

# 斜面崩壊と対策工法について

齋藤 二郎  
平間 邦興

串間 正敏  
(本土木本部技術課)

## On Forms of Slope Failure and Construction Methods for Restoration of Slope

Jiro Saito Masatoshi Kushima  
Kunioki Hirama

### Abstract

Generally, coping with slope failure is done by means of a combination of various methods. In selection of these methods, the relationships between topography, geology, state of slope failure and rainfall must be clarified. Investigation reports on slip surfaces, features and distribution of underground water are also analyzed to plan the best combination of methods. This report shows representative examples of various accidents for which there are measured data by construction conditions such as cutting and filling of slopes, ground conditions such as clay, decomposed granite and soft rock and the process up to establishment of a restoration method in accordance with each field condition.

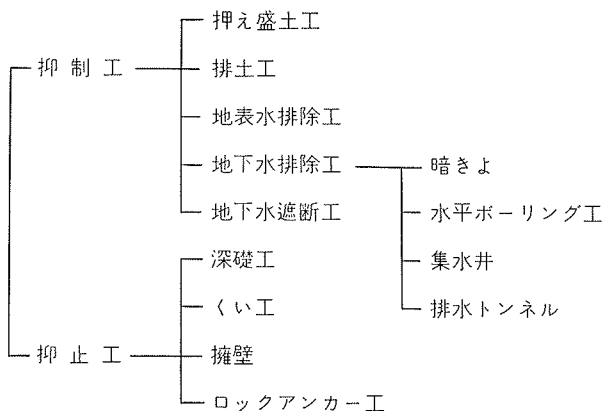
### 概要

斜面崩壊に対する対策工法は、多くの場合種々の組合せにより施工される場合が多い。この対策工法選定にあたっては、地形、地質、崩壊状況、降水などの関連性を明らかにするとともに現位置調査結果をよく検討して、適切な工法の配分組合せが計画されなければならない。

この報文は、実測データを有する種々の事故の内から、切土、盛土などの施工条件、粘土、マサ土、軟岩などの地盤条件ごとに代表的な例を示して、その原因を検討し、それぞれの現場条件に応じた対策工法までの過程を明らかにする。

## 1. まえがき

最近、急増している斜面崩壊の対策状況は現場によって異なり一貫性が認められない。斜面崩壊対策工法を大別すれば、地形、地質、地下水などの環境条件を変化させて抑制する方法と、構造物によって活動の一部または全部を抑止する方法に分けられる。



実施例	場所	地質	原因	対策工法
1	葉山町	粘性土	切土 擁壁基礎掘削	排水工, 控え盛土, 排土工, 改良土置換工, クイ工, 擁壁
2	静岡市	風化した頁岩 砂岩の互層	切土 降雨	排水工, 控え盛土, 排土工, 擁壁
3	西宮市	マサ土	切, 盛土 降雨	排水工, 環堤, 床固め
4	高槻市	マサ土	切土 降雨	排水工, 改良土置換工

表—1 実施例

一般にこれらの工法は、種々の組合せにより施工されることが多い。この報文では、表—1に示す事故例についてその原因を検討し、それぞれの現場条件に応じた対策工法決定までの過程を明らかにする。

## 2. 事例1 膨潤性粘土地盤の斜面崩壊対策 (神奈川県葉山町)

### 2.1. 状況

この造成工事では施工中、図—1に示すような箇所でも斜面崩壊が発生した。最初の崩壊はA地区においてL型R・C擁壁の基礎掘削中、のり肩部に亀裂があら

われ次第に円弧スベリの形態を示した。応急対策としてのり尻に土留工、掘削箇所の埋戻し、のり上方の掘削盛土の処理をおこなったが、亀裂は次第に後方に広がりスベリの形態は円弧から長楕円に変わった。スベリ土量は約10000m<sup>3</sup>と推定された。B地区の崩壊は、のり尻に下水処理場を建設するための切取りを進めている途中発生した。スベリの形態は円弧スベリで土量は約4000m<sup>3</sup>である。C地区の崩壊は、この工事竣工まぎわに発生したもので施工後1年8カ月を経過していた。A、B地区のような直接的原因は考えられず、スベリ面の形態は長楕円、スベリ面勾配1割6分、土量は約7000m<sup>3</sup>であった。応急対策として排土工およびウェルポイントによる地下水のスベリ区域への流入防止を試みたが、スベリを抑止することはできなかった。

## 2.2. 原因

直接の原因としては、A地区は擁壁基礎掘削、B地区はのり尻部の切取りであるが、あわせて地形、地質、地下水などの自然的誘因があげられる。

**2.2.1. 地形** 当該現場は標高25~80mの丘陵地で附近一帯は県が指定した地スベリ多発地帯が散在し各所に旧地スベリの跡を見ることができる。この現場も壮年期の地スベリ地形を呈しており附近の状況からかなりの地下水があると推定された。

**2.2.2. 地質** 土質試験より当該地盤の土質は過去に極めて大きな拘束圧によって圧密され、自然地盤においては密実である。しかし主要粘土鉱物がモンモリロナイトであるため、上載荷重を減じると水を含んで激しく膨潤し短期間の内に粘土化して劣悪な土質性状となることが判明した。

## 2.3. 現位置調査および土質試験

**2.3.1. 地表、地中変位測定** A地区における地表変位測定は、図-2に示す如く8箇所で観測した。その結果最大移動量は No. 15の測点において2日間で水平方向に396.5m/m 垂直方向に99m/mであった。この測定データから危険の予知と対策工法実施による効果確認ができた。図-3に雨量および対策工法と地表変位(代表例)との関係を示す。

地中変位測定は図-2で示すように3カ所選定して計測を継続した。C点ではガイドパイプ設置2日後、B点では2週間後にGL-4.0mで変位が大きく測定不能となった。したがってGL-4.0m附近にスベリ面があると推定された。

**2.3.2. 地下水調査** 地下水観測井および深礎工法によるボーリングを利用して地下水位、水脈調査を実施した。その結果A、B地区とも崩壊部は約GL-0.7mと高い水位を示す。またNo.1の深礎の周りに

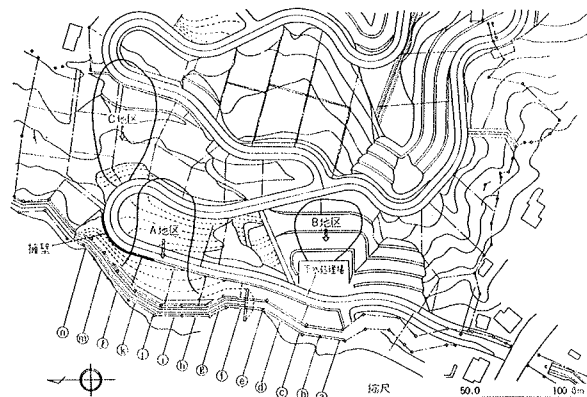


図-1 崩壊状況

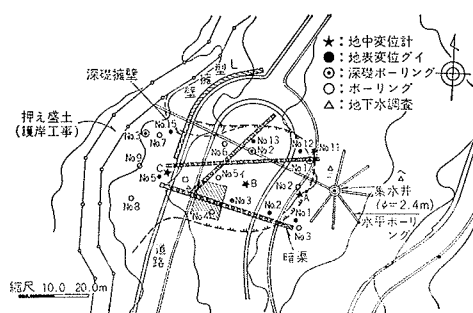


図-2 A地区調査地点および対策工法

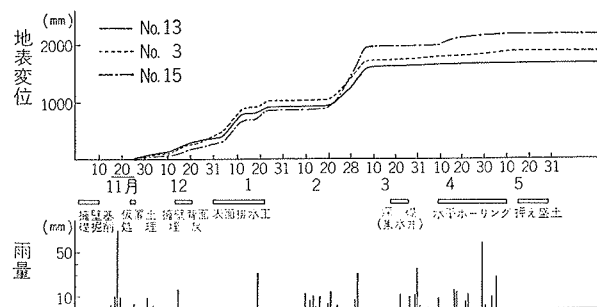


図-3 雨量、対策工法と地表変位

も水井観測井を設けて揚水試験をおこなった結果、図-4に示すようにのり上方の水位低下は極めて僅かであった。したがってこのスベリ区域では、区域上方からの地下水の流入が非常に多いことが明らかとなった。よって対策工法としては排水工が有効な手段であると認識された。

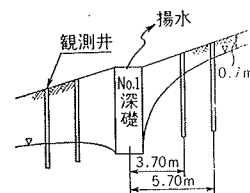


図-4 揚水試験状況

## 2.3.3. コアボーリングおよび深礎による土質調査

A地区においては、当該地盤の正確な土層分布、土質強度および視察によるスベリ状況把握のため深礎ボーリングを実施し、その結果GL-3.70mの点で明確なスベリ層が確認された。これは、非常にかく乱を受

けた高含水の軟弱層を呈し、他の密実な土丹層とは明確に分離することができた。またコアボーリングの結果A、B、C区域とも土層分布は、大略3層に分けられる。

GL-3.0m まではN値3～5の草根を多量に含んだ砂質粘土。GL-3.0～7.0m はN値8～20の土丹混り粘土が分布して全般的に亀裂が多く漏水が激しい。GL-7.0m 以下はN値50以上の土丹層である。

2.3.4. 土質試験 当該地盤の土質性状を正確に把握するために以下の試験をおこなった。

(1)一般的な土の物理および力学試験。(2)粘土鉱物判定のためのX線分析および電子顕微鏡分析。(3)力学試験の内、特に含水比によるせん断強さの変化。(4)ピーカに小土塊を入れ水浸して固形状況を見る耐浸水性調査。

以上の試験結果をまとめるとスベリ層以外の自然含水状態では、当該土質は極めて高い強度定数を示すが、スベリ層の膨潤した試料については、表-2に示す如く強度的には全く期待できない状態にあった。粘土鉱物としては主としてモンモリロナイトおよびイライトが認められる。含水比による強度低下は、極めて激しく自然状態から10%の増加によって内部マサツ角に基づくせん断抵抗は期待できなくなった。水浸による土質性状変化は、水浸前には固結した試料が、水浸後1時間より崩壊が認められ、8時間を経過すると1つの試料を除いては原形をとどめず、48時間後には完全に崩壊した。以上の現象は、当該地盤が過去に大きな拘束圧で圧密されていたに過ぎないこと、しかも主要粘土鉱物が極めて膨潤性の高いモンモリロナイトであることを考慮すれば理解できる。

2.4. 対策工法

2.4.1. A地区対策工法 応急対策として掘削箇所の埋戻し、表面排水をおこなった。これらによりスベリの進行は多少鈍ったが、変位は継続していたので次に述べる対策工法を実施した。

(1) 盲暗きよ 図-2に示したように深さ1.5～1.8mのトレンチ掘削をおこない盲暗きよを敷設した。

(2) 集水井および水平排水ボーリング 図-2に示すように区域外から流入する地下水排除を目的として深礎工法による集水井を施工した。効果を上げるためGL-3.0mの位置より放射状に6本の水平ボーリングをおこなった。

(3) 押え盛土 図-2に示すように溪流に砂防ダムを設けて押え盛土し、護岸工事をおこなって河床を補強した。盛土の高さは、地下水が地表面と一致する最悪な場合でも、安全率が1.1を確保できる高さとした。

2.4.2. B地区対策工法 図-5に示すようにB地

区は、のり尻に汚水処理場設置予定のため、またのり肩に既設道路があるため押え盛土およびのり勾配の修正は不可能であった。土質試験結果より斜面崩壊の原因が主と

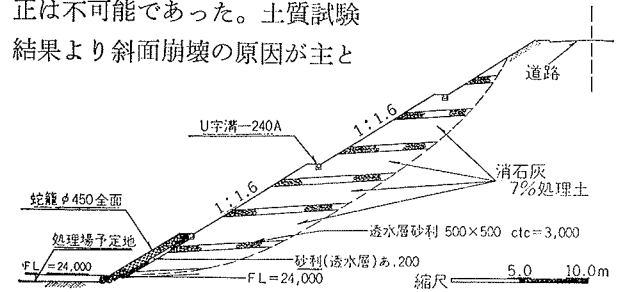


図-5 B地区対策工法標準断面図

して当該地盤の劣悪な土質性状であると判断し、対策工法としては、消石灰処理による土質改良を主体としそれに盲暗渠を併用した。ここで土質改良工法とは、表-2に示す如く改良された土を、図-5に示すように劣悪土と置換する方法である。

	無処理 (スベリ層)	混合比		
		3%	5%	7%
含水比 (%)	55	45	39	38
湿潤密度 (g/cm <sup>3</sup> )	1.48	1.52	1.70	1.70
粘着力 (kg/cm <sup>2</sup> )	0.05	0.75	1.06	1.18
内部マサツ角	2°30'	26°30'	30°30'	30°00'

表-2 消石灰処理1週間強度

ここで土質改良工法とは、表-2に示す如く改良された土を、図-5に示すように劣悪土と置換する方法である。

この結果、斜面の安全率は1.8を示して極めて安定と判断された。

2.4.3. C地区対策工法 図-6に示す如く対策として、まずウェル

ポイントによる地下水の揚水および盲暗渠を実施したが、スベリが継続したので抜本的対策として、スベリ面の中間部にH型钢(300×305×15)を1.5m間隔に70本、レール(50kg/m)を0.5m間隔に100本打設す

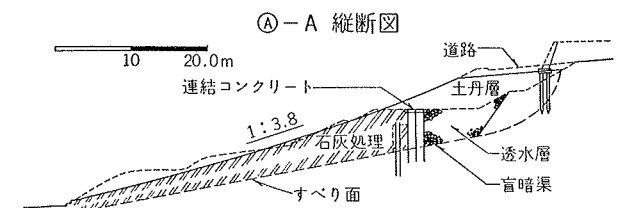
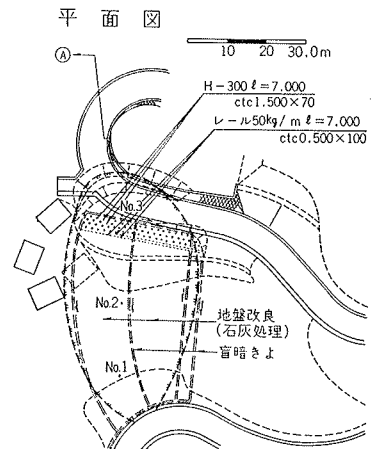


図-6 C地区対策工法

るとともにB地区同様消石灰による土質改良を実施した。ここで、採用したH型鋼およびレールクイの設計計算を示せば次のようになる。クイがスベリ面でうける負担荷重をPとする。クイの最大曲げモーメントの求め方としては、Chag の式が妥当であり、最大曲げモーメント： $M_{max}$  は、式一1で表わせる。

$$M_{max} = P \cdot h \cdot \varphi_m(\beta h) \quad \dots\dots\dots(1)$$

ただし

$$\varphi_m(\beta h) = \frac{\sqrt{(1+2\beta h)^2 + 1}}{2\beta h} \cdot \exp\left[-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h}\right]$$

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

$E_s$  : 土の弾性係数  $h$  : スベリ面よりの載荷高

$E$  : クイの弾性係数  $I$  : クイの断面2次モーメント

当該地盤の弾性係数  $E_s = 96 \text{ kg/cm}^2$ , 載荷高  $h = 1.5 \text{ m}$  として(1)式より最大曲げモーメントを求め(2)式よりH型鋼およびレールクイの許容荷重  $P_a$  を算定した。

$$\sigma_{mak} \geq M_{max}/Z \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここで  $\sigma_{max}$  : 鋼材の曲げ応力度

$Z$  : 断面係数

H型鋼 :  $P_a \leq 18.6 \text{ t}$ , レール :  $P_a \leq 3.2 \text{ t}$

よって設計にあたっては、18.0t および3t を用いた。

### 3. 実例2 風化岩の切土斜面崩壊対策 (静岡市)

#### 3.1. 状況

当該造成工事における切土斜面崩壊は、図一7に示す如く No. 5 斜面で、2日間続いた総雨量190mm/m、時間最大雨量48mm/mの降雨が直接の原因となり発生した。崩壊状況は、滑落差の最大落差 5.0m、のり尻の最大水平移動は18.0m、のり尻前面の盛り上り量1~2m、スベリ土量は約10万 $\text{m}^3$  推定された。崩壊前における施工状況は、のり面防護工（モルタル吹付け）を既に完成し表面排水設備も清掃まで終了している段階であった。No. 5 切土斜面だけでなく、他の切土斜面 No. 1~No. 4 についても、ほぼ No. 5 斜面と同様な条件下にあると考えられ同じような崩壊が危惧された。これらの斜面の内でも特に湧水量の多い No. 3の斜面が危険であると判断されたので、まず斜面の湧水箇所を水平ボーリングを一本打設した。排水量は、通常1時間当り 120 $\text{l}$  であった。その後、No. 5 同様連続降雨が直接の原因となり、No. 3の切

土斜面に崩壊が発生した。スベリ土量は約 3000 $\text{m}^3$  である。

#### 3.2. 崩壊原因

3.2.1. 降雨 No. 3, No.5の斜面における崩壊の直接原因は、連続した降雨であることは明白である。のり面上部の風化の進んだ層が雨水を含み粘土化して強度の低下を導き、さらに雨水と地下水の流入によって間引き水圧が上昇したためと考えられる。

3.2.2. 地形および地質 当該斜面を構成する岩盤は、静岡一糸魚川構造線に沿っており、全般に亀裂が発達している。しかも、図一7に示す如く大規模な切土により側方拘束圧が開放され亀裂の度合は従前より増大していたことが予想される。

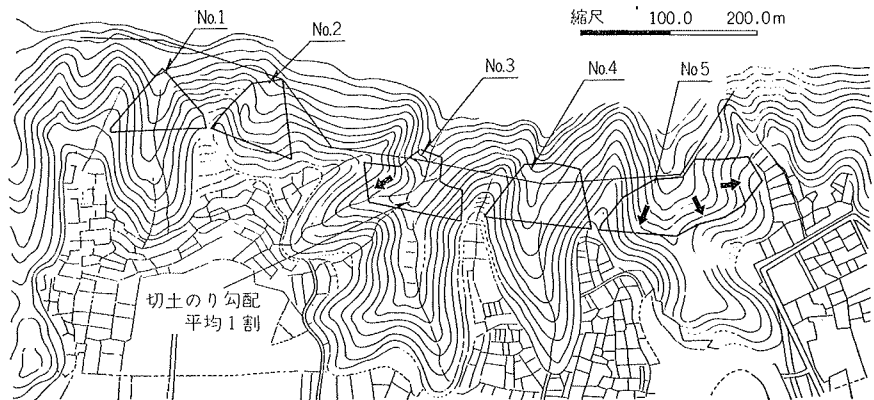
岩質は、のり面上部において風化がかなり進んでおりその下部ではかなり堅硬であるが部分的に多少軟化し節理、亀裂に沿って粘土層を薄く挟む。また附近に、竹が繁茂していることから判断してこれらの斜面は地下水が非常に豊富であると推定された。

#### 3.3. 現位置調査

3.3.1. コアボーリング 図一8, 9に示すごとく No. 5の斜面で2カ所を選んでコアボーリングを行った。

3.3.2. 弾性波探査 図一8に示す如く No. 5 斜面について3縦断(A, B, C-Line), 3横断(I, II, III-Line)を選んで弾性波(P波)速度探査を実施した。走時曲線から解析した速度層断面図のうち B-Line の例を図一9に示す。

当該地盤は大略3層に分けられるが、弾性波速度は主として風化度、亀裂頻度、開口度の違いを反映するものと推定される。静岡層群の砂岩、頁岩は未風化なもので、 $V_p = 3.0 \sim 3.5 \text{ km/s}$  程度を示すことが経験的に予想される。したがって、この地盤は、第III層の最も速度の大きい部分でも風化の進行した岩盤といえる



図一7 切土斜面概略図

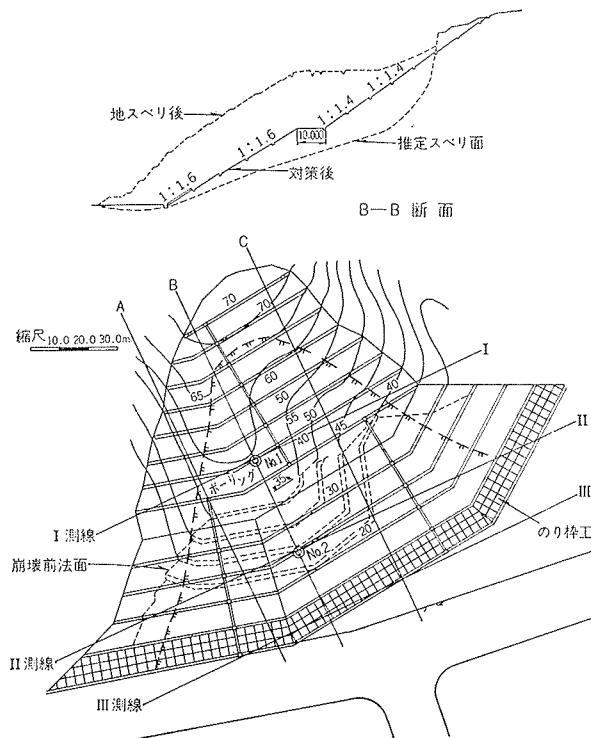


図-8 No. 5 崩壊斜面現位置調査および対策工法

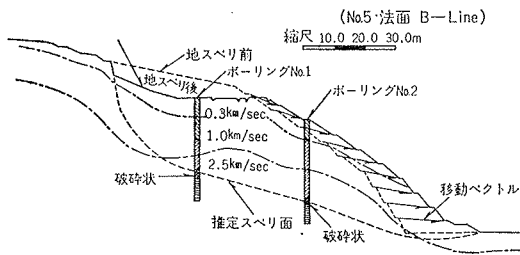


図-9 弾性波速度，ボーリング結果

ようである。

### 3.4. 対策工法

3.4.1. No. 5 崩壊斜面对策工法 崩壊状況および現位置調査等より検討した結果，図-8に示す如く排土工を主体とし，のり尻にのり砕工を併用した。当該斜面は風化岩からなる不均質な地山であるため，斜面安定解析にあたって試料を採集してその平均的な土質性状を求め，それを安定解析に用いることは危険である。したがって排土工の安定を検討する場合，地山の強度定数は，崩壊した斜面における安全率を1.0として求めた逆算値を採用し，排土後ののり勾配はその強度定数により安全率が1.2以上確保できる勾配とした。

3.4.2. No. 3 斜面崩壊対策工法 この斜面では，崩壊状況に比して余裕ある用地が確保してあったので，対策工としては図-10に示す如く押え盛土を主体とし

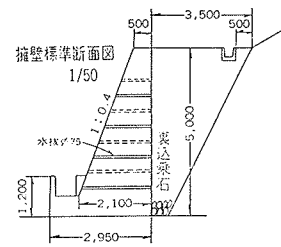
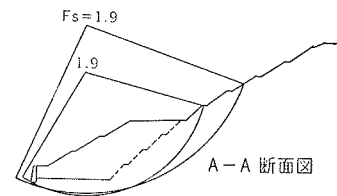
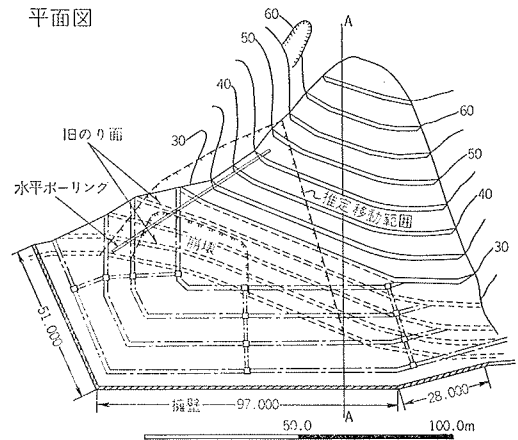


図-10 No. 3 崩壊斜面对策工法

た。押え盛土後の安定計算に採用した強度定数は No. 5 斜面についてと同様に算定した。A-A 断面について，計算した結果図-10に示すように安全率1.9が確保できた。

## 4. 実例3 マサ土盛土斜面崩壊対策 (西宮市)

### 4.1. 状況

当該現場は，盛土のり面完成後1年を経過した時点



図-11 スベリ状況

で集中豪雨により図-11に示す形で崩壊が発生した。スベリ土量は当初 1600m<sup>3</sup> と推定されたが崩落土砂を排すに從いスベリ面が拡がって、道路中央部までクラックが進行し、その上部の石積擁壁の崩落が危惧されるにいたった。

4.2. 崩壊原因

- 4.2.1. 集中豪雨 地下水の急激な上昇により、間げき水圧の異状な上昇および土の強度劣化。
- 4.2.2. 土層分布 マサ土が厚く堆積するが、その中間にマサ土地盤特有の粘性土が狭在し、この境界が滞水層になったと判断される。
- 4.2.3. 地形 崩落部は旧沢部に位置するため地下水が多量に集中する。
- 4.2.4. 締固め不足 施工が困難なこともあり、のり面表層部の締固めが不十分であるため耐浸水性に劣る。

4.3. 現位置調査

- 4.3.1. 地表変位測定 対策工法を進めるにあたって安全施工のためおよび移動量観測のために図-13に示す2カ所に地スベリ計を設置した。
- 4.3.2. コアボーリング調査 当該斜面の土層分布と土質性状を把握するため図-13に示す5カ所でコアボーリングをおこない、必要な土質試験を実施した。

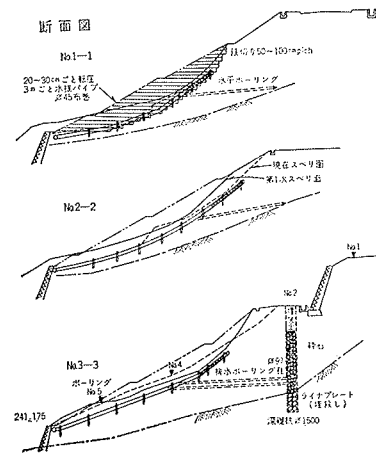
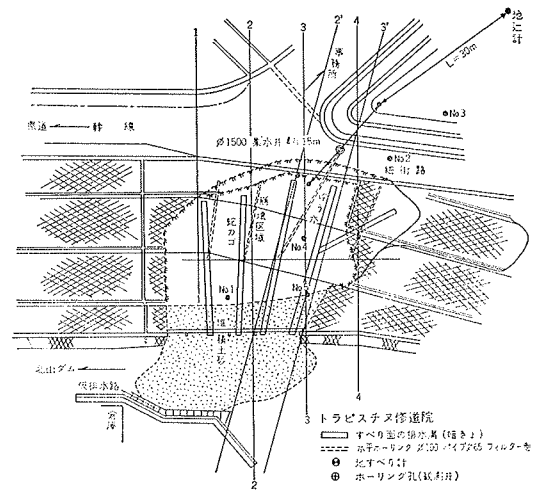


図-13 現位置調査および対策工法

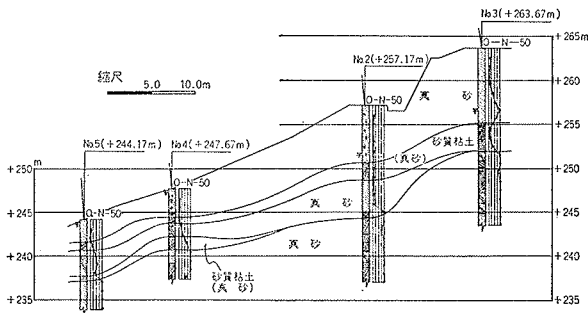


図-12 地盤調査

4.4. 対策工法

崩壊原因や現位置調査等から検討した結果図-13に示す如く排水工と締固めを主たる対策工法とした。

- 4.4.1. 締固め検討 斜面は特に締固めの良否により安定性が著しく異なるので締固め試験をおこない、それに基づき転圧施工をおこなった。締固め度は、コンペネによりチェックした。
- 4.4.2. 排水工 浅層地下水排除は良質のフィルター層を備えた蛇カゴを図-13に示す如く崩壊部全域に敷設しておこなう。深層地下水排除は集水井 (φ=1.5 m), 水平ボーリングにより実施した。図-14 に示す

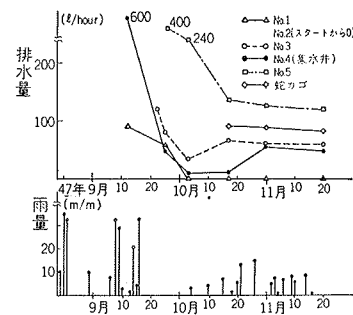


図-14 各排水工の排水量について

如く極めて良好な効果が得られた。以上の対策工法を実施した結果安全率は 1.7 である。

5. 実例 4 マサ土切土斜面崩壊対策 (高槻市)

5.1. 状況

この崩壊は、施工後安定を保っていた切土斜面が 1

年4カ月を経過した後、集中豪雨によって図-15に示す形で崩壊を生じた。

### 5.2. 原因および崩壊過程

マサ土の力学特性は元来地山状態においては、非常に密実で大きな強度特性を示すが、一方攪乱および飽水による強度劣化の激しいのを特徴とする。マサ土斜面崩壊過程には、次のパターンが考えられる。

- (1) 地盤途中に粘性土層が狭在すると湧水および雨水などの浸透水がその上層で滞水され異常な間げき水圧を増大させ、さらに粘性土上層部に軟弱層を生じさせる。また地下水面はのり面途中に浸出線を生じてパイピングのような現象が発生する。
- (2) 耐浸水性に劣るといふマサ土の特性に基因するも

ので“エロージョン→洗掘進行→肌落ち崩壊”を繰り返して大きな崩壊にいたる。

### 5.3. 対策工法

この現場では地形的にのり勾配の変更が不可能であったため対策工法の主体を土質改良土置換工法とした。7%のセメント添加により、スベリ層の劣悪土が $C=1.25(\text{kg}/\text{cm}^2)$ ,  $\phi=41^\circ$ に増加して安定化し、消石灰混合によっても $C=0.3(\text{kg}/\text{cm}^2)$ ,  $\phi=30^\circ$ を示したが、ここではより大きな効果が期待できるセメント添加土を使用した。

あわせて盲暗渠、水平ドレーンパイプによる排水とレーलगイによる抑止工を併用した。

## 6. あとがき

以上、技術研究所が指導し、実測データを有する斜面崩壊対策のうち代表的な例を示して、その原因、崩壊機構を検討し、それぞれの現場条件に応じた対策工法決定までの過程を明らかにした。紙面の関係上実例が制限されたが、今後機会をみて種々の崩壊対策例について発表したい。

### 参考文献

- 1) 土質工学会 「土質工学ハンドブック」
- 2) 山田, 渡, 小橋: 山海堂「地スベリ斜面崩壊の実態と対策」
- 3) 谷口: 山海堂「地スベリ調査と対策」
- 4) 福本: 土木工学論文集 (Vol. 12, No.2)「地スベリ防止グイ」

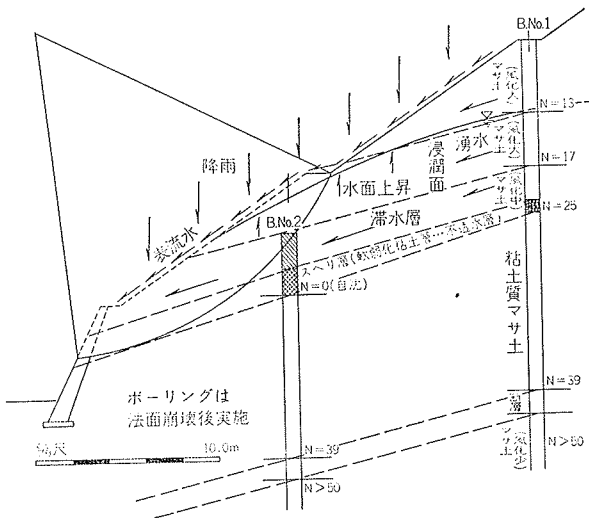


図-15 崩壊機構とボーリング図