魚沼層	Fagus Meta-sequoia Crassostrea Ostrea
	1,300 m	砂・泥・礫互層	砂・泥・礫の不規則な互層 亜炭・凝灰岩を介在		
鮮新世	600～250 m	D層 凝灰質砂岩層 砂岩・薄泥岩互層	硬く固結した凝灰質中～細粒砂岩、中礫岩を介在 2枚の礫層、白色凝灰岩互層 下部 細粒砂岩・薄泥岩互層 層間異常	灰爪層	
	200～300 m	C層 黒色泥岩・薄泥岩互層	泥岩優勢な黒色泥岩・暗灰色細粒砂岩の互層 砂岩は凝灰質	西山層	
中新世	200 m	B層 (硬質)砂岩・薄泥岩互層	砂岩優勢互層、硬い砂礫岩層を介在	椎谷層	硬質であり、東翼では尾根を形成
	300～650 m	A層 黒色泥岩層	黒色泥岩 中粒砂岩層レンズを介在。青灰色の薄いシルト質凝灰岩を介在	寺泊層	風化顕著 背斜軸部に分布
	300～650 m	黒色泥岩・砂岩互層	泥岩優勢互層 暗緑色粗粒凝灰岩を介在(礫層) 一部、中礫岩層を介在		主要な地すべりは本層分布域と一致する。
	300 m+	黒色泥岩層	黒色泥岩、砂岩のレンズ 粗粒酸性凝灰岩を介在		

5 地すべり地の土質

これまで蛇香沢流域では総計40孔770mの地質調査ボーリングが行われてきた。その結果、地すべり斜面の土層構成、特性、地すべり面についてはかなり適確に把握できるようになってきている。

斜面の土層構成は、上位より粘性土層、風化岩層、未風化岩層に大別される。

粘性土層は、基盤の風化物である粘土、泥岩・砂岩の岩片や礫により構成される。色調は一般に褐～茶褐色であるが、下部になるに従い、灰色を帯び、下位の風化岩層に漸移する。粘土は軟弱で含水量も多いため、ボーリングコアでは棒状とならない場合が多い。粘土の粘性はきわめて強い。含有される礫・岩片は、やや硬質で周囲は円磨されていることが多く、褐色の粘土層中のそれは表面に酸化鉄が付着している。斜面下部の本層中には、植物片が含まれることがしばしばである。また径1～2mの泥岩岩塊を含むこともある。

粘性土層の等層厚線図を図-5に示した。1977年に行われた斜面全域の整地作業により、本層の層厚は3～5mで比較的均一ながら、斜面上部から下部にかけてしだいに層厚が厚くなる傾向にある。そのようななかにも、局部的に厚くなる部分がある。特に、No.11杭打工の東側、No.14杭打工より下方の斜面では、10m以上の層厚となる。特に後者は土留工背面の盛土部でもあり、その原因は推定がつくが、前者については明瞭な説明は得られていない。

東側尾根の滑落崖には、最大径10～20cmにも及ぶ円礫（安山岩、チャート、頁岩等）や、泥岩、砂岩の岩塊（径20～30cm）を多く含む砂質粘土層が露出している。滑落崖上方の舟底状の沢地形の部分で掘削したボーリング（58-9、58-8）では、この地層が地表から10m付近まで分布しており、その下にさらに5mの厚さで、暗灰色の泥岩岩塊を多量に含む粘土層が分布している。このような円礫を多量に含む砂質粘土は、これまで地すべり斜面の内部では確認されておらず、より古い時代の堆積物である可能性がある。

風化泥岩層はいずれのボーリング孔においても、5～15mの層厚で確認されている。ここでは、無水掘削が可能で明らかに泥岩であるものを風化泥岩と呼ぶ。本層の岩相は深度が増すにつれ風化の程度が弱くなるため、浅部と深部ではかなり岩相が異なる。浅部では含水量が多く軟質で指圧でつぶれる程度の硬さで、やや硬い粘土のような岩相を呈している。深度が増すにつれ、しだいに含水量が減り、コアの内部に硬質な部分を残すようになる。このような部分でもコアの周囲はかなり粘土化している。さらに深度が増すと、均質な硬度をもつようになり、所々送水掘削が必要となり、下位の未風化岩層に漸移していく。

この部分の層厚分布で特徴的なことは、かつての蛇香沢の部分に厚さ10m以上の風化岩の分布がみられることである。これについては沢に沿って深層風化が進んだ、あるいは本来風化が進んでいた弱部に沿って沢が形成されたなどの原因が考えられる。

未風化岩層は硬質塊状の泥岩であるため、ほとんどの部分で送水掘削が必要である。ボーリングコアの特徴から、本層を2分することができる。その一つはコアが礫状～岩片状となる部分で、他

の一つは棒状のコアが採取される部分である。前者の場合は泥岩が径1～5 cm大の礫状で採取され、稀に棒状のコアが採取される部分でも亀裂の発達が著しく、この部分では亀裂面に沿って粘土が挟在されている。この部分は破碎を受けた部分で、粘土化部が送水掘削により流失したため、礫状～岩片状のコアとなったものと推定される。これに対し、棒状のコアが採取される部分では亀裂もほとんどなく、暗灰色の均質な泥岩となる。このような非破碎部は比較的少ない。

本層中には灰色～灰白色の砂岩層が挟まれていることがある。砂岩層は、地すべり斜面内部では比較的薄い、東側滑落崖では10m以上にも達している。また滑落崖にも露出している部分もあり、この尾根が砂岩の差別侵食により形成されたことは明瞭である。砂岩層は幅2～3 mの節理により分離し、大塊の状態で地すべり斜面に供給されている。

以上の3層は必ずしも明瞭に区分されるわけではなく、特に風化岩層と未風化岩層の境界は漸移する。このため、N値は深度が増すにつれ増加していく（図-6）。N値の増加傾向は斜面の上層では $N = 5D$ （深度）の関係式に近く、中・下層では $N = 2.5D$ の式に近い。

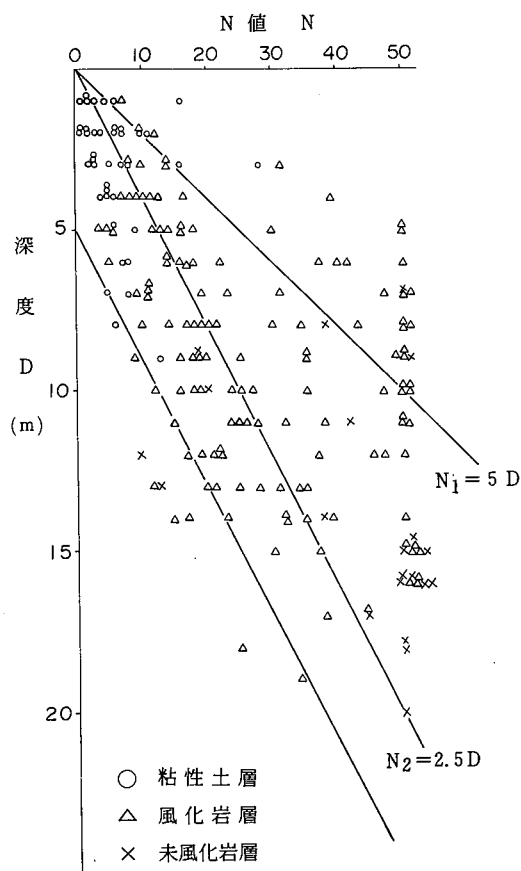
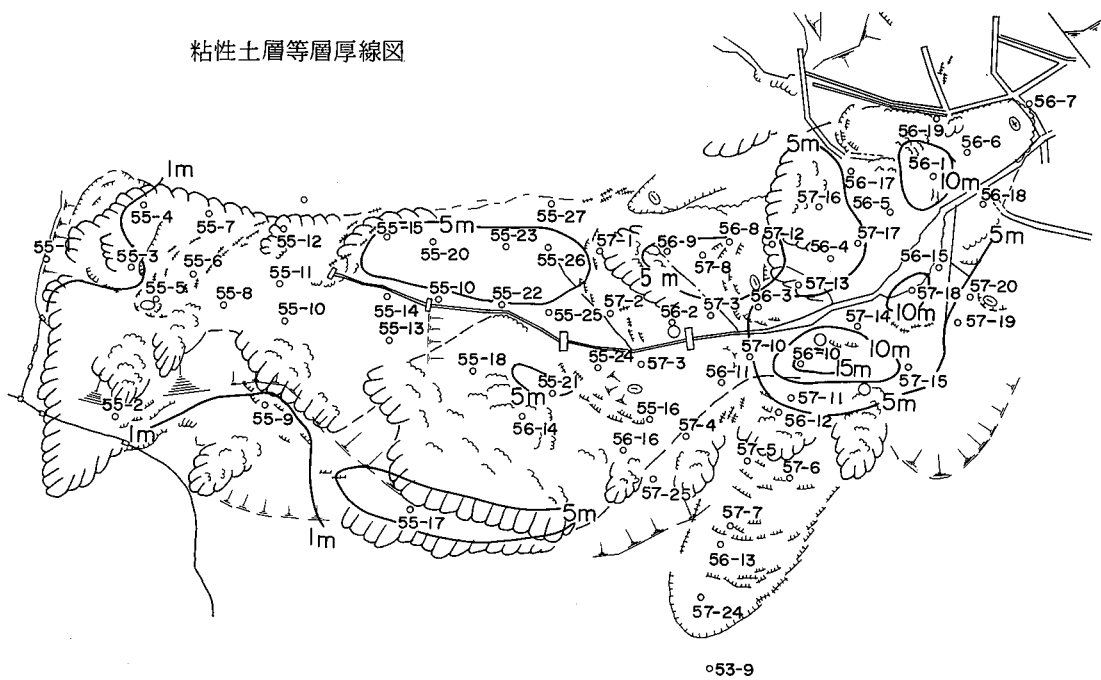
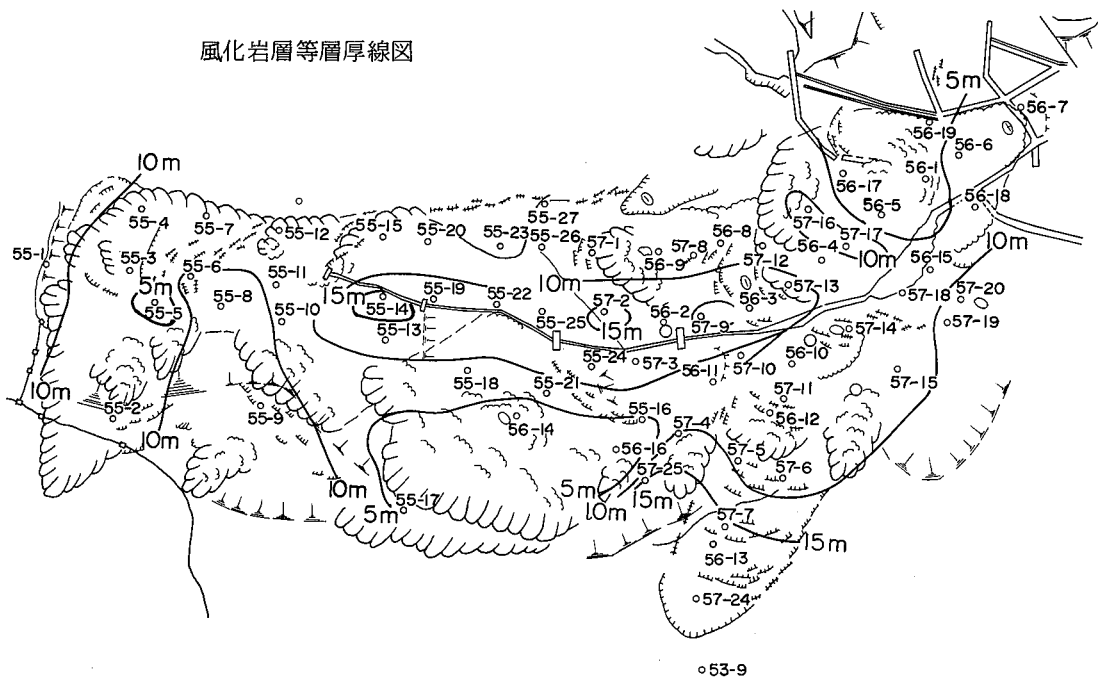


図-6 N値と深度・地層の相関図

粘性土層等層厚線図



風化岩層等層厚線図



圖一5 粘性土層，風化岩等層厚線圖

深 度 m	深度 標高 m	地 質 記 号	硬 軟	色 調	分 類	記 事	歪 発 生 位 置
	1.2		最軟	茶褐 褐灰	粘 土	0.0~1.2m 軟質な粘土, 岩片ほとんど混入せず, やや有機質。含水, 粘性すくない。表土との識別困難。	
	2.5		最軟 軟	暗灰	強風化 泥岩	1.2~2.5m 含水量が多く, 岩組織は攪乱されている。 0.0~2.4m 孔内押し出し強い。	
5			やや軟 く やや硬	暗	風化泥岩 (地すべり面)	2.5~16.0m 比較的リズムックに(約1m単位)風化泥岩と強風 化泥岩~岩片混り粘土とが互層する地層。地すべり によって攪乱を受けた地層と考えられる。風化泥岩 部は岩組織を明瞭に残し, 含水量も比較的少なく, 指圧ではほとんど凹まない。強風化泥岩部~岩片混 り粘土部では $\phi 1 \sim 2$ cmの硬質泥岩岩片をコア中心に 残すが全般に粘土化が進み指圧で容易に凹む。粘土 分は含水量多く粘性に富む。 2.5~4.2m付近まで, 白色細粒子を含む。軟質。 2.4~11.8m 崩壊が激しく特に6.2~8.6mが著 しい。	
10				灰	(地すべり面)	3.6~3.9m } 洗孔時に含水し, 10~20cm程度粘土 4.5~4.8m } 化した部分 5.6~6.0m } 6.6~7.0m }	
					(地すべり面)	7.65~8.3m 粘土化が著しく, 薄い粘土層を挟在。	+1500
					(地すべり面)	9.5~10.0m 全体に粘土化し, 含水量が多い。	$\times 10^{-6}$
					(地すべり面)	10.0~10.3m 凝灰質砂質粘土層, 色調やや淡い。	+3000
					(地すべり面)	10.5~14.5m 全体に粘土化が進みコアはふくれて いる。洗孔時には5~10cm程度, 粘土状になる。	$\times 10^{-6}$
15					(地すべり面)	8.6~14.7m 崩壊により孔径が大きくなりケー シング挿入容易。15.0m~硬度を増し, 岩組織明瞭と なる。	-6500
	16.0		やや硬	暗灰	弱風化 泥岩	14.7~16.4m 無水送水くり返し, 掘削上時間を要 する。	$\times 10^{-6}$
	17.4					16.0~17.4m 硬度ます。一部送水掘削可能になるが礫状コア。 無水部でも岩組織明瞭となる泥岩。	-700
						14.7~20.0m コアもろく崩壊著しい, ケーシング 挿入時間要す。	$\times 10^{-6}$
20				暗	弱風化 泥岩 (破碎)	17.4~25.5m 送水掘削, 10~20cmの棒状コアが採取されるが, や や網状亀裂の発達した泥岩, ときには岩片状に採取。 一部亀裂に沿ってポケット状の粘土介在	
			硬	灰		19.3~20.7m 亀裂発達, 片状~短棒状コア	
						21.4~23.0m 網状亀裂著しい。一部に亀裂に方解 石脈発生。	
						20.7~21.8m 崩壊激しくケーシング挿入時間を要 す。	
						21.8~23.8m 崩壊著しいが掘削は早い。	
25							
	25.5		硬	暗灰	弱風化 泥岩	25.5~28.0m 亀裂は少ないが, コアは短棒状(10cm以下)となり 一部は礫状。暗灰色の泥岩。	
	28.0					23.8~28.0m 掘削にムラあり, ケーシング挿入に時 間を要す。	
			硬	暗灰	泥岩	28.0~30.0m 送水掘削で長棒状に採取, 硬質で時間を要す。 網目状亀裂なし, 稀に30°程度の亀裂あり。 貝化石あり(29.8m)	
30	30.0						

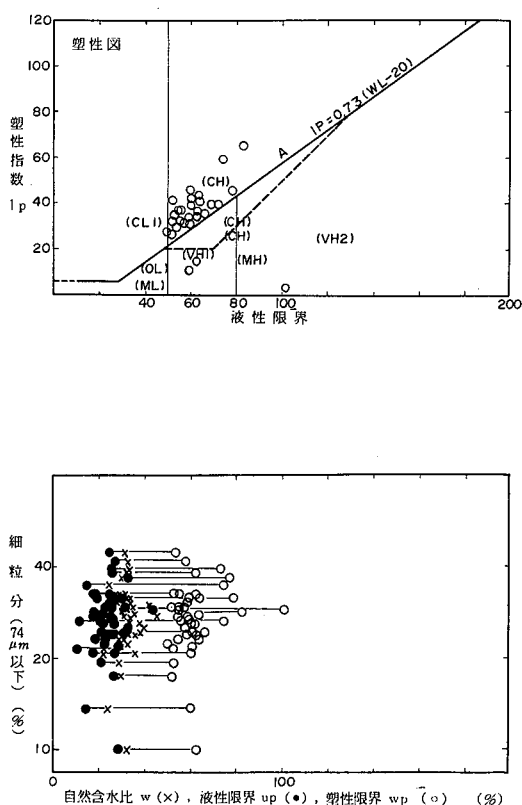
図-7-1 ボーリング柱状図の1例

深 度 m	深度 標高 m	地 質 記 号	硬 軟	色 調	分 類	記 事	揚 水 試 験
	0.4		↑ 最軟	黒 褐	表土	0.0~0.4m 腐植質表土, 植物根含む	Q=0.12 l/min K=9.4× 10 ⁻⁶ cm/sec
				黄 褐	岩片混り 粘土	0.4~4.0m シルト質粘土, 褐色亜角礫状泥岩片(径1.0~2.0cm)を含む。 2.0m以深コアしまる。	
	4.0		軟		粘土	0.0~4.0m 孔内崩壊激しい。漏水。 4.0~5.0m 強風化泥岩を含む粘土(褐色), 脈状の酸化部があり, 泥岩の強風化物ともみられる。	
5	5.0		軟		粘土	5.0~11.0m シルト質粘土を基質とし, 礫を含む。基質はよくしまっている。 含有礫は7.5m付近を境に礫(含)種が異なる。 7.50m以浅は径1.0~4.0cm亜角礫泥岩片 7.50m以深は径1.0~2.0cm青灰色硬質砂岩 10.6~10.7m 黒色を帯びる。腐植質 8.0~11.0m 孔内崩壊激しい。	Q=0.423 l/mjn K=1.1× 10 ⁻⁴ cm/sec
10	11.0		軟	暗 褐 灰	礫混り 粘土	粘性土層(段丘性?)	Q=0.018 l/min K=9.2× 10 ⁻⁶ cm/sec
			やや 硬	暗 灰	礫混り 粘土	粘性土層(地すべり性) 11.0~17.0m 泥岩の風化物よりなる粘土。 亜角礫泥岩礫(径0.5~4.0cm)を含む。礫と基質は明瞭に区別される。 12.0~12.4m } 岩組織みられる。泥岩塊の可能性もある。 15.0~15.6m } 14.0~14.5m 砂岩塊 14.4~14.5m 送水コア棒状 16.5~17.0m よくしまった粘土, 部分的に含水多し。	
15	17.0		やや 硬	暗 灰	弱風化 泥岩	未風化岩層	
20	20.0		やや 硬	暗 灰	弱風化 泥岩 (破碎)	20.0~25.0m 送水棒状コアが採取される暗灰色泥岩 網状亀裂多い 22.6~23.0m コア採取悪い 20.6~21.2m } 砂岩~砂質 24.4~24.7m } 23.0m以深 コア安定	Q=0.006 l/min K=4.0× 10 ⁻⁶ cm/sec
25	25.0		やや 硬	暗 灰	弱風化 泥岩 (破碎)		Q=0.004 l/min K=4.9× 10 ⁻⁶ cm/sec

図-7-2 ボーリング柱状図の1例

これまで確認された地すべり面は、ほとんどの場合風化泥岩中に形成している。パイプ歪計・ワイヤー式多層移動量計により移動が確認された付近の風化泥岩中には、必ず紫色を帯びた粘土層が挟在している。粘土層は20～100cmの厚さで1枚の場合もあれば、厚さ数cmのものが数枚挟在することもある。このような粘土層は稠密で含水量も多く、薄いwater filmを挟む場合もあり、その特性からみて、地すべり面粘土と推定される。

地すべり斜面の粘性土については、多数の土質試験が行われている。表－2にその結果を示す。粘性土はほとんどがCH領域にプロットされ、塑性指数は25～45程度である（図－8）。



図－8 地すべり崩積土（粘性土）の塑性図

表-2 土質試験結果一覧表(1)

昭和43, 44年度

試料	No.	43-10	43-10	43-16	43-16	43-22	43-22	43-22	A-1	A-2	A-3
深 度	m	3.00~3.55	4.49~5.40	3.00~3.73	7.00~7.65	3.00~3.60	5.00~5.60				
試料種別	乱さな	○	○	○	○	○	○				
	乱した										
粒度による土の分類		粘土	粘土	粘土	シルト質粘土	粘土	粘土	粘土	シルト質粘土	粘土質ローム	粘土質ローム
粒 度 試 験	礫 分	%	0.2		0.7			2.0	3.3	2.6	7.3
	砂 分	%	17.4	19.0	12.1	4.0	20.7	15.0	12.9	20.2	23.7
	シルト分	%	41.4	50.0	54.2	58.2	48.3	41.8	53.3	52.2	44.0
	粘土分	%	41.0	31.0	33.0	37.5	31.0	43.0	30.5	25.0	25.0
	60% 粒径	D_{60} mm	0.015	0.019	0.023	0.013	0.022	0.015	0.0215	0.031	0.041
	30% 粒径	D_{30} mm									
	10% 粒径	D_{10} mm									
	均等係数	U _c									
	曲率係数	C _c									
自然含水比		W%	32.2	31.9	26.5	29.9	30.2	31.1	31.6	35.2	31.8
真 比 重		G _s	2.70	2.71	2.72	2.76	2.75	2.75	2.71	2.77	2.76
単位体積重量		Gr/cf	1.82	1.79	1.89	1.76	1.67	1.72	1.89	1.83	1.97
乾 燥 密 度		Grd/cf	1.38	1.36	1.49	1.38	1.30	1.31	1.44	1.35	1.49
間 隙 比		e	0.96	0.99	0.83	1.0	1.12	1.07	0.88	1.05	0.85
飽 和 度		S _r %	90.6	86.5	86.3	82.5	74.2	76.5	97.3	92.9	103.3
稠 度 試 験	液性限界	w _l %	57.9	57.0	68.9	77.7	54.6	53.5	101.3	58.2	62.1
	塑性限界	w _p %	26.8	25.1	29.6	32.7	22.1	24.1	43.3	25.5	24.0
	塑性指数	I _p	31.1	31.9	39.3	45.0	32.5	29.2	3.4	10.3	14.4
	流動指数	I _f	9.3	9.5	72.8	68.0	11.8	6.1			
直接剪断試験	粘 着 力	C kg/cf								0.15	
	内部摩擦角	ϕ°								17°30'	
三軸圧縮試験	粘 着 力	C_{uu} kg/cf	0.26	0.21	0.29	0.15	0.32	0.19			
	内部摩擦角	ϕ°	7°36'	9°01'	6°52'	9°31'	9°02'	12°14'			
一軸圧縮試験	圧 縮 強 度	q_u kg/cf	0.595	0.491	0.645	0.325	0.692	0.432	0.251 0.255	0.560	
	ねりかえした土の圧縮強度	q_{ur} kg/cf							0.530	0.394	
	鋭 敏 比	S _t								1.43	

土質試験結果一覧表(2)

昭和44年度

試料		No	B-1	B-2	B-3	B-4	B-5	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5
深度		m										
試料種別	乱さない											
	乱した											
粒度による土の分類			粘土質ローム	シルト質粘土ローム	粘土	粘土質ローム	粘土質ローム	シルト質粘土ローム	粘土質ローム	粘土	シルト質粘土ローム	粘土質ローム
試験	礫分	%	3.0	3.3	2.8	3.4	9.9	3.9	7.9	1.5	1.8	6.7
	砂分	%	23.6	19.0	15.6	19.8	14.7	18.8	16.3	12.6	17.0	19.9
	シルト分	%	49.9	51.2	51.1	47.8	47.8	51.8	47.8	54.4	53.7	43.9
	粘土分	%	23.5	26.6	30.5	29.0	27.5	25.5	28.0	31.5	27.5	29.5
	60% 粒径	D_{60} mm	0.039	0.0265	0.0225	0.029	0.027	0.035	0.029	0.0255	0.0245	0.036
	30% 粒径	D_{30} mm										
	10% 粒径	D_{10} mm										
	均等係数	U_c										
	曲率係数	C_c										
自然含水比		W%	32.3	39.0	42.3	45.2	25.8	29.9	33.6	41.8	37.3	35.2
真比重		G_s	2.77	2.75	2.77	2.74	2.77	1.89	2.73	2.73	27.1	2.74
単位体積重量		G_r/cu	1.88	1.63	1.86	1.69	1.96	1.99	1.89	1.75	1.93	1.82
乾燥密度		G_{rd}/cu	1.42	1.17	1.31	1.16	1.56	1.45	1.41	1.23	1.41	1.36
間隙比		e	0.95	1.35	1.11	1.36	0.78	0.90	0.91	1.22	0.92	1.01
飽和度		$S_r\%$	94.2	79.4	105.66	91.1	91.6	91.7	97.6	93.52	109.9	95.5
稠度試験	液性限界	$w_l\%$	49.5	57.4	54.3	58.5	61.6	60.3	55.3	58.2	60.0	63.5
	塑性限界	$w_p\%$	22.1	25.0	22.8	25.3	21.4	21.0	20.4	25.8	26.6	21.2
	塑性指数	I_p	27.4	32.3	31.5	33.2	39.7	39.3	31.9	32.4	33.4	42.3
	流動指数	I_f	15.7	12.3	20.9	17.6	9.4	24.0	8.2	14.9	9.9	11.6
直接剪断試験	粘着力	C kg/cu			0.12	0.26		0.13		0.29		0.20
	内部摩擦角	ϕ°			$11^\circ 02'$	$13^\circ 40'$		$18^\circ 10'$		$8^\circ 30'$		$4^\circ 21'$
三軸圧縮試験	粘着力	C_{uu} kg/cu										
	内部摩擦角	ϕ°										
一軸圧縮試験	圧縮強度	q_u kg/cu										
	ねりかえした土の圧縮強度	q_{ur} kg/cu										
	鋭敏比	S_t										

土質試験結果一覧表(3)

昭和44年度

試料		No.	D-1	D-2	D-3	D-4	E-1	E-2	F	G	H
深度		m									
試料種別	乱さない									○	○
	乱した										
粒度による土の分類			粘土	粘土質 ローム	粘土	粘土質 ローム	砂	ローム	シルト質 粘土ローム	シルト質 ローム	粘土
粒 度 試 験	礫分	%	2.3	8.6	6.1	22.2	55.4	13.1	1.1	2.7	3.0
	砂分	%	14.1	18.4	17.3	19.6	41.0	27.8	15.0	19.0	12.7
	シルト分	%	51.6	44.4	41.6	37.2	3.6	43.1	58.4	59.3	53.3
	粘土分	%	32.0	28.5	33.0	21.0		16.0	25.5	19.0	31.0
	60%粒径	D_{60} mm	0.023	0.027	0.02	0.1	3.0	0.083	0.0315	0.039	0.021
	30%粒径	D_{30} mm									
	10%粒径	D_{10} mm						0.0023			0.0018
	均等係数	U_c						36.08			11.67
	曲率係数	C_c									
自然含水比		W%	33.9	33.3	33.4	35.4	31.8	29.1	28.6	34.4	34.1
真比重		G_s	2.74	2.70	2.74	2.74	2.76	2.76	2.77	2.76	2.76
単位体積重量		G_r/cm^3	1.89	1.91	1.96	1.90	1.88	2.00	1.94	1.84	1.84
乾燥密度		G_{rd}/cm^3	1.41	1.43	1.47	1.40	1.43	1.55	1.51	1.37	1.37
間隙比		e	0.94	0.89	0.86	0.96	0.93	0.78	0.83	1.01	1.01
飽和度		$S_r\%$	98.9	102.2	106.4	101.0	94.4	103.0	95.6	94.0	93.2
稠 度 試 験	液性限界	w _l %	58.4	59.0	59.0	59.5	62.5	51.8	66.0	52.0	51.3
	塑性限界	w _p %	24.9	25.6	27.6	26.8	28.1	26.2	30.2	20.4	25.9
	塑性指数	I _p	33.5	33.4	31.4	32.7	34.4	25.6	35.8	31.6	25.4
	流動指数	I _f	12.7	5.6	14.3	12.0	10.5	16.5	22.8	10.9	15.2
直接 剪断 試験	粘着力	C kg/cm ²	0.11								
	内部摩擦角	ϕ°	16°50′								
三軸 圧縮 試験	粘着力	C_{uu} kg/cm ²									
	内部摩擦角	ϕ°									
一軸 圧縮 試験	圧縮強度	q_u kg/cm ²									0.0332 0.269
	ねりかえした土の圧縮強度	q_{ur} kg/cm ²									0.246
	鋭敏比	St									1.37 1.09

土質試験結果一覧表(4)

昭和45年度

試料		No.	45-8	45-9	45-10	45-11	45-15	
深度		m	3.00~3.55	2.30~2.70	2.00~2.35	1.30~1.75	3.00~3.10	
試料種別	乱さない							
	乱した							
粒度による土の分類			粘土	粘土質ローム	粘土	粘土	粘土質ローム	シルト質粘土ローム
粒 度 試 験	礫分	%	6.3	2.7	2.1	1.8	4.1	2.5
	砂分	%	23.5	24.9	26.1	14.5	22.4	16.5
	シルト分	%	40.2	49.9	43.8	49.7	49.5	52.0
	粘土分	%	30.0	22.5	34.0	34.0	24.0	29.0
	60%粒径	D_{60} mm	0.0475	0.052	0.037	0.029	0.048	0.042
	30%粒径	D_{30} mm	0.005	0.011	0.0036	0.0034	0.0072	0.0055
	10%粒径	D_{10} mm						
	均等係数	U_c						
	曲率係数	C_c						
自然含水比		W%	29.474	29.332	27.557	31.367	28.861	30.860
真比重		G_s	2.734	2.742	2.706	2.706	2.693	2.704
単位体積重量		Gr/cm^3	1.895	1.895	1.920	1.851	1.895	1.877
乾燥密度		Gr_d/cm^3	1.465	1.462	1.490	1.409	1.464	1.434
間隙比		e	0.866	0.876	0.816	0.921	0.831	0.886
飽和度		$S_r\%$	92.602	86.275	95.708	92.160	94.604	94.182
稠度試験	液性限界	wl%	82.60	60.15	55.17	52.57	54.475	54.32
	塑性限界	wp%	17.65	18.65	18.81	17.99	18.16	17.66
	塑性指数	I_p	64.95	41.50	36.36	34.58	36.59	36.66
	流動指数	I_f	14.86	20.72	112.42	10.26	12.00	10.37
直接剪断試験	粘着力	C kg/cm^2						
	内部摩擦角	ϕ°						
三軸圧縮試験	粘着力	C_{uu} kg/cm^2	0.17	0.235	0.13	0.25	0.12	0.16
	内部摩擦角	ϕ°	2°45'	2°45'	8°40'	3°00'	4°15'	1°20'
一軸圧縮試験	圧縮強度	q_u kg/cm^2	0.591 0.604					0.285 0.167
	ねりかえした土の圧縮強度	q_{ur} kg/cm^2	0.806	0.372 0.447	0.435 0.451	0.242 0.234	0.569	0.393
	鋭敏比	S_t						

土質試験結果一覧表(5)

昭和52年度

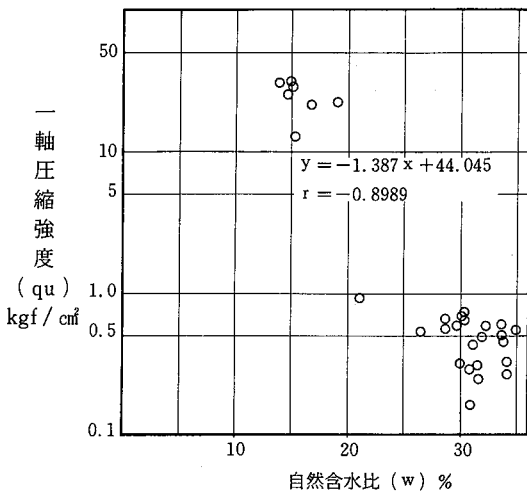
試料		No.	集水井	集水井	集水井	集水井	集水井	集水井
深 度		m	2	4	6	8	10	12
試料種別	乱 さ な い							
	乱 し た							
粒 度 に よ る 土 の 分 類			シルト質砂	粘土質シルト	粘 土	粘土質シルト	粘 土	粘 土
粒 度 試 験	礫 分	%	0.5	0.5				
	砂 分	%	77.5	18.5	14.0	19.0	24.5	8.5
	シルト分	%	13.0	59.0	50.0	53.0	43.0	49.0
	粘 土 分	%	9.0	22.0	36.0	28.0	32.5	42.5
	60 % 粒 径	D_{60} mm	0.32	0.044	0.023	0.037	0.032	0.016
	30 % 粒 径	D_{30} mm	0.20	0.0015	0.0031	0.0059	0.0041	0.0021
	10 % 粒 径	D_{10} mm	0.007	0.0010				
	均 等 係 数	Uc	45.71	44.00				
	曲 率 係 数	Cc	17.86	3.00				
自 然 含 水 比		W%	23.447	21.804	24.333	24.512	18.367	21.075
真 比 重		Gs	2.722	2.708	2.719	2.695	2.722	2.718
単 位 体 積 重 量		Gr/cm ³	1.923	1.913	1.975	1.984	1.988	2.002
乾 燥 密 度		Grd/cm ³	1.558	1.571	1.588	1.593	1.679	1.654
間 隙 比		e	0.747	0.724	0.712	0.692	0.621	0.643
飽 和 度		Sr%	85.44	81.55	92.92	95.46	80.51	89.09
稠 度 試 験	液 性 限 界	wl%	59.60	52.00	74.25	51.25		
	塑 性 限 界	wp%	14.31	10.05	14.64	11.31		
	塑 性 指 数	Ip	45.29	41.95	59.61	39.94		
	流 動 指 数	If	14.16	14.75	14.99	12.67		
直接剪断試験	粘 着 力	C kg/cm ²						
	内 部 摩 擦 角	ϕ°						
三軸圧縮試験	粘 着 力	C_{uu} kg/cm ²			1.11			
	内 部 摩 擦 角	ϕ°			15°30'			
一軸圧縮試験	圧 縮 強 度	q_u kg/cm ²						
	ねりかえした土の圧縮強度	q_{ur} kg/cm ²						
	鋭 敏 比	St						

土質試験結果一覧表(6)

(一次試験時採取)

(二次試験時採取) 昭和53年度

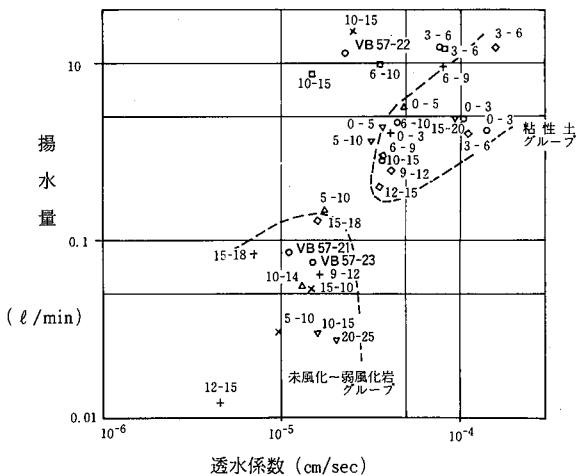
試料	No.	1	4	2	3	5	6
深 度	m						
試料種別	乱 さ な い						
	乱 し た	○	○	○	○	○	○
粒 度 に よ る 土 の 分 類		粘 土	粘 土	粘 土	粘土質シルト	粘 土	粘土質シルト
粒 度 試 験	礫 分	%	0.5	1.0	0.5	1.0	16.0
	砂 分	%	15.0	13.0	9.0	15.0	27.5
	シルト分	%	45.0	53.0	52.0	60.0	35.5
	粘 土 分	%	39.5	33.0	38.5	24.0	21.0
	60 % 粒 径	D_{60} mm	0.0186	0.032	0.0195	0.058	0.086
	30 % 粒 径	D_{30} mm	0.00255	0.00398	0.0027	0.0088	0.0153
	10 % 粒 径	D_{10} mm					0.00118
	均 等 係 数	U_c					72.9
	曲 率 係 数	C_c					2.26
自 然 含 水 比		W%	33.78	33.89	31.43	30.27	28.74
真 比 重		G_s	2.611	2.618	2.630	2.612	2.615
単 位 体 積 重 量		G_r/cm^3	1.585	1.564	1.453	1.566	1.550
乾 燥 密 度		G_{rd}/cm^3	1.185	1.168	1.106	1.202	1.205
間 隙 比		e	1.203	1.241	1.378	1.173	1.170
飽 和 度		$S_r\%$	73.32	71.49	59.99	67.40	14.24
稠 度 試 験	液 性 限 界	wl%	63.75	63.10	62.13	63.45	62.55
	塑 性 限 界	wp%	25.54	19.27	25.65	22.48	24.05
	塑 性 指 数	I_p	38.21	43.83	36.48	40.97	38.50
	流 動 指 数	I_f	10.80	11.00	10.85	10.90	14.35
直接剪断試験	粘 着 力	C kg/cm^2	0.380	0.380	0.355	0.375	0.405
	内 部 摩 擦 角	ϕ°	19°20'	19°50'	17°30'	27°00'	26°50'
三軸圧縮試験	粘 着 力	C_{uu} kg/cm^2	0.370	0.259	0.195	0.367	0.502
	内 部 摩 擦 角	ϕ°	4°30'	8°10'	13°10'	11°20'	10°40'
一軸圧縮試験	圧 縮 強 度	q_u kg/cm^2	① 0.619 ② 0.504	① 0.494 ② 0.467	① 0.312 ② 0.324	① 0.752 ② 0.655	① 0.665 ② 0.571
	ねりかえした土の圧縮強度	q_{ur} kg/cm^2					
	鋭 敏 比	S_t					



図－9 自然含水比（w）と一軸圧縮強度（qu）の相関図

粘性土と泥岩の一軸圧縮強度を、その含水比を指標に比較を行うと、両者の間にはきわめて良い負の相関（ $r = -0.8989$, $y = -1.387x + 44.045$ ）が存在する。泥岩の一軸圧縮強度が20～30kgf/cm²であるのに対し、粘性土のそれは0.3～0.7kgf/cm²となり、1/5～1/10に低下する。それに伴い含水量は15%程度増加している（図－9）。

しかしこれらの試験値のなかには、地すべり面粘土の試験値がないこと。風化泥岩の試験が試料採取の面から困難なことなど、今後検討する課題はかなり含まれている。



図－10 揚水量と透水係数相関図

以上の3層の水理特性については、これまで揚水試験・地下水検層等を行っている。透水係数と揚水量の相関図を図－10に示す。粘性土層・風化岩層の上部が属する揚水量・透水係数とも大きいグループ、風化岩層の下部・未風化岩層が属する揚水量・透水係数とも小さいグループに2分される。

6 移動状況

蛇香沢斜面では、地表の移動測量、地中伸縮計、パイプ歪計、ワイヤー式多層移動量計による地すべり面付近の移動量観測を行ってきた。

地表の移動測量は1980年以降継続して行っている。それ以前については、ほぼ同じ位置の測線の測量結果を比較することにより、移動量を推定できる。1977年と1980年に測量した結果を比較したものを図-11に示す。2回の測量の間には、斜面全域の整地作業が行われ、斜面がほぼ一定傾斜となった時期がある。にもかかわらず、図上に現われた滑落崖の位置はほとんど変化がなく、地すべり土塊が、地すべり面の上をベルトコンベアの上に乗って移動しているような現象が認められる。斜面の上部に沈降部が多いのは、測線が若干異なったためであり、末端部の上昇は、土留工の施工による盛土が原因である。2回の測定期間の間の総移動量は、斜面上部から下部になるにつれしだいに増加してゆき、最下部のV B 52-7 孔は3年間で32m移動していた。

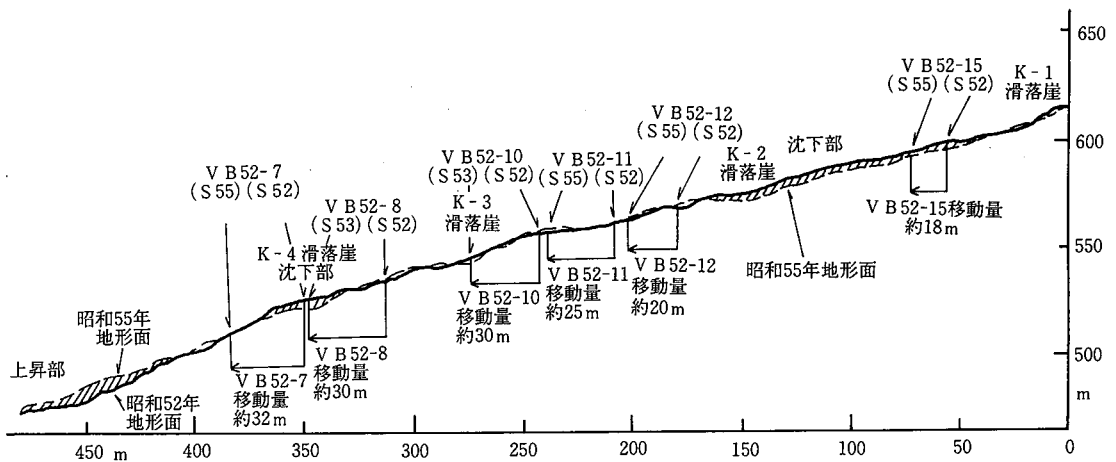


図-11 昭和52年5月～昭和55年4月間の地表面移動量

移動測量による各標柱の移動方向と、移動量を図-12に示す。各標柱の移動方向は地すべりの延びの方向とはほぼ一致し、斜面上部では南々西から北々東であるのに対し、下部では南々東から北々西となっている。また斜面東側の滑落崖付近の標柱は南々東から北々西となっている。このような結果には、東側滑落崖方向から移動してくる土塊の影響が現われている。

昭和55年以降、降雪期～融雪期、融雪期～降雪期に2分し、移動量を比較すると、移動の中心が期をおって杭打工の施工されていない部分へ移動している。しかし杭打工施工後の斜面でも部分的に移動が観測されている部分もある。

7 A-A' 斜面土塊の挙動と杭抵抗応力について

7-1 塩ビ管歪計による地中変位測定

中央斜面A-A'線55-1より55-25まで(図-13参照)の間に20~50m間隔にボーリング地下探査を行った(昭55年)。そのうちの55-3, 6, 11, 14, 19, 25の6孔のボーリング孔に塩ビ管歪計を挿入し, また55-6, 14, 22のボーリング孔にはワイヤー式多層移動量計を挿入し, 地すべり面の確認と地中土塊の変位伝播の解析を行った。

またこの斜面に, 図-13, 14に示すごとく7段の鋼管杭(径318.5mm, 厚10.3mm, 杭間隔2.0m)の杭打工事を1980年11月~翌1981年4月に施工した。これらの各段毎に1本の歪試験杭を配置して計測を行い, 杭のひずみより曲げモーメント, せん断力, 杭反力の解析を行った。

この斜面の土質累重, 地すべり面, 塩ビ管歪計および鋼管杭挿入位置は図-14に示すとおりである。

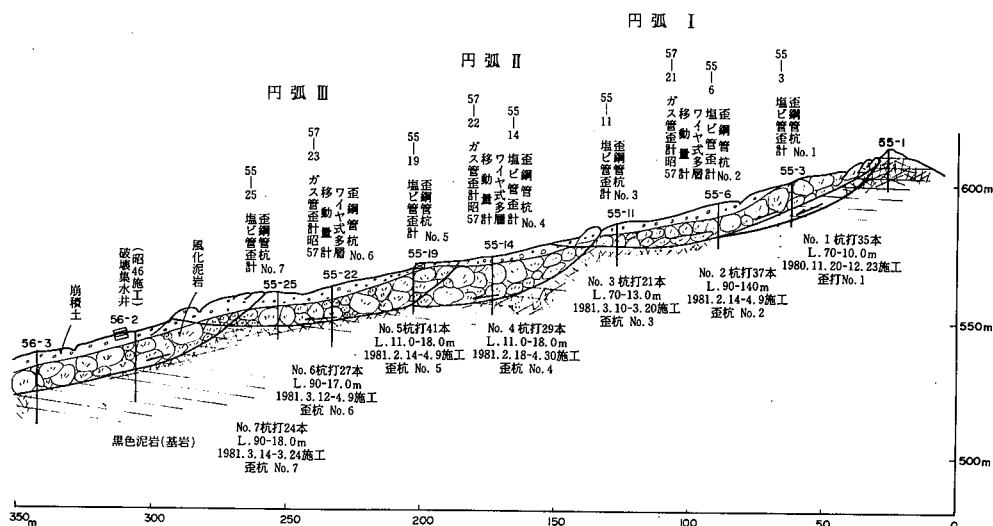


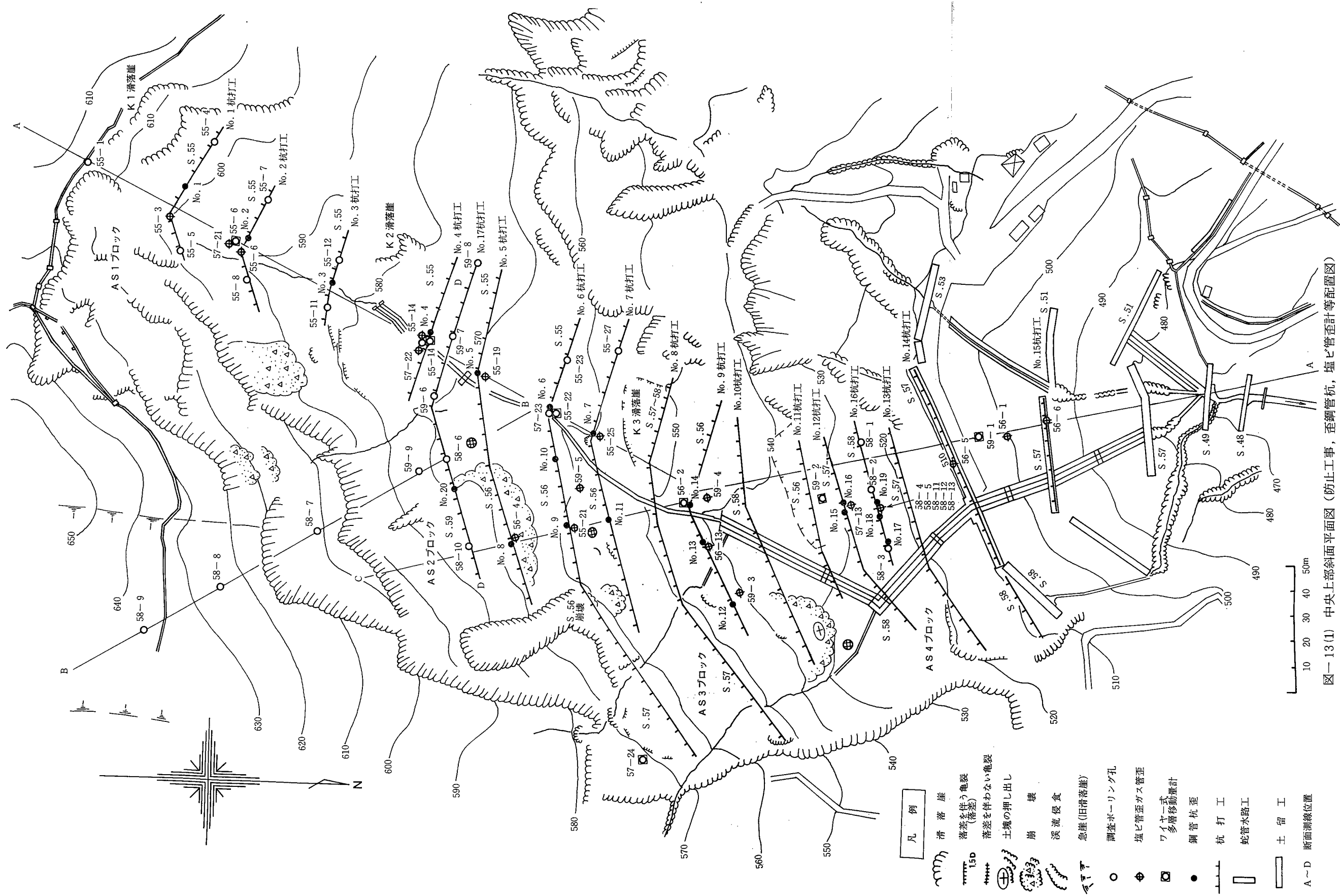
図-14 地質縦断および杭打工, 歪計測器類配置図

塩ビ管歪計の測定結果を解析すると次のとおりとなる。なお, 歪累積図は上流側ひずみにより表示した。

(1) 55-3 塩ビ管歪計

ひずみ累積状態に示されるごとく, 地すべり面は2層となっている。深さ13~14mの深層地すべり面が7月23日より移動開始し, 12月4日に -0.5×10^{-3} のひずみ量となっている。深さ3.0mmの浅層の地すべり面は10月21日移動開始し, 12月4日には 1.2×10^{-3} のひずみ量に達している。

主要すべり面は13~14mの深さであり, 浅層の地すべり面は塑性破壊の流動によるものと考えられる。



図一 13 (1) 中央上部斜面平面図 (防止工事, 歪鋼管杭, 塩ビ管歪計等配置図)

また、土質累重状態は6.5～8.5 mが風化泥岩、その下層が未風化泥岩であって、地すべり面は、8.0～8.5 mと推察したのであるが、測定結果はそれより深く、未風化泥岩層に形成されていることが明らかになった。

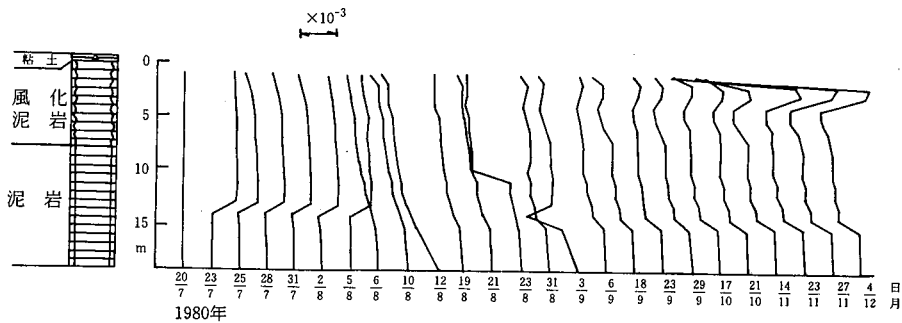


図-15 55-3 塩ビ管歪計累積図

(2) 55-6 塩ビ管歪計

深さ3.0 mの上層地すべりは8月2日より変位が開始し、9月18日には -14.6×10^{-3} に達した。

深さ11.0 mの下層地すべりは8月10日より移動が開始し、12月19日には 1.5×10^{-3} のひずみ量に達している。

この2層の地すべり面とも風化泥岩層中に形成されている。

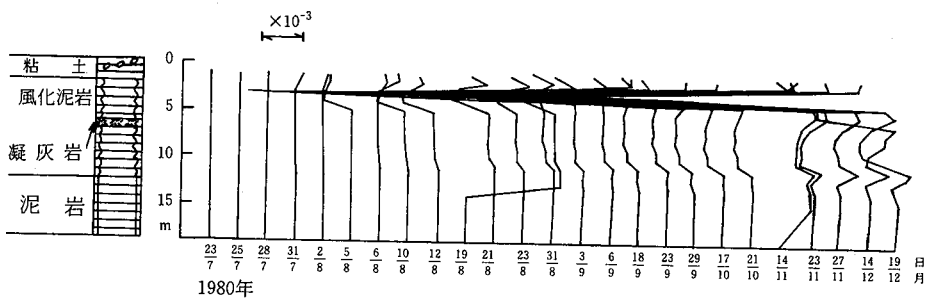


図-16 55-6 塩ビ管歪計累積図

(3) 55-11 塩ビ管歪計

深さ8.0 mの風化泥岩層中に地すべり面が形成され、8月6日より変位が開始し、12月19日には 14.0×10^{-3} のひずみ量に達している。

地すべり面は一層で、ここにひずみ量が卓越し、これ以浅は塑性的変位がみられる。

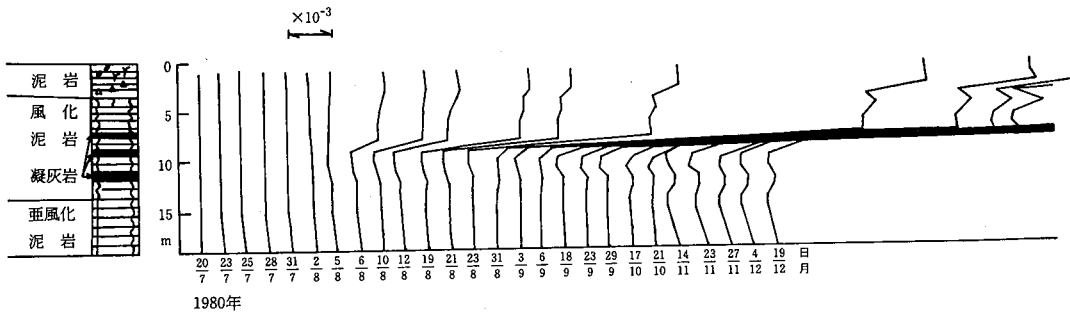


図-17 55-11塩ビ管歪計累積図

(4) 55-14塩ビ管歪計

深さ15.0 mの亜風化泥岩中に地すべり面が形成され、8月23日より変位を開始し、11月14日には 11.1×10^{-3} のひずみ量に達している。

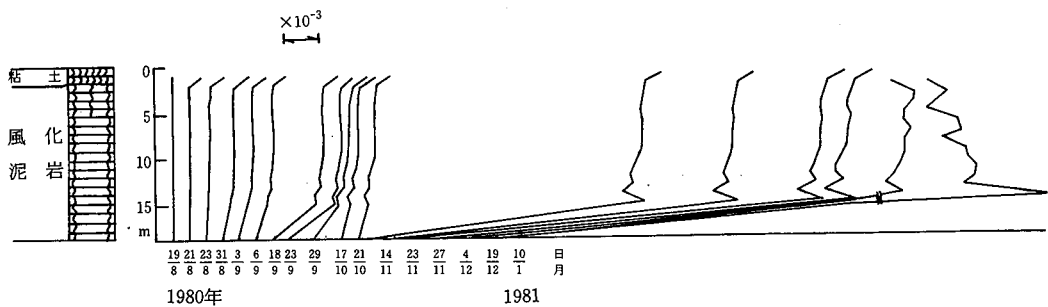


図-18 55-14塩ビ管歪計累積図

(5) 55-19塩ビ管歪計

深さ14.0 mの風化泥岩層中に地すべり面が形成され、その変位は8月19日より開始し、9月23日には -12.0×10^{-3} のひずみ量に達している。

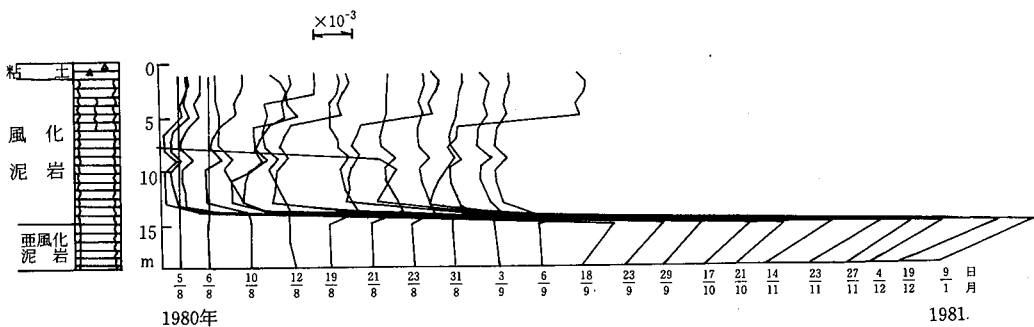


図-19 55-19塩ビ管歪計累積図

(6) 55-25 塩ビ管歪計

深さ15.0 m の風化泥岩層に地すべり面が形成され、変位は8月10日より開始し、12月4日には -8.2×10^{-3} のひずみ量に達している。

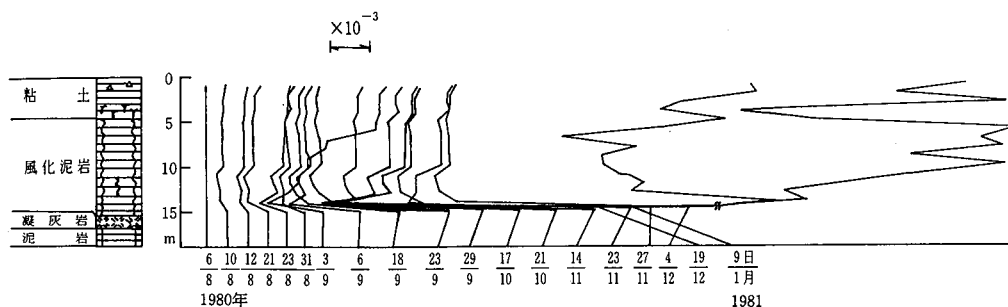
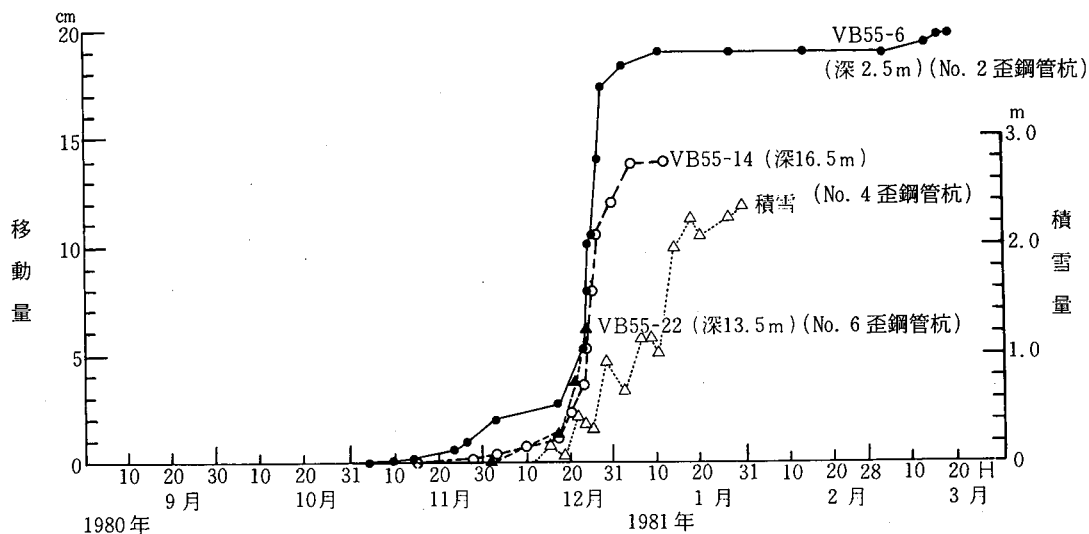


図-20 55-25塩ビ管歪計累積図

7-2 ワイヤ式多層移動量計による地中変位測定

前節塩ビ管歪計の55-6, 14地点および55-19と25の中間の55-22地点にワイヤ式多層移動量計を設置し計測を行った。

その結果は図-21および表-3のごとくになった。



()は近傍にある歪鋼管杭

図-21 ワイヤ式多層移動量計移動累積図

表-3 塩ビ管歪計およびワイヤー式多層移動量計測結果対比一覧表

	55-3	55-6		55-11	55-14		55-19	55-22	55-25
	塩ビ管歪計	塩ビ管歪計	ワイヤー式 多層移動量計	塩ビ管歪計	塩ビ管歪計	ワイヤー式 多層移動量計	塩ビ管歪計	ワイヤー式 多層移動量計	塩ビ管歪計
移動開始点 (稜線)か らの距離	37.0 m	63.0 m	63.0 m	100.0 m	145.0 m	145.0 m	172.0 m	202.0 m	222.0 m
測定開始日	1981年 7月20日	1981年 7月23日	1981年 8月31日	1981年 7月23日	1981年 8月19日	1981年 8月31日	1981年 8月5日	1981年 8月21日	1981年 8月6日
移動開始日	① 7月23日	① 8月2日	10月11日	8月6日	8月23日	11月23日	8月19日	12月4日	8月10日
	② 10月21日	② 8月10日							
移動最大量 とその月日	① 0.50×10^{-3} 12月4日 ② 0.56×10^{-3} 12月4日	① 14.6×10^{-3} 9月18日 ② 1.5×10^{-3} 12月19日	19.0 m 1982年 1月10日	14.0×10^{-3} 12月19日	11.1×10^{-3} 11月14日	14.0 cm 1982年 1月6日	-12.0×10^{-3} 9月23日	6.0 cm 1981年 12月24日 断線	-8.2×10^{-3} 12月4日
変位深度	① 13.5 m	① 3.0 m	2.5 m	8.0 m	15.0 m	16.5 m	14.0 m	13.5 m	15.0 m
	② 2.5 m	② 11.0 m							
ヒズミ速度	4.18×10^{-9} /日	730×10^{-9} /日	71.8×10^{-9} /日	112.0×10^{-9} /日	133.7×10^{-9} /日	21.9×10^{-9} /日	342.9×10^{-9} /日	14.9×10^{-9} /日	70.7×10^{-9} /日

これらの測定結果から次のごとく考察することができる。

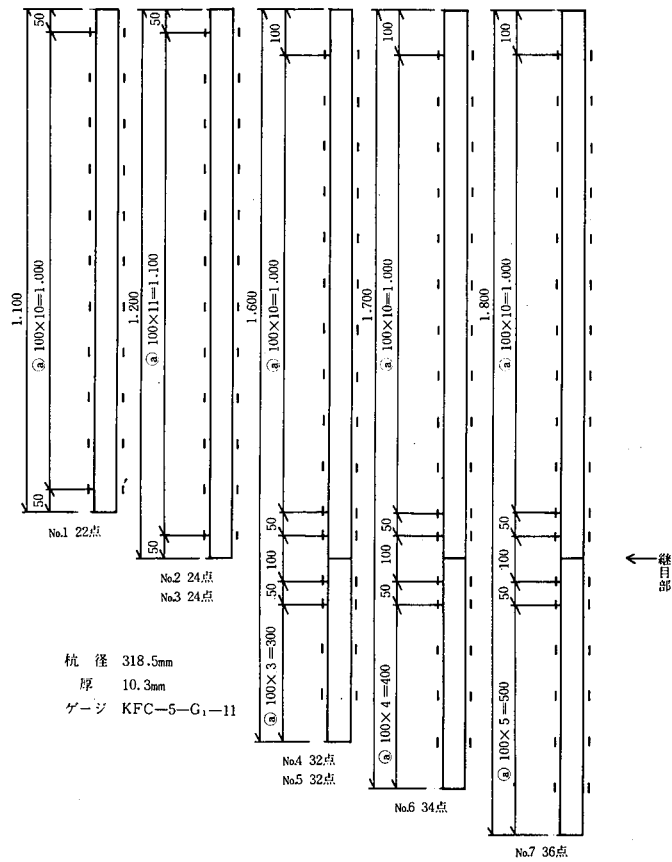
- (1) 地すべり斜面の変位の開始は上部から下部へ向って進行する。55-6の変位開始の10月11日から53日後の12月4日に55-22に到達している。したがって伝達速度は $\frac{139 \text{ m}}{53 \text{ 日}} = \frac{2.6 \text{ m}}{\text{日}} = \frac{0.18 \text{ cm}}{\text{分}}$ となる。
歪計 11-3~25間のひずみ伝達速度は $\frac{222.0 \text{ m}}{18 \text{ 日}} = \frac{12.33 \text{ m}}{\text{日}} = \frac{0.86 \text{ cm}}{\text{分}}$ である。
- (2) 移動量は斜面上部が大きく、下部が小さい傾向を示している。
- (3) ワイヤー式多層移動量計の変位は12月に入り、急増を記録する。しかし塩ビ管歪計においてはそれよりはるかに早期にひずみが増大する。すなわち 55-6塩ビ管歪計では70日前、55-14塩ビ管歪計では92日前に地中ひずみを記録している。塩ビ管歪計が 10×10^{-3} に達する頃からワイヤー式多層移動量に変位が記録され、地表の変位も開始される。
- (4) 降雪期の12月以降地表の変位、ワイヤー式多層移動量計とも顕著な変動を記録できるが、歪計の微視的計測においては7~8月からすでに変位が開始されている。このことは重要な内容を秘めている。すなわち地すべり災害は突如発生するもののように現象することもあるが、地中土塊においてはその数か月以前から変位を開始しており、したがって地中土塊を計測することによって災害の予知が可能であるとみることができる。

7-3 歪鋼管杭による測定解析

この斜面の図-13および14に示す位置に7段の地すべり防止杭の施工を行った(1980年11月~1981年4月)。この時期は前節で述べた地表、地中変位計測が示すごとく最も移動の激しい降雪期から融雪期であった。

各段に歪計をとりつけた鋼管杭(図-22参照)を1本ずつ図-13に示すごとく、55-3~25の塩ビ管歪計に対応させてNo.1~No.7の歪鋼管試験杭を配置した。

No. 1 No. 2, No. 3 No. 4, No. 5 No. 6 No. 7
 歪鋼管杭 歪鋼管杭 歪鋼管杭 歪鋼管杭 歪鋼管杭



計測したひずみ量から曲げモーメント、せん断力および杭反力を図上微積分によって求めた。その計算式は次のとおりである。

$$M = \frac{\epsilon E I}{r} \dots\dots\dots(1)$$

$$S = \frac{dM}{dx} \dots\dots\dots(2)$$

$$P = \frac{d^2 M}{dx^2} \dots\dots\dots(3)$$

$$y = \iint \frac{\epsilon}{r} dx \dots\dots\dots(4)$$

ただし、

M：曲げモーメント

E：杭の弾性係数

S：せん断力

I：断面2次モーメント

P：杭反力

r：中立軸からストレングージの距離

x：杭頭からの深さ

ε：ヒズミ量

y：杭のたわみ（水平方向変位）

なお杭のひずみの(+), (-)は上流側を基準とし計算を行った。

(1) No.1 歪鋼管杭

ひずみ分布から求めた断面力分布は下図のごとくになった。

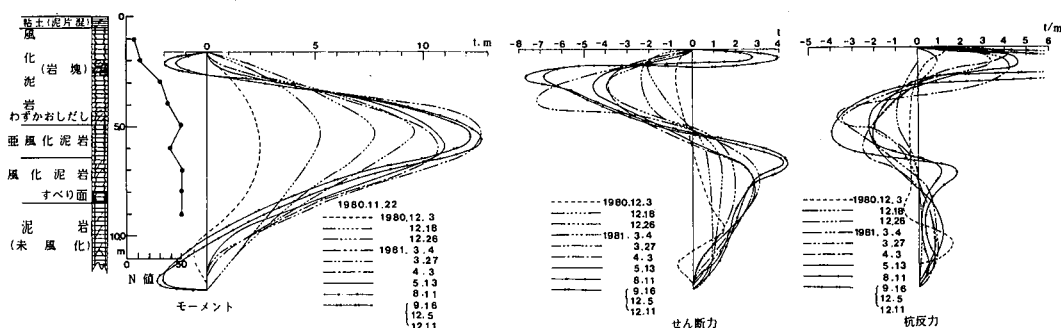


図-23 No. 1 歪鋼管杭

1980年11月22日に挿入した杭に生ずる最大曲げモーメントは12月3日に2.2 t-m,その後徐々に増大し、翌1981年5月13日には13.7 t-mに達している。

杭末端部のモーメント分布形状から地すべり面は10.0m以深の未風化泥岩層中に発生しており、そのため杭の根入長が不足となったものと推察される。このことは55-3 塩ビ管歪計と照合することによっても明らかである。

また杭頭付近に拘束反力が働き、地表近くが塑性流動している状態があらわれている。

(2) No.2 歪鋼管杭

断面力分布は次の図のごとく示される。

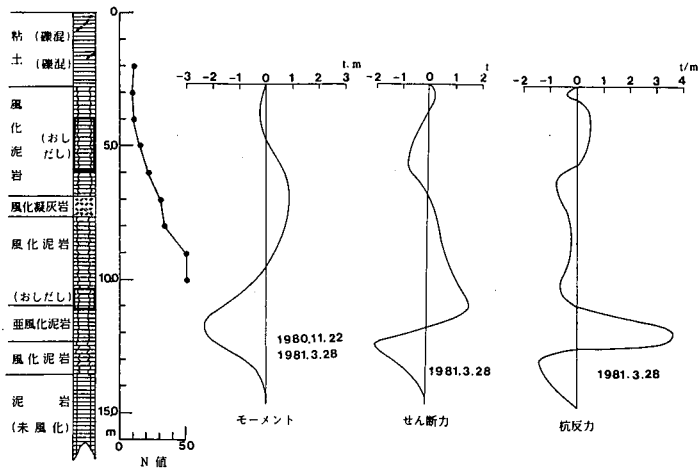


図-24 No. 2 歪鋼管杭

杭の挿入は1980年11月22日に行った。積雪中の1981年3月28日の最大曲げモーメントは2.4 t-mで他の杭と比較するときわめて小さい値であったが、その後地表土塊の移動が発生し、杭頭を2.6 mの深さに埋込んでいたため、歪計のケーブルが埋没し、測定不能となった。

地すべり面は5.0 mおよび11.0 mの深さ付近の風化泥岩層に形成しており、掘削挿入時のおしだしと55-6塩ビ管歪計の計測結果とはほぼ一致する。

この段の杭打は、この歪杭1本だけ11月22日に挿入し、積雪のため作業を中断し、翌1981年2月14日に作業を再開し、4月9日に完工した。したがって、この間歪杭に応力集中が作用したにもかかわらずモーメントの増大がなかったのは、その上方27 mにNo.1杭打工によって移動が防止されたことによるものと考察することができる。

このことはまた、この杭の近傍に設置した前述の55-6ワイヤー式多層移動量計 (図-21)にも現われている。

この図が示すごとく、2.0~3.0 mの深さで1980年11月中旬から1981年1月上旬にかけ187 cmの変位を示したが、その後3月上旬まではほとんど変位なく、3月中旬から漸増し、12月下旬までに45.7 cmに達している。しかし、この変位は地表付近の浅い土塊の変動である。

(3) No.3 歪鋼管杭

解析結果は図-25に示すごとくである。この杭は1980年12月4日に挿入設置した。12月26日にはすでにモーメントが著しく増大し、すでに弾性領域を超えている。

また、モーメント分布から推定される地すべり面 (モーメントゼロ点) と土質柱状図の地すべり面および55-11塩ビ管歪計の変位深度とはよく一致し、その深さは杭頭より6.0 m、地表より8.0

No. 1, No. 2 歪鋼管杭のモーメントが翌年3月下旬においてもそれほど増大しないにもかかわらず, No. 3 歪杭は挿入したその月の12月中に破壊領域に達している。したがって, No. 1 および No. 2 歪鋼管杭に続いている地すべり円弧とは別に, No. 3 歪鋼管杭付近から新たなすべり面が複合的に形成しているとみることができ。そして, No. 3, No. 4, No. 5 歪鋼管杭の土塊が一体となって活発に移動していることが, 地表の変位の大きさと, 杭のひずみ量の増大とその時期の一致から推察することができる。

(4) No. 4 歪鋼管杭

12月19日に挿入設置したが、8日後の12月27日には最大曲げモーメントが弾性領域を超え、移動の激しさをあらわすと共にせん断破壊的な挙動となっている。

また同位置にとりつけた前述の55-14ワイヤー式多層移動計(図-21)は1980年11月から12月下旬にかけて深さ16.0~17.0mにおいて14.0cmの変位が示されたが、その後変位はなく、1981年3月

この段の杭打工事は2月18日から4月30日に施工した。

この杭のモーメント分布は図-27に示すごとくである。1980年12月4日に挿入したが、12月25日はすでに弾性領域を超え、しかもせん断破壊となっている。

地すべり面は地表より13.0～14.0mであること
をあらわし、土質柱状図の地すべり面位置および
55-19塩ビ管歪計から得られた深さ14.0mと一致
している。

この段の杭打は2月14日から4月9日に施工した。

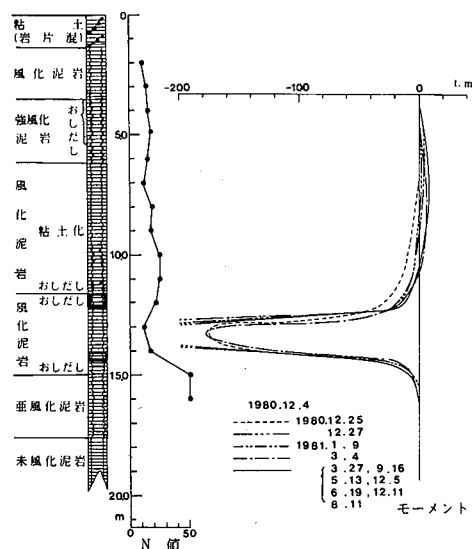


图-27 № 5 歪鋼管杭

モーメント，せん断力，杭反力分布を示すと下図のごとくなる。

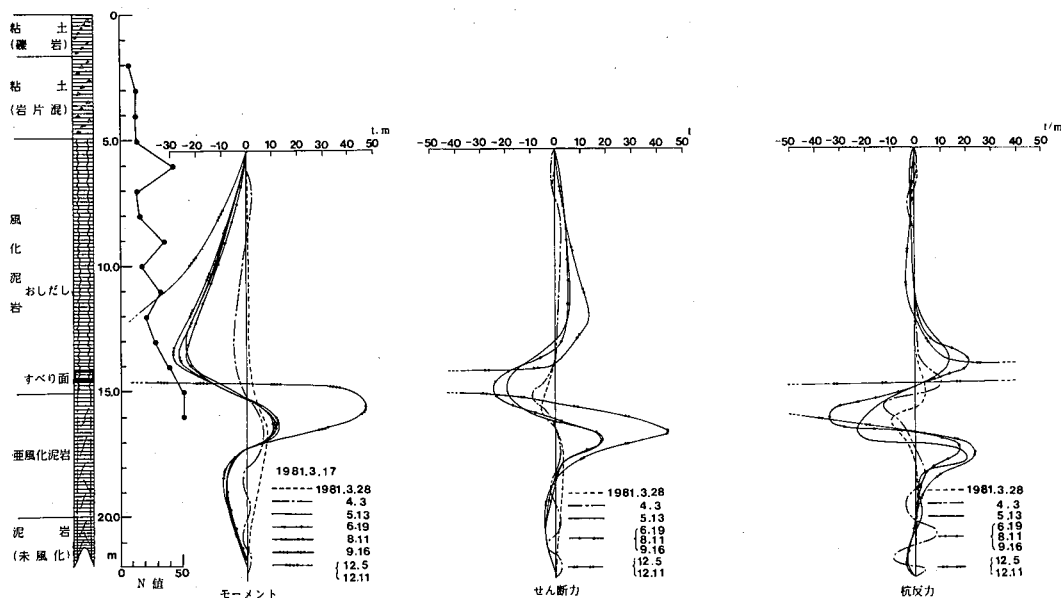


圖-28 № 6 歪鋼管杭

この杭は1981年3月17日挿入したが、モーメントの増大はNo.4, 5歪鋼管杭に比して小さい。その理由は上方3段の杭効果の影響によるものとみることができる。

地すべり面は深さ14.0～15.0mの風化泥岩層にあらわれ、ワイヤー式多層移動量計から得られた深度13.5m（表-3参照）とほぼ一致している。

この段の杭打は3月12日から4月9日に施工した。

(7) No.7 歪鋼管杭

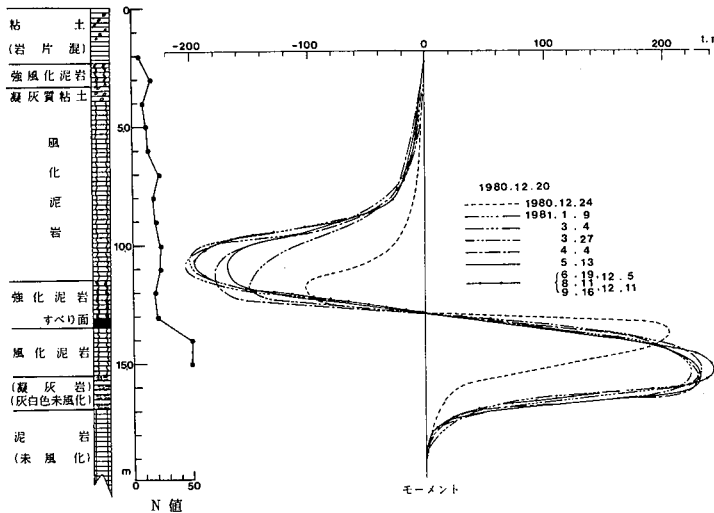


図-29 No. 7 歪鋼管杭

図に示されるごとく、杭の挿入設置は12月20日であるが、その4日後の最大モーメントは100 t-mおよび205 t-mとなり、破壊領域に達している。

地すべり面の深さは13.0mとなり、土質柱状図からの想定と一致し、また55-25塩ビ管歪計による深度ともほぼ一致している。

この杭段は末端であるが、この段の後方斜面は著しい移動を継続している。杭背面の土塊が移動して地盤反力が十分作用しない場合にはたちまち杭が破壊することを示している。

以上の結果を総括すると、次のごとくなる。

1. 移動中の斜面に杭の挿入を行うと、最初の杭にたちまち応力が集中し、破壊領域に達する。したがって、移動の激しい季節の杭打はさけ、移動のすくない夏期に施工することが大切である。
2. 応力集中をさけるために、短期間施工することが、杭の安全性にとってきわめて重要である。
3. 移動の激しい斜面では段数を増やし、地すべり推力を分断することが必要である。
4. 歪鋼管杭No.3, 4, 5のモーメントは12月中に急増しているこれに対し、No.1, 2歪鋼管杭のこの間の増大はやや緩慢である。そしてまたNo.7歪鋼管杭のモーメントの急増状態等と塩ビ管歪計およびボーリング調査結果を照合すると地すべり面は図-14の地すべり円弧Ⅰ, Ⅱ, Ⅲとして想定することができる。

7-4 地すべり斜面の2年後の挙動について

A-A' 斜面上部について調査を行い、杭打工事を施工した(1980年)。そして2年後の1982年に再度ボーリングによる土質累重状態の変化を調査した。そしてその孔にガス管歪計を挿入し、土塊の変位挙動の計測を行い、2年前の土質累重状態と地すべり面に相違が生じているかについての解析を試みた。

なお、ガス管は径60.5mm、厚7.6mm、断面2次モーメント 27.32cm^4 の鋼管である。

(1) 57-21ガス管歪計

この位置は、55-6塩ビ管歪計(図-14)およびNo.2歪鋼管杭(図-24参照)の近傍である。1982年12月15日に挿入し、1984年3月15日まで計測した結果を示すと、図-30のごとくなる。

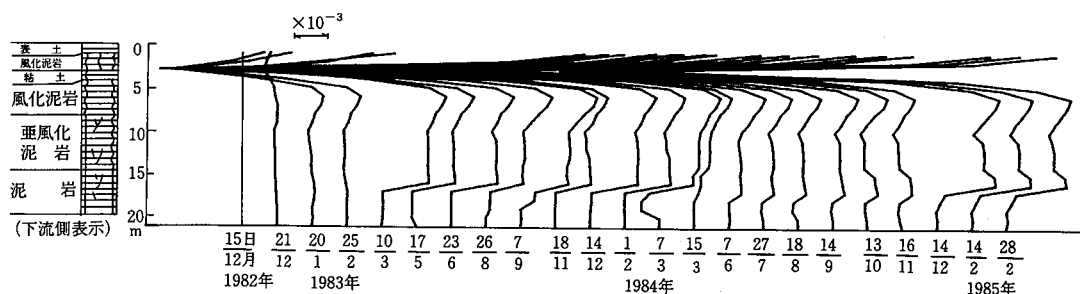


図-30 57-21 ガス管歪計累積図

この図によると、深度16.0mに地すべり面が形成され、1983年3月4日から活発な移動を開始している。しかし、55-6塩ビ管歪計および歪鋼管杭においては11.0mで地すべり面が形成しており、3年後に地すべり面が4.0m深くなって移動を開始している。

また、3年前の土質累重は13.5m以深は未風化の泥岩であったが、16.0mまで風化泥岩に移行しており、土質の変化と地すべり面の低下が並行して進行している状態を表わしている。

(2) 57-22ガス管歪計

この位置は、55-14塩ビ管歪計(図-18)、No.4鋼管歪計(図-26)に対応する。1982年12月15日から1984年3月15日までの計測結果は図-29に示すとおりである。

この図が示すごとく、地すべり面は18.0mと27.0mの深さに形成されている。これに対し、前述の55-14塩ビ管歪計では16.0m、No.4歪鋼管杭においては11.0mと16.0mの2層の地すべり面で移動していた。ここにおいても地すべり面の低下が確認される。

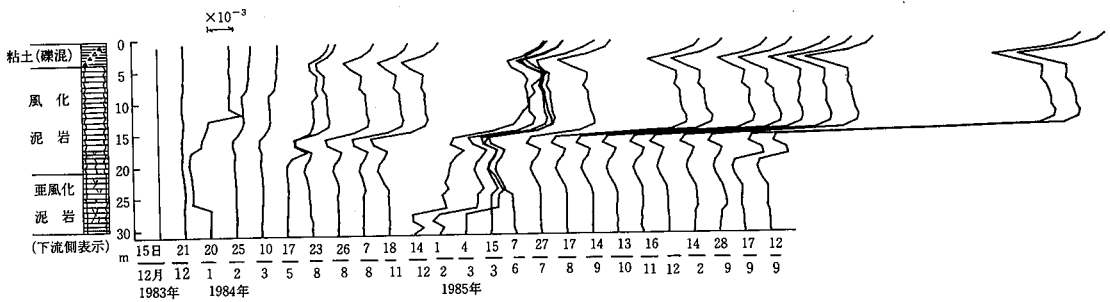


図-31 57-22ガス管歪計累積図

(3) 57-23ガス管歪計

この位置は、55-22ワイヤー式多層移動量(図-21), No.6歪鋼管杭(図-28)に対応する。1982年12月4日から1984年3月15日までの計測結果を示すと図-32のごとくなる。

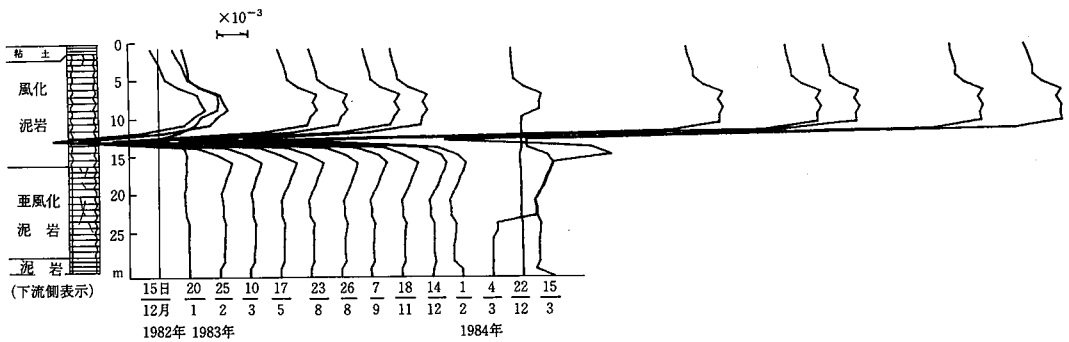


図-32 57-23ガス管歪計累積図

この図によると14.0mの深度で著しい変位が認められ、その下20.0mに微少な変位が生じている。それに対し、1980年に設置したワイヤー式多層移動量計には13.0～14.0mに変位が認められ、またNo.6鋼管歪計においても14.0mの深さでせん断面が認められ、以前の地すべり面がそのまま移動を続けている。

また、2年前は20.0m以深は未風化泥岩であったが、28.0mまで風化泥岩に移行している。

8 B-B' 斜面土塊の挙動と杭抵抗応力について

8-1 塩ビ管歪計による地中変位測定

この斜面の図-13, 33に示す56-14, 2, 13, 3, 4, 5, 1の位置に塩ビ管歪計を挿入配置し、土層の垂直的変位と地すべり面の深さを計測した。計測結果は次のひずみ累積図のとおりとなった。なおひずみ累積図は上流側を正として表示した。

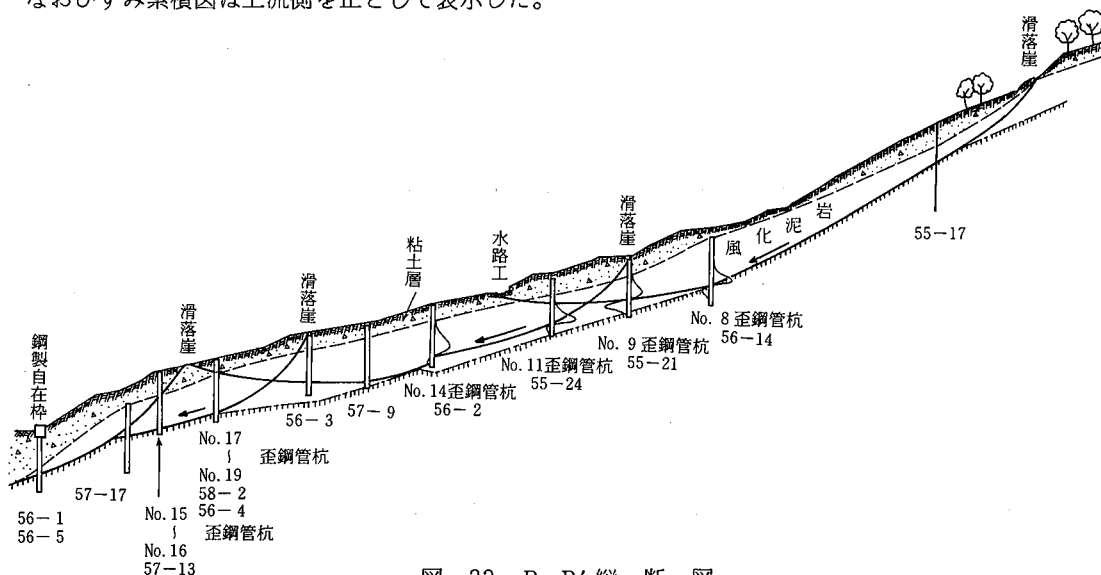


図-33 B-B' 縦断面図

(1) 56-14塩ビ管歪計

滑落崖から70 m (水平距離) 下方にあり、斜面最上部に位置する。歪の累積は8月1日深さ17.0 mの歪風化泥岩中で最初に始まり、次いで8月14日、深さ9.0 m歪風化泥岩に開始し、2重になって移動する。せん断面でスライドの変位をなしている。9月28日までのひずみ量は比較的小さい。

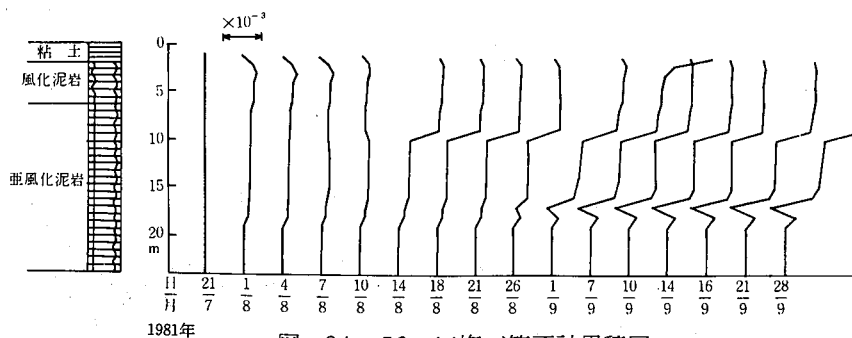


図-34 56-14塩ビ管歪計累積図

(2) 56-2塩ビ管歪計

最初に、8月7日深度4.0 mの強風化泥岩中に変位を開始し、次いで9月1日深度14.0 mの強風

化泥岩層中に移動を開始する。そしてひずみの累積飽和と解放を反復しながら移動を続ける。ひずみ量は下層よりも上層が大きい。

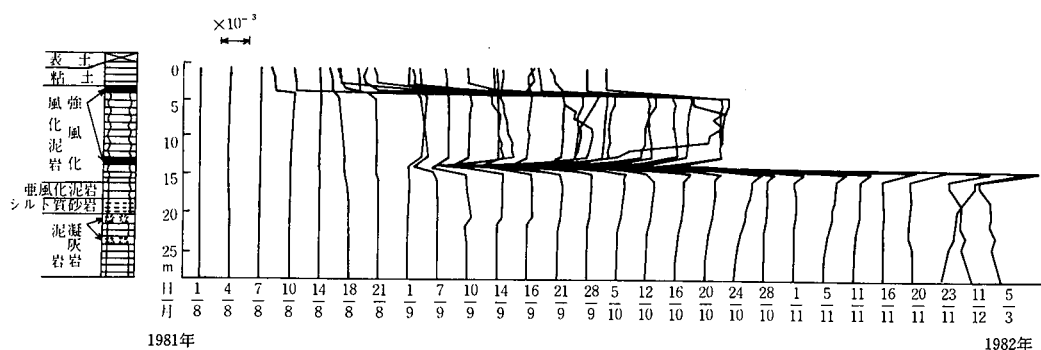


図-35 56-2 塩ビ管歪計累積図

(3) 56-13 塩ビ管歪計

最初、8月10日深度19.0mの亜風化泥岩中に変位を生じ、次いで8月21日、深度5.0mの強風化泥岩中にせん断面を形成して、きわめて大きなひずみを累積する。

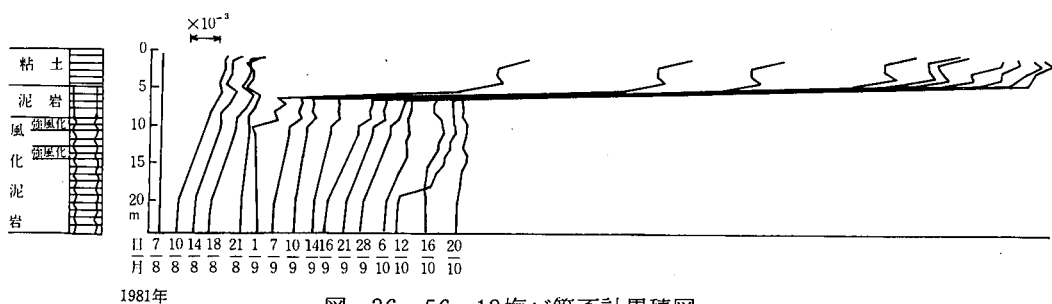


図-36 56-13 塩ビ管歪計累積図

(4) 56-3 塩ビ管歪計

8月1日、深度20.0m（亜風化泥岩層）と深度5.0m（風化泥岩層）に同時に変位を開始する。そして土層全体がスライドしながら徐々にひずみが累積する。2層構造であるが、ひずみ量は上層が大きい。

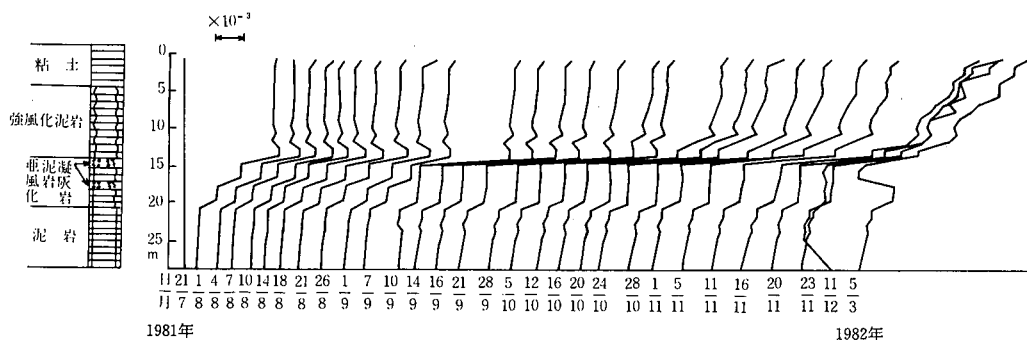


図-37 56-3 塩ビ管歪計累積図

(5) 56-4 塩ビ管歪計

深度11.0 m（強風化泥岩層）と5.0 m（風化泥岩層）が8月1日同時に移動を開始する。下層のすべり面の変位は比較的小さいが、上層の変位はきわめて大きくなる。

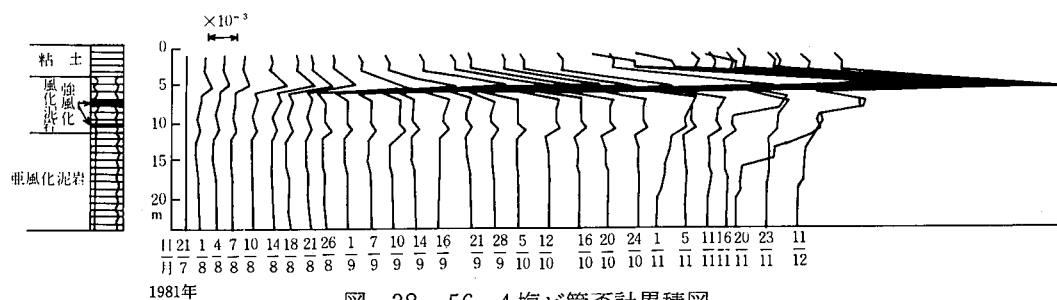


図-38 56-4 塩ビ管歪計累積図

(6) 56-5 塩ビ管歪計

8月1日、深度11.0 m（泥岩層）に変位が生じ、次いで8月14日深度4.0 m（粘土）にも変位を開始する。上層は徐々に著しいひずみ量を記録するが、下層の変位の増大は小さい。

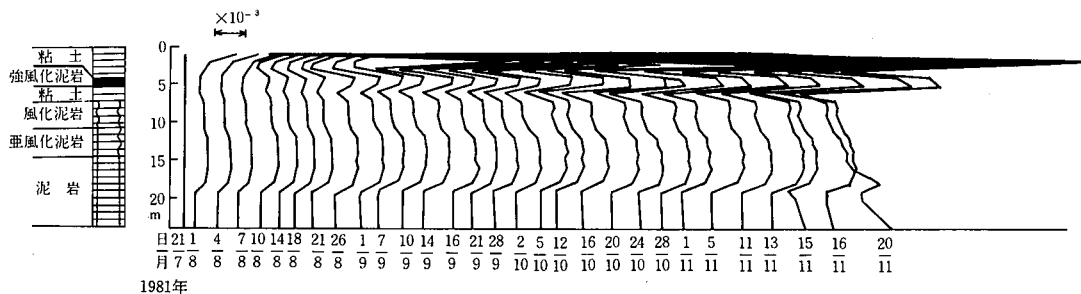


図-39 56-5 塩ビ管歪計累積図

(7) 56-1 塩ビ管歪計

斜面末端部に位置する。設置が10月5日で、他の歪計よりも測定開始がおそくなった。

10月7日、深度23.0 m（泥岩層）に変位を開始し、次いで10月28日深度28.0 mの泥岩層中に変位

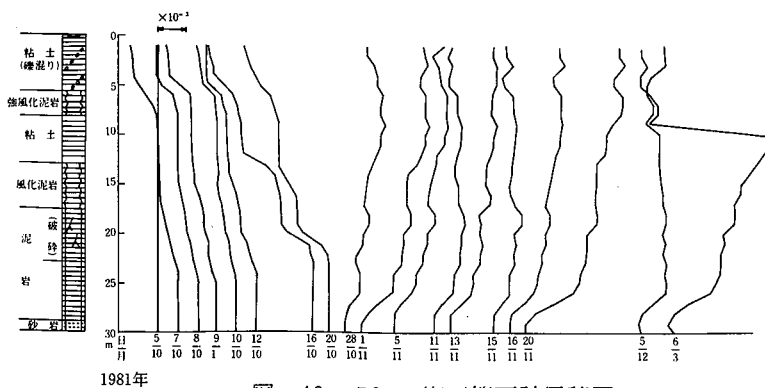
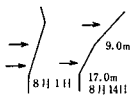
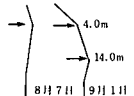
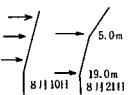
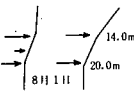
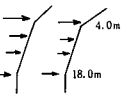


図-40 56-1 塩ビ管歪計累積図

を生ずる。そして徐々にひずみを累積する。ここで重要なことは、ある程度ひずみが累積すると解放し、また累積を始め、反復することである。それと共に最初の地すべり面の深さが23.0 mであるが、その下5.0 mに地すべり面が低下してゆくことである。

以上の結果を一覧表にまとめると、表-4のごとくなる。また解析結果を総括的に考察すると次のごとくなる。

表-4 塩ビ管歪計変位形態と土層挙動解析

ボーリングNo	測定開始日	地すべり開始日、深度、岩質 塩ビ管歪計の深さ	ヒズミ変位形態と土層の挙動解析	備 考
(1) VB56-14	1982年 7月21日	8月1日17.0 m 亜風化泥岩 8月14日9.0 m 亜風化泥岩 20 m	 土層スライド	滑落崖から70 m
(2) VB56-2	8月1日	8月7日4.0 m 強風化泥岩 9月1日14.0 m 強風化泥岩 25 m	 ヒズミ累積 飽和、解放 反復	VB56-14 から80 m
(3) VB56-13	8月7日	8月10日19.0 m 亜風化泥岩 8月21日5.0 m 強風化泥岩 20.0 m	 土層スライド	滑落崖から30 m
(4) VB56-3	7月21日	8月1日20.0 m 亜風化砂質 泥岩 8月1日14.0 m 強風化泥岩 25.0 m	 土層全体が スライド	VB56-2 から37 m VB56-13 から104 m
(5) VB56-4	7月21日	8月1日11.0 m 強風化泥岩 8月1日5.0 m 風化泥岩 20.0 m	 土層全体が スライド	VB56-3 から40 m
(6) VB56-5	7月21日	8月1日18.0 m 泥岩 8月14日4.0 m 粘土 20 m	 土層全体が スライド	VB56-4 から32 m
(7) VB56-1	10月5日	10月7日23.0 m 泥岩 10月28日28.0 m 泥岩 1982年3月6日9.0 m 粘土 30.0 m	 ヒズミ累積・飽和・解放 反復移動 ヒズミ累積・飽和・解放	VB56-5 から23 m

- 移動開始期においては、スライド的変位を示すのが一般的である。そしてひずみの累積と共に複雑化する。
- 2層的変位構造をなして移動することが多い。そして一般的には下層よりも上層の変位が大きい。しかし、末端部の圧縮部においては、塑性破壊的変位が見られる。
- ひずみの累積が単純に増加するのではなく、累積飽和と解放を反復しながら増大してゆく状態がVB56-2および56-1に表われている。第三紀層とりわけ黒色泥岩地帯の地すべりは移動の一定の過程ないし全過程において匍行性の移動をなすのは、このような土塊の変位挙動による

ものであって、斜面土塊が粘塑性的挙動と応力緩和をともなった変位と見ることができる。またこのような現象は斜面中腹部から末端部にかけてあらわれることが多い。

- (d) 地すべり面の低下が泥岩層中に認められる。しかも28mと言った深層で形成されていることはきわめて重要なことである。この斜面が数十年も移動を繰返し、不安定土層が流下しても再度同じ位置に地すべりが発生するのは泥岩の風化と地すべり面の低下によるものとみることができる。

8-2 歪鋼管杭による測定解析

図-13に示すNo.5～9の5段、204本の鋼管杭による杭打工を1981年11月から翌1982年2月にかけて施工した。5段の杭打工のうち4段にNo.8～14の計5本の歪鋼管杭を挿入配置した。

歪鋼管杭の歪計配置および寸法は図-41の示すとおりである。

各歪鋼管杭のひずみ計測値より曲げモーメント、せん断力、杭反力を求めると、次の図のごとくなる。斜面の上部から下方の順に述べる。

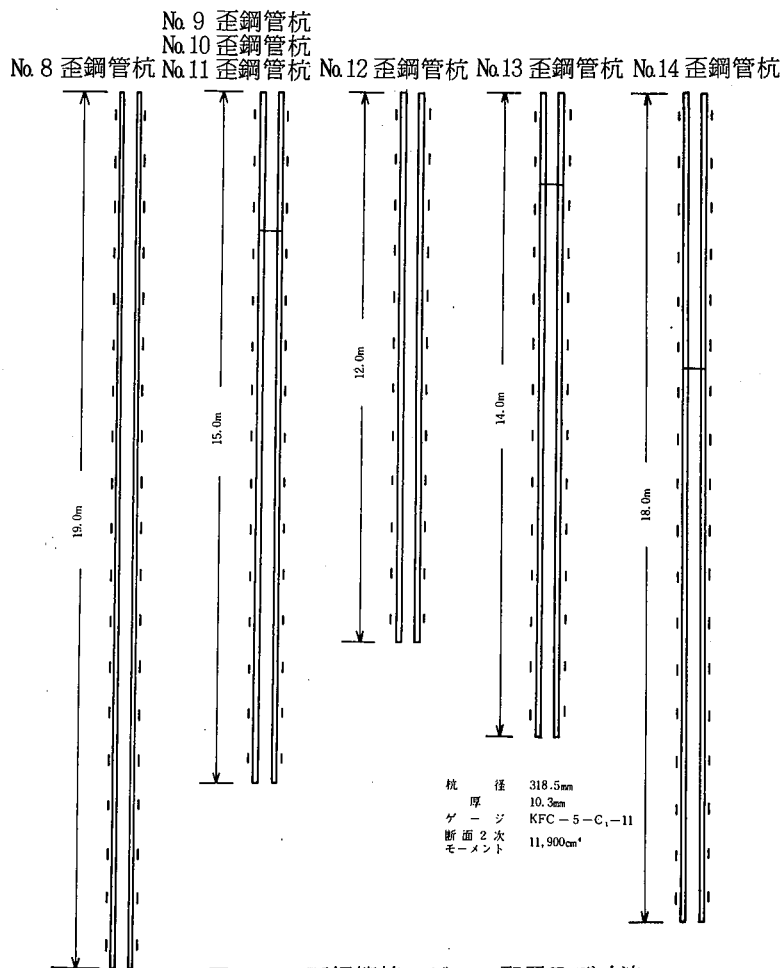


図-41 歪鋼管杭のゲージ配置及び寸法

(1) №8 歪鋼管杭

この杭の挿入設置は、1981年12月5日に行った。5日後第1最大モーメント（地表からの深さ15.0m）10 t-m，第2最大モーメント（地表からの深さ17.5m）10 t-mとなり，11日後にはそれぞれ19.0 t-m，26.5 t-m，21日後には32.5 t-m，38.0 t-mとなり，すでに弾性領域を超え，30日後には破壊領域に達している。

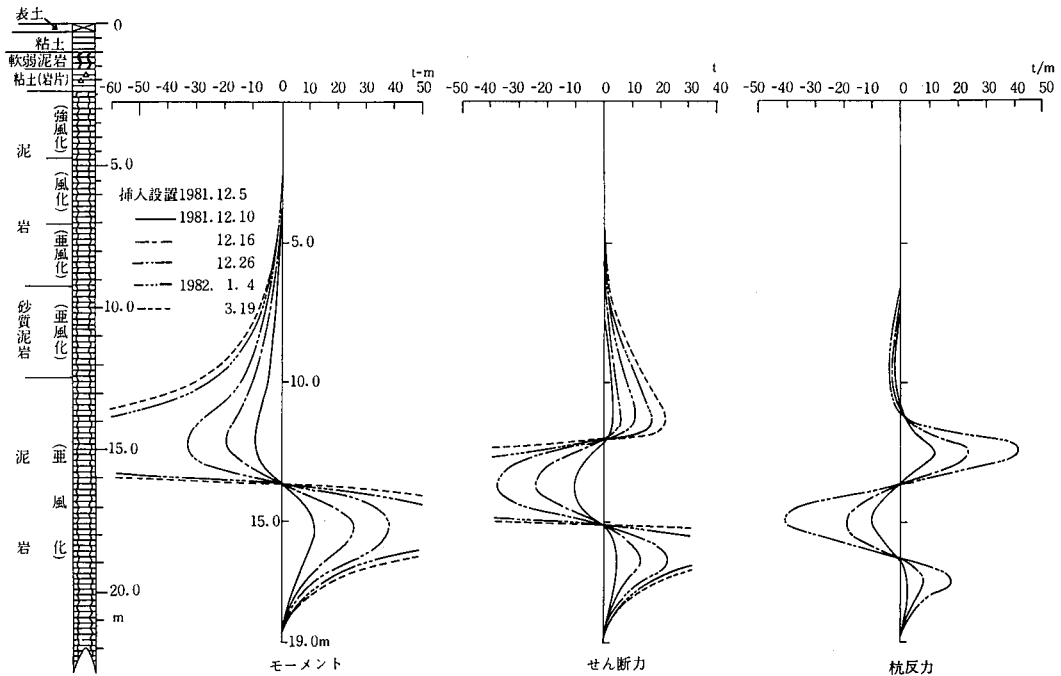


図-42 №8 歪鋼管杭

地すべり面は地表からの深度16.5mの垂直風化泥岩層中に形成している。この杭の挿入前の7～9月の地中の変位状態は前述56-14塩ビ管歪計によって説明したが，深さ17.0m付近に微量な変位が8月1日に開始し，9月以降顕著になっている。

塩ビ管歪計には深さ9.0mにも地すべり面が現われるが，歪鋼管杭には現われない。これは塑性破壊によってできる破壊面であって，主要な地すべり面は16.5mと推察することができる。

(2) №9 歪鋼管杭

挿入設置日は1981年12月25日であるが、20日後の1月14日には地すべり面の下の最大モーメントは29 t-mに達し、弾性領域を超えている。また地すべり面は地表からの深度 11.8 mの風化泥岩層中に形成している。

この杭の位置に1980年9月18日から12月27日まで塩ビ管歪計の計測を行った。その結果は図-44のひずみ累積図のごとくになった。この図によると地すべり面の深さは13.0~14.0mであって、歪杭の地すべり面より若干深くなっている。(図-44)

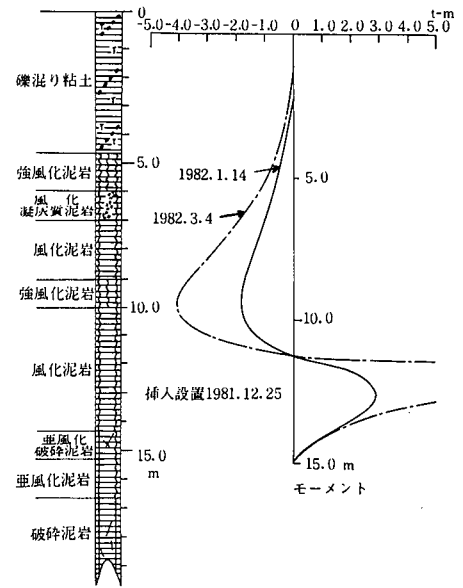


図-43 №9 歪鋼管杭

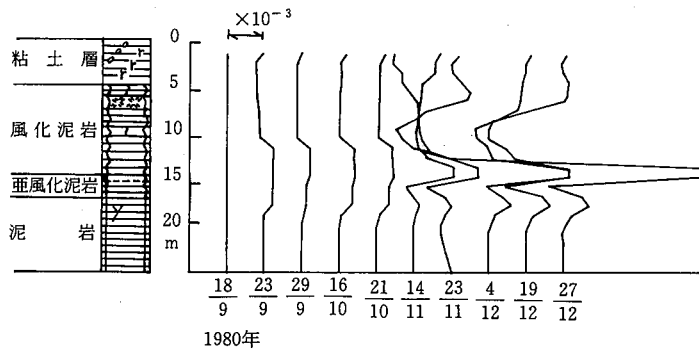


図-44 55-21 塩ビ管歪計累積図

(3) №10歪鋼管杭

挿入設置16日後の12月21日の最大モーメントが40 t-mを超えている。また地すべり面は地表よりの深度14mの粘土層に形成している。

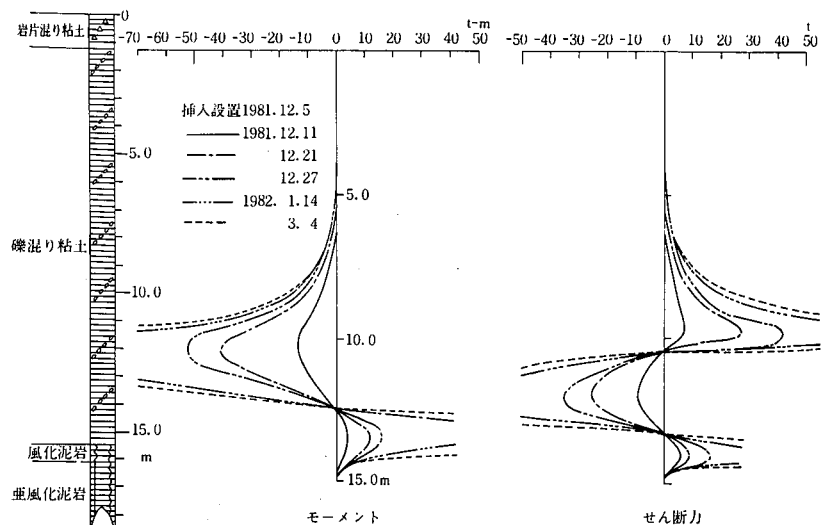


図-45 №10 歪鋼管杭

(4) No.11歪鋼管杭

挿入設置14日後の1月14日には最大モーメント60 t-m を記録している。地すべり面は地表よりの深度13.6mの風化泥岩層中に形成している。

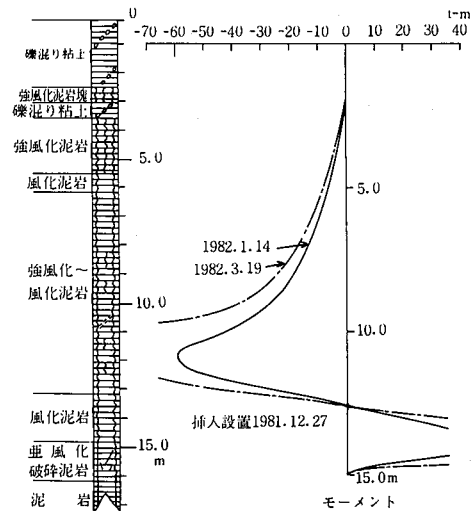


図-46 No.11 歪鋼管杭

(5) No.12歪鋼管杭

挿入設置10日後の12月5日，弾性限界をはるかに超えた。この杭の左隣接杭は融雪後倒伏破壊した。地すべり面は4.5 m付近である。

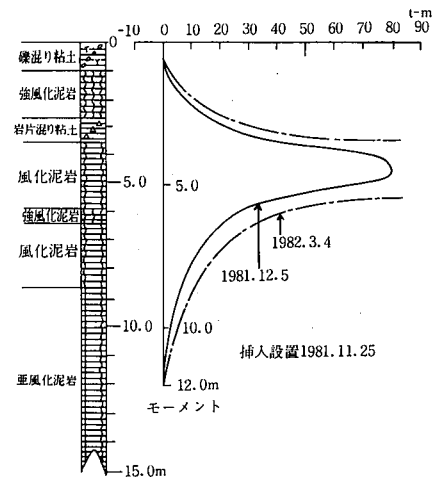


図-47 No.12 歪鋼管杭

(6) No.13歪鋼管杭

挿入設置は12月8日で，その13日後の12月21日には最大モーメントが40 t-mに達し弾性領域をはるかに超えている。地すべり面は地表からの深度14.0mの亜風化泥岩層中に形成している。

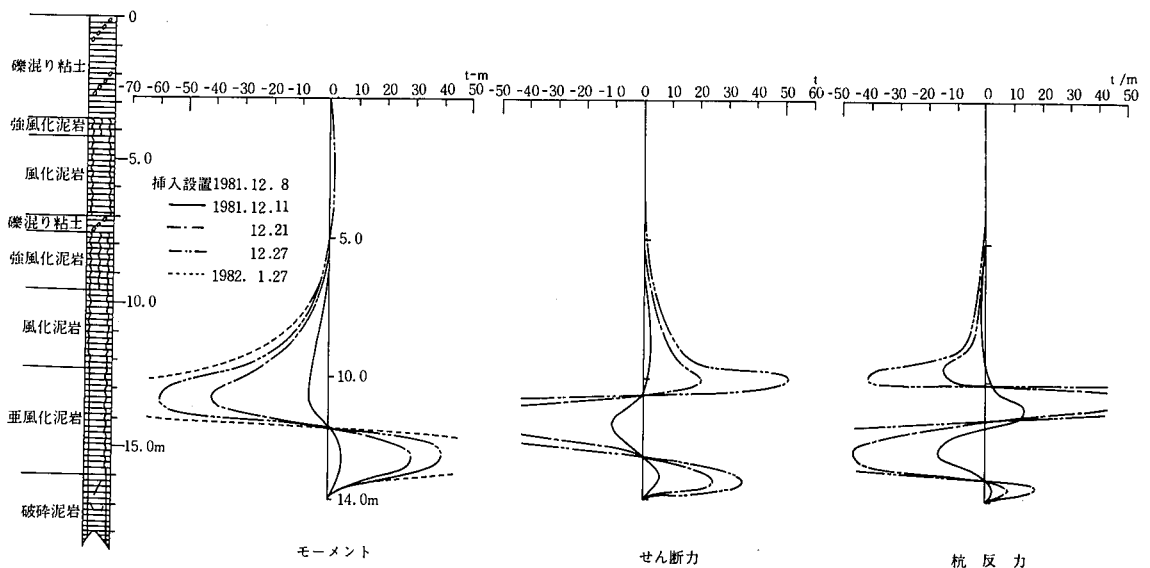


図-48 No.13 歪 鋼 管 杭

(7) No.14歪鋼管杭

挿入設置11日後の12月27日に最大モーメントは30 t-mを超えている。地すべり面は地表から13 mの深度となっている。

この杭の近傍には56-2 塩ビ管歪計があり、前述のごとく、9月1日から活発な変位を記録し、地すべり面の深さは14.0mであって、歪鋼管杭の深さとほぼ一致している。

また近傍に56-2 ワイヤー式多層移動量計を設置し、1981年9月～1982年3月まで計測した。その結果は図-50のとおりである。

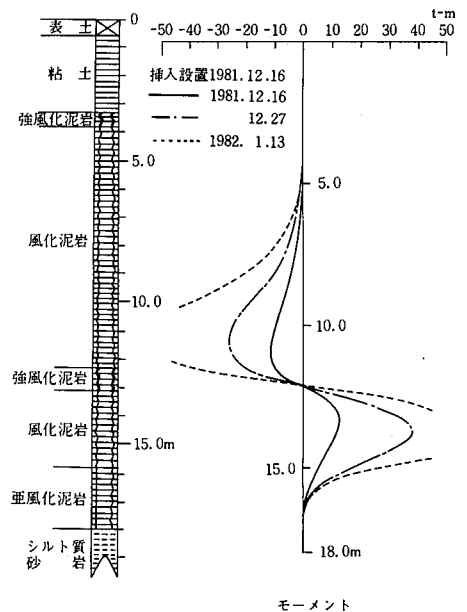


図-49 No.14 歪 鋼 管 杭

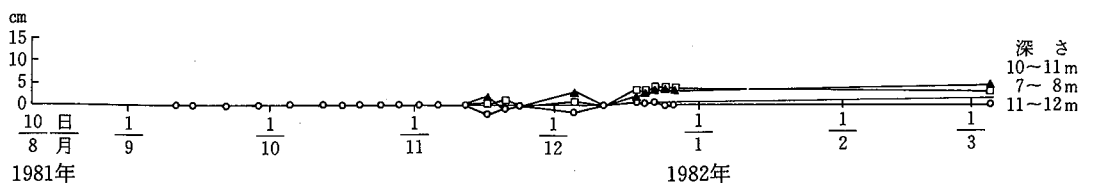


図-50 ワイヤー式多層移動量計

その後は増加していない。

以上の結果から次のように考察することができる。

1. いずれの杭も12月下旬に弾性領域を超える大きな応力を生じている。融雪期に災害が発生することが多いが、降雪期の12月にすでに大きな応力が発生している。
2. 変位を微視的に把える塩ビ管歪計においては8～9月からすでに地すべり面の形成が開始している。
3. したがって、大きな応力が生ずる12月までに杭打工事が完了するよう施工することが重要である。

9 杭剛性の相違による安定効果

地すべり防止用の鋼管杭は、特殊な場合を除くと一般的には径 318.5mm、厚さ 6.9mm または 10.3mm の一般構造用炭素鋼管を使用している。多くの地すべり斜面においてはこの寸法の杭で安定するが、きわめて稀な移動の激しい斜面においては、このような剛性の杭では破壊することがしばしばある。蛇香沢の上部斜面においては 1980～1982 年(昭 55～57)に 14 段の杭打を施工してきたが、挿入設置後 1～3 か月で弾性領域を超えている。このような斜面に剛性の大きい杭を挿入した場合どのような応力が生じ、抵抗効果を発揮するかについての追究を試みたい。

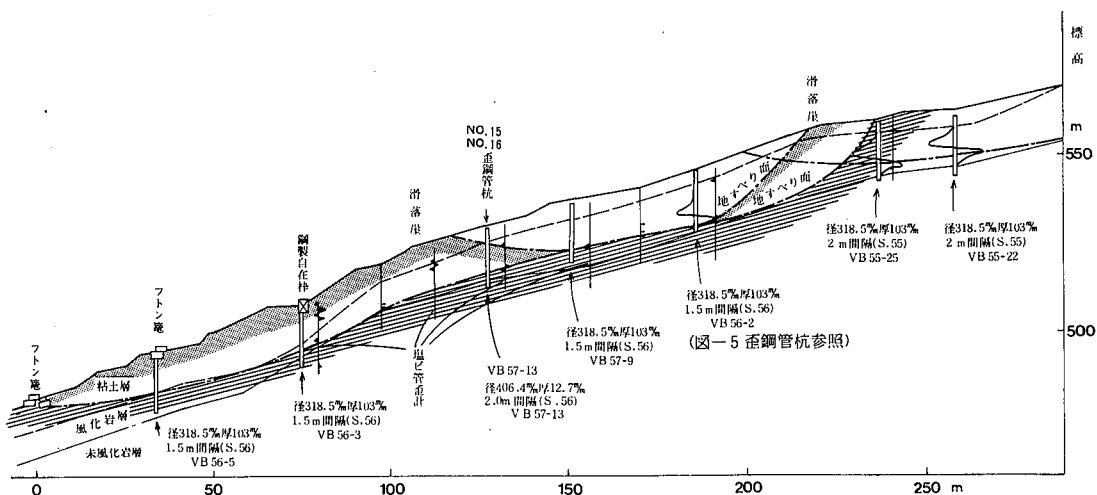


図-51 縦断図（歪試験杭，防止杭，土質累重，地すべり面，土塊移動状態）

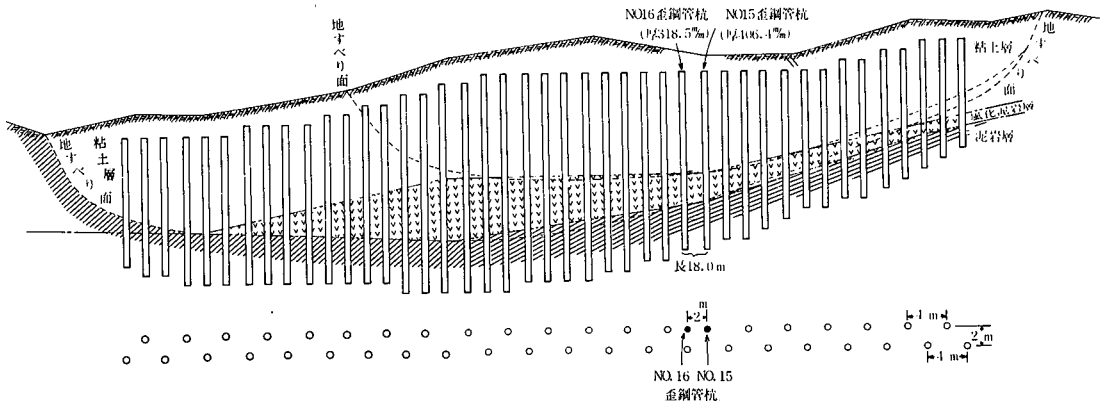


図-52 杭配置，土質累重図

9-1 試験方法

図-13, 51, 52に示すNo.15, 16歪鋼管杭の段に43本の鋼管杭の施工を行った(昭57)。そのうちの2本の杭に歪計を図-53のごとくとりつけ、2.0 m間隔で配置した。

No.15歪鋼管杭は、この段の他の杭同様径406.4mm，厚12.7mm，断面2次モーメント $30.5 \times 10^3 \text{ cm}^4$ とし、これに対しNo.16歪鋼管杭は径318.5mm，厚6.9mm，断面2次モーメント $8.2 \times 10^3 \text{ cm}^4$ とした。したがって、No.16歪鋼管杭の剛性は他の杭の剛性の26.9%に相当した。

この2つの剛性の相違する歪鋼管杭を20cmの間隔に並列して挿入設置し、計測を続けた。

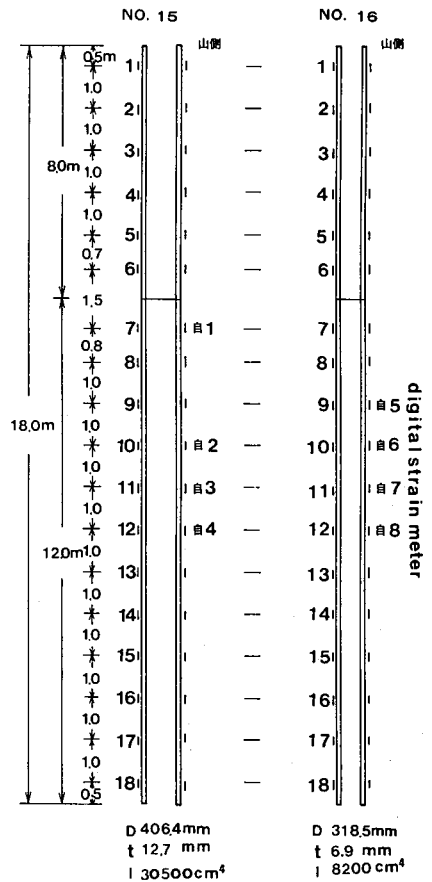


図-53 歪鋼管杭寸法，歪計配置

9-2 歪鋼管杭挿入位置の土質累重，地すべり面および移動状態

No.16歪鋼管杭の位置における土質は，図-52の土質累重のごとくである。15.0 mまで風化泥岩が

累重し、それ以深泥岩の基盤となっている。地すべり面は風化泥岩層中に形成している。1982年6月から10月までの塩ビ管歪計の変位は図-54のごとくであり、この図が示すごとく、6.0 mと11.5mの2層の地すべり面が確認される。

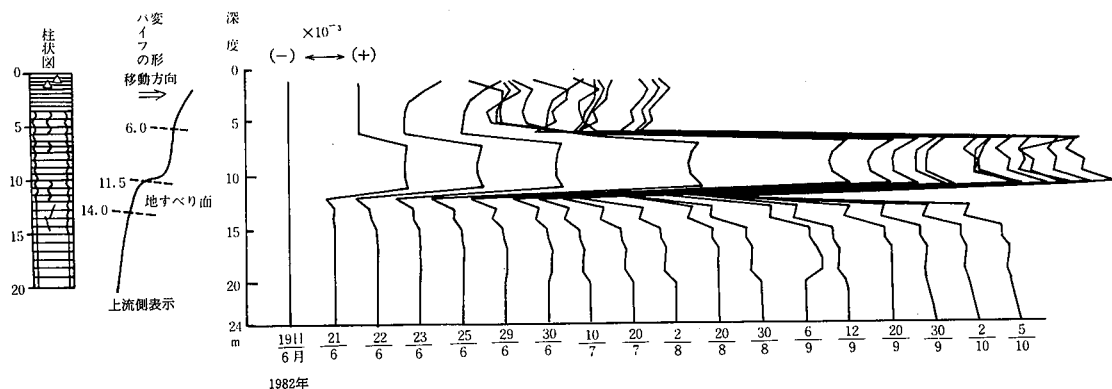


図-54 57-13 塩ビ管歪計による地すべり面計測

また、融雪期をすぎて最も安定する6月から8月にかけて著しい変位が表われている。

9-3 歪鋼管杭のヒズミ分布

No.15歪鋼管杭の挿入は11月15日、No.16歪鋼管杭の挿入は11月16日に行い、SM60D(共和電業製)で測定を続けた。

両杭のひずみ分布の増加をまとめて示すと図-55, 56のごとくなる。

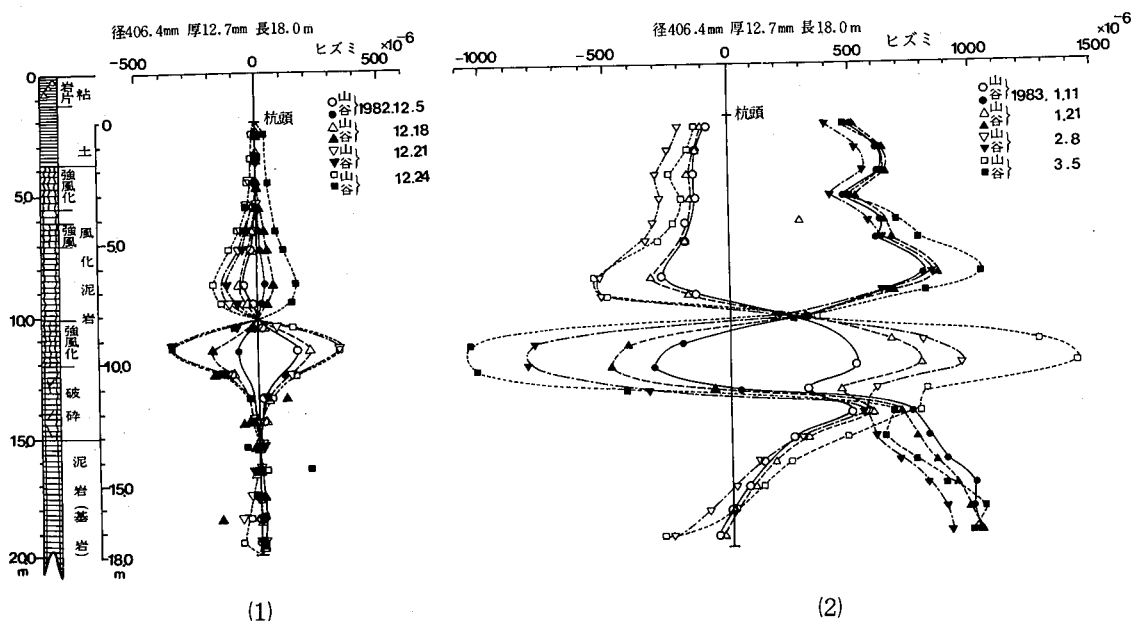


図-55 No.15歪鋼管杭ヒズミ分布

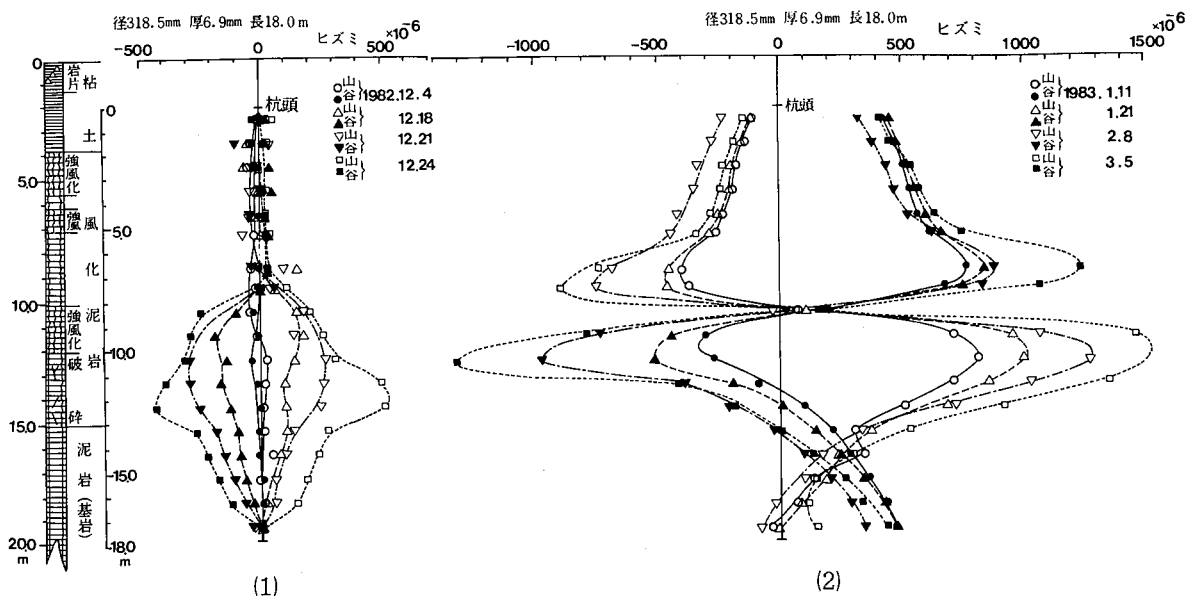


図-56 No.16 歪鋼管杭ひずみ分布

また12月24日にデジタルストレンレコーダを設置し、No.15歪鋼管杭の7, 10, 12 (山側)とNo.16歪鋼管杭の9, 10, 12 (山側)の8点について6時間おきの自記々録を行った。3月28日までのひずみ累積を示すと図-57のごとくなる。

以上の図から次のごとく考察することができる。

- (1) 12月24日まで両杭とも相似形をなし、規則的に増大しているが、それ以降は急増し、中立軸の移動がみられる。
- (2) 中立軸の移動は、両杭ともほぼ一致している。すなわち地表より11.5mの深さまで+側に（山側ひずみは(-)，谷側ひずみは(+))，その下13.0mまでの間は(-)方向に向って移行する傾向を示している（山側ひずみは(+)，谷側ひずみは(-)）。さらにその下は再び(+)方向に移行している。
- (3) 初期（12月24日まで）のひずみ分布型はNo15歪鋼管杭が「瓢箪型」をなしているのに対し、No16歪鋼管杭は「紡錘型」をなしている（図-55(1)，56(1)参照）。

No15歪鋼管杭の第1最大ひずみは 200×10^{-6} 第2最大ひずみ 350×10^{-6} （12月24日）であるのに対し、No16歪鋼管杭の最大ひずみは 530×10^{-6} である。

したがって、No15歪鋼管杭の最大ひずみはNo16歪鋼管杭の66%であって、剛性の高い杭のひずみは小さく、この傾向は1983年1月以降も同様であり、デジタルストレンレコーダに連続的に計測した図-57の結果からも明らかである。

- (4) 11月16日から12月24日までのひずみ増加は緩慢であり、図-57に示されるごとく 550×10^{-6} 以内であるが、1983年1月以降は急激にひずみが増大し、とりわけ地表より11.00m以深では両歪杭とも $1,000 \times 10^{-6}$ を越えている（図-55，56参照）。

- (5) 中立軸の移動がひずみの増大と共に顕著になり、図-58，59に示されるごとく両歪鋼管杭とも深度と共に中立軸の変動が変化する傾向は共通的である。

中立軸の偏心状態から次のごとく考察することができる。

- ① 移動土層は一層ではなく、複数層からなっている。
- ② 各移動層ごとの土塊の移動方向が異なること。

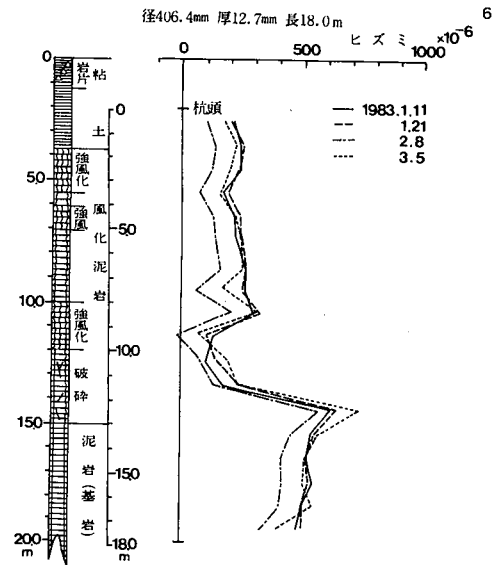


図-58 No.15歪鋼管杭の中立軸

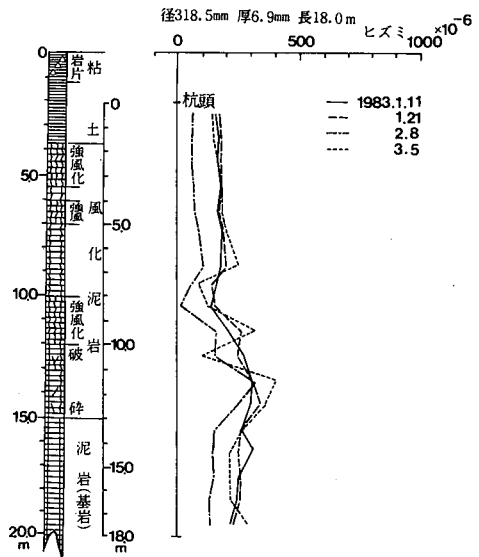


図-59 No.16歪鋼管杭の中立軸

- ③ 中間土層が「なかぬけ的」に移動している。No.15歪鋼管杭では10.0～14.0m，No.16歪鋼管杭では10.0～16.0mであって，そのため杭末端のひずみが収束せず大きく拡大分布している状態がみられる。
- (6) 以上の解析から地すべり斜面の土塊が移動するときは均質な流動ではなく，縦・横断的にせん断破壊を発生して移動する状態を推察することができる。
- そしてまた，地すべり面が複層の場合，同時に移動するのではなく，深い部分が「なかぬけ的」に移動し，それが上層の土塊の移動におよぶ状態を捉えることができた。
- (7) 杭挿入前の塩ビ管歪計の測定に表われた地すべり面は深度6.0mと11.5mであったが，両杭のひずみ分布およびせん断力分布図によると10.0～10.5mとなっている。

9-4 モーメント，せん断力，杭反力およびたわみ分布

両杭のひずみ量より図上微分および積分により杭に作用するモーメント，せん断力，杭反力およびたわみを求め図示すると図-60～63のごとくなる。なお杭末端のひずみがゼロに収束しないので半無限長杭として計算してまとめた。

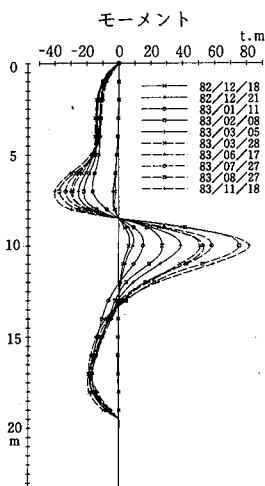


図-60 No.15歪鋼管杭モーメント，せん断力分布

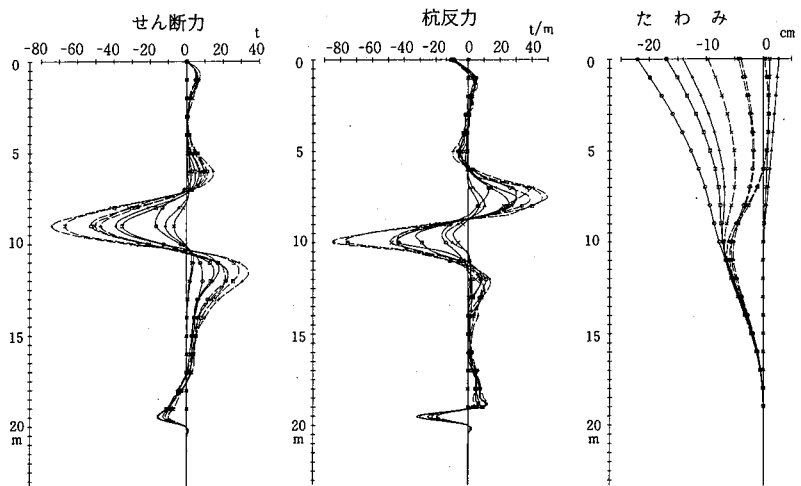


図-61 No.15歪鋼管杭反力，たわみ分布

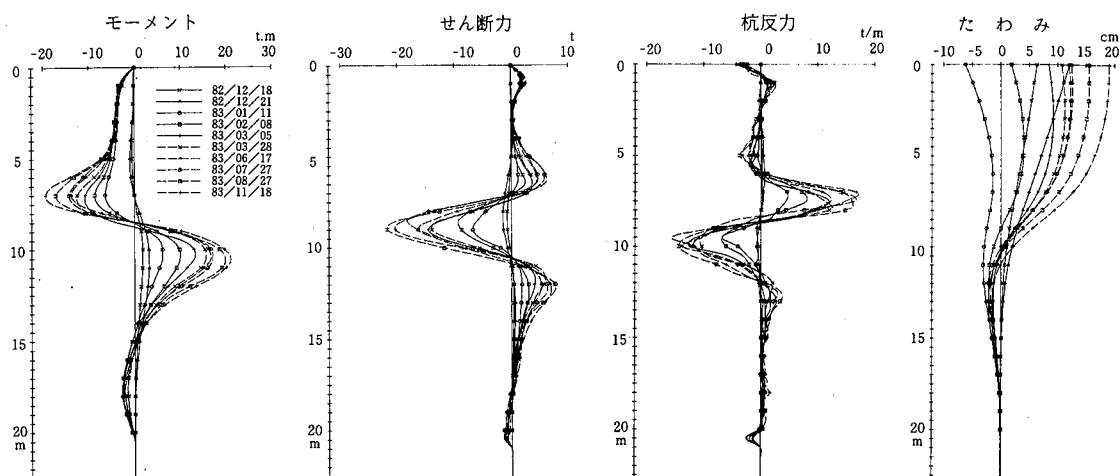


図-62 Na16歪鋼管杭モーメント、せん断力分布

図-63 Na16歪鋼管杭反力、たわみ分布

9-5 剛性の相違による抵抗効果

両杭に表われた断面力分布の相違は次のごとく考察することができる。

- (1) Na15歪鋼管杭の第1最大モーメントよりも地すべり面下の第2最大モーメントが大きい。これに反してNa16歪鋼管杭では両最大モーメントはほぼ等しいか、いくらか大きい状態となっている。
- (2) 剛性の大きいNa15歪鋼管杭の最大モーメントは1983年1月11日26.7 t-m, 2月8日37.5 t-m, 11月18日には82.0 t-mとなり、すでに破壊領域に達しているのに対し、剛性の小さいNa16歪鋼管杭は1月11日6.0 t-m, 2月8日10.5 t-m, 11日21.7 t-mであって、いずれも1/3以下であり、弾性領域は若干超えているものの破壊には到っていない。
- (3) 剛性が小さい杭のヒズミ量は大きく、剛性の大きい杭のヒズミ量は小さくなる。1983年2月8日の最大ヒズミと剛性の関係は次のごとくである。

	剛性 (EI)	比	最大ひずみ	比
Na15歪鋼管杭	$640.5 \times 10^8 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$	1	890×10^{-6}	1
Na16歪鋼管杭	$170 \times 10^8 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$	0.26	$1,130 \times 10^{-6}$	1.27

すなわち、Na15歪鋼管杭とNa16歪鋼管杭の剛性比は1 : 0.26であるのに対し、最大ひずみ比は1 : 1.27であって、剛性比の割合によりも最大ひずみの低減割合はきわめてすくない。

- (4) 最大モーメントについて比較すると、Na15歪鋼管杭37.5 t-mに対し、Na16歪鋼管杭10.5 t-mであって、Na16歪鋼管杭はNa15歪鋼管杭の28%のモーメントとなっている。
- (5) せん断力、杭反力もモーメントとほぼ同じ割合（約2倍）あり、したがって剛性の大きな杭の抵抗効果がきわめて顕著であることが分る。

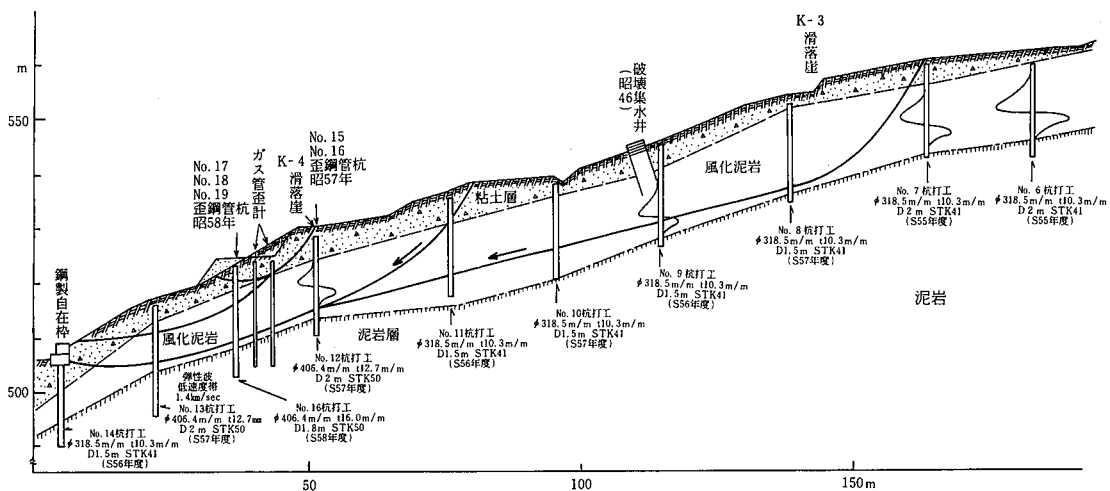


図 -64 土質累重，防止杭，歪杭等配置縦断面図

10 杭の抵抗と挙動

防止杭を挿入した場合，杭と掘削孔の孔壁の間に間隙が生ずる。この孔隙にモルタルを充填した場合としないときの杭の挙動および抵抗効果の解明を試みた。

図 -65に示すNo.17歪鋼管杭を含む5本の鋼管杭には挿入後孔隙にグラウトポンプによるモルタルの注入を行った。またNo.18およびNo.19歪鋼管杭は無注入とした。

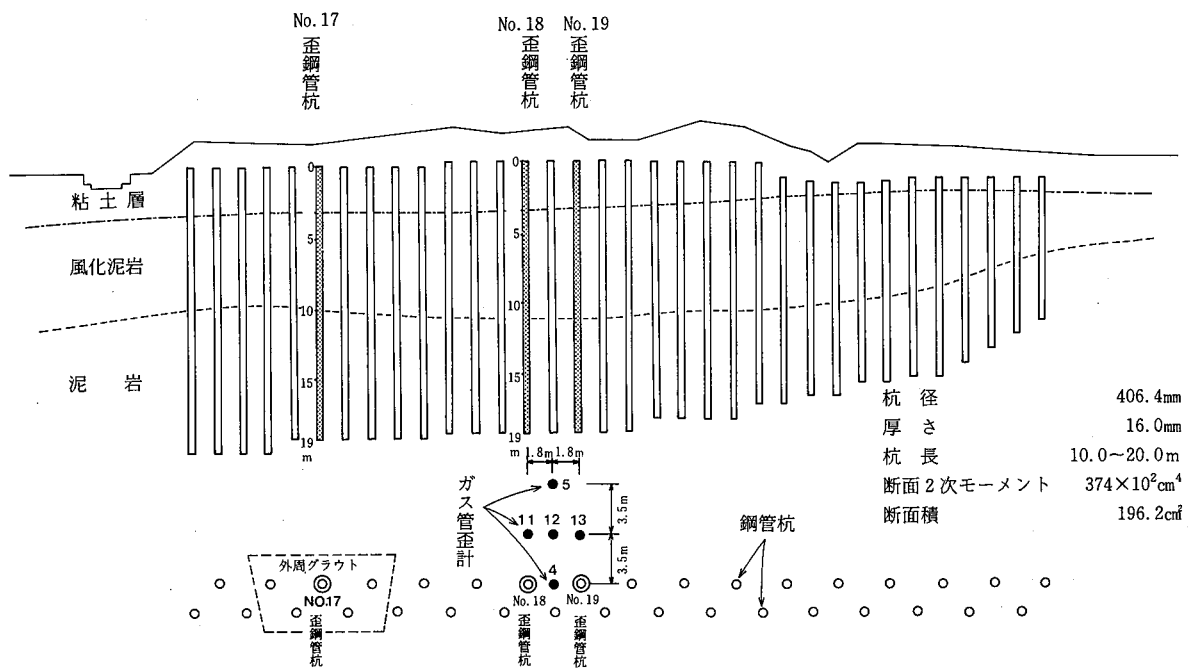


図 -65 鋼管杭・ガス管歪計配置図

No.17, 18, 19歪鋼管杭の歪計配置および寸法は図-66に示した。激しい移動を想定して断面2次モーメント $374 \times 10^2 \text{ cm}^4$ の剛性のたかい鋼管杭を使用した。またNo.18歪鋼管杭の上・下流対称に6箇の土圧計をとりつけ、杭にかかる土圧および地盤反力の計測を試みた。そしてNo.18歪鋼管杭の下流側の18箇の歪計と6箇の土圧計はデジタルストレンレコーダにより1日1回の自記記録を行った。

そしてまた、No.18とNo.19歪鋼管杭の中間と前方に（図-65参照）5本のガス管歪計を挿入し、土塊の挙動計測を試みた。ガス管は外径60.5mm、厚7.6mm、断面2次モーメント 27.32 cm^4 の鋼パイプである。

10-1 歪鋼管杭の応力分布

No.17歪鋼管杭の挿入は1983年9月26日、No.18歪鋼管杭は10月15日、No.19歪鋼管杭は10月18日に行った。各杭のひずみ量からモーメント、せん断力、杭反力およびたわみ分布を示すと、図-67～72のごとくなる。

また、No.18歪鋼管杭の下流側の1日ごとの自記記録のひずみ累積を図示すると図-73のごとくなる。

以上のデータから解析すると次のごとくなる。

(1) No.17, 18, 19歪鋼管杭とも1984年2月1・2日までの

モーメントは比較的小さく、それぞれの最大モーメントは15.0, 14.5, 4.5 t・mであるが、次の測定日の4月4日または3月29日にはNo.17歪鋼管杭44.5 t・m、No.19歪鋼管杭31.7 t・mとなっていて、この間に急増している。この中間は6.0 m以上の豪雪のため欠測となったが、この間の増加状態はNo.18歪鋼管杭の自記々録計のデータ図-73から解析することができる。すなわち、2月26日まで漸増傾向のひずみが27日から3月4日まで8日間に急増し、その後は緩慢に増加したのち3月17日増加が停止し、5月末に至っても増加はみられず安定している。このときのモーメントは、2月26日21.4 t・m、3月4日55.5 t・m、3月17日64.8 t・mとなり、この状態で均衡が保たれている。

(2) 地すべり面はNo.17歪鋼管杭では杭頭より8.5 m付近（地表より10.0 m）、No.18歪鋼管杭は2.5～5.0 m（地表より4.5～7.0 m）、No.19歪鋼管杭は7.0 m（地表より9.0 m）であって、いずれも風化泥岩層中に形成している。

(3) モーメントの分布型はNo.17歪鋼管杭が「S字型分布」をなしているのに対し、No.18, 19両杭は「弓型分布」をなしている。

地すべり面が深くなり、そしてまた杭頭付近に拘束反力が作用する場合は「S字型分布」となる。

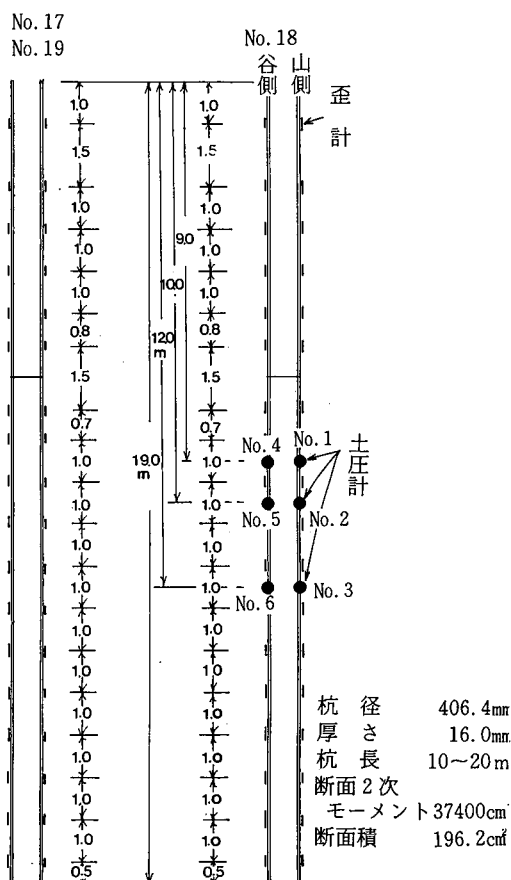


図-66 歪鋼管杭歪計、土圧計配置図

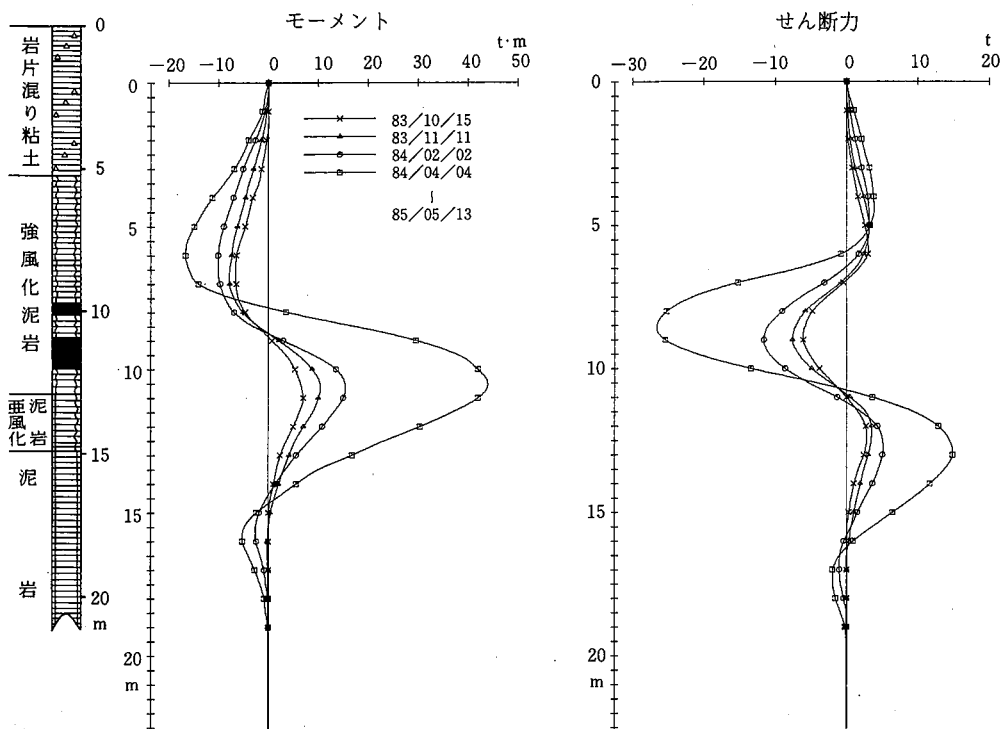


図 - 67 No.17歪鋼管杭モーメント，せん断力分布

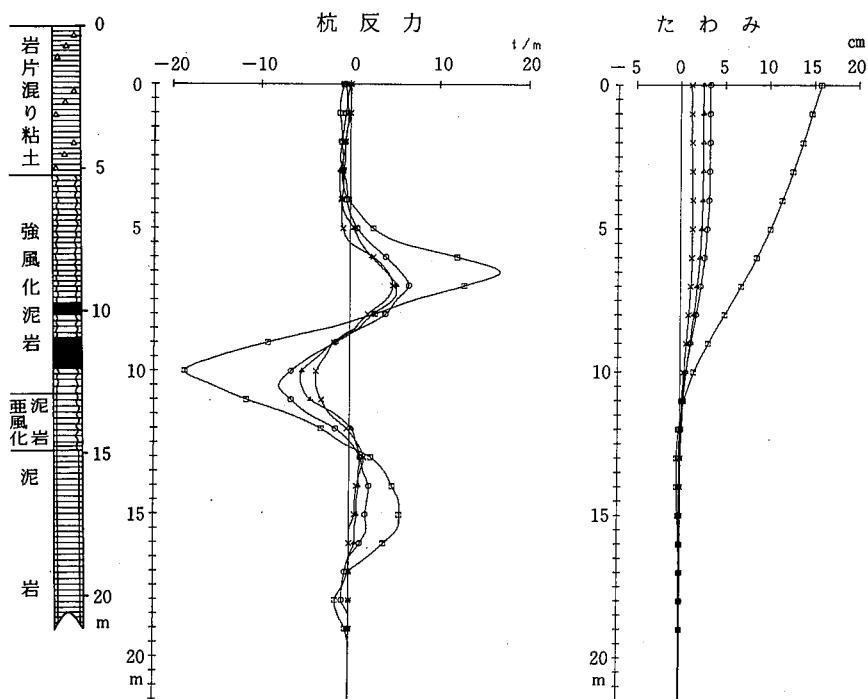


図 - 68 No.17歪鋼管杭反力，たわみ分布

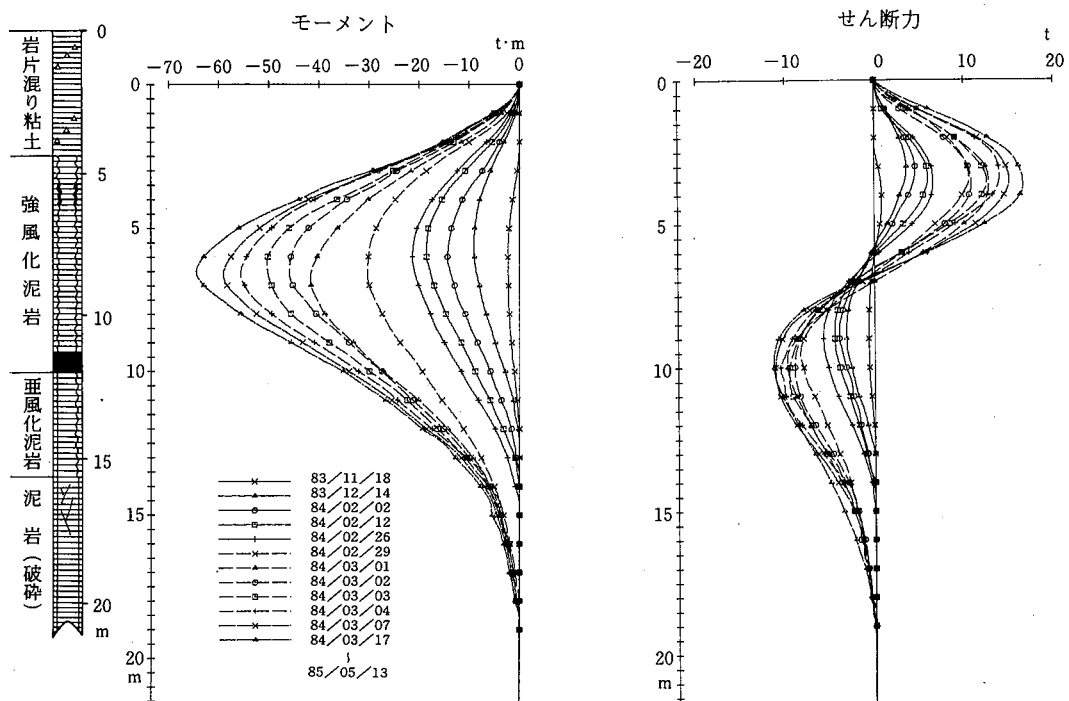


図 - 69 №18歪鋼管杭モーメント，せん断力分布

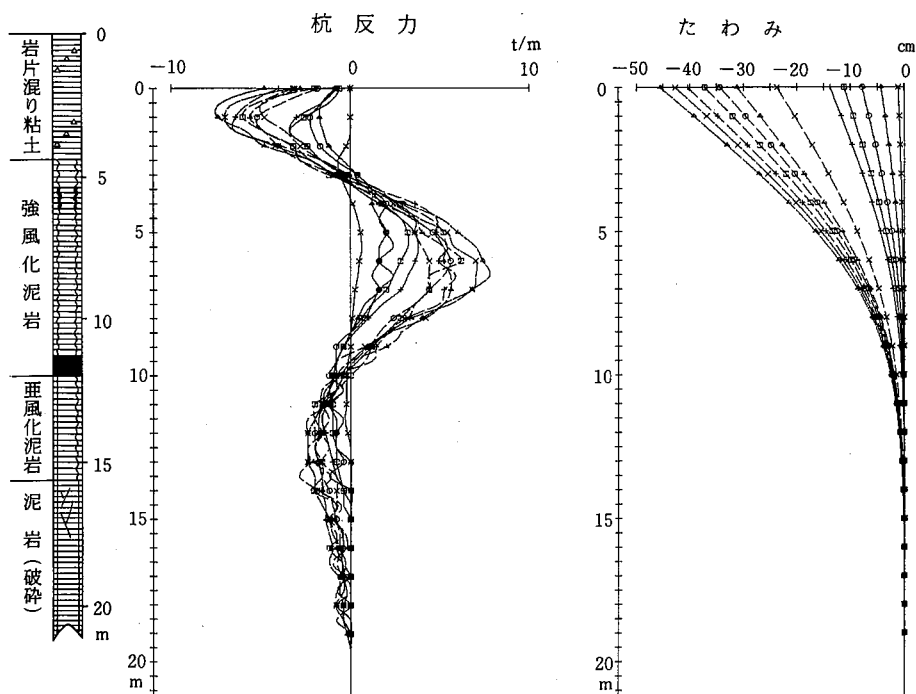


図 - 70 №18歪鋼管杭反力，たわみ分布

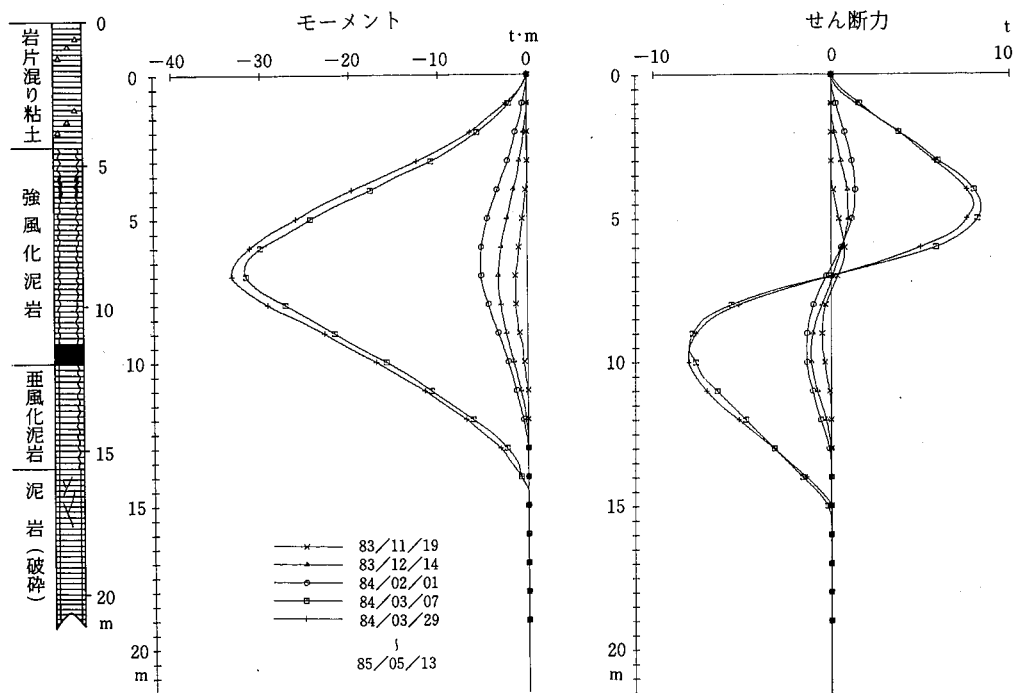


図-71 No.19歪鋼管杭モーメント，せん断力分布

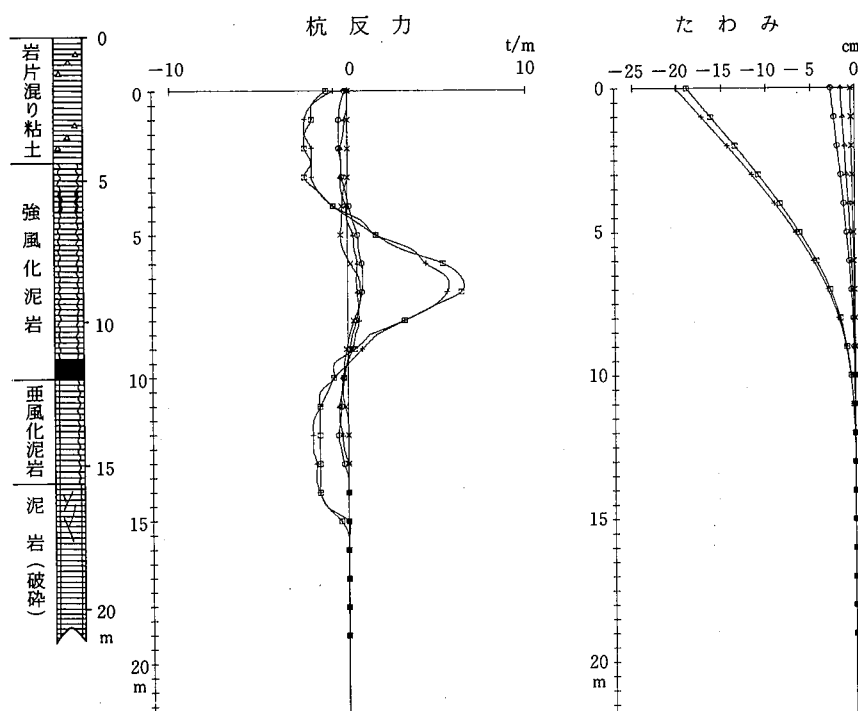


図-72 No.19歪鋼管杭反力，たわみ分布

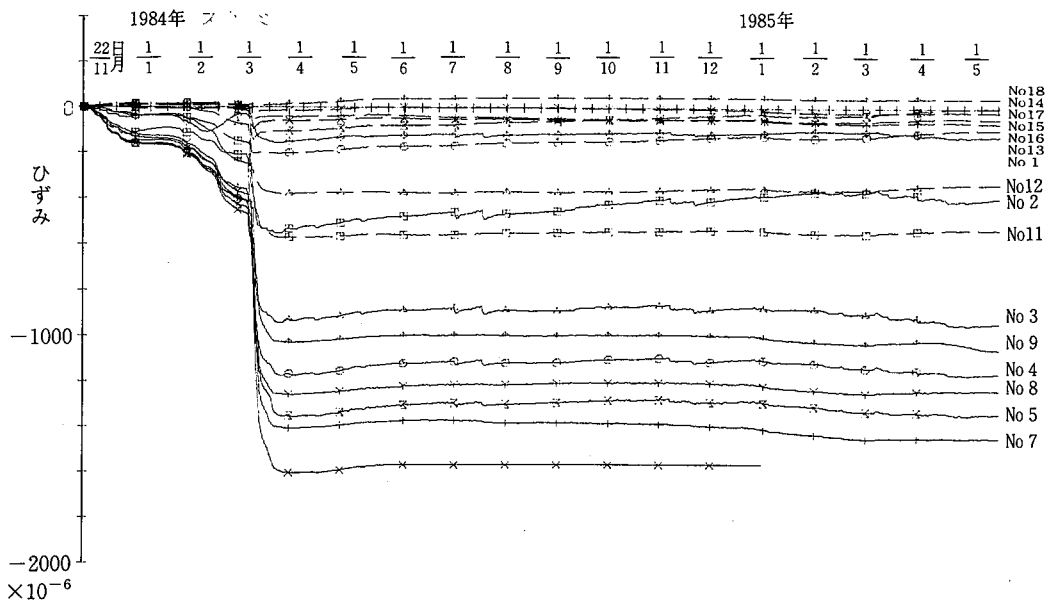


図-73 No.18鋼管杭のひずみ経時変化（デジタルストレインレコーダ自記記録）

各杭の分布型の相違は土塊の変位状態とそれに応答する杭応力によって表われる。

拘束反力が有効に作用する場合、モーメントの増大を減殺する機能を果たす。したがって地すべり面上の土塊が塑性破壊しない状態を維持されることが重要である。

1985年5月までの観測結果では各杭ともひずみの増大はなく、また土圧計の土圧量も平衡状態が続いている。したがって移動が阻止され、安定が保たれているものと考察される。

10-2 鋼管杭周辺の土塊の挙動について

No.18, 19鋼管杭の周囲に挿入したガス管歪計のひずみ累積を示すと図-74~78のごとくなる。

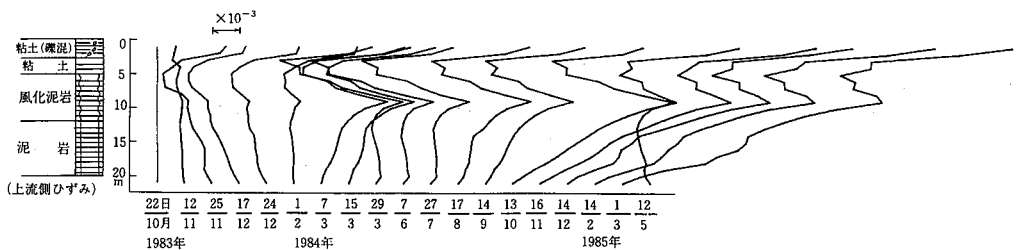


図-74 58-4ガス管歪計累積図

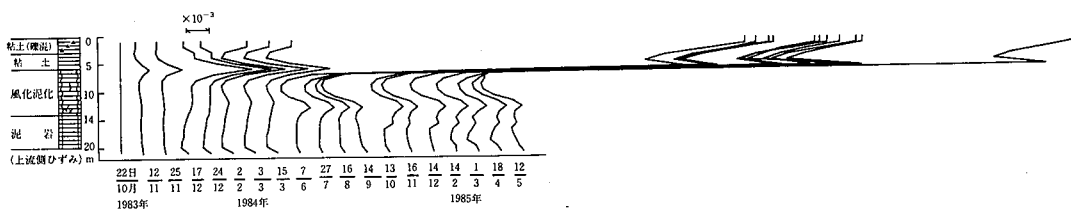


図-75 58-5ガス管歪計累積図

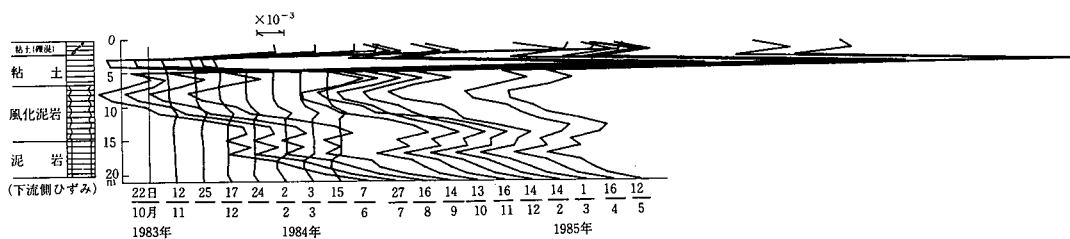


図-76 58-11ガス管歪計累積図

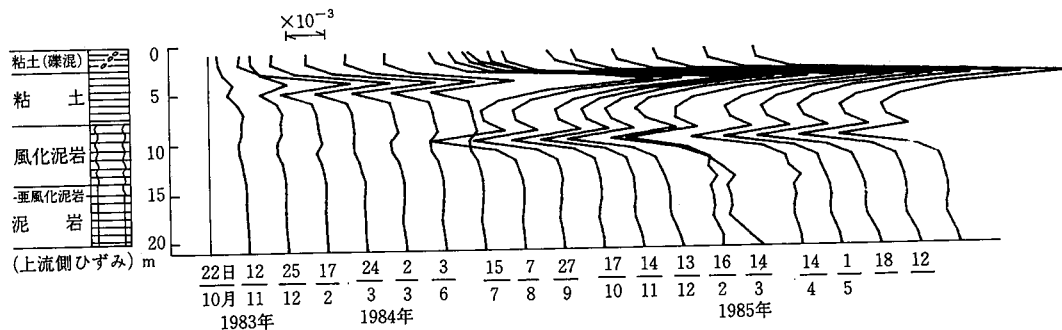


図-77 58-12ガス管歪計累積図

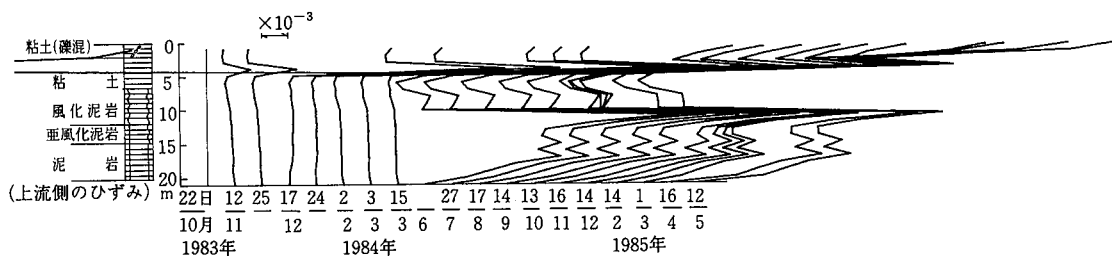


図-78 58-13ガス管歪計累積図

ガス管歪計と歪鋼管杭のひずみの増大状態を対比すると、ガス管歪計のひずみが急増する12月17日のひずみ量はNo.5 ガス管歪計 $2,600 \times 10^{-6}$ 、No.11ガス管歪計 $5,300 \times 10^{-6}$ 、No.12 ガス管歪計 $1,700 \times 10^{-6}$ 、No.13 ガス管歪計 900×10^{-6} であるのに対し、No.18歪鋼管杭の最大モーメントは $9.1 \text{ t} \cdot \text{m}$ で、せん断力は 6 t である。これに対しNo.4 ガス管歪計は 700×10^{-6} であり、これに対応するNo.19歪鋼管杭の最大モーメントは $4.5 \text{ t} \cdot \text{m}$ で、せん断力は 1.1 t である。

以上のことから杭打後の土塊の挙動は塑性流動的挙動を示し、しかも杭間の土塊のひずみが小さいように表われている。ことから杭間の土塊のなかぬけ的流動はないものとみることができる。

11 杭に作用する土圧

土圧計を図-66に示すごとく、杭頭から9.0 m、10.0 m、12.0 mの位置に山・谷側対称にとりつけ、デジタルストレンレコーダにより自記タ録した。測定開始は1983年11月22日で、現在も測定継続中であるが、1985年5月13日までの土圧量の経時的变化を図-79のごとくなる。

なお、土圧計は共和電業製B E-M、測定器は共和電業製デジタルストレンレコーダRMHを使用した。

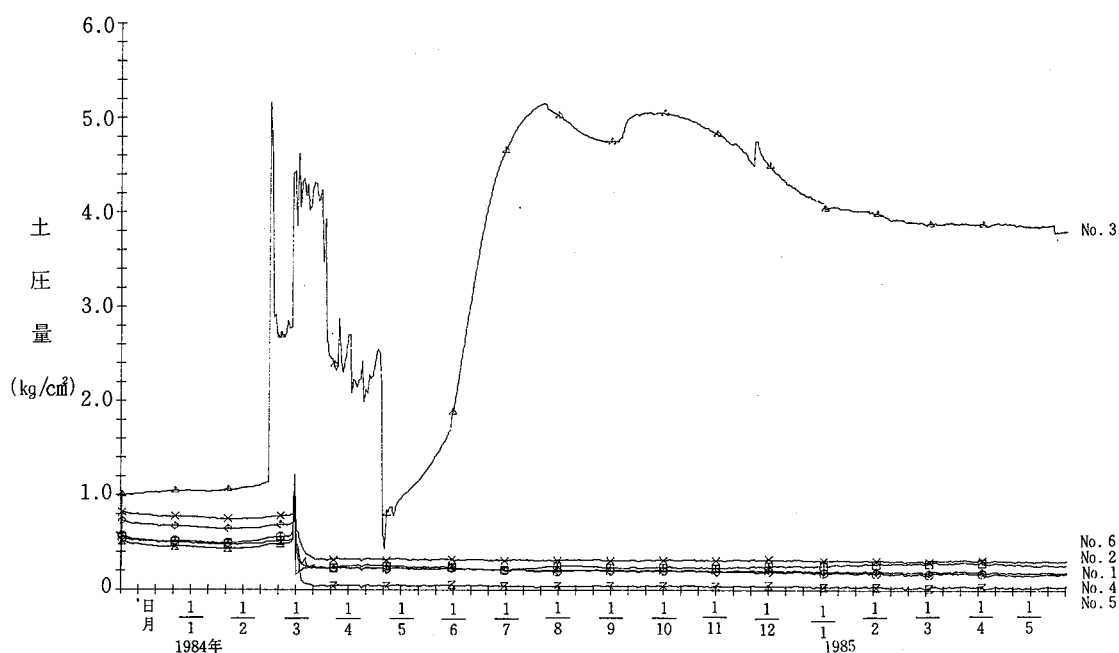


図-79 No.18歪鋼管杭の土圧量の経時変化 (デジタルストレンレコーダ記録)

この図から次のごとく考察することができる。

- (1) No.3 土圧計以外の各土圧計の土圧量は1984年2月26日まではほぼ一定で、2月28日から急増したのち2月29日以後低減し、いずれも以前の半分以下の土圧量となっている。

2月28日に地すべりが発生し、土圧計および杭反力が急増したが、この前後の2月26日、28日および3月9日の土圧量を比較すると次のごとくなる。

表－5 各土圧計の測定結果

土圧計番号	杭頭からの深度	土 圧 量 kg/cm ²		
		2月26日	2月28日	3月9日
No.1	9.0 m (上流側)	0.705	1.095 (155 %)	0.246 (35 %)
No.2	10.0 (")	0.536	0.952 (178 %)	0.247 (46 %)
No.3	12.0 (")	0.782	4.435 (159 %)	4.237 (152 %)
No.4	9.0 (下流側)	0.583	0.908 (156 %)	0.234 (40 %)
No.5	10.0 (")	0.510	0.922 (181 %)	0.053 (10 %)
No.6	12.0 (")	0.803	1.230 (153 %)	0.348 (43 %)

() 内の数値は2月26日土圧量との対比%

この表が示すごとく、地すべり発生時に杭が地すべり推力にうちかって移動を阻止したときのピーク土圧は、いずれも150%以上となっている。そしてまた、移動が阻止されたのちの土圧は土の応力の解放により移動開始前よりはるかに小さくなっている。

- (2) 土圧の増大開始時、ピーク時と歪鋼管杭のひずみ増大時とピーク時を対比すると、土圧の増大開始と同じ日にひずみは増大開始するが、土圧は翌日ピークに達したのち直ちに下降するのに対して歪鋼管杭のひずみは5日間急増し続け、15日後にピークに達したのちそのままの値を持続している。

ただし、No.3土圧計だけが起伏に富んだ複雑な変化を続けているが、この現象についての原因は今のところ不明である。

各土圧計とも、1984年3月9日以降現在(1985年5月)まで増減なく、平衡状態を保っている。それと共に、鋼管杭のひずみ量が安定している状態から杭の抵抗効果を十分果たし、斜面土塊の移動の防止に寄与しているものと推察することができる。

しかし、土圧計の経時観測結果は安定時においても微細な増加がみられ、土の微小な変位が長期的に継続している状態をあらわしている。

- (3) No.18歪鋼管杭の下流側土圧計No.4・5・6はそれぞれの深さにおける地盤反力を表わしている。No.18歪鋼管杭の杭反力とたわみ量から地盤反力を求め、土圧計の地盤反力と対比すると表－6のごとくなる。

なお、地盤反力の計算は次のごとくなる。

$$R_s = kh \cdot y \cdots \cdots \cdots (1)$$

ただし、

R_s : 杭のたわみにより生ずる地盤反力

k_h : 横方向地盤反力係数

y : 杭のたわみ

k_h を土の弾力体と仮定した Y. L. Chang 式により求め、また y については図-70 たわみ分布のそれぞれの深さの変位から求め、計算を行った。

また、Y. L. Chang 式により、N 値 50 として計算すると次のとおりである。

$$k_h = \frac{20}{B} \overline{k_{h1}} \quad [\text{kg/cm}^2/\text{cm}] \dots\dots\dots(2)$$

$$= \frac{20}{B} \overline{k_{h1}} = \frac{20}{40.64} 10 = 9.69 \text{ kg/cm}^2$$

表-6 地盤反力、杭反力、土圧量の比較

杭頭 からの 深度	2月26日				2月28日				3月9日			
	土圧計 による 地盤反力	杭たわみ からの 地盤反力	たわみ 量	杭反力	土圧計 による 地盤反力	杭たわみ からの 地盤反力	たわみ 量	杭反力	土圧計 による 地盤反力	杭たわみ からの 地盤反力	たわみ 量	杭反力
9.0m	kg/cm ² 0.583	kg/cm ² 7.27	cm 0.75	kg/cm ² 0.05	kg/cm ² 0.908	kg/cm ² 19.86	cm 2.05	kg/cm ² 0.22	kg/cm ² 0.234	kg/cm ² 36.24	cm 3.74	kg/cm ² 0.79
10.0m	0.510	3.68	0.38	0.20	0.922	12.60	1.30	0.20	0.053	22.87	2.36	0.20
12.0m	0.803	0.48	0.05	0.39	1.230	4.26	0.44	0.39	0.348	7.95	0.82	0.94

- (4) 土圧計測定による地盤反力と杭のたわみから計算した地盤反力とを比較すると、杭のたわみから求めた地盤反力の方が著しく大きくなっている。

このことは、杭と土に friction が働くためと考えられる。

- (5) 土圧計の土圧量と杭反力を比較すると、移動前の 2 月 26 日と移動ピーク時の 2 月 28 日では土圧の方が大きくなっているが、移動停止後は逆転し杭反力が大きくなっている。

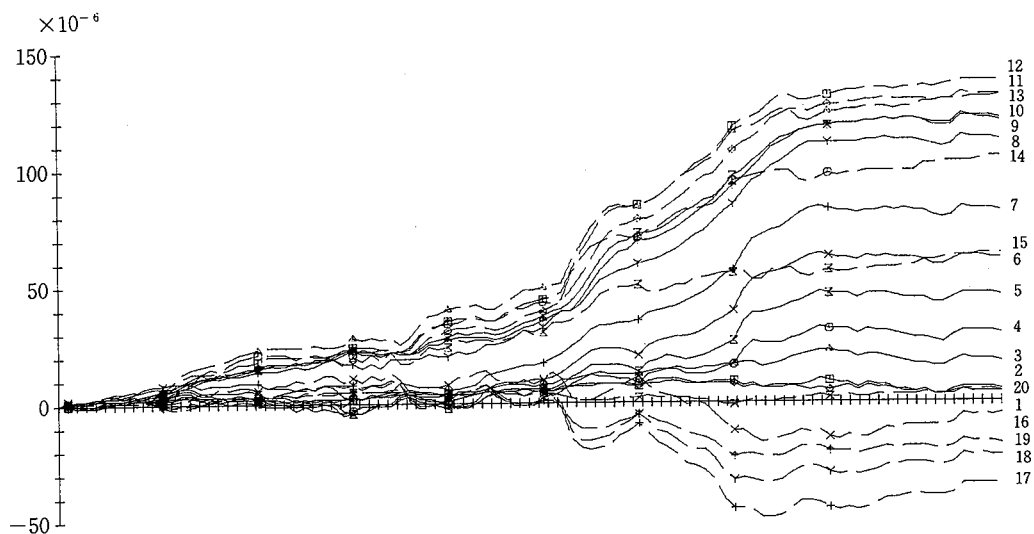


図-81 No.20 歪鋼管杭のひずみ経時変化 (デジタルストレンレコーダ自記記録)

したが、防止工事の進行とともに徐々に小さくなり、昭和59年度No.17杭打工 (No.20歪鋼管杭) においては、最も移動の活発な積雪期から融雪期にかけてきわめて微小なひずみ量となり、安定へ移行したことを示している。

このことは、1980年 (昭55) から1984年 (昭59) までの5年間に17段、928本の鋼管杭による杭打工事 (表-7 参照) を行い、しかも杭剛性を大きくした効果によるものと考えられる。

12-2 土圧計測定

土圧計による測定結果は図-83のごとくになった。この図が示すごとく、12月10～11日に土圧の急増がみられたが、その後減小し、微小な変化はあるものの比較的安定状態を保っている。

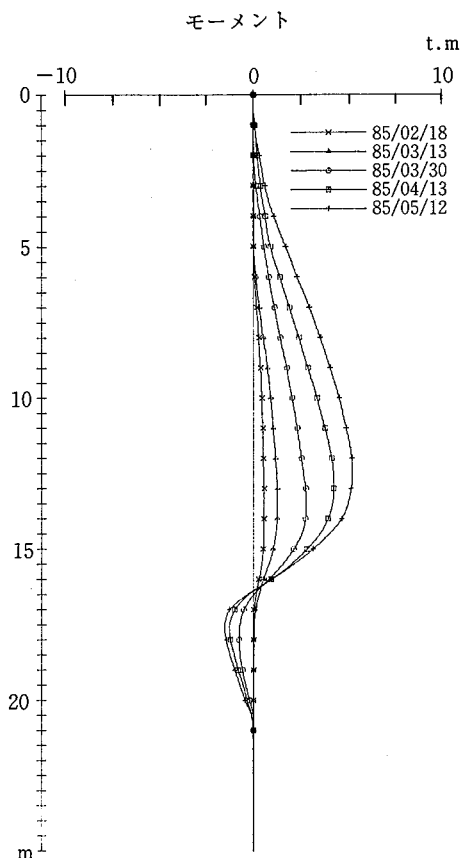


図-82 No.20 歪鋼管杭モーメント分布

12 No. 20 歪鋼管杭の応力および土圧分布

No. 20 歪鋼管杭は、
図-13 に示す位置に
挿入設置した。この歪
鋼管杭の歪計および土
圧計の配置は図-80に
示すとおりである。

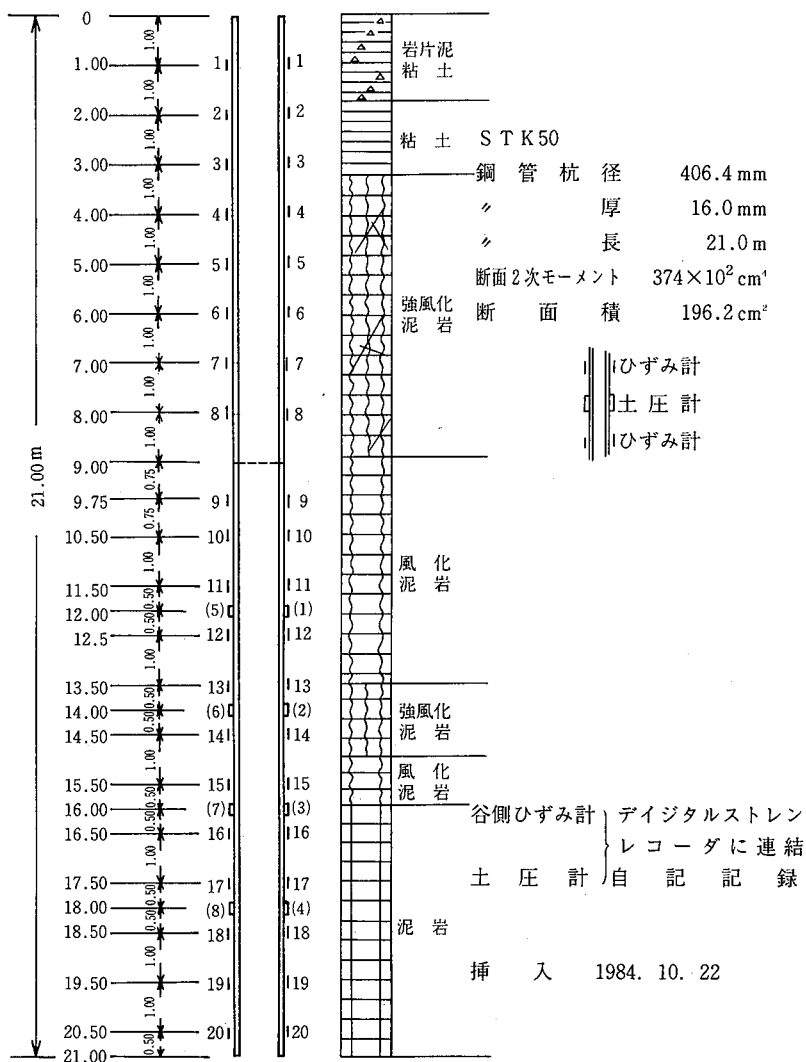


図-80 No. 20 歪鋼管杭歪計・土圧計配置図

12-1 歪計による応力分布

No. 20 歪鋼管杭の挿入設置は 1984 年 10 月 22 日行った。谷側の歪計は 1985 年 2 月 13 日からデジタルストレンレコーダによる 1 日 2 回の自記々録測定を行った。

その結果を図示すると、図-81 および 82 のごとくなる。

図-81 が示すごとく、3 月以降ひずみが増大し、5 月 13 日には最大曲げモーメントは深さ 13.0 m において、 $5.26 \text{ t} \cdot \text{m}$ になっている (図-82 参照)。この付近が地すべり面と推定することができる。

前述したごとく、これまでの歪鋼管杭は、挿入後数カ月で弾性限界をこえるモーメントの分布を示

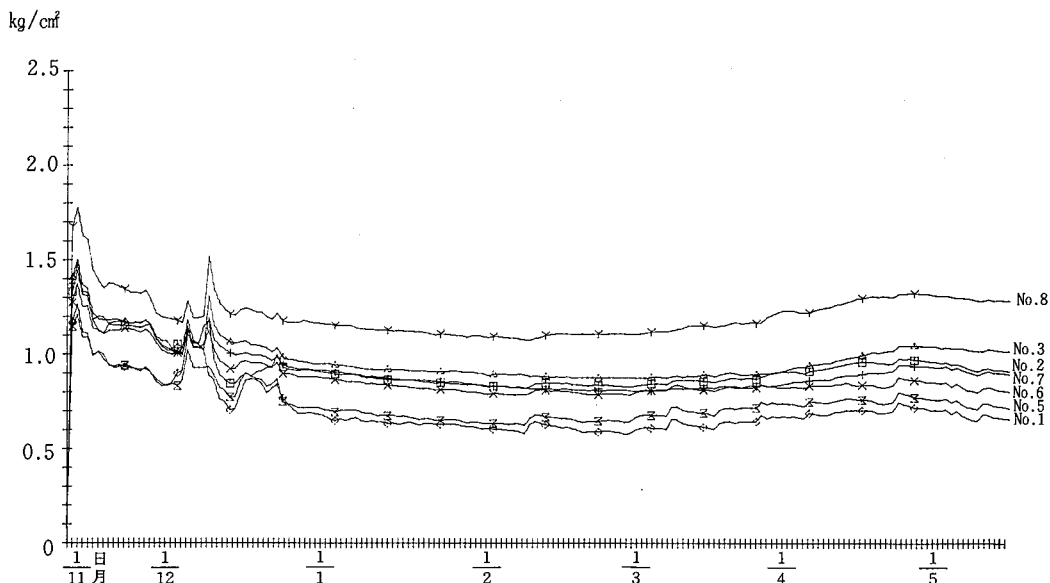


図-83 No.20 歪鋼管杭の土圧量の経時変化 (デジタルストレインレコーダ自記記録)

表-7 1980年(昭和55年)以降杭打一覧表

番号 No	施工 年度	施 工 期 間 (年月日 - 月日)	杭 の 規 格			間隔 (m)	本数 (本)	杭 長 (m - m)	延 長 (m)
			杭径	杭厚	STK				
1	55	'80. 11. 20 - 12. 23	318.5	10.3	41	2.0	35	7.0 - 11.0	317.0
2	55	'81. 2. 14 - 4. 9	"	"	"	"	37	9.0 - 14.0	476.0
3	55	'81. 3. 10 - 3. 20	"	"	"	"	21	7.0 - 13.0	229.0
4	55	'81. 2. 18 - 4. 30	"	"	"	"	29	11.0 - 18.0	448.0
5	55	'81. 2. 14 - 4. 9	"	"	"	"	41	8.0 - 18.0	593.0
6	56	'81. 10. 6 - '82. 3. 20	"	"	"	"	24	13.0 - 19.0	431.0
	55	'80. 11. 5 - '81. 5. 15	"	"	"	"	19	9.0 - 17.0	394.0
	56	'81. 10. 6 - '82. 3. 20	"	"	"	"	36	10.0 - 15.0	489.0
7	57	'82. 8. 9 - '83. 3. 15	406.4	12.7	50	"	37	11.0 - 17.0	554.0
	55	'80. 11. 5 - '81. 5. 15	318.5	10.3	41	"	24	9.0 - 18.0	341.0
	56	'81. 10. 6 - '82. 3. 20	"	"	50	"	39	7.0 - 17.0	470.0
8	57	'82. 8. 9 - '83. 3. 15	406.4	12.7	"	"	99	11.0 - 19.0	1,743.0
9	56	'81. 10. 6 - '82. 3. 20	318.5	10.3	41	1.5	72	9.0 - 18.0	1,002.0
10	57	'83. 3. 3 - 9. 28	"	"	"	"	69	14.0 - 20.0	1,270.0
11	56	'81. 10. 6 - '82. 3. 20	"	"	"	"	33	13.0 - 18.0	535.0
12	57	'82. 8. 9 - '83. 3. 15	406.4	12.7	50	2.0	27	11.0 - 22.0	448.0
13	58	'83. 7. 16 - '84. 3. 5	"	"	"	1.5	16	13.0 - 20.0	260.0
	57	'82. 8. 9 - '83. 3. 15	"	"	"	2.0	53	13.0 - 18.0	863.0
14	56	'81. 10. 28 - '82. 3. 15	318.5	10.3	41	1.5	58	11.0 - 14.0	740.0
15	58	'83. 7. 16 - '84. 3. 5	"	"	"	"	18	9.0 - 13.0	212.0
	56	'81. 10. 28 - '82. 3. 5	"	"	"	"	29	13.0 - 15.0	422.0
16	58	'83. 7. 16 - '84. 3. 5	406.4	16.0	50	1.9	34	9.0 - 20.0	583.0
17	59	'84. 8. 16 - '85. 3. 1	"	"	"	1.8	61	19.0 - 24.0	1,296.0
	59	'85. 3. 26 -	"	"	"	"	17	15.0 - 20.0	316.0

13 歪計，土圧計観測結果による逆算的安定解析

上部斜面にこれまで18段におよぶ杭打を施工し，ようやく，移動が停止してきた。

杭打工により土塊の移動が阻止された状態を安全率 1.0 として，逆算的に安定解析を次の計算式により試みた。

$$F_{s1} = \frac{C\Sigma\ell + \Sigma(\sigma - U) \tan\phi + R_p + R_s}{T} \dots\dots\dots(3)$$

ただし，

F_{s1} ：移動が停止したときの安全率

U ：間隙水圧

F_{s2} ：移動中の安全率

ϕ ：斜面土塊の内部摩擦角

C ：斜面土塊の粘着力

R_p ：杭の抵抗力

$\Sigma\ell$ ：地すべり面の長さ

R_s ：杭背面に作用する地盤反力

σ ：垂直応力

T ：斜面土塊のせん断力

杭の抵抗力 R_p は，ひずみ分布を図上微分をして得られたせん断力の最大値から求めた。

杭背面に作用する地盤反力 R_s は，土圧計の計測値によって計算した。

以上の条件によって（3）式を解くと，

$$F_{s1} = 1.0 = \frac{C \times 51.00 + (371.2 - 225.2) \tan\phi + 16.2 + 5.24}{167.2}$$

$$\therefore 51.0C + 146 \tan\phi = 145.76$$

したがって， $C - \phi$ の関係は次のごとくなる。

$$C = 0 \text{ のとき } \phi = 45^\circ$$

$$\phi = 0 \text{ のとき } C = 2.85 \text{ t/m}^2$$

次に，杭打工事前の移動中の安全率 F_{s2} を $\phi = 7^\circ$ ， $C = 2.42 \text{ t/m}^2$ の条件で計算すると，次のごとくなる。

$$F_{s2} = \frac{2.42 \times 51.00 + 146.0 \times \tan 7^\circ}{167.2} = 0.86$$

$\phi = 10^\circ$ ， $C = 2.22$ の条件では $F_{s2} = 0.83$ となる。

また，もしも，この斜面に杭打工ではなく，間隙水圧低下によって安定を計る場合を想定して水位低下量を試算すると，次のごとくなる。

$$F_{s1} = 1.0 = \frac{2.42 \times 51.00 + (371.2 - U') \tan 7^\circ}{167.2}$$

$$U' = 14.63 \text{ m}^2$$

となる。したがって，平均 4.13 m 間隙水圧低下させなければならないことになる。

14 土質累重と地すべり面形成土質

中央上部斜面に1970年（昭和45年）以降ボーリング，弾性波探査などにより土質累重状態の調査を行ってきた。このなかで，最近の地すべり面がどのような土質に形成されているかを1980年（昭和55年）以降の主要ボーリングにより示すと図-84のごとくなる。

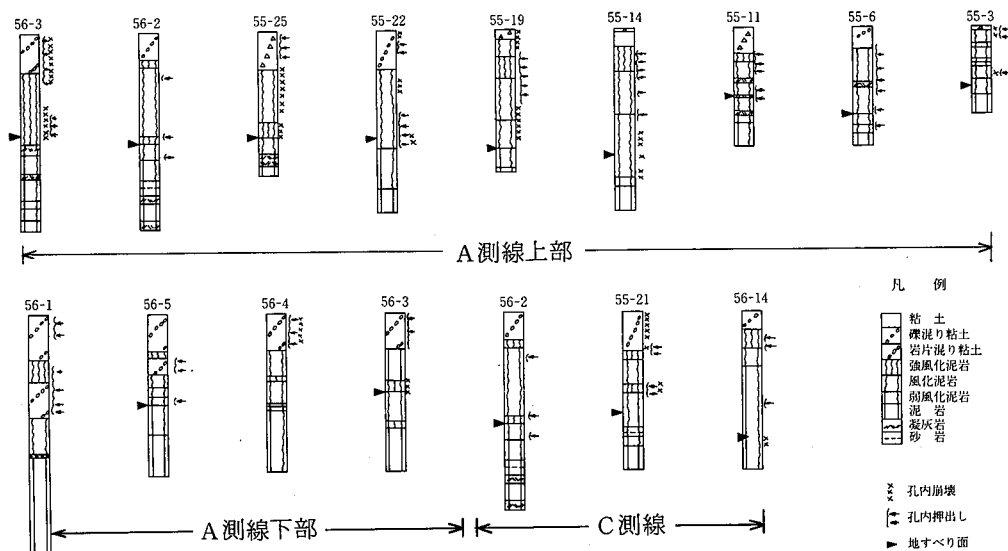


図-84 土質累重と地すべり面

この図に示されるごとく，ほとんどのボーリング孔における地すべり面は風化泥岩中に形成されている。

結 言

県営地すべり防止工事が開始され、地すべり災害から県民を守る事業に着手してから半世紀以上になります。この間史実に残るいく多の大災害がありました。そしてかぞえきれない多くの地すべり斜面を安定させ、住民の生活を守ってまいりました。そのなかでも、半世紀のながい間防止工事を継続し、反復する移動と闘い続けている地すべり地は県下でも稀であります。八幡地すべり地はこのような地すべり地であります。

昭和20～40年代は施工した地すべり防止構造物は数年たたないうちに倒壊を繰返しました。圧倒され続けてきた地すべりに対し、互角となり、さらにこれを征服できるようになったのは昭和50年代のことです。450 mの上部斜面に17段928本もの過密な杭打を施工してもなお杭にかなりの応力が作用することでも、この地すべり地はいかに激烈な移動力を有し、これを制圧するには豊富な経験、技術者の集団的英知と高度な技術の創造を求められてきたかを物語っています。

この報告書はなが年の防止工事にともなうボーリングを始めとした諸調査を始め、移動土塊と防止構造物の応力挙動等の観測結果をとりまとめ解析を行いました。移動が顕著なため生々しいデータを観測することができ、これまでの既成概念や定説をこえる事実を確認することができました。そしてまた、地すべりを科学的、発展的に解明するためには定量的観測と定性的判断の弁証法的統一が不可欠であることの教訓を学ぶことができました。

しかし、現在もなお観測中であり、未完の課題も多く、このことは後日完結させたいと思います。皆様からご批判頂き、不十分を補なってゆきたいと思っております。

この報告書は多くの現場担当者、施工業者、調査技術者のなが年ご協力によるものであります。データの観測、収集にご協力いただいた上越林業事務所、調査業者（日さく）、施工業者（山崎建設）を始め、多くの方々に対し、また考察にあたり貴重なご助言を頂いた福岡正巳先生（東京理科大）、小川正二先生（長岡技術科学大）に対し、そしてまた解析にご援助いただいた神田牧子女史に心から感謝申し上げます。

（福本安正・小池正司）

編 集 新潟県林業試験場
新 潟 県 治 山 課

八幡地すべり — 1985・7 —

編 集 新潟県農林水産部治山課
新潟県林業試験場
発 行 新潟県農林水産部治山課
印 刷 株式会社文 久 堂
