

第31回シンポジウム

すべり面をめぐる諸問題

2003. 5. 9

主 催 (社)日本地すべり学会新潟支部
共 催 (社)地盤工学会北陸支部
後 援 新 潟 県
(社)新潟県地質調査業協会
(社)地すべり対策技術協会新潟支部

地すべりの実体解明をめざして

新潟支部幹事長

古川 昭夫

第31回地すべりシンポジウムが「すべり面をめぐる諸問題」をテーマに開催されることになりました。テーマ設定の議論では、多くの方々から様々な角度の意見が活発に出され、その意見を総括する形でこのテーマとなりました。地すべり現象を理解する上で重要な情報を提供するすべり面に関して、幅広い角度から検討しようと企画されたものです。テーマの主旨には、すべり面の物理・力学特性に関わる問題、すべり面調査および対策技術に関わる問題、すべり面形成の歴史性に関わる問題等が含まれます。テーマに沿って8人の方に話題提供と原稿執筆をお願いしました。また、急遽会員の持っているすべり面の写真をシンポジウム会場に掲示することになり、多くの方々から写真の提供を頂きました。多忙な中、協力頂きましたみなさんに心からお礼申し上げます。

このシンポジウムをとおして、すべり面をめぐる諸問題で共通の認識がより拡大することを期待しています。

ところで支部主催の地すべり講演会およびシンポジウムは、1973年6月支部創立を記念した第1回講演会から休むことなく毎年開催され、今回31回目を迎えました。過去のシンポジウムのテーマを遡ってみますと、その時々が発生した地すべり災害の実態や、地すべり対策技術あるいは地すべり研究の到達を敏感に反映しています。シンポジウムが先駆的な内容をもって開催され続けてきたことを実感します。シンポジウムは多くの地すべり研究者、技術者、行政担当者の熱意と献身的な努力によって支えられてきたものですが、その成果の一部は、効果的な防災対策として実を結んでいるとも思います。近年の地すべり災害の縮小もこのような成果の一部と考えられます。しかし、地すべりに関する一定の知見や、地すべりを制御する一定の方法を我々が手にしたにしても、依然として未解明の課題や、力の及ばない課題が多く残されていることに率直に目を向け、成果が最終的なものでないことを銘記する必要があると思います。未来にわたって地すべり災害が縮小するという確証を、我々が手にしたわけではありません。

飛躍的に発達した科学技術の恩恵を享受してきた我々は、1995年の阪神大震災を契機に、自然の多様な営みに対する我々の理解が、いかに限られたものであるか痛感しました。また、近年の地球規模の環境問題の深刻化は、不十分な理解にもとづく自然改変行為が、その結果としていかに困難な状況を生むかを教えています。地すべりに関わる私たちの前にも、同じ問題が提起されているように思います。効果的な防災計画の策定、持続可能な開発計画の策定。これらの課題に適切に対処するためには、何よりも地すべりの実体を正確に理解することが求められているといえます。今回のシンポジウムがすべり面をめぐる諸問題にとどまらず、地すべり現象をめぐる諸問題に関して、共通の認識が一層拡大する契機となることを、重ねて期待したいと思います。

目 次

- | | | |
|---|---------------------------|------|
| 1 | 軟岩中の「すべり面」判定と評価 | P 1 |
| | 明治コンサルタント株式会社 佐藤 博文 | |
| 2 | 地すべり面の判定方法—見直したい標準貫入試験の効用 | P 10 |
| | 株式会社 興和 鴨井 幸彦 | |
| 3 | すべり面のせん断変位測定システムの開発と応用 | P 16 |
| | 新潟大学 農学部 早川 嘉一 | |
| 4 | 地盤掘削による地すべり面の形成 | P 26 |
| | —北陸自動車道大平寺地区の計測・観察事例— | |
| | 日本道路公団北陸支社 芹川 博 | |
| | 株式会社 新協地質 渡部 哲也 | |
| 5 | 地質の違いによるすべり面と地すべり移動特性について | P 41 |
| | —宇津俣地すべりを例にして— | |
| | 新潟県 安塚地区振興事務所 倉 敏行 | |
| | 株式会社 日さく 松永 智 | |
| | 株式会社 日さく 櫻井 孝 | |

軟岩中の「すべり面」判定と評価

佐藤 博文 (明治コンサルタント株式会社)

1. はじめに

新潟県には軟岩、とりわけ堆積軟岩が広く分布し、その多くは、活発な構造運動の影響を受け、変形・破碎・風化などの不安定化しやすい素因を多く内包している。これら堆積軟岩分布域（魚沼丘陵、東頸城丘陵など）の多くは積雪地でもあることから、融雪時期にその活動が活発化する地すべりも多い。

地すべり滑動による生命財産の損失防止を目的とする対策工は、長期的に信頼のある規模とする必要がある。そのためには、地すべりの規模（広がりと深さ）、発生機構を明らかにする必要がある。

本紙では、地すべり規模把握のために重要な「すべり面」とりわけ堆積軟岩中のすべり面判定と評価について話題を提供し、関係諸兄のご意見を仰ぎたいと考えている。

2. (堆積) 軟岩の特徴

軟岩と呼ばれている岩は、成因別に「堆積軟岩」「風化軟岩」「火山軟岩」などに大別され、分布・性状などはそれぞれ異なる。このうち、堆積軟岩は、主に新第三紀（～第四紀更新世前期）の泥質岩や挟在する凝灰岩などからなり、その構造は、他と比較して層理面等の成層構造が明瞭である。

また、その物性は、一軸圧縮強度が数百 kN/m^2 ～数 MN/m^2 程度、吸水率（空隙率）が大きく変形性に富み、含水変化に伴い物性が大きく変化する。固結度が低く、水の出入りが比較的容易であることから、風化しやすく、切土による応力解放や乾湿繰り返しによる劣化が著しいものが多い。成層構造沿いの物性差違も、堆積軟岩の特徴の一つであり、層理面等に沿った風化・変質が多く見られる。また、本県の場合、活発な構造運動に起因する破碎ないしは潜在亀裂等が多く分布する地域では、応力解放等による劣化がより顕著となっているようである。

堆積軟岩中の地すべりを対象とする場合には、上記軟岩の諸特性を十分に踏まえた調査・対策が必要となる。

3. 地すべりにおける「すべり面」

地すべりは、明確なせん断面を境として土塊がすべることを想定し、そのせん断面を「すべり面」と称している（例えば文献6）など。地すべりの活動を、重力によるせん断および伴う変形現象としてとらえることが、すべり面判定・評価のうえで重要であると考えられる。

即ち、岩盤の破壊・変形に関する構造地質学的あるいは岩盤力学的知見を、岩盤中に発生する地すべり活動の結果生じるすべり面の判定・評価の「道具」として活かすことが肝要であると考える。

図-1に、すべり面を含むせん断帯の模式図を示す。

この図は、比較的大規模な地すべりで、集水井や深礎杭施工時に観察された例から作成されたものである(文献2)。すべり面および2系統に大別されるせん断面は、それぞれ図-2で示すY面(図-1のすべり面)、P面(図-1のすべり面から時計回り20~30度程度で記載されるせん断面)、R1ないしT面(図-1のすべり面から反時計回りに10~20度で記載されるせん断面あるいは60度程度で記載される(開口?)面)に対比される。一例ではあるが、ボーリングコアなど、「露頭条件」の悪い条件でのすべり面判定には有用と考える。また、地すべり活動に伴う岩盤諸物性(亀裂、空隙、透水性等)の変化を想定する際にも有用と考える。

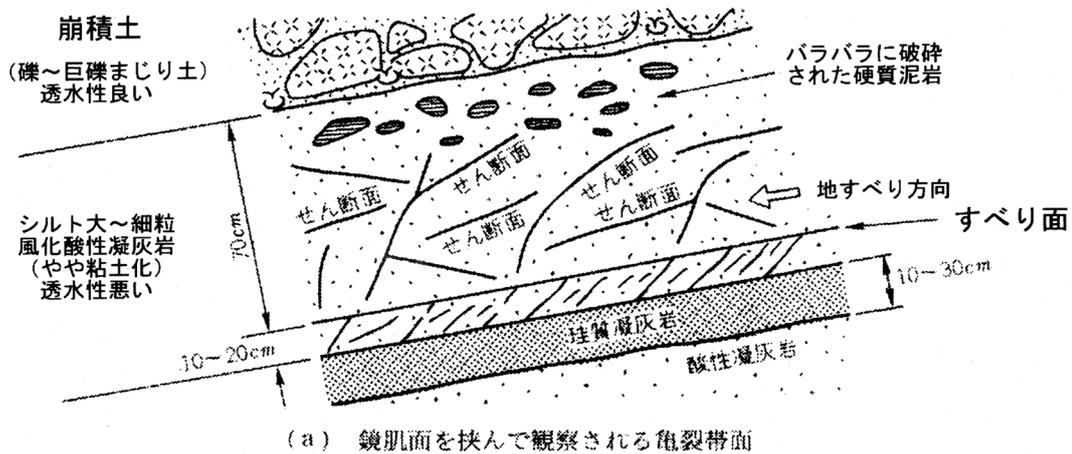


図-1 すべり面を含むせん断帯の模式図 (岩淵・山崎 1988: 文献2))

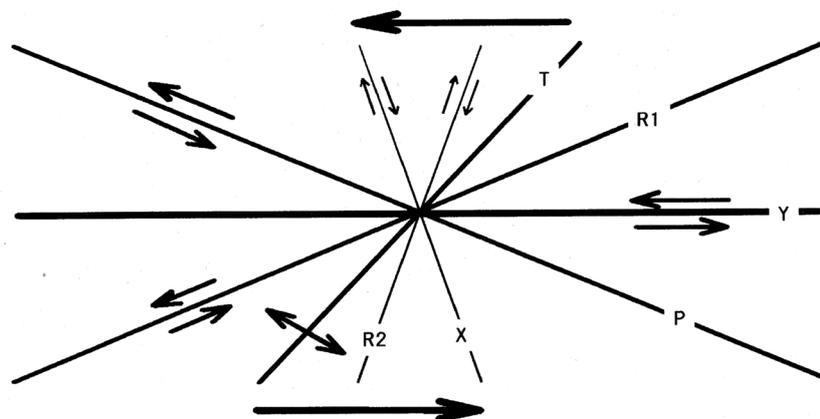


図-2 左横ずれ断層破碎帯のせん断面模式図 (例えば、文献4) など)

4. すべり面判定の方法

すべり面判定の方法例を、図-3に示す。

これら一連の作業のうち、地形踏査に代表される地形の評価とそれに基づく地すべり規模の想定が、それ以降の物理探査、ボーリングおよび動態観測の計画立案～結果の解釈を大きく左右する。地形評価の段階で、地すべりの頭部、側部、末端部などの平面形状を決定し、深さを想定することにより、測線上で行われる後続調査で極端に浅い（あるいは深い）地すべりの想定を回避することが可能となる。（後続調査で、地すべり平面形状等地形評価の当初判断を見直す場合もある。）

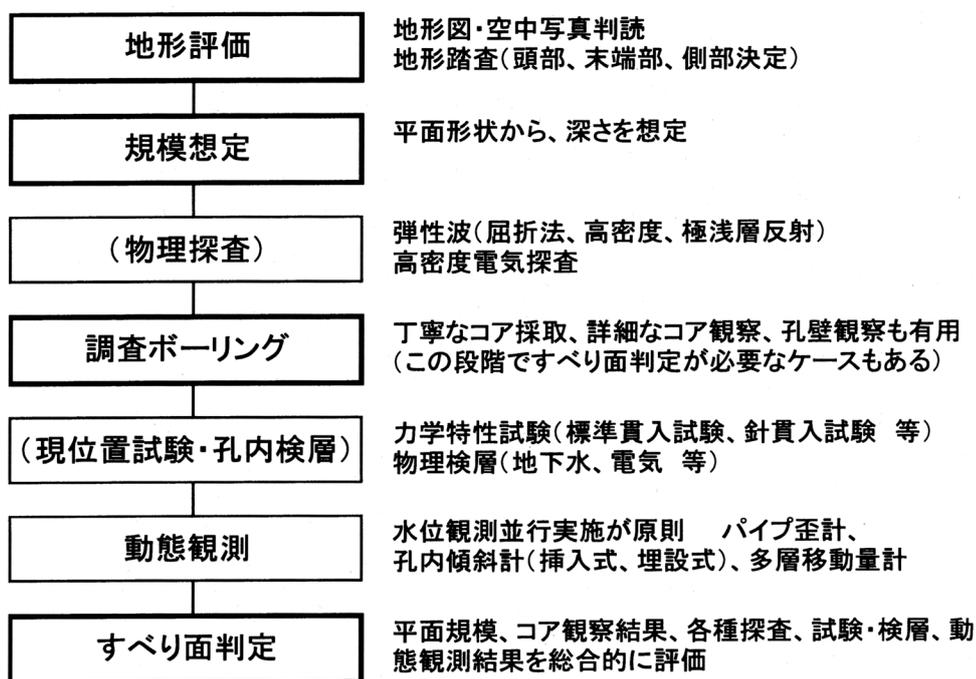


図-3 すべり面判定方法の流れ(例)

5. すべり面判定・評価における諸問題

本章では、すべり面判定・評価における諸問題を、物理探査、ボーリングコア観察、現位置試験・孔内検層、動態観測について示す。

5.1. 物理探査を面判定・評価に利用する際の留意点

物理探査は、地すべり活動により生じた（あるいはその素因としてもともとある）亀裂や風化の程度あるいは地下水状況等、物性の差を定量化して表現しているため、地すべり斜面全体の物性傾向を示し、大局的な基盤岩構造の推定などに有用である。また、平面的には点の情報であるボーリング結果の補完および対応する物性値からの岩盤分類などに利用されている。探査結果が直接のすべり面を表しているわけではないので、どのような物性を反映しているのか十分踏まえた上で活用することが肝要である。

5.2. ボーリングコア観察によるすべり面判定・評価の問題点

ボーリングコア（および孔壁）観察は、調査段階ですべり面を目視確認できる数少ない手法の一つである。

軟岩中のすべり面判定のために注目される地質条件としては、「強風化岩（風化岩）基底部」「流れ盤構造をなす風化境界、層理面、岩盤構造変化境界」「岩盤中の軟質粘土薄層（脈）」などがある。コア観察にあたっては、全体のコア状況および地形解析から想定した深度周辺でこれらの地質条件を含む箇所を特に丹念に観察することとなる。コア観察によるすべり面（候補）抽出に際しては、以下の点などに留意すべきである。

（1）コアの採取は丁寧に

地すべり調査に限ったわけではないが、コアは、地山の状態に限りなく近いことが理想的である。丁寧に掘削により得られたコアは、それから得られる地質情報も多く、地山状況推定に大きな役割をはたす。軟岩とは言え、岩盤コアであることから、岩盤部では可能な限り送水掘削が望ましい。その一方、送水掘削にともなって掘削水とともにコアまで「排水」されてしまう場合も現実には少なくない。特に軟岩中のすべり面周辺は多亀裂・軟質な場合が多く、フォアマンの腕の見せ所である。場合によっては、清水の代わりに界面活性剤を用いて掘削する、いわゆる「泡掘り」も検討されるべきである。

（2）コアの扱いは丁寧に観察は速やかに

掘削後の劣化が著しい堆積軟岩では、コアの扱いも丁寧に行うべきである。2章で述べたように、堆積軟岩は、掘削後の劣化が著しく、応力解放による円盤状分離（ディスクング）、乾湿繰り返しによる土砂化などのおそれがある。そのため、少なくとも観察が済むまでコアは丁寧に扱い、乾湿の変化や凍結なども避けることが必要である。コア観察、特に写真撮影はなるべく速やかに実施するとともに、コアを対象とする試験も早期に実施すべきである。細片化あるいは土砂化したコアからすべり面を抽出することは、困難な作業がより一層困難になる。

（3）軟質粘土薄層（脈）の評価

層理面沿いの粘土薄層あるいは、角礫状コア中に挟在する粘土脈は、すべり面候補として有力である。一方、構造運動に伴う断層破碎帯や、変質帯でも粘土脈は見られる。

粘土脈中および周辺岩盤との境界付近に鏡肌が見られ、条線が観察される場合には、その構造を記載し、地すべり性の構造を示しているか否か判断することも有用である。

経験的には、高含水比の粘土薄層（脈）を伴う角礫状コアでは、すべり面の場合が多いようである。

（4）地すべりのどこを見ているのか

地すべりのどの部分を見ているのか意識しながらコア観察を行うことが有用である。

地すべりは、頭部と末端部では内部の応力状態が異なる。測線方向で見た場合、頭部付近では、引っ張りが、末端部では圧縮が卓越する。そのため、頭部では地すべり土塊中には開口亀裂が多く観察され、すべり面近傍岩盤の破碎状況も比較的穏やかな傾向にあるようである。一方、すべり面中間～末端付近の圧縮部では、すべり面近傍の岩盤は比較的破碎が進んでいるようである。堆積軟岩では、せん断破壊のみならず、微少な変位の集合に

よる変形構造を伴っている場合も見られる。

また、深度方向で見た場合、すべり面以深でも地すべり活動に伴う岩盤の破碎や劣化が及んでいる場合もある。特に、構造運動の影響を著しく受けている活褶曲の軸部周辺では、かなり深部まで良好な岩盤が見られない可能性もあり、コア観察にあたっては注意が必要である。

(5) 見逃しはないか

改めて述べるまでもないが、すべり面の見逃しがないよう細心の注意を払う必要がある。

岩盤物性の推定目的等で標準貫入試験などを併用する場合には、コア観察が困難な部分が生ずるため注意が必要である。

掘削採取したコアにおいては、すべり面を見逃すことのないよう細心の注意を払うべきであるが、掘削が足りない場合には、観察のしようがない。事前の規模想定を念入りに行うとともに、深部まで岩盤の劣化が進んでいる地域では、地すべり地内に深尺のボーリングを1孔掘削し、深部の岩盤状況を把握しておくことが深いすべり面の見逃し防止には有用である。

5.3. 現位置試験・孔内検層によるすべり面判定・評価の問題点

調査ボーリングと並行して実施される現位置試験（標準貫入試験・孔内載荷試験、簡易揚水試験など）、孔内検層（電気検層、地下水垂直検層など）は、地すべり活動により生じた（あるいはその素因としてもともとある）亀裂や風化の程度あるいは地下水状況等、物性の差違を定量化して表現することができるため、岩盤特性の定量化・すべり面の判定・評価の補足手段として有用である。

例えば、標準貫入試験は、各種物性値推定に有用なN値が得られ、良好な岩盤上と崩積土との境界部の判断等には有用である。また、軟岩中で実施した場合には、単に岩の硬軟のみならず、岩盤物性値の推定が可能となり、抑止工設計の際には有用である。その一方、試験区間のコアは原則として「乱した試料」として扱われ、すべり面観察が困難な場合もある。すべり面として重要な区間の試料はサンプラーに入れたままで観察する等の工夫が必要となる。

また、地下水垂直検層は、地下水の流動層、特にすべり面近傍に作用する地下水を検出するために実施され、地下水排除工の基礎資料として有用である。また、すべり面判定の参考とされる場合もある。簡易揚水試験でも同様に地下水に関する情報が得られる。

いずれにしても、各種試験・検層結果から得られる情報は有用であるものの、直接のすべり面を表しているわけではないので、結果が反映している物性値を十分踏まえた上、コア観察結果、動態観測結果等と併せて総合的に評価することが肝要である。

5.4. 動態観測によるすべり面判定・評価の問題点

ボーリング孔を利用した動態観測では、パイプ歪計、孔内傾斜計、多層移動量計などを埋設し、地すべりの実際の動きが把握され、地すべり活動の直接証拠を得ている。一般的には、地下水観測も同時に行われており、地すべり活動と地下水状況との時系列データが

得られていることが多い。各計器は、それぞれ一長一短があるが、いずれの機器も完全に停止しているすべり面を検出することは原理的に不可能である。また、埋設深度が深くなり、孔壁と埋設機器との詰め物（砂あるいはモルタル）が不十分な場合、埋設機器の自重による撓みが問題となる場合もある。希なケースではあるが、地盤の沈下に伴う撓みが見られる例もある。

これら問題点を勘案すると、観測結果から得られる変動箇所をそのまますべり面深度とするのではなく、少なくともコア状況と整合するすべり面を想定することが肝要である。

本章では、すべり面判定・評価におけるいくつかの問題を羅列した。

すべり面の判定にあたっては、得られた情報が矛盾のないよう総合的な判断が肝要である。とりわけ、地すべりの平面規模を地形評価によって行い、すべり面（候補）をコア観察から抽出することが重要である。

6. すべり面判定の事例

本章では、堆積軟岩中のすべり面判定の事例を示し、話題提供としたい。

紹介する地すべりは、構造運動による破碎と風化が進んでいる白亜系堆積岩類（細粒砂～シルトサイズ、一軸圧縮強度 2～4MN/m²、吸水率 15%程度）を基盤岩とする。地すべりは幅 50m 長さ 120m 深さ約 20m の風化岩すべりである。（この地すべり末端部をトンネル坑口が通過する計画であった）

調査は、調査ボーリングを 5 箇所を実施（孔内傾斜計・パイプ歪計と孔内水位計を設置）し、観測を行った。

本事例では、トンネル掘削に伴い地すべりの活動が認められたボーリング孔を主に紹介したい。

概略平面図および断面図を図-4、図-5に示す。

(1) 地形評価（地すべりのブロック区分）

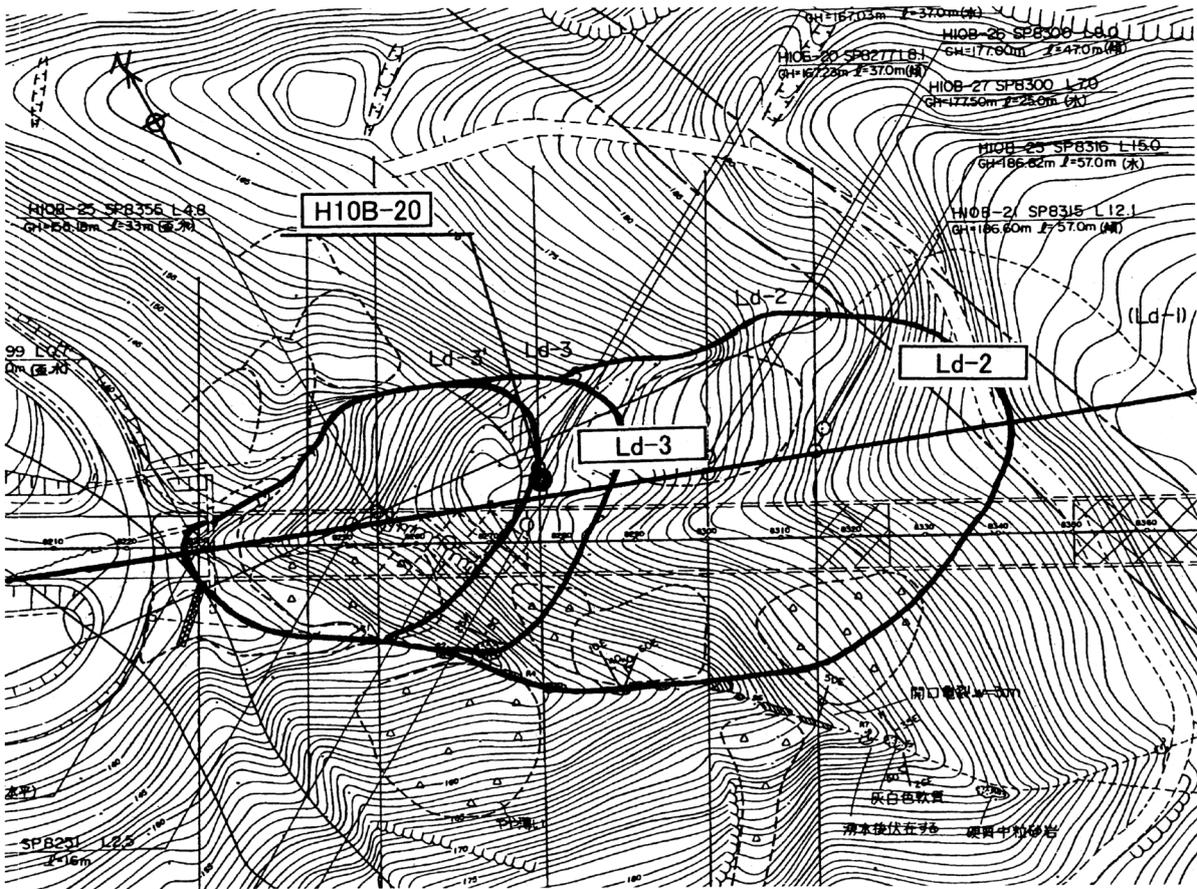
頭部滑落崖や側崖あるいは末端の押し出し等の地形が明瞭であるかどうか

坑口は頭部を破碎帯に規制された落ち残りの出尾根に位置し、坑口上部に地すべりが分布している。トンネル上部の尾根付近には、北東-南西方向の凹地がみられ小規模な 2 重山稜を形成している。

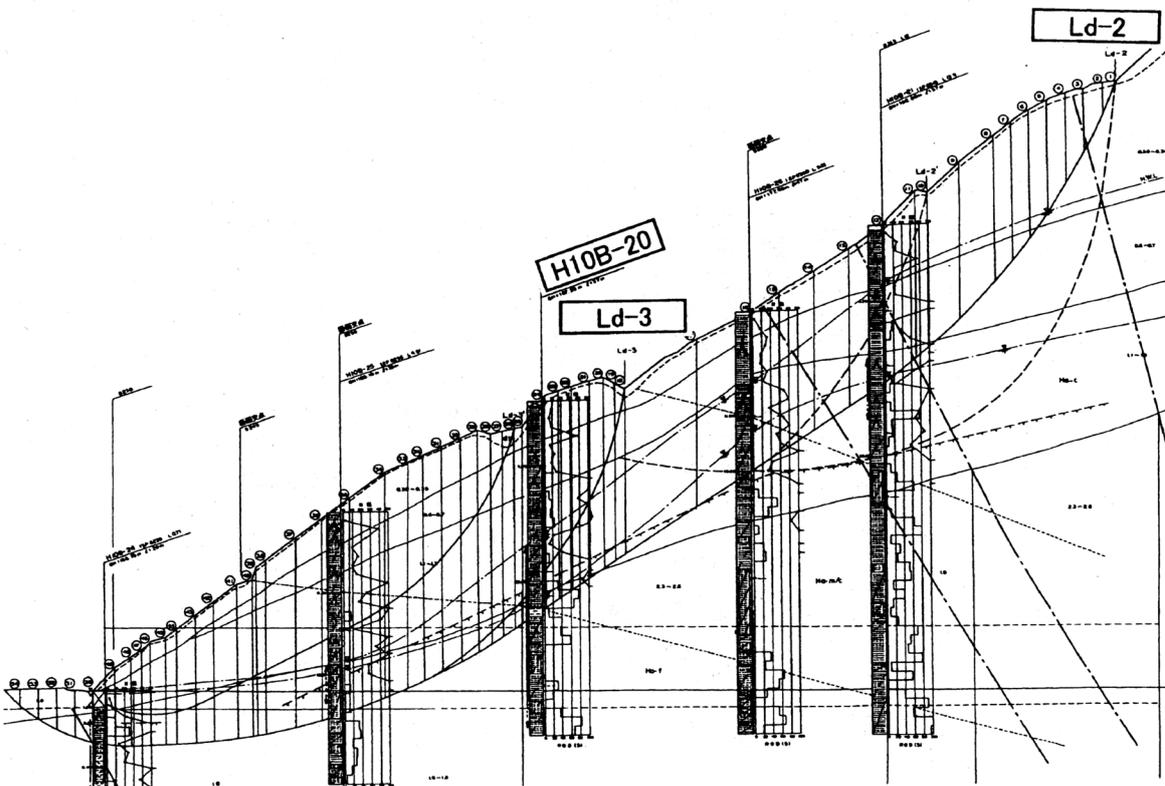
坑口付近では、坑口に向かって右側に深く切れ込んだ沢があり、この沢に面して斜面は急斜面となっている。一方、トンネル向って左側は比較的緩やかな斜面となっているが、明らかな地すべり地形が発達している。

分布する地すべり地形は、トンネル坑口方向に向っており、規模の大きいものから Ld-2、Ld-3、Ld-3'とした。

この段階で、すべり面深度を 20m 程度と想定した。



图—4 概略平面图 (S=1:1,000)



图—5 概略断面图 (S=1:800)

(2) コア観察によるすべり面の想定

(粘性土からなる崖錐堆積物等、未固結堆積物が厚く堆積しているか) 岩盤が風化によって軟質・脆弱化しているか、新鮮岩中においても連続する亀裂ないし破碎帯があるかどうか

例：H10B-20 SP8277 L8.1m GH=167.23m L=37m

想定される風化岩地すべり Ld-3 の頭部付近 (あるいは Ld-2 中間) で掘削。

表土は 50cm、表層 7.25m は強風化細粒砂岩。

深度 7.25～20.00m 間は、風化細粒砂岩ないしは極細粒砂岩からなる。亀裂沿い酸化あるいは溶脱が進行。深度 16m 付近では N 値 6 を計測しており、その上下も含め軟質あるいは脆弱 (縦亀裂主体の破碎に起因)。

深度 20.00～37.00m 区間は弱～未風化の細粒砂岩～極細粒砂岩。深度 22.80～23.90m 間は、多亀裂シルト岩。上部 20cm 程度、軟質粘土挟在。コア観察の時点では、多亀裂シルト岩上部に挟在する軟質粘土をすべり面として想定した。深度 28.00～30.20m 間、ネットワーク状の亀裂が発達し、全体として逆断層系の破碎センスを示す。(以下略)

(3) 動態観測によるすべり面の評価

孔内傾斜計、パイプ歪計に明瞭な変動が認められるか

上記ボーリング孔(H10B-20)では、翌年融雪期、深度 23m に地すべりの兆候が見られ、すべり面深度を 23m とした。(翌年夏を目処に対策工設計・施工が行われた。)

(4) トンネル施工に伴うすべり面の動き

ボーリング掘削から約 2 年後、トンネル切羽がすべり面を通過し、傾斜計に変位が認められた。トンネル掘削による緩みの影響もあり、深度 23～24.5m 間で地すべり方向の変位が見られた。(トンネル坑内および地すべり対策工には、顕著な変状なし)

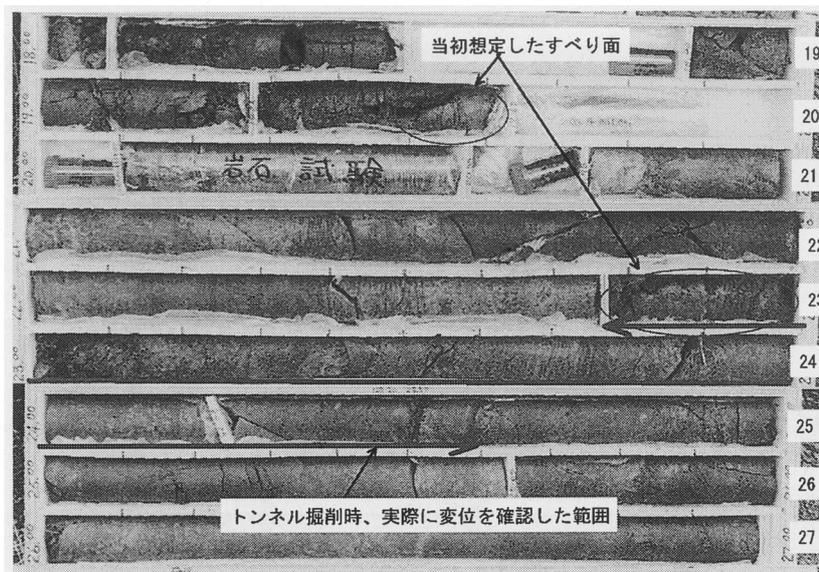


図-6 すべり面近傍のコア写真状況

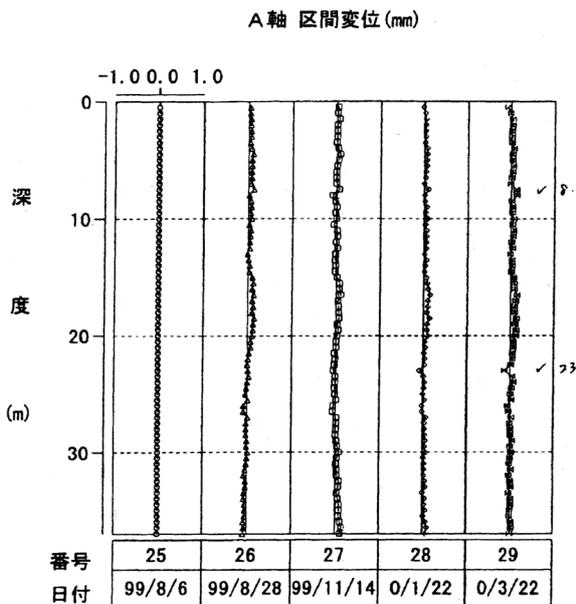


図-7 トンネル施工前の傾斜計データ

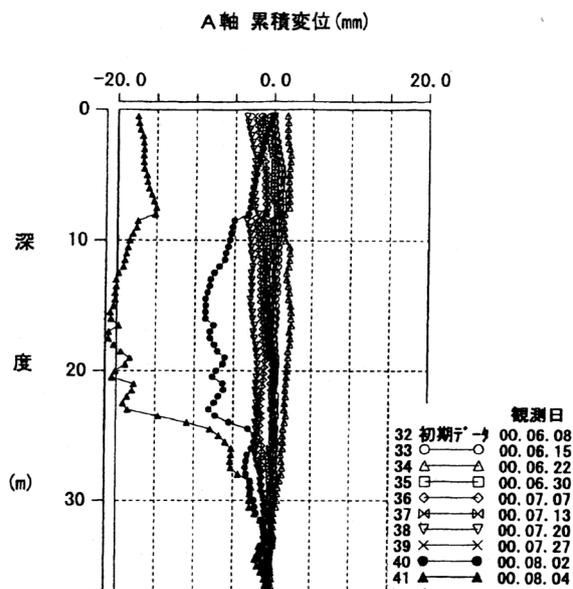


図-8 トンネル施工時の傾斜計データ

7. まとめ

本紙では軟岩中のすべり面判定と評価について話題提供を行った。内容的には特に目新しいこともなく、十分書き切れていない箇所もあるが、それも含めて何かのきっかけになれば幸いである。地すべりのみならず、斜面防災の面からも、軟岩の取り扱いは今後も重要なテーマであろうと考える。

最後になったが、6章の事例は過去の業務で体験したことである。業務発注側の関係諸氏には、資料の使用を快諾していただいた。記してお礼申し上げる。

参考文献

- 1) 土木学会 (1984) : 軟岩—調査・設計・施工の基本と事例—
- 2) 岩淵・山崎・小林 (1988) : 福島県「抜戸」地すべりのすべり面について
第27回地すべり学会研究発表会講演集
- 3) 日本応用地質学会北海道支部 (1997) : 「地質調査法の諸問題」
第2巻 ボーリングコアの観察—岩盤編—
- 4) 狩野・村田 (1998) : 構造地質学 朝倉書店
- 5) 日本応用地質学会 (1998) : 応用地質計測—手法と解釈・評価—
- 6) (社)地すべり学会東北支部 (2001) : 地すべり安定解析用強度決定法
- 7) 石井正之 (2003MS) : ボーリングコアによるすべり面の判定

地すべり面の判定方法

—見直したい標準貫入試験の効用—

鴨井 幸彦 (株式会社 興和)

1 はじめに

これまで、地すべりの特徴は、①すべり面があって、②ゆっくり動き、③くり返し発生する(反復性をもつ)という点にあると考えてきた。大方の認識も、この点では一致していたものと思われる。しかし、現在の地すべり学会では、国際地質学連合 (IUGS) の委員会で合意された Landslides の定義:「岩、土あるいはその混合物の斜面下降運動」をそのまま適用しようという提案がなされている(佐々、2002)。こうなると、これまで共通認識とされてきた地すべりの最大の特徴(前述の3点)がすっぽりと抜けてしまうことになり、馴染めない感じがする。

そもそもこうした行き違いの原因は、英語の Landslides がもともと広い意味を含んでいたのに対し、日本の「地すべり」という用語が、もっぱら限定的な意味で使われてきたという点にあるようである。たとえば、昭和 33 年に制定された『地すべり等防止法』では、「この法律において「地すべり」とは、土地の一部が地下水などに起因してすべる現象又はこれに伴って移動する現象をいう」とされている。ここでのキーワードは“地下水”と“すべる”であり、この定義に落石や崩壊、土石流が含まれないことはいうまでもない。“地すべり”という用語とその内容に長年慣れ親しんできた者にとっては、Landslides が単に地すべり現象を指すだけでなく、土石流から落石にいたる「重力に起因する地表変動現象(佐々、2002)」全般を含むものになるという点に戸惑いは隠せない。

それはさておき、私たちがこのシンポジウムで俎上にのせる地すべりは、すべり面をもった方の地すべりである。いうまでもなく、いわゆる地すべり調査において、すべり面位置の決定はもっとも重要な調査項目である。それは、すべり面形状の如何が、対策工の配置計画に大きくかかわってくるからである。その決定にあたっては、「コアを詳しく観察することがもっとも基本的、かつ最重要である」と、一般には見なされている。しかし、実務にたずさわった人なら誰しも、これがしばしば困難な事であることを実感しているはずである。コア観察によるすべり面決定は多分に主観的、定性的であるため、それに代わるべき客観的な方法がさまざまに試みられてきた。パイプ歪計や孔内傾斜計などがそうしたものの代表で、標準貫入試験もその一つである。

ところが、地すべり調査において、これまで広く利用されてきた標準貫入試験の旗色が、このところすこぶる悪い。不要とする声も大きい。こうした背景には、コア観察至上主義(あるいはコア観察信仰)や全国的な調査方法の標準化(画一化)の流れがあると考えられる。しかし、実務経験を積んだベテラン技術者の中には、標準貫入試験の有効性を評価している人が案外多いのではないかと推察される。

標準貫入試験は、はたして地すべり面判定において役立たないのだろうか。筆者には、この簡便な試験がどうしても捨てがたいものに思えてならないのである。

2 地すべり面の判定方法

ところで、現在、地すべり面位置の決定はどのように行われているのだろうか。思いつくものを挙げてみる。

- ①計測器(パイプ歪計、傾斜計(挿入型、埋設型)、多層移動量計など)による判断
- ②目視(コア観察)による判断
- ③試験(標準貫入試験、地下水検層など)による判断
- ④掘削状況による判断
- ⑤その他の要素による判断

以上の5項目のうち、①の計測器による判断は、直接的な方法として、現在もっとも信頼がおかれている。しかし、この方法の宿命的な弱点は、活動中の地すべりにしか使えないということである。周知のように、地すべり調査は、活動が停止した後に実施されることが多い。また、予防的な調査では、活動の恐れのある休止中の地すべりが対象とされる。したがって、その有効性は限定され、将来滑動する可能性のある潜在すべり面を検出することもできない。

②の目視による判断は、肉眼観察によって直接すべり面を決めようとするもので、コア観察が一般的な方法である。まれに集水井やテストピットなどが利用されることもあるが、これらは実用的ではない。コア状況から判断しようとするため、当然のことオールコアボーリング仕様とされ、100%のコア採取率が要求される。そのため、コア採取率を上げるために無水掘削が多用されがちとなる。しかし、せっかく採取率100%のコアが上がっても、無水コアではすべり面はわからないというのが本音である。

なお、すべり面位置の決定は、必ずしも粘土化帯を探すことだけとは限らない。色調の変化も注目されており、かつ有効な場合の多いことが知られている(鴨井、1997; 菊山ほか、1998)。

③の試験による判断は、 N 値の変化(硬さの相対的な変化)や、地下水流動層の分布状況などからすべり面位置を推定しようとするものである。しかし、標準貫入試験の場合、“試験区間にすべり面が位置する場合には、コアで確認することができない”というのが、標準貫入試験不要論の最大の論拠となっている。

④の掘削状況による判断は、孔壁のせり出しや掘進感触の急変、掘削時の孔内水位の上昇(すべり面下の被圧水の存在を示唆)などの掘進状況の変化からすべり面を推定しようとするものであり、計測器による場合と同様に直接的である。しかし、これらの判断は、オペレーターの感性の鋭さや技術に負うところも大きい。

⑤のその他の要素による判断には、地形断面形状、滑落崖の角度やその高さ、末端部の隆起の形態、基盤岩の岩質や地質構造などの地形・地質的な要素から推定しようとするなどが含まれる。この場合は、担当技術者の経験や力量に大きく依存している。しかし、熟練した技術者の場合には、これが存外、的を射ていることが多い。

以上のように、すべり面の判定には、さまざまな判定手法がある。実際には、それぞれの地すべりの性格に合わせて、もっともふさわしい手段、あるいはいくつかの手法を組み合わせ、総合的に判断されるのがふつうである。このうち、コア観察がもっとも重要視されていることは先に述べたとおりである。

3 コア観察ですべり面がわかるか？

地すべりの移動層と基岩のあいだには薄い粘土層をはさんでいる場合が多く、これをすべり面粘土と呼んでいる(高野、1983)。すべり面粘土を特定することは、すなわちすべり面位置を決定することでもある。しかし、送水掘削できれいに上がったコアでも、すべり面を特定することは、しばしば困難であり、コア観察によるすべり面の決定が必ずしも容易ではないことは、多くの技術者が経験している。

その最大の理由は、すべり面に比定されるような破碎や粘土化したゾーンが、決して一箇所ではなく、複数箇所にわたって現れることが多いことである。この点に関して、玉田(1995)は、“地層中に分布する粘土層と地すべり面含有粘土層とは必ずしも一致しないため、ボーリングコアによって地すべり面の位置を確定させることは、地層構造から見て不可能ではないが、極めて難しい”という意見を述べている。さらに、掘り手の技量により、コアの見かけがかなり異なってくるといことも見逃せない。

要するに、コア観察による方法は多分に定性的であり、単独ではなかなか決められないことが多い。また、掘削条件によっても左右されるため、すべり面判定にあたって有効な手段ではあるが、必ずしも万能であるとは限らないとみるのが妥当と思われる。

4 標準貫入試験の効用

すべり面の判定に当たって客観性が求められることは当然のことである。しかし、計測器に変位が現れない休止中の地すべりのすべり面に関して、客観的な判断基準はないものであろうか。そこで改めて思い起こされるのが標準貫入試験である。

高野(1985)は、“どうして新潟県には地すべりが多いのか”という問いに対して、長年の経験の末にようやく、“すべり台となる基盤が既にできており、また、でき易い性質の山が多いからである”という答えが得られた”と述べている。これは、斜面上において、ある面を境にして、物性(硬さ)の異なる層が接しており、その境界面が地すべり面となりやすいことを示唆したものと考えられる。つまり、物性の違い(風化や破碎の程度)は、当然 N 値の違いとなって現れるものと考えられ、すべり面位置が N 値の変化点となって現われる可能性がある。高密度電探(比抵抗二次元探査)も、この考えの上に立ったものとする。一方、上野(2001)は、すべり面(せん断ゾーン)の厚さは、50～150 cm のものが主体であるとしている。これにしたがえば、標準貫入試験区間(50 cm)がすべり面(せん断ゾーン)に当たる可能性が大きく、 N 値の低下がすべり面を示す場合が多いと考えられる。

さらに、深度ごとの N 値の変化のパターンは、その地すべりの性格をも示唆してくれる。つまり、 N 値が漸増する場合は風化岩タイプ、急変するタイプは反復性の二次すべり、といった大まかな目安が得られるものと考えられる。また、現すべり面下に潜在する(将来の)すべり面を推定することも可能である。このように、地すべり性状の把握は、対策工事の選定の際に大いに役立つと考えられる。

ところで、図-1は砂岩・泥岩の互層(鮮新統)からなる流れ盤型の地すべりの例である。コアの観察結果では、岩相の変化は漸移的で、移動層と不動層の境界は明確に決めたい状況であった。しかし、パイプ歪計挿入孔(ノーコア)で実施したBV-2の N 値は、10 m から 12 m にか

けて急増しており、この間で物性が大きく変わっていることが示唆される。 N 値の変化からは、20以下の崩積土層、20から50まで漸増する風化層、50以上の新鮮岩の3層に区別されることが明瞭に読みとれる。

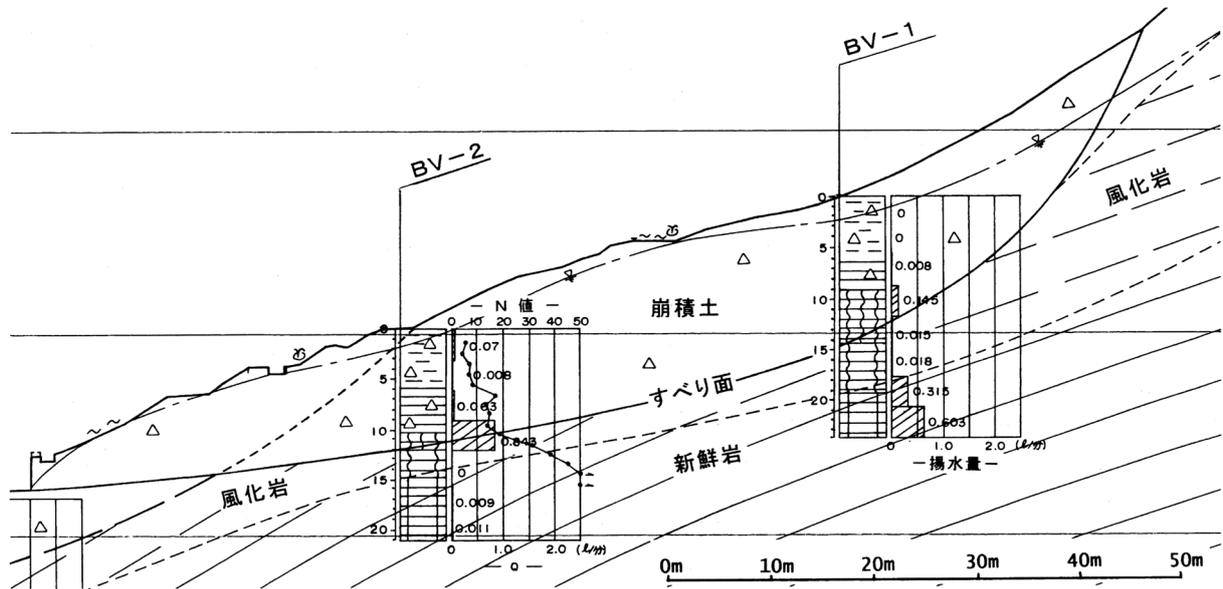


図-1 川口地すべり(新潟県川口町、国土交通省所管)Gブロックの地質断面図

図-2は、塊状泥岩(中新統)分布域における地すべりの例である。風化層が厚いため、ここでは不動層においてもやむなく無水掘削を採用した。コアは均質・一様で、岩相の違いからすべり面位置を決定することはきわめて困難に思われた。しかし、農地部の仕様により実施された1.5m間隔の標準貫入試験結果が、すべり面決定にあたり役立った。

BV-1では深度7.5mで N 値が急増し、BV-2では深度9.0mに N 値の落ち込みが見られた。滑落崖と末端隆起部の位置ははっきりしていたので、これらを結んですべり面形とした。この地すべり面形は、地形断面形状から見てもおおむね妥当と思われる。

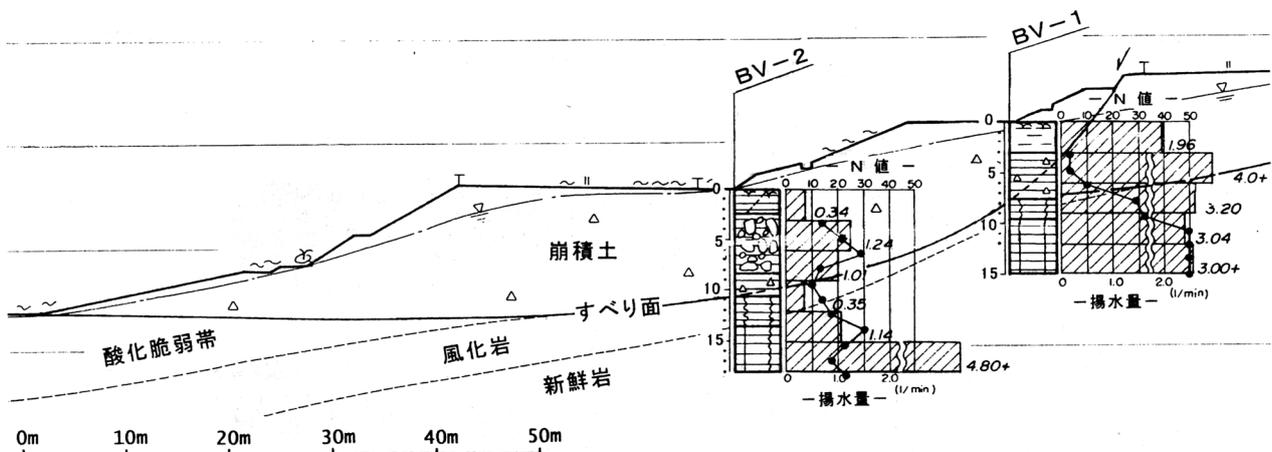


図-2 滝平地すべり(新潟県羽茂町、構造改善局所管)K-3ブロックの地質断面図

図-3は、グリーン・タフ(中新統)分布域において、地形上明瞭な旧期大規模地すべりの末

端で発生した地すべりの例である。表層部は軟質なため無水掘削、中～下部は硬軟の変化が激しいため、無水掘削と送水掘削が交互にくり返された。BV-2のN値の変化をみると、10以下、10～20、30～50、50以上の4層に明瞭に区分できることがわかる。それぞれが二次すべりの崩積土、主すべりの崩積土、旧崩積土、不動層に対応するものと判断される。この形状は、地形断面からみても矛盾はなく、妥当と判断される。

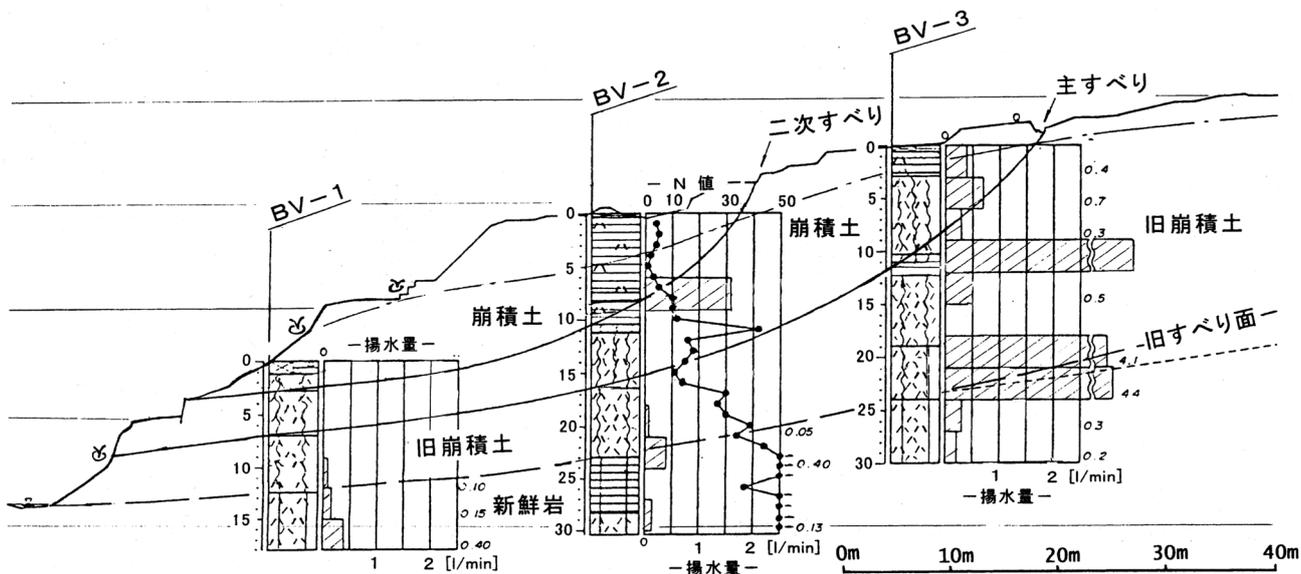


図-3 大谷地地すべり(新潟県守門村、林野庁所管)C-1ブロックの地質断面図

以上はほんの一例を挙げただけであるが、新潟県のように“第三紀層地すべり”が圧倒的に多い地域においては、標準貫入試験の有効性は明らかと判断される。しかし、標準貫入試験に対する評価はかんばしくない。標準貫入試験が敬遠される最大の理由は、コアの欠損というものである。しかし、この点に関しては代案がある。

近年、平野部の調査などでは、貫入試料を無造作にビニール袋に詰め込むのではなく、チャック付きの細長いビニール袋にそのままの形で収納する例が見られるようになってきた(図-4)。この方法だと、ボーリングコアを観察するのと大差がない。おすすめの方法と考える。

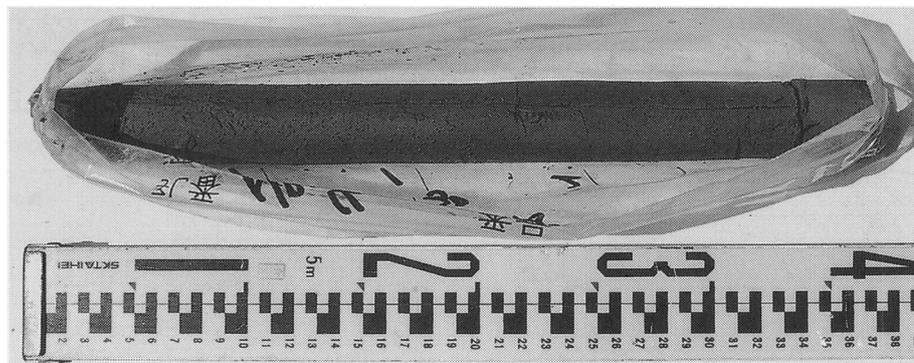


図-4 細長い専用のビニール袋に収納された貫入試料

なお、一般的な傾向として、すべり面の厚さは岩盤地すべりの場合は薄く、再すべりをくり返し

ている場合は厚い傾向がある。さらに、岩盤(初生)すべりの場合は概して規模が大きく、すべり面の深さが 50 ～ 100 m 以上に達することが多い。したがって、巨大地すべりや岩盤(初生)すべりのようなタイプの地すべり調査には、標準貫入試験は向かない。

5 まとめ

岩盤地すべりなど、すべり面が 50 m を超えるような大規模地すべりを除く多くの地すべりでは、すべり面位置を決定する際に、標準貫入試験が有効と考えられる。その理由を以下に示す。

- ①基盤層と不安定層のあいだには面的な境界があることが多く、両者の物性(硬さ)の違いは N 値の変化として現れやすい。つまり、すべり面決定に関して、ある程度の客観性が得られる。
- ②すべり面(せん断ゾーン)は、ある幅を持っていることが多いため、標準貫入試験がその範囲に当たる可能性が大きい。
- ③ N 値の変化のパターンから、その地すべりの性格や潜在すべり面の有無の推定が可能である。
- ④コアの欠損に関しては、標準貫入試験試料をそっくり保管することにより、ある程度地質状況を観察することができる。

したがって、傾斜計などの設置にともない調査孔(オールコア、水位観測用)の他に別孔(すべり面計測用)を掘削する際には、標準貫入試験を積極的に採用すべきと考えられる。さらに言えば、調査孔そのものをオールコアボーリングではなく、標準貫入試験をともなったコアボーリングに変えてもよいとさえ考えている。

最後に、資料の公表をこころよく許可された新潟県(土木部、農地部、農林水産部)に対し、深く感謝申し上げます。

参考文献

- 鴨井幸彦(1997):地すべり調査 21 のポイント、平成 9 年度 新潟県土木部 土(地)質技術研修資料、p.1-4.
- 鴨井幸彦(2002):地すべり面調査における標準貫入試験の効用—標準貫入試験は不要か?、第41回日本地すべり学会研究発表会(徳島)講演集、p.241-244.
- 菊山浩喜・吉田克美・柳原幸希・綱木亮介(1998):ボーリングコアの色・含水比の定量的測定による地すべり面判定の試み、土木技術資料、vol.40、no.9、p.62-67.
- 佐々恭二(2002):地すべり学と地すべり技術の新展開、地すべり技術、vol.29、no.2、p.1-4.
- 高野秀夫(1983):斜面と防災、築地書館、東京、179p.
- 高野秀夫(1985):地すべりの話、考古堂書店、新潟、243p.
- 玉田文吾(1995):地すべり面について、平成 7 年度版「地すべり防止工事士」登録更新特別講習会テキスト大阪一、(社)地すべり対策技術協会、p.1-18.
- 上野将司(2001):すべり面のせん断ひずみに関する検討、第 36 回地盤工学会研究発表会(徳島)平成 13 年度発表講演集、p.2483-2484.

すべり面のせん断変位測定システムの開発と応用

早川 嘉一 (新潟大学農学部)

1. はじめに

すべり面は、内的・外的諸要因によって地中土塊がせん断変形し、せん断破壊が生じた面（層）であり、地すべりの運動機構の解明や防止対策にあたって欠くことのできない情報要素の一つである。すべり面の観測・調査においてはすべり面の位置（深さ）の判定と同時にすべり面（層）の動態（すべり変位）を明らかにすることが重要である。

すべり面の位置の判定はコアによる判読や種々の観測手法によって行われている。その中でも約 50 年前に湊元光春・山口真一氏らによって地中土塊の変形を判定するために考案されたパイプひずみ計が有効に使われている。後者のすべり面の動態観測の重要性について、すでに 30 年前に山口真一氏は「パイプひずみ計から得られたひずみ量とパイプの変形や地中土塊の移動量との関係が分かていなければ、土塊の移動機構について定量的論議やすべり面の深さの解析はできない」とすべり変位の定量的な観測の重要性を指摘している。これまでにこれらに関する研究は試みられているが、すべり面の動きを定量的に測定を行うまでに至っていない。

本測定システムは、地中に埋設したパイプの変形形状を観測変形ひずみから解析し、すべり面のせん断変位を定量的に求め、地すべり面の動態を明らかにするものである。

2. パイプの変位解析について

パイプひずみ計は、測定感度が高いことや観測作業の簡便さから広く使われている。現在では観測の自動化や耐久性の向上が計られ、信頼性の高い観測法の一つとなっている。また、硬質塩化ビニールパイプの曲げ剛性が小さく、パイプの変形は土塊の変形に良く追従する。これらのことから本観測システムではパイプひずみ計を改良し変形測定パイプとして利用する。

2.1 変位解析式の誘導

地中に埋設したパイプが、地すべり活動に伴って生ずる地中土塊のせん断変形に追従して変形するものと仮定する。鉛直方向に埋設したパイプの任意の区間における変形模式図を図-1に示す。隣り合うひずみゲージの中間点をそれぞれ J_n 、 J_{n+1} とする。この区間を単区間（区間距離 L ）とし、この点を以後は接点と呼ぶことにする。単区間におけるパイプの水平方向の変位 d_n は接点 J_{n+1} が J_n に移動したときの水平距離である。

ここで、区間距離が小さい場合、次の3つの条件が成り立つものと仮定する。

- ① 単区間内でのパイプのひずみは一定（曲率半径が一定）。
- ② 変形時においてパイプの弧長と弦長が等しい。

③ 接点で接続する両単区間のパイプは共通の接線で連続する。

この3つの条件から以下の変位解析を試みる。

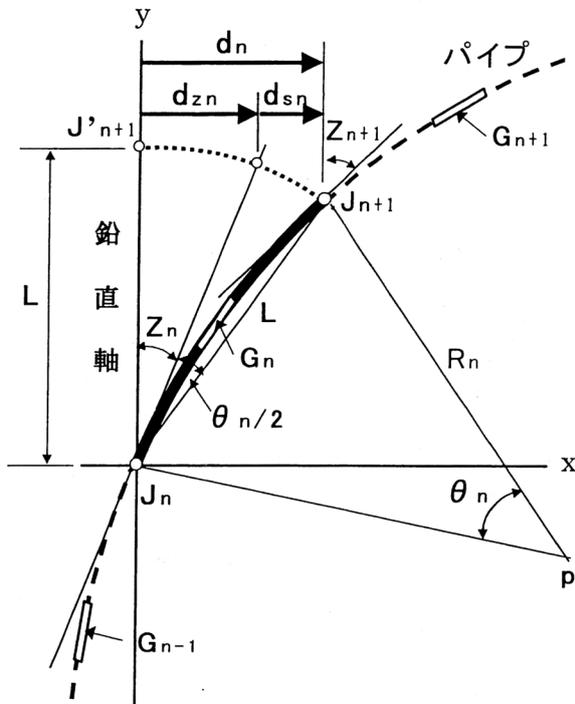


図-1 パイプの変形模式図

但し、 d_n ：水平変位 d_{zn} ：回転変位 d_{sn} ：ひずみ変位
 θ_n ：交角 R_n ：曲率半径 Z_n ：接点回転角
 L ：パイプの単区間距離 G_n ：ひずみゲージ

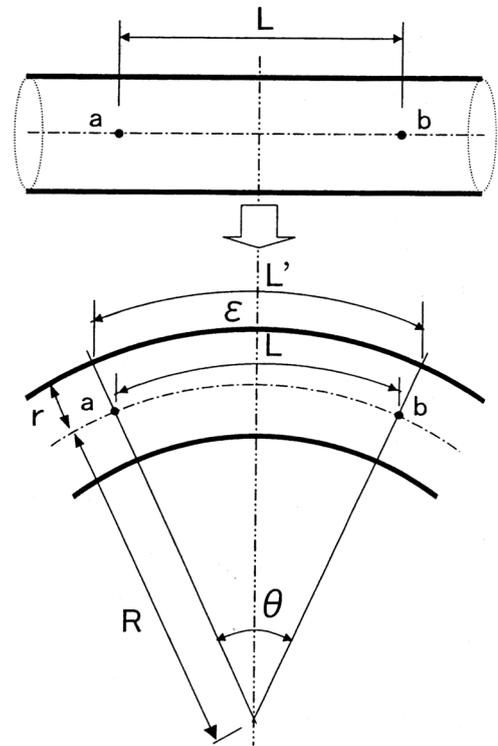


図-2 パイプの曲げ変形

但し、 ϵ ：パイプ外縁部のひずみ θ ：交角
 R ：パイプ中立軸の曲率半径 r ：パイプの外半径
 L ：区間距離

図-1に示すようにパイプが変形した場合、任意の単区間 ($J_n - J_{n+1}$) における水平方向の変位 d_n は接点 J_{n+1} と J_n の水平距離となる。

変位 d_n は上述の仮定から接点の回転によって生ずる変位 d_{zn} (以後は回転変位と呼ぶ) とパイプのたわみ変形によって生ずる変位 d_{sn} (以後はひずみ変位と呼ぶ) に分けて考えることができる。変位 d_n は(1)式であり、

$$d_n = d_{zn} + d_{sn} \quad (1)$$

ここで、回転変位 d_{zn} とひずみ変位 d_{sn} は(2)式、(3)式から求まる。

$$d_{zn} = L \sin Z_n \quad (2)$$

$$d_{sn} = 2 L \sin(\theta_n/4) \cos(Z_n + \theta_n/4) \quad (3)$$

よって、(1)式は(2)式と(3)式から(4)式に整理できる。

$$d_n = d_{zn} + d_{sn} = L \sin Z_n + 2 L \sin(\theta_n/4) \cos(Z_n + \theta_n/4) \quad (4)$$

また、接点回転角 Z_n は(5)式より求まる。

$$Z_n = Z_{n-1} + \theta_{n-1} \quad (5)$$

次に、パイプの外縁に生ずる変形ひずみ ϵ と交角 θ との関係を求める。図-2に示すよ

うに直線パイプの単区間 $a - b$ が図のように曲げ変形したとき、パイプ外縁部の区間距離 L' は $L' = (R + r) \theta$ であり、
よって、伸び ΔL は(6)式となる。

$$\Delta L = L' - L = r \theta \quad \text{————— (6)}$$

ひずみ ε は(7)式であり、

$$\varepsilon = \Delta L / L = r \theta / L \quad \text{————— (7)}$$

よって、交角 θ とひずみ ε の関係は(8)式となる。

$$\theta = L \varepsilon / r \quad \text{————— (8)}$$

単区間の変位 d_n は(4)式と(8)式から(9)式のように整理できる。

$$d_n = L \sin Z_n + 2 L \sin \left(\varepsilon_n L / (4 r) \right) \cos \left(Z_n + \varepsilon_n L / (4 r) \right) \quad \text{————— (9)}$$

なお、(9)式における接点回転角 Z_n は(10)式である。

$$Z_n = Z_{n-1} + \theta_{n-1} = Z_{n-1} + L \varepsilon_{n-1} / r \quad \text{————— (10)}$$

よって、単区間の変位 d_n は、(9)式の単区間距離 L 及びパイプの外半径 r が既定値であることから、変形ひずみ ε の観測値によって解析できる。以上が変位解析の基本式となる。

次に、隣り合う単区間の接点での変形の緩和を考慮し、接点の近傍の変形は隣り合う両区間のひずみに関係するものとし(9)式を整理する。図-3に示すように単区間を3つの区間に分けて解析する。

接点 J_n から接点 a 及び接点 b から接点 J_{n+1} の区間を緩和区間(区間距離 $L/4$)とし、この区間の変形ひずみは隣り合う区間の測定ひずみの平均値に近似させる。区間の中央部 $L/2$ の区間($a - b$)の変形ひずみはこの単区間の測定ひずみに近似させて解析する。

区間($J_n - a$)の交角を θ_{n1} 、区間($a - b$)の交角を θ_{n2} 、区間($b - J_{n+1}$)の交角を θ_{n3} とすれば、

(4)式から、図-3の水平変位 d_{n1} 、 d_{n2} 、 d_{n3} は(11)式、(12)式、(13)式となる。

$$d_{n1} = L \sin Z_n / 4 + L \sin \left(\theta_{n1} / 4 \right) \cos \left(Z_n + \theta_{n1} / 4 \right) / 2 \quad \text{————— (11)}$$

$$d_{n2} = L \sin Z_{na} / 2 + L \sin \left(\theta_{n2} / 4 \right) \cos \left(Z_{na} + \theta_{n2} / 4 \right) \quad \text{————— (12)}$$

$$d_{n3} = L \sin Z_{n3} / 4 + L \sin \left(\theta_{n3} / 4 \right) \cos \left(Z_{nb} + \theta_{n3} / 4 \right) / 2 \quad \text{————— (13)}$$

ここで、交角 θ_{n1} 、 θ_{n2} 、 θ_{n3} は(14)式、(15)式、(16)式である。

$$\theta_{n1} = L \left(\varepsilon_{n-1} + \varepsilon_n \right) / (8 r) \quad \text{————— (14)}$$

$$\theta_{n2} = L \varepsilon_n / (2 r) \quad \text{————— (15)}$$

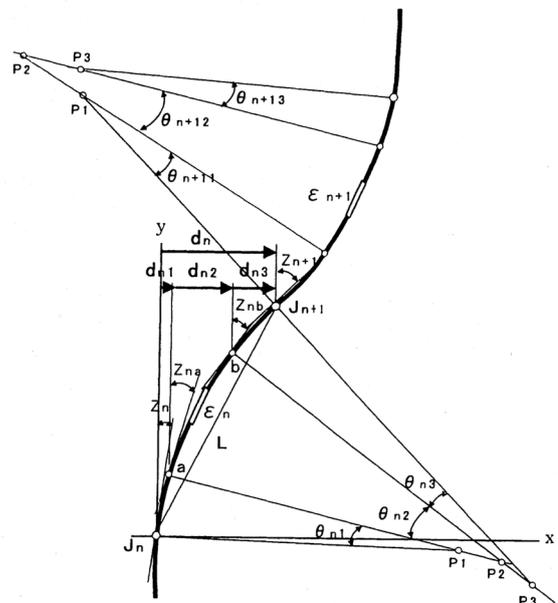


図-3 変形区間の分割

$$\theta_{n3} = L (\varepsilon_n + \varepsilon_{n+1}) / (8r) \quad \text{—— (16)}$$

接点 a 及び b の接点回転角 Z_{na} 、 Z_{nb} は (17) 式、(18) 式である。

$$Z_{na} = Z_n + \theta_{n1} = Z_n + L (\varepsilon_{n-1} + \varepsilon_n) / (8r) \quad \text{—— (17)}$$

$$Z_{nb} = Z_{na} + \theta_{n2} = Z_{na} + L \varepsilon_n / (2r) \quad \text{—— (18)}$$

よって、単区間の変位 d_n は (19) 式から求まる。

$$d_n = d_{n1} + d_{n2} + d_{n3} \quad \text{—— (19)}$$

任意の接点 n における変位 D_n は下位からの単区間変位の累積であり (20) 式となる。

$$D_n = \sum_{n=1}^n d_n \quad \text{—— (20)}$$

また、任意の接点 n における単区間のすべり変位 D_{un} (以後はすべり層変位と呼ぶ) は (21) 式から求められる。

$$D_{un} = D_{n+1} - D_n \quad \text{—— (21)}$$

ここで求める変位はひずみゲージの方向 (NS 方向、EW 方向) と同方向の変位である。また、ひずみゲージを NS 方向と EW 方向の 2 方向に設けることによって、最大変位とその変位方向が求められる。NS 方向のひずみデータから求めた NS 方向の変位を D_{NSn} 、EW 方向のひずみデータから求めた EW 方向の変位を D_{EWn} とすれば、最大変位 D_{maxn} は (22) 式で求まる。NS ひずみゲージ方向に対する最大変位の方向 (以後は変位方向と呼ぶ) 角 α_n は (23) 式となる。

$$D_{maxn} = \sqrt{D_{NSn}^2 + D_{EWn}^2} \quad \text{—— (22)}$$

$$\alpha_n = \tan^{-1} (D_{NSn} / D_{EWn}) \quad \text{—— (23)}$$

よって、本変位解析法は、地すべり活動によって生ずるパイプの変形形状をパイプの変形ひずみデータから再現し、すべりの変位動態を定量的に捉えることを可能とする。以下に変位解析法の適合性についてモデル実験によって検証を行う。

2.2 検証実験

2.2.1 実験装置

実験装置は、地すべりの主要な動態形態である不動層、すべり層、移動層をモデル化した。なお、すべり層は地すべりのせん断変形ゾーンを想定している。実験装置の概要を写真-1 及び図-4 に示す。硬質塩化ビニールパイプ (外半径 48mm、長さ 8m) を使用し、ひずみゲージを 50cm 間隔に直交する NS 方向と EW 方向に接着した。

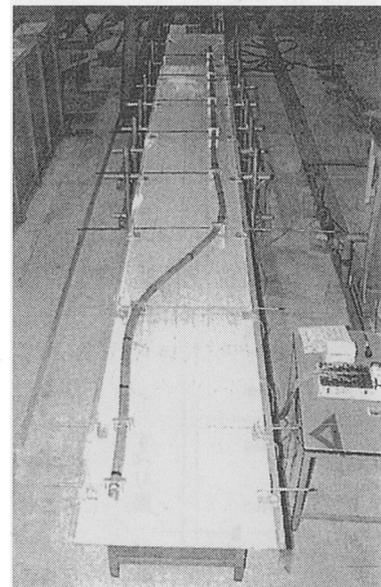


写真-1 実験状況

パイプ下部の 1.57m の区間を不動層としてパイプホルダー No1、No2、No3 を固定し、ホルダー No4 から上部の移動層のホルダーを動かすことによってすべり変位を生じさせ、パイプの変形ひずみを測定した。

2.2.2 実験方法

実験は、本変位解析法の適合性を検証することを目的とし、以下の変形形状と変位方向の組み合わせで行った。

(1) 変位方向

変位方向は図-5 に示す 3 種類である。

- ①実験 R0：変位方向と NS ひずみゲージ軸方向が同じ
- ②実験 R20：変位方向に対して NS ひずみゲージ軸を 20° 回転
- ③実験 R40：変位方向に対して NS ひずみゲージ軸を 40° 回転

(2) 変形形状

パイプの変形は不動層、すべり層、移動層を想定し図-6 に示すように上部のホルダー No4 ~ No9 を平行移動 (d：移動量) して発生させた。

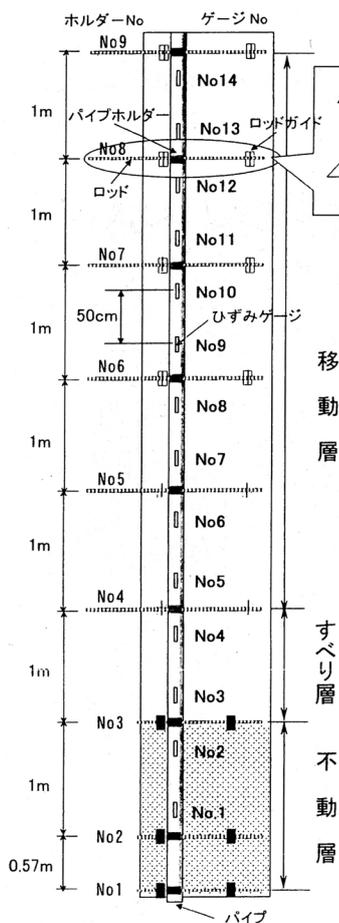


図-4 実験装置の概要

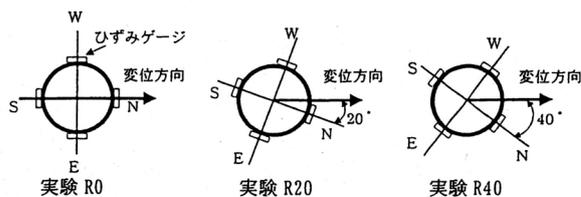


図-5 変位方向

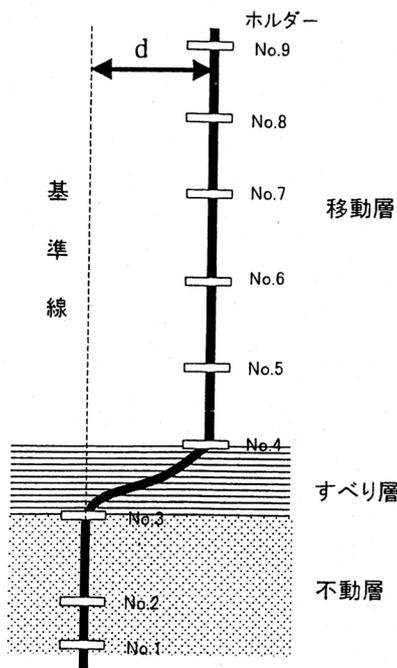


図-6 実験の変形概要

2.3 変位解析の結果考察

2.3.1 変位解析結果の整合性

変位解析の整合性について実測変位と解析変位との比較で検討する。誤差は最も誤差累積があると思われるパイプの最上端部（ゲージ No13）の変位誤差、移動部のパイプ全体の変形変位の相対誤差及び変位方向角の誤差について求めた。その結果を表-1に示す。本実験においては全ての条件でパイプ最上端部の誤差が 5mm 以内、変形変位の相対誤差が 5%以内、変位方向角の誤差が 3°以内であり、実用的な変位観測を行うに十分な精度なのであることが検証できた。

2.3.1 変位解析図

本解析法で得られたパイプの変形形状、すべり層のせん断変位及び測定ひずみについて図示すれば図-7のようになる。なお、図-7はパイプ移動量 600mm の場合の解析結果である。実測変位も併せて図示した。解析値と実測値が良く近似している。解析結果を図示することによりすべり層の判定及び経時的なすべり変位の動態が容易に理解できる。

表-1 実測値に対する解析変位の誤差

① 実験 R0

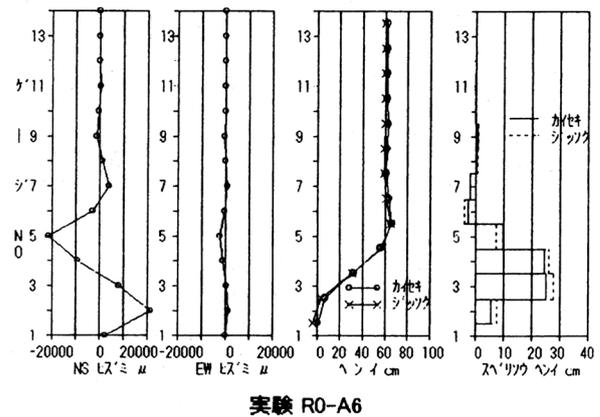
パイプの移動量 d mm	最大ひずみ μ	最上端部の誤差 mm	変形変位の相対誤差%	変位方向角の誤差 °
100	5200	1	5	2
200	9200	6	6	3
300	13500	6	5	3
400	16700	3	5	3
500	19300	2	4	2
600	21700	7	4	2
平均		4.2	4.8	2.5

② 実験 R20

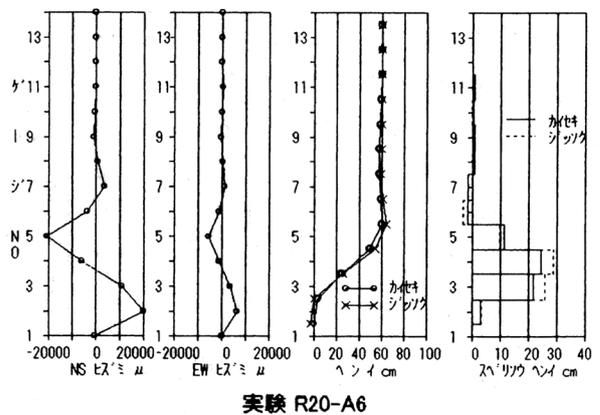
パイプの移動量 d mm	最大ひずみ μ	最上端部の誤差 mm	変形変位の相対誤差%	変位方向角の誤差 °
100	4600	1	6	1
200	8700	3	6	1
300	12200	5	5	1
400	15100	7	4	1
500	18100	1	3	1
600	20900	3	4	2
平均		3.3	4.7	1.2

③ 実験 R40

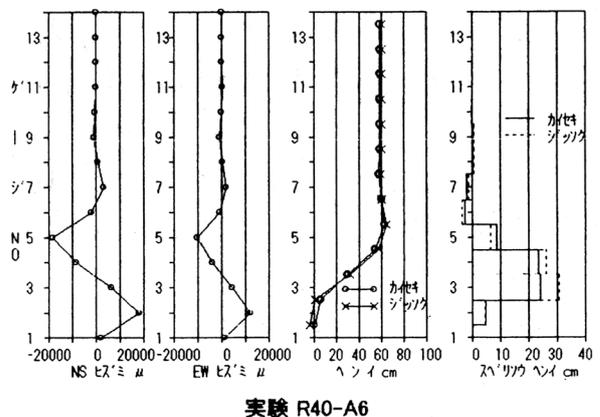
パイプの移動量 d mm	最大ひずみ μ	最上端部の誤差 mm	変形変位の相対誤差%	変位方向角の誤差 °
100	3800	0	4	3
200	7200	3	5	2
300	10400	4	5	1
400	13500	8	6	2
500	16000	4	4	3
600	18400	14	4	4
平均		5.5	4.7	2.5



実験 R0-A6



実験 R20-A6



実験 R40-A6

図-7 変位解析図 (d=600mm)

3. 現地観測の事例

前述の実験により、提案した変位解析式の整合性が検証されたことから、次に本測定システムの現地への適応性について検討を行った。なお、現地観測にあたっては、観測ひずみデータの入力から観測ひずみデータ補正・変位解析・変位解析結果の出力を簡便に実行可能な解析プログラムソフトを構築してすべり変位の解析を行った。以下に現地観測のすべり変位解析の事例について紹介する。

3.1 椎泊地すべり（解析期間 2000年7月28日～2002年5月29日）

深度-20.0m～-79.5m 区間におけるすべり層変位の解析結果（変位解析図）を図-8に示す。なお、解析図は1日ごとの累積変位を示している。深度-41.5m～-42.0m（L-1）に顕著なすべり変位が確認される。図-9にすべり層変位の経時変化を示す。2000年1月中旬から2001年3月下旬の降雪期に大きなすべり活動が生じている。8月以降は対策工の効果によりすべり活動が緩慢になっている。また、地表面変位の本解析結果と移動杭観測の結果を図-9に併せて示した。両者の移動量はほぼ同様であり、本解析法の整合性が認められる。

3.2 小池地すべり（解析期間 1999年11月1日～2001年8月20日）

変位解析結果を図-10に示す。深度-18.0mにすべり活動が生じている。すべり変位の経時変化を図-11に示した。また、解析地表面変位と挿入式傾斜計から求めた地表面変位を示した。両者の地表変位は良く整合している。なお、挿入式傾斜計はすべり変位量約65mmで観測不能（2000年5月）となった。

3.3 宇津俣地すべり（解析期間 2000年10月13日～2002年10月25日）

変位解析結果を図-12に示す。浅層部に3つのすべり面が形成されている。図-13に各すべり変位を経時的に示した。各すべり変位には時間的ずれが生じている。なお、本解析地表面変位と移動杭観測による地表面変位は整合している。

4. まとめ

本すべり変位測定システムは地中に埋設したパイプの変形ひずみデータからパイプの変形形状を解析しすべり面（層）のせん断変位を求めるものであり、すべり変位・変位速度及びすべり方向が求められる。これまで5年間の現地試験から本測定システムの現地適用が実証され、また変位解析プログラムソフトの完成で実用化が容易となった。これまでの地すべり解析は主に静的なアプローチであったが、すべり面の動態測定が可能となることから、地すべり活動を動的に取り扱うことができる。今後、この解析結果を地すべり防止対策の計画や発生予知等にどのように応用・活用していくか検討していく必要がある。

最後に、本変位測定システムの現地観測の実施試験にあたっては新潟県砂防課、農地建設課、治山課に多大なご協力を頂いた。記して謝意を表する。

参考文献

早川嘉一・相田忠明・佐々木友和（2002）：変位解析法に基づくすべり層変位の定量解析－モデル実験による変位解析法の検証－、地すべり、pp.75－83

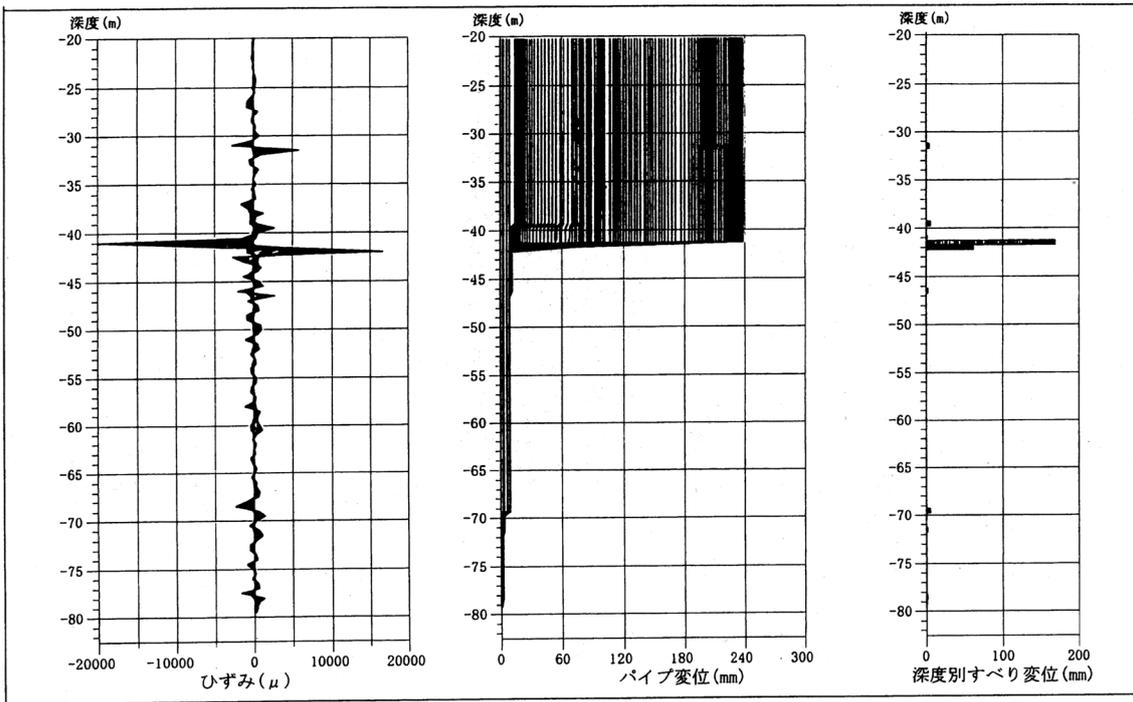


図-8 椎泊地すべり 変位解析図

解析期間 2000/7/28 ~ 2002/5/29

観測深度 20.0m ~ 80.0m

表示間隔 1日

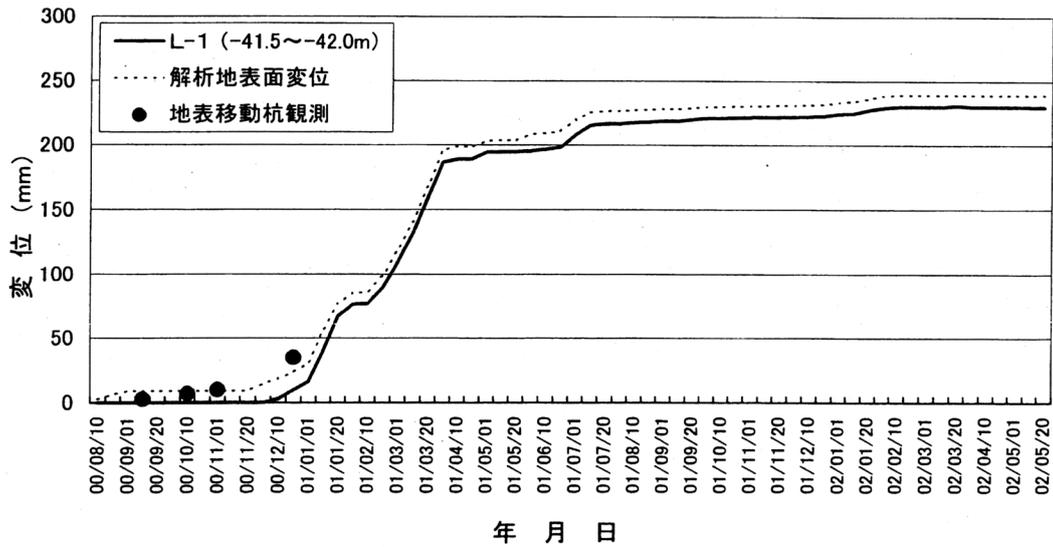


図-9 すべり層変位の経時変化

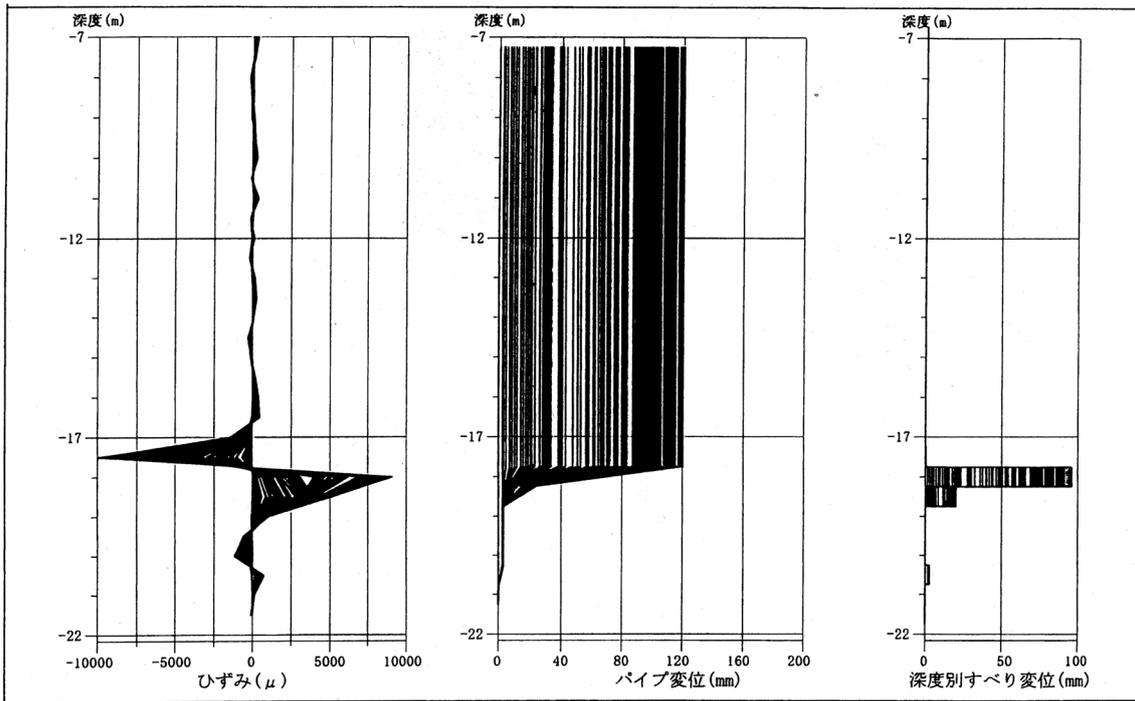


図-10 小池地すべり 変位解析図

解析期間 1999/11/1 ~ 2001/8/20

観測深度 7.0m ~ 22.0m

表示間隔 1日

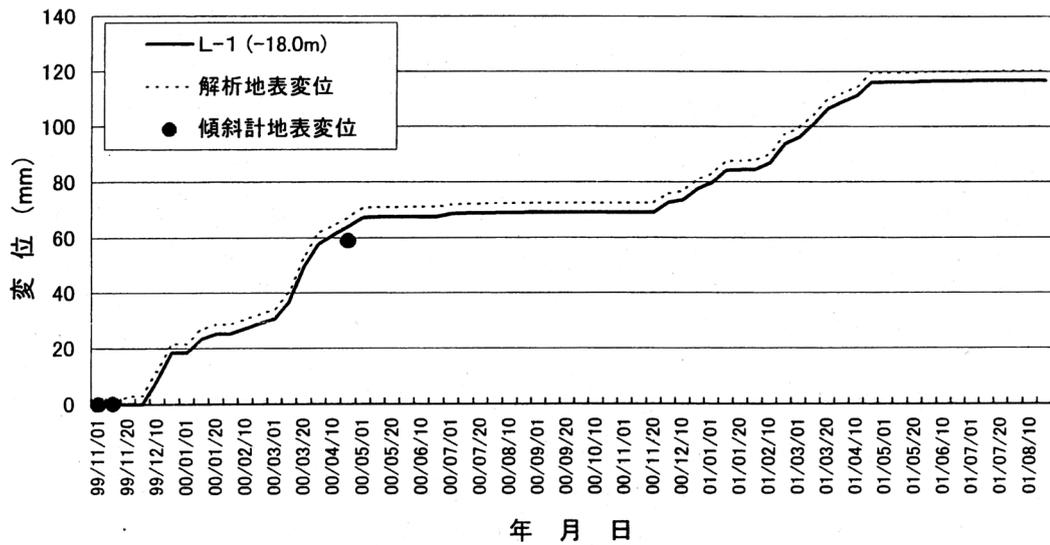


図-11 すべり層変位の経時変化

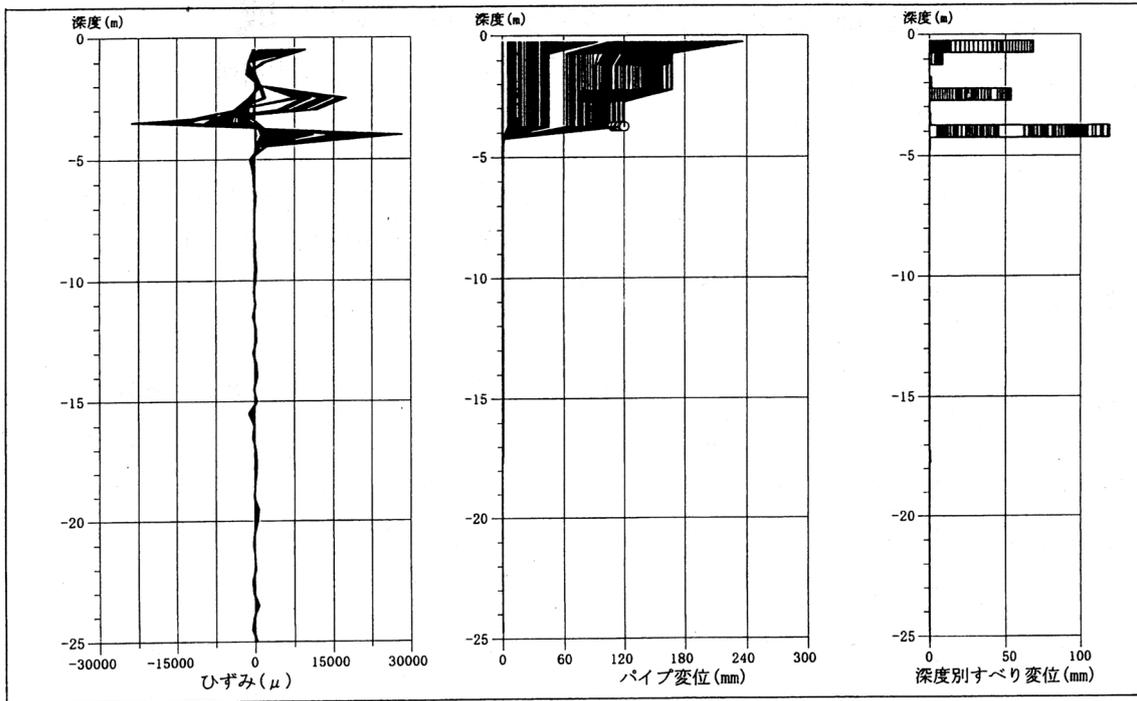


図-12 宇津俣地すべり 変位解析図

解析期間 2000/10/13 ~ 2002/10/25

観測深度 0 m ~ 25.0m

表示間隔 1日

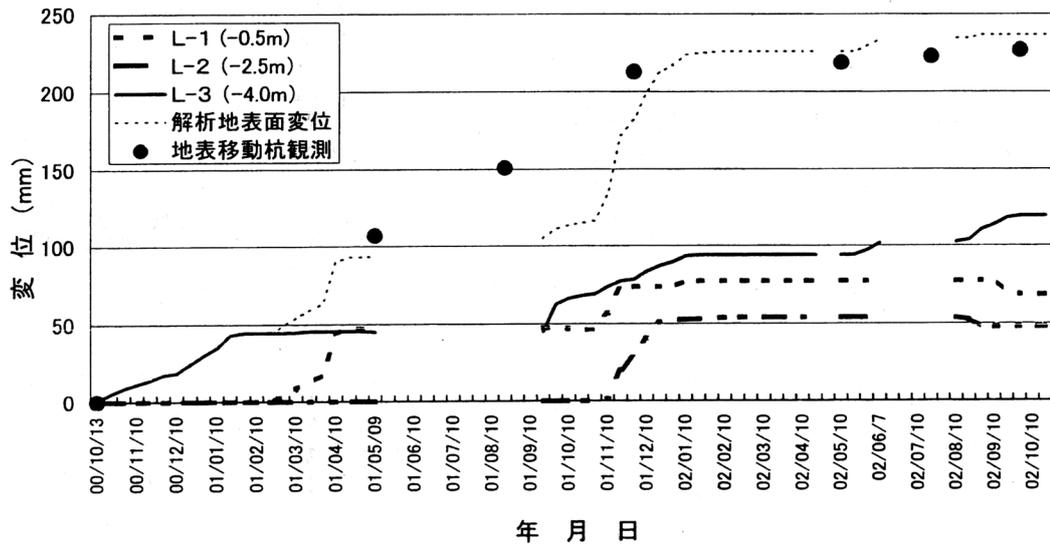


図-13 すべり層変位の経時変化

地盤掘削による地すべり面の形成

—北陸自動車道大平寺地区の計測・観察事例—

芹川 博 (日本道路公団 北陸支社)

○ 渡部 哲也 (株式会社 新協地質)

1. はじめに

北陸自動車道上越～朝日間74kmは、1982年に着工し、1988年7月に暫定2車線で供用開始した。この沿線は、日本における有数の地すべり多発地であり、宝暦元年(1751)の名立崩れ(死者428人)をはじめ、数多くの地すべり災害を記録してきた。このような地域に高速道路を計画するにあたり、綿密な調査のもとに路線、道路構造及び地すべり対策工が検討された。

ここで取り上げる大平寺地区は、西頸城郡能生町に位置し、能生川と木浦川に挟まれた丘陵地を延長1221mの大平寺トンネル(当該箇所は4車線施工)で通過する区間である。

高速道路の建設中、大平寺トンネルの東および西坑口付近において、地盤掘削により地すべりが生じた。当該斜面では施工に伴って綿密な動態観測や変状の観察が実施されており、地すべりの挙動が細かく記録された。本稿は、当時の観測データや観察記録を収集・整理し、地盤掘削によって地すべり面がどのように形成され拡大していったか、その過程をとりまとめ、紹介するものである。

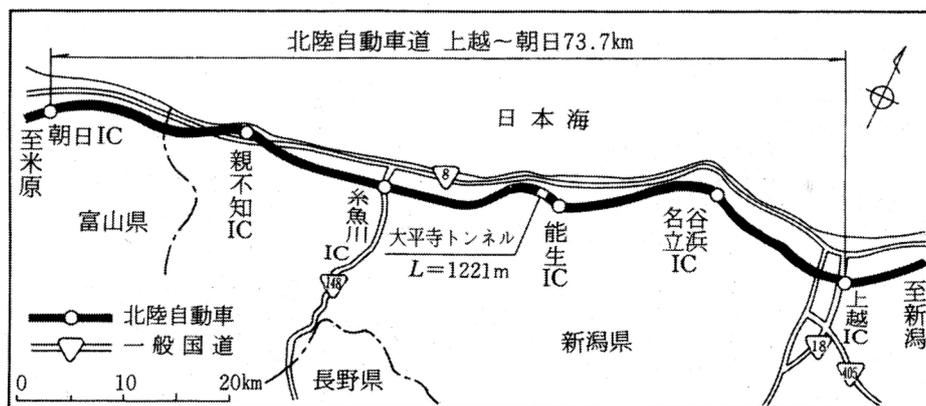
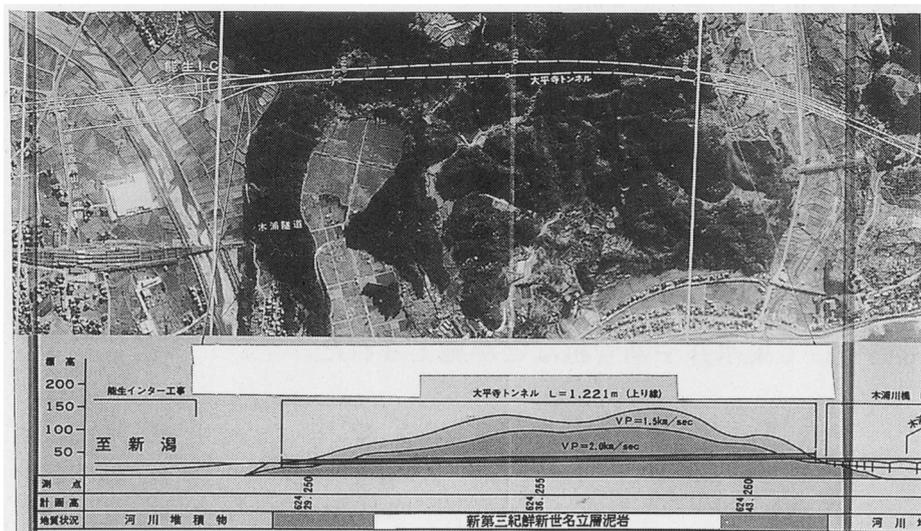


図-1 位置図

2. 大平寺地区周辺の地質と地すべり概況

当地区は、新第三紀鮮新世の名立層に相当する泥岩層の分布域であり、大平寺トンネルはこの泥岩層を貫通している(図-2)。一帯は地すべりの密集地となっていて、トンネル東側の能生川流域には38地区、西側の木浦川流域には10地区の地すべり防止区域が分布している。トンネルの東・西両坑口も、それぞれ地すべり防止区域の中に位置している(図-3)。

また、大平寺トンネルの海岸側を並走する旧国鉄北陸本線では、1929年と1938年に地すべりによって列車転覆・線路埋没の大災害が生じている。



東← 図-2 大平寺トンネル断面図 →西

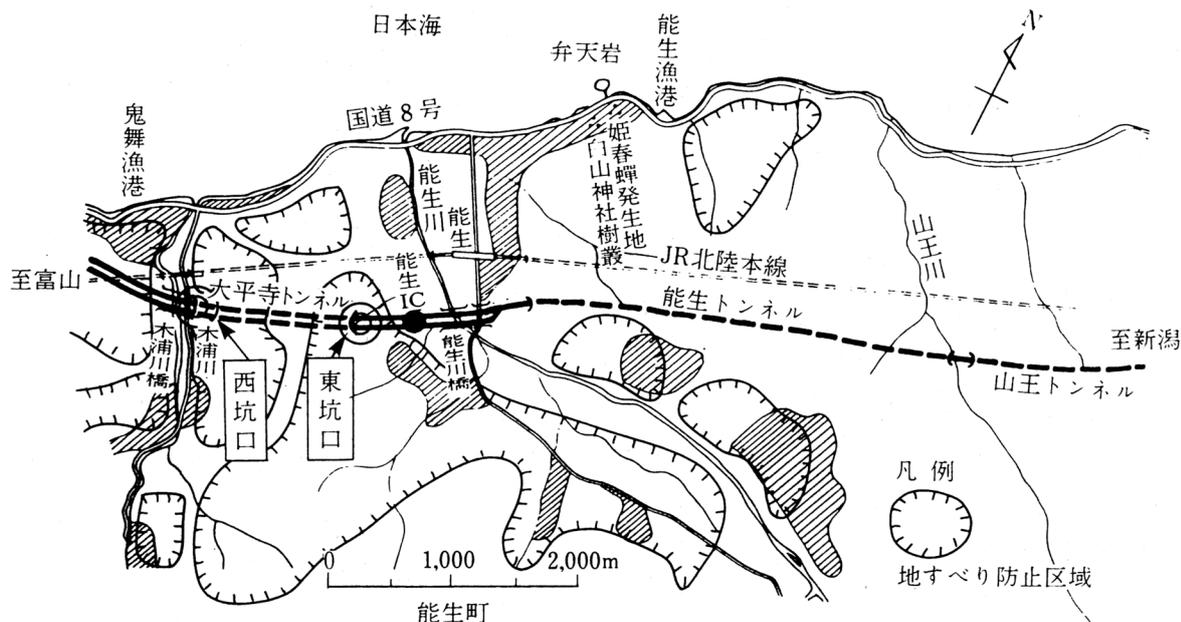


図-3 地すべり防止区域の分布図

3. 大平寺トンネル東坑口付近で発生した地すべり

3.1 東坑口の概要

東坑口は、能生川支流の狭隘な谷間でトンネルに入るため、路線正面の坑口斜面と、路線を挟む山側および海側斜面の、合わせて三方向の斜面に面している。

当初、地すべりの危険性が予測されたのは、地すべり履歴と地すべり面が確認された坑口斜面と海側斜面であり、これらの斜面については押え盛土、集水ボーリング、鋼管杭等の地すべり対策工が計画・施工された。

一方、山側斜面では1:1.5勾配の切土法面が計画されていたが、当斜面には地すべりの痕跡を示す地形はみられなかったことから、切土による地すべり誘発の危険はないものと予測され、地すべり対策工は計画されなかった。

工事を実施すると、危険が予測された坑口斜面と海側斜面は、前述の地すべり対策工によって無事完成することができたが、安全と考えられていた山側斜面において、地すべり変状が発生した。これに対しては、迅速かつ綿密な動態観測の下に、応急対策として押え盛土、恒久対策として集水井や鋼管杭などが施工された。

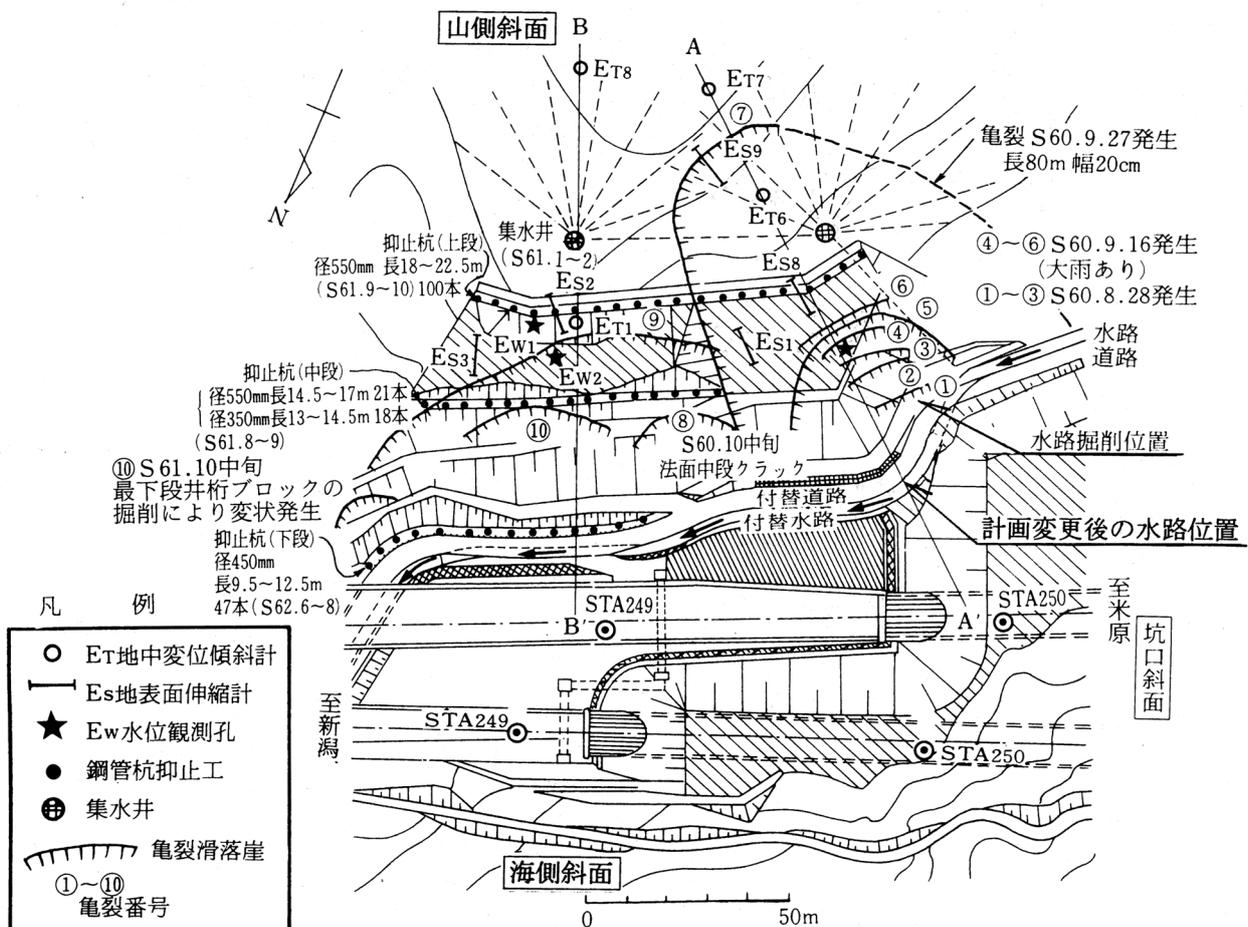


図-4 大平寺トンネル東坑口平面図 (諸観測, 地すべり対策工)

3.2 山側斜面の地形・地質状況

山側斜面は、北西に面する約14°の緩傾斜面であり、斜面脚部では西から東へ水路が走っている。斜面には、地すべりの痕跡を示す地形は確認されていない。

斜面の地質構成は、地表より崩積土(N値2~10)、風化泥岩(N値20~30)、未風化泥岩(N値50以上)の3相からなる。未風化泥岩の分布深度は13.5~18.9mである。

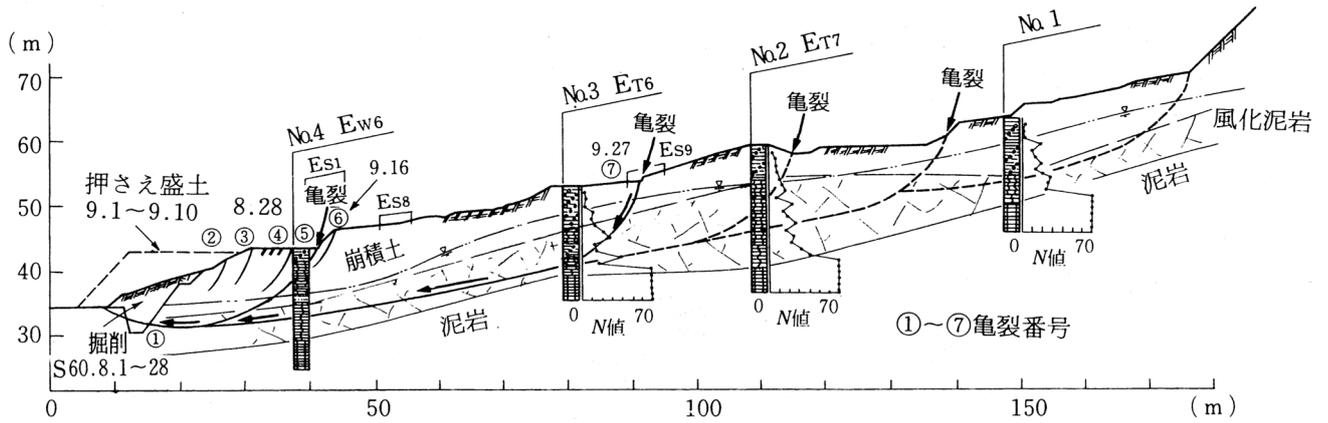


図-5 大平寺トンネル東坑口A-A'断面



写真-1 掘削法面に発生したすべり面(亀裂番号①)。すべり面は風化泥岩の層内に形成された。

3.3 山側斜面の地すべり発生経過

山側斜面では、1985年に切土法面の施工と水路工の掘削が行われ、この途中で地すべりが発生した。下表に施工工程と地すべり経過をまとめる。

表-1 東坑口山側斜面における施工工程と地すべり経過

年 月 日	施工工程と地すべり経過
1985 (S60)	切土法面の施工。
8. 1	斜面末端部で水路構造物の掘削が開始された。 (沢の上流から下流に向かって掘削)
8. 28	掘削法面下部の風化泥岩層中に、鏡肌の生じたすべり面(亀裂番号①)が形成され、上盤が10cm押し出した(写真-1)。それに伴い法面に2段の亀裂(亀裂番号②③)が発生した。
9. 1~9. 10	緊急対策として押え盛土を実施した。
9. 16	亀裂③の斜面上方に新たな亀裂が発生した(亀裂番号④⑤⑥)。 亀裂の生じた範囲に合わせ、押え盛土を追加した。
9. 27	斜面末端から上方76mの位置に新たな亀裂が生じた(亀裂番号⑦)。 亀裂の生じた範囲に合わせ、押え盛土を追加した。
	亀裂⑦は11月中旬~下旬の降雨により拡大した(E S9)。 これに対し押え盛土を更に追加した。
10中旬	隣接する法面(B-B'断面)に亀裂が生じた(亀裂番号⑧)。
11中旬~12中旬	B-B'斜面では地表伸縮計E S2, E S3の変位量が増大した。
12. 16	亀裂⑧の斜面上方に高さ1.8mの滑落崖(亀裂番号⑨)が形成された。 (B-B'斜面では、地形上の制約から押え盛土を施工することができなかった。)
~12. 25	孔内傾斜計E T1, E T6の観測データでは、A-A'斜面, B-B'斜面ともに、すべり面は風化泥岩の最下部付近に確認された。
1986 (S61) ~ 1987 (S62)	計画の変更を検討。水路を海側に付替え、切土勾配を1:1.8~1:2.5に修正した。地すべり対策工として、鋼管杭3段と集水井2基を施工した。

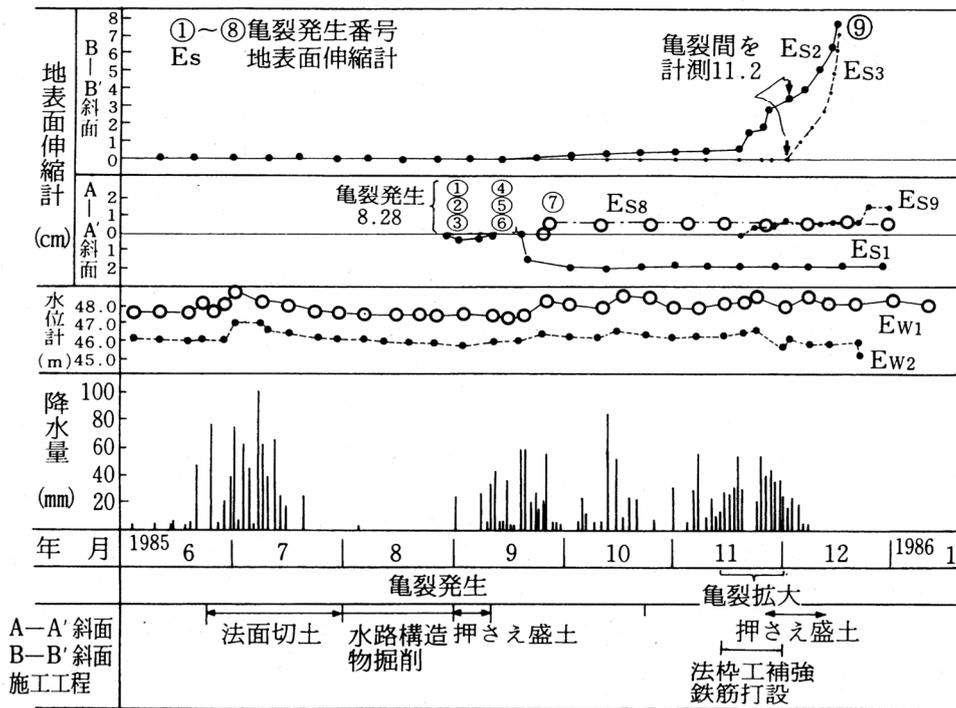


図-6 施工に伴う地すべり変位量の推移 (伸縮計記録・大平寺トンネル東坑口)

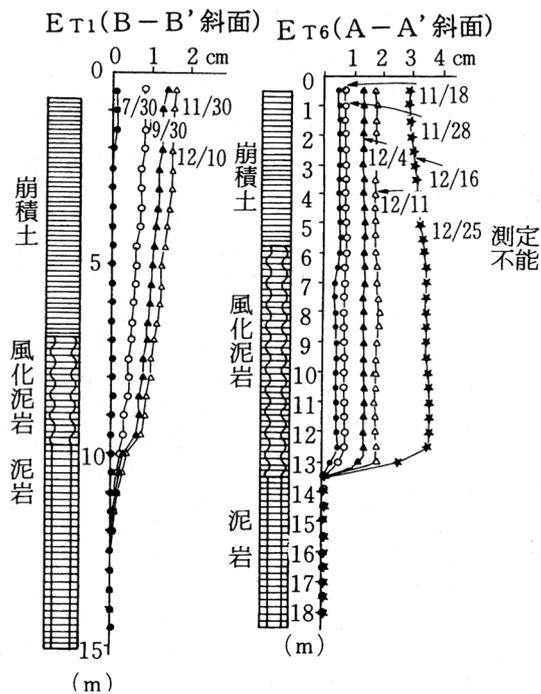


図-7 孔内傾斜計変位 (大平寺トンネル東坑口)



写真-2 東坑口山側斜面の亀裂発生状況(1985年12月)

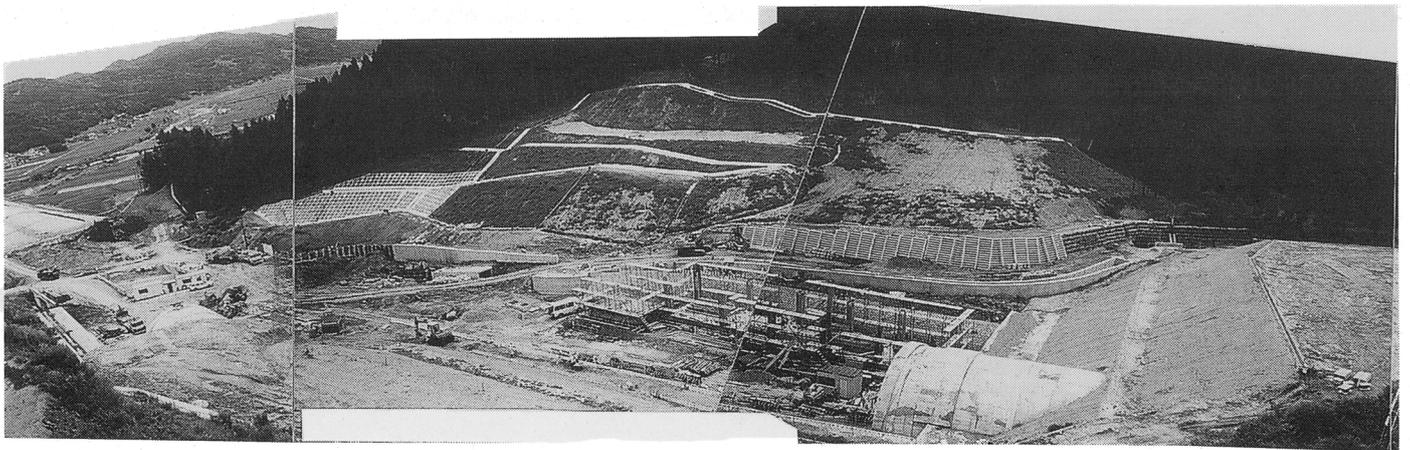


写真-3 対策工事中の斜面状況(1987年7月)



写真-4 現在の斜面状況(2003年3月)

3.4 山側斜面で発生した地すべりの特徴

東坑口山側斜面で発生した地すべりでは、すべり面の形成過程に関して以下のような特徴を見出すことができた。

- (1) 当該斜面は、地すべり履歴のない斜面であったが、斜面末端部の掘削行為により、地すべり面が形成された。
- (2) すべり面は、硬さの不連続面(崩積土と風化泥岩との境界)に発生せず、主として風化泥岩の層内に形成された。
- (3) 亀裂①～⑦の発生順序から、すべり面は最初、斜面末端に形成され、それから斜面上方に向かってせん断破壊が進行したことが確認された(図-5参照)。
- (4) 地すべり変状(亀裂)は、最初斜面上方(縦方向)に後退していく形で進展し、その後隣接斜面(横方向)に拡大した(図-4,5参照)。

4. 大平寺トンネル西坑口付近で発生した地すべり

4.1 西坑口の概要

西坑口では、上・下線の坑門を結ぶ位置に擁壁工が計画されていたが、坑口付近は地すべりの痕跡を示す斜面であり、擁壁の施工(掘削)によって地すべりを生じることが予測された。このため、予め地すべり対策工事(鋼管杭, 集水ボーリング)を実施した後、擁壁工の掘削に入ったが、掘削中に地すべり変状が発生した。

応急の押さえ盛土により地すべりを一旦沈静化させ、その後、鉄筋挿入により法面を補強し、移動計測による監視を行いながら掘削を再開、鋼管杭と補強鉄筋が崩壊の遅延効果を発揮し、かろうじて擁壁を施工することができた。

その後、トンネル掘削と地すべりの恒久的安全性を考慮し、地すべり対策工として深礎杭(径3m, 長19m)が追加施工された。

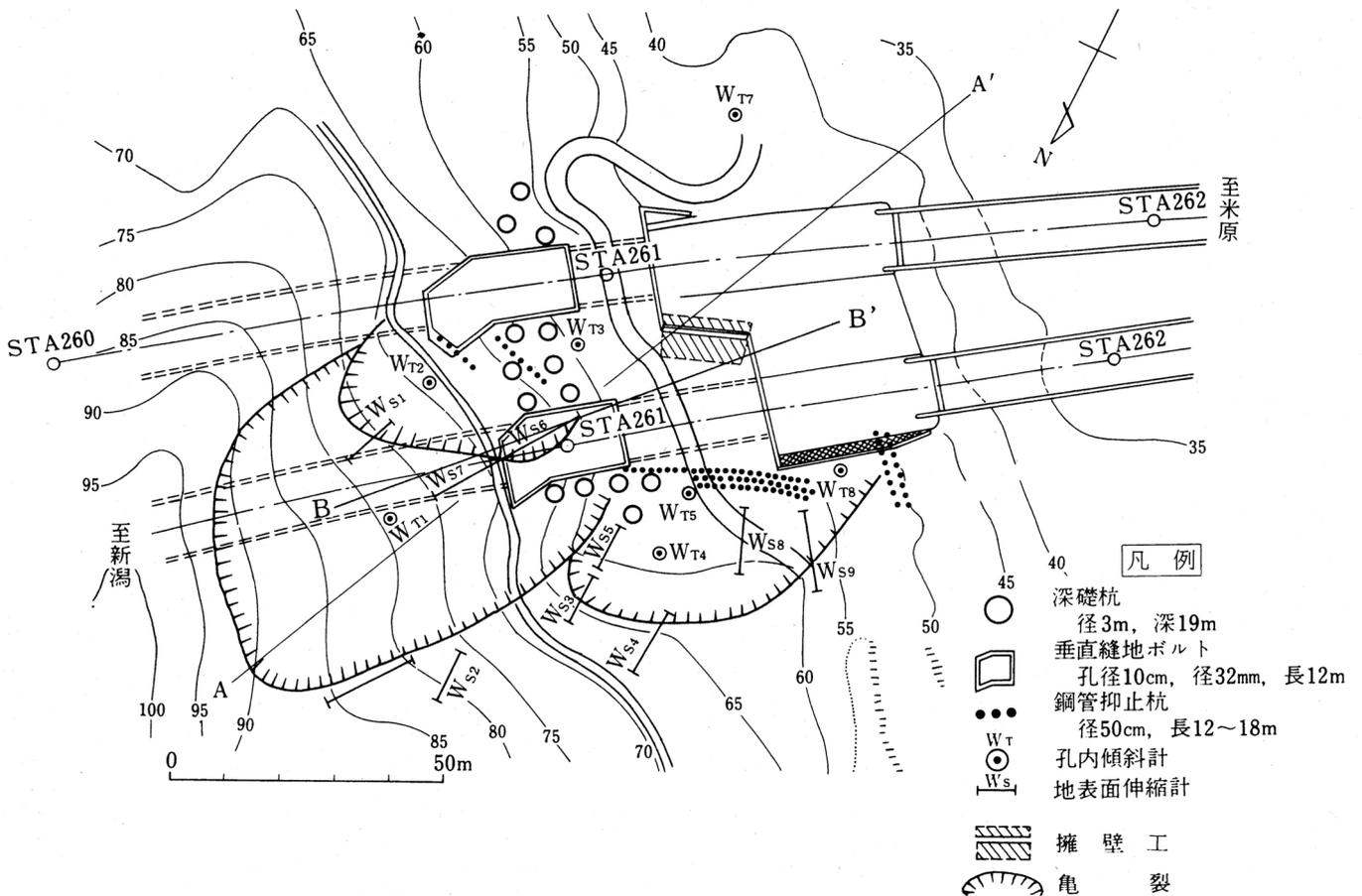


図-8 大平寺トンネル西坑口平面図

4.2 西坑口斜面の地形・地質状況

西坑口斜面は、南西に面する傾斜約23°の斜面で、標高70m付近に農業用水路が横断しており、水路より下方は階段状の耕地、上方は杉の造林地となっている。杉林内には数列の亀裂の痕跡が確認された。階段状地形や亀裂の痕跡から、西坑口付近は地すべり履歴を有する斜面であると判断された。

斜面の地質構成は、地表より崩積土(N値5~10)、強風化泥岩(N値10~20)、風化泥岩(N値20~40)、未風化泥岩(N値50以上)の4相からなる。未風化泥岩の分布深度は11~14m付近である。

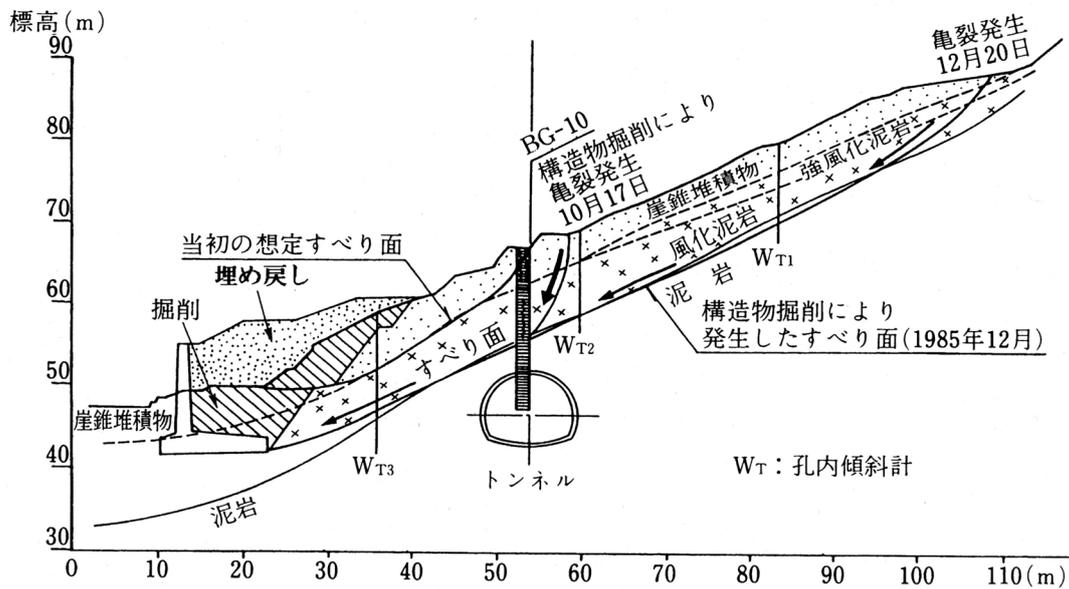


図-9 大平寺トンネル西坑口施工状況断面図(A-A'測線)

4.3 西坑口斜面の地すべり発生経過

西坑口斜面では、1985年、擁壁工の基礎施工における掘削中に地すべりが発生した。下表に施工工程と地すべり経過をまとめる。

表-2 西坑口斜面における施工工程と地すべり経過

年 月 日	施工工程と地すべり経過
1985 8月 (S60)	擁壁工の掘削に先立ち地すべり対策工(鋼管杭、集水ポーリング)を実施した。
10. 2	掘削を開始した。
10. 9	孔内傾斜計WT3に変位が現れた(図-11, 12)。
10. 17~10. 18	掘削の途中において掘削法面の風化泥岩に水平亀裂(すべり面)が現れた。掘削法面の背後にも亀裂が発生した。応急対策として押さえ盛土を行い地すべりを沈静化させた。
10. 20~	鉄筋挿入による法面補強を実施した。
11. 20	計測・監視を続けながら押さえ盛土を除去し、掘削を再開した。掘削法面では再び水平亀裂(すべり面)が発生した。水平亀裂は前回(10月18日)の発生位置よりも約2m深い位置に現れた(写真-5)。
12. 20	斜面末端部より約80m上方に亀裂が発生した。 12月15日以降は、地表伸縮計及び孔内傾斜計において変位量が急増(図-11)したが、鋼管杭及び鉄筋挿入工が崩壊の遅延効果を発揮し、昼夜兼行の施工によりかろうじて掘削を完了した。
12. 24~	擁壁背後の埋め戻しを行い、地すべりは停止した。
1986 (S61) ~	トンネル掘削と地すべりの恒久的安全性を考慮し、地すべり対策工として深礎杭(径3m, 長19m)を追加施工した。

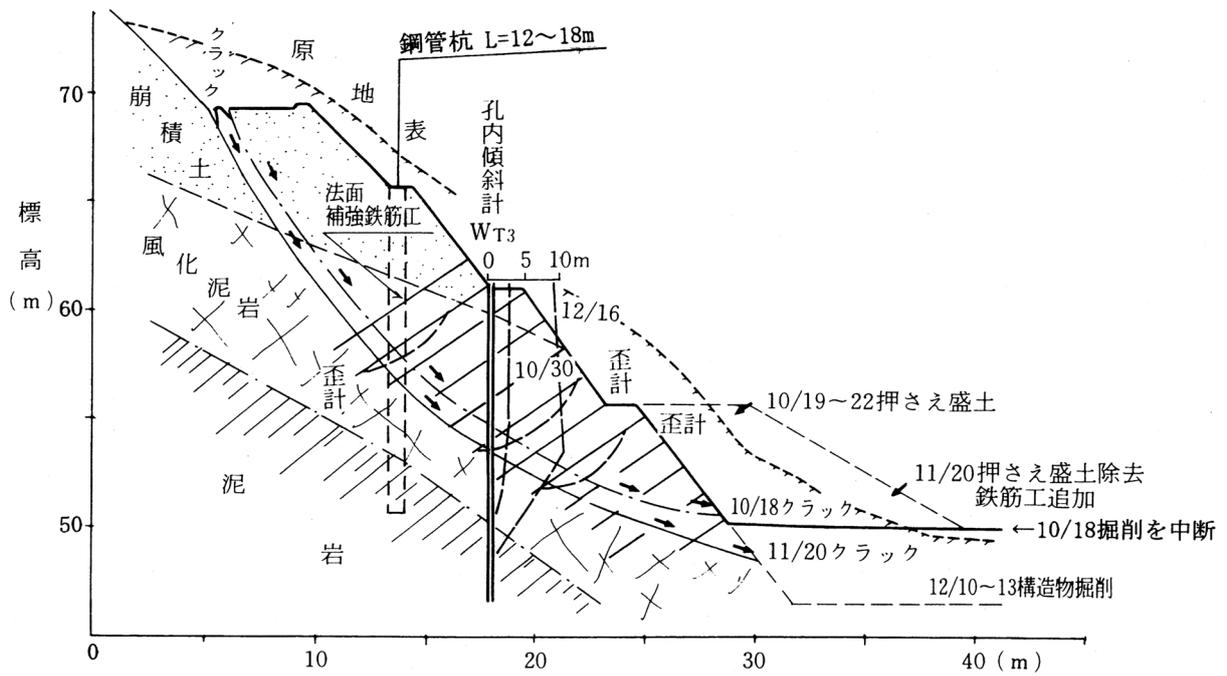
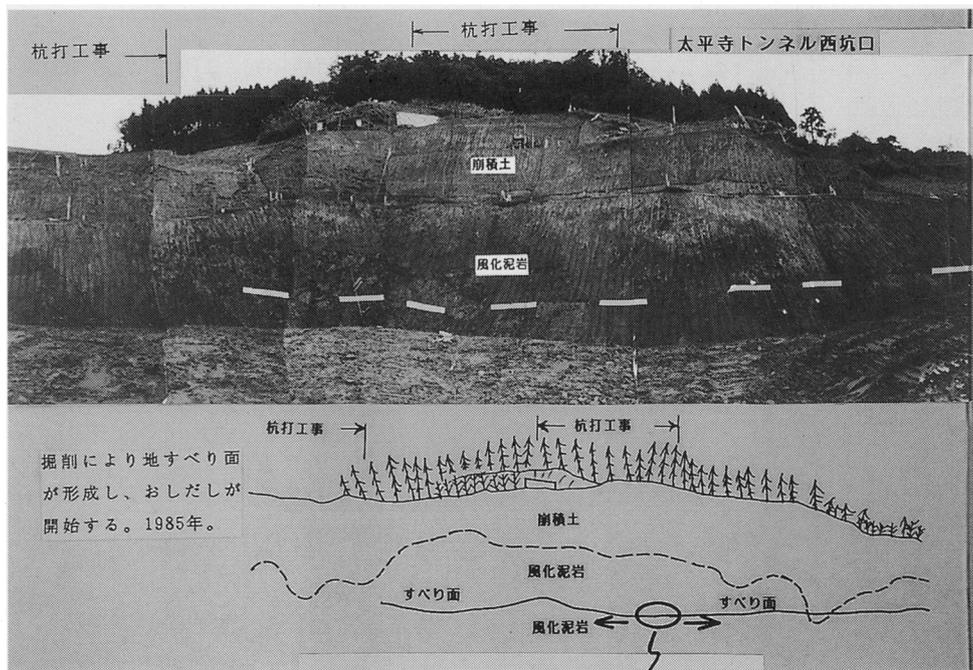


図-10 法面施工工程断面図(補強鉄筋工・孔内傾斜計・歪計)
(B-B' 測線)



最初はわずかな水平亀裂であったが、
短期間のうちに左右横方向へ大きく進展した。

写真-5 西坑口斜面の掘削中に発生したすべり面(1985年10月)

4.4 西坑口斜面で発生した地すべりの特徴

西坑口斜面で発生した地すべりでは、すべり面の形成過程に関して以下のような特徴を見出すことができた。

- (1) 掘削行為によって地すべりが発生した。
- (2) 当初は、崩積土と風化泥岩の境界にすべり面を想定していたが、実際には風化泥岩の層内もしくは未風化泥岩との境界付近に形成された。
- (3) 掘削法面では、掘削深度に応じてすべり面の位置が深部に移った。
- (4) 掘削法面に現れたすべり面は、最初はわずかな水平亀裂であったが、1～2日の短い期間に左右横方向へ大きく進展した。
- (5) 孔内傾斜計の変位はWT3→WT2→WT1の順序で現れた(図-11)。また、亀裂発生位置は斜面の上方に向かって拡大した。これらのことから、すべり面は最初、斜面末端に形成され、それから斜面上方に後退する形で進行したことが確認された。

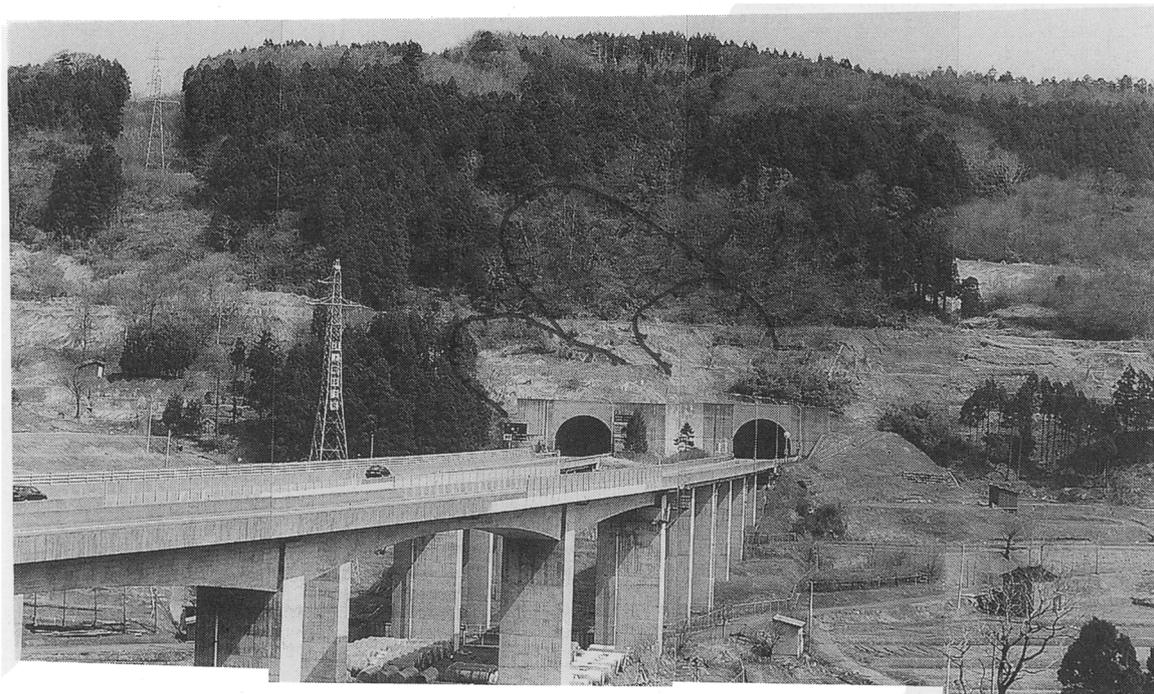


写真-6 西坑口斜面を対岸から望む。

5. まとめ

本事例では、綿密な動態観測と変状の観察によって、すべり面の形成過程を明瞭にとらえることができた。また、その現象は、斜面末端部の掘削によって生じた新第三紀層地すべりのケースとして、今後の土木工事に対して以下のような留意点を示したものと考えられる。

- (1) すべり面は、最初、掘削法面下部付近の風化泥岩内に現れた。そのすべり面位置は、地質構成よりも掘削の深度と密接な関係があった。
- (2) 新第三紀泥岩層地帯におけるすべり面の形成は、斜面上部から末端部に向かって前進していくのが一般的である。これに対して、地盤掘削により発生した本事例では、斜面末端から上方に向かってすべり面が後退していくことが、計測によって確認された。
- (3) すべり面が後退していくことに伴って地すべり力は増大し、地すべりを止めるのが困難になっていく。このことから、地盤掘削を行う前の地すべり防止工事はきわめて経済的・効果的であるといえる。
- (4) 本事例では、末端部にすべり面が現れてから比較的短期間のうちに、斜面上方あるいは横方向に亀裂が拡大した。このことから、地盤掘削によって生じる地すべりでは、すべり面の形成速度が速く、災害事故につながる可能性が高いものと考えられ、動態観測を密に実施しながら施工を進めることが重要である。

6. おわりに

今回紹介した大平寺地区は、地すべり多発地に建設された北陸自動車道上越～朝日間のなかでも、特に工事が難航した地区のひとつである。その最大の理由は、地形的あるいは地質的にも予期し得ない位置に地すべり面が形成され、それが斜面上方に後退する形で進展していったことにある。しかし、地すべり発生後は迅速かつ的確な対応がなされ、無事工事を完成することができた。供用開始後約15年経つが、東・西両坑口ともに特に問題は生じていない。これはひとえに工事に携われた方々のご努力の賜であり、ここに深く敬意を表す次第である。また、本稿をまとめるにあたり、貴重な資料の提供やご助言を頂いた福本安正博士には、深く感謝申し上げる次第である。

〔参考文献〕

財団法人 高速道路技術センター(1998)：地すべり対策 北陸自動車道(上越～朝日), pp. 11-1～11-14

地質の違いによるすべり面と地すべり移動特性について

—宇津俣地すべり地を例にして—

倉 敏行 (新潟県安塚地区振興事務所) 松永 智 (株式会社 日さく)
櫻井 孝 (株式会社 日さく)

1. はじめに

新潟県東頸城地域には新第三紀の堆積岩類が広く分布し、全国でも有数の地すべり多発地帯である。とくに霖雨期・降雪から融雪期にかけて地すべり活動が顕著となり、毎年大小さまざまな地すべりが発生している。今回は、昭和63年頃から活動している東頸城郡牧村の宇津俣地すべり(林野庁所管)の機構と現在までに行われた対策について紹介する。

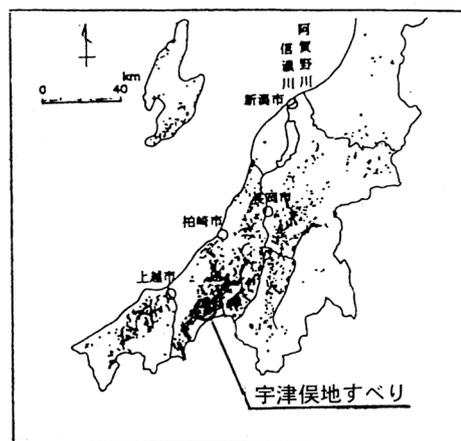


図-1 位置図

2. 地形・地質

宇津俣地すべり地の南東方向には、標高1000m程度の山稜が西南西～東北東方向に連なり、長野県との境界をなす。この新潟県側の斜面は、地すべり地付近の標高まで比較的急勾配で、谷も深くまで侵食されている。一方、地すべり地付近から高田平野にかけての丘陵は、丸みをおび北西方向に標高を落としながら、高田平野に没している。付近の主な水系はこれらの山稜に源をもつ湯の川であり、ほぼ南南東～北北西に流下し、いくつかの沢を集め飯田川に合流している。これらの河川沿いは地すべり多発地帯であり、地域のほとんど全域が地すべり防止区域となっている。

本地すべり地は、ほぼ北東～南西に延びる急崖をなす尾根(標高600～650m)を境に、北西側の「湯の脇地区」南東側の「石倉地区」に大別される。本発表で述べる「石倉地区」では、過去の大崩壊によって生じた急崖直下に地すべり滑落崖が位置し、ここから下方の地すべり斜面では傾斜が徐々に減少して湯の川に達している。地すべり地内では大きな溪流はないものの、冠頭部付近からの湧水が斜面内を流れる間に斜面を2～3mの深さに侵食して湯の川へ注ぐ沢が流下している。沢沿いには小規模な崩壊が発生しており、これがあとで述べる「浅い地すべり」の活動を助長する誘因の1つとなっている。

地すべり地を構成する地質は、新第三紀中新世から第四紀の堆積岩類で、地区内を東北東-西南西方向に鷹羽断層が横切る。この断層の南側の地層は南方に緩く傾斜し、鮮新世田麦川層(西山層相当層)の砂岩泥岩互層とその上位の白岩層や奈良立層から構成される。一方この断層の北側には北北東-南南西方向の軸をもつ長倉山背斜が延びてきており、泥岩と凝灰岩からなる中新世樽田層(寺泊層相当層)が分布する。地すべりと斜面とは、地すべり上部では受け盤すべり、中下部では走向すべりの関係にある。

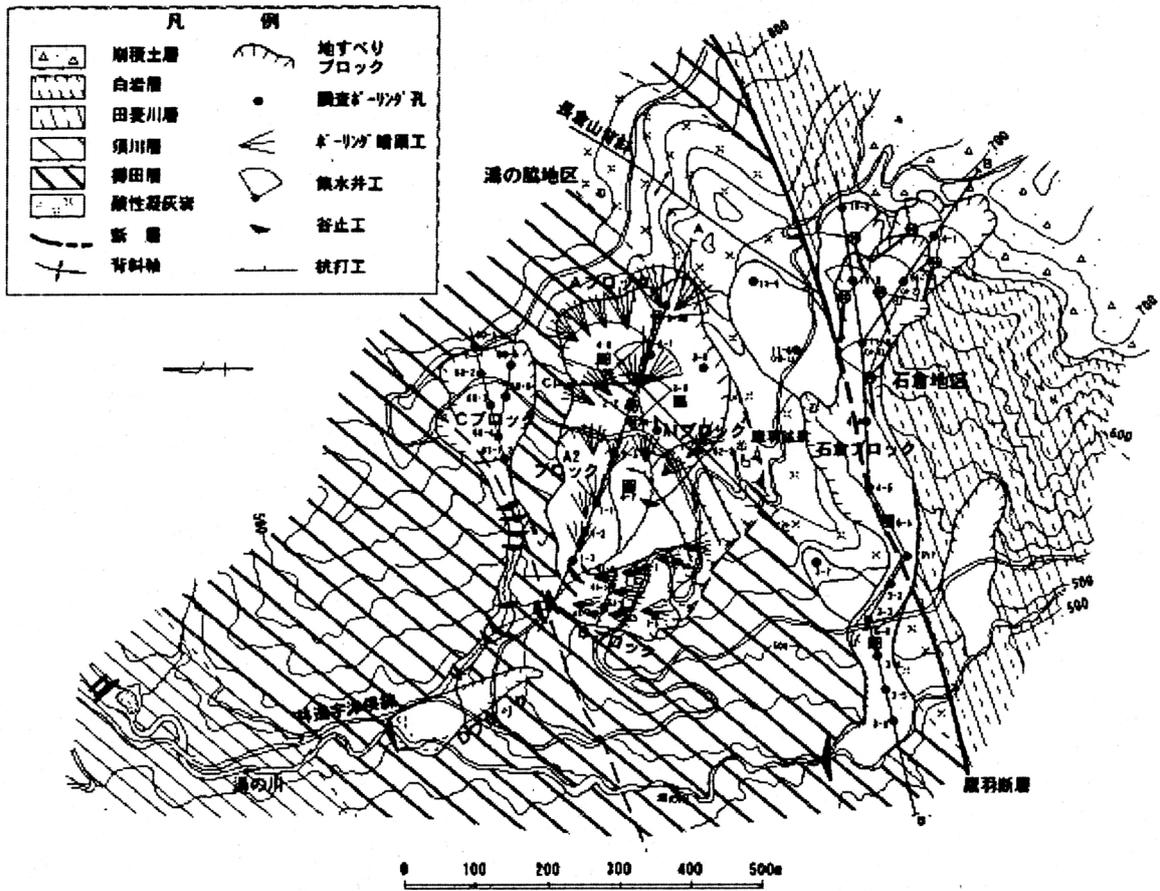


図-2 宇津俣地すべり平面図



写真-1 宇津俣地すべり全景写真

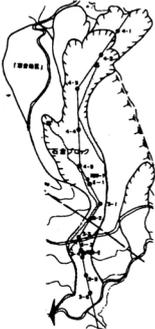
3. 地すべり活動の概要と移動特性

地すべりブロックは鷹羽鉱泉のある「湯の脇地区」と、そこから尾根を隔てて南側の「石倉地区」に大別できる。湯の脇地区の地すべりは、平成初期までに集水井工などの防止工事によって安定化している。

石倉地区は、近年地すべり活動している部分とその周辺を取り巻く大規模な地すべり地形とに分けられる。過去の活動としては、昭和27年の融雪期に標高700mの尾根付近から発生した崩壊性地すべりの崩土がその下方斜面の谷状地を流下し、さらに湯の川を閉塞して一時的に大きな池が形成され、数日後この池が破れ下流を大洪水が襲ったと記録されている。

近年の活動は当時の崩土の二次すべりで、これが氷河のように毎年緩慢な移動を繰り返している。活動は昭和63年頃から活発化し、下部を横断する林道に亀裂が入るとともに段差が拡大している。地すべりの規模は幅40～120mであるが、延長は約800mにもおよび、移動方向は4回も変えて蛇行し湯の川へ押し出している。その移動量は下部の狭さく部で年間数mにも及び、これまで防止工事の着手が困難であった。平成3年から14年までの移動杭観測では累積移動量が50mを超えたものがあるほか、ほとんどが15m以上移動している。このように移動量が大きいと、平成3～4年に設置した観測施設は、その後毎年のように破壊されている。またこの地域は毎年数m以上の積雪に覆われる豪雪地帯である。このため自動観測を取り入れているが、融雪時期には施設の損壊などが現在も続いている。地すべりの活動は融雪時期と考えられていたが、自動観測データによると移動は初冬に始まり融雪時期には収束するという傾向が見られる。すなわち、このすべりの活動時期は毎年降雪とともに移動を始め、最大積雪期には終息して融雪時期には活発な活動がみられないという特徴がある。

表-1 石倉地区2つの地すべりブロックの比較

	地すべりの形態	地すべりの規模	地すべり面付近の地下水	地すべり移動量
浅い活動中の地すべり		①規模 幅40～120m 延長 800m ②すべり面深度 6～8m前後 礫混じり粘土と風化岩の境界がすべり面になっている。	自由地下水および被圧地下水 地下水位は地表面近くである、深くともGL-1.0m以浅。 揚水試験による地下水位の回復は早すぎて、透水係数の算出はできなかった。 土質状況から判断すると $10^{-3} \sim 10^{-4}$ cm/secオーダーであると考えられる。	多層移動量計の自動観測結果から、日降水量が50mm以上を超えると移動量が急激に大きくなることが判明。 平均移動量は3cm/日程度で、斜面下部の方がわずかに早く移動開始する。
深い潜在的な地すべり		①規模 幅150～250m 延長 700m ②すべり面深度 15～20m程度 風化岩で粘土化の著しい部分である。	被圧地下水 被圧地下水頭はGL-2.5m付近である。 主に、すべり面を挟む区間などに地下水は賦存しており、揚水量は0.5～1.0ℓ/min程度である。透水係数は、 10^{-5} cm/secオーダーである	多層移動量計では移動状況は確認できなかった。地形的には馬蹄形状の地すべり地形が認められることから、地すべりは活動している可能性はある。

4. これまでの調査・防止工事の経緯

石倉地区の地すべり調査は、平成4年度度より開始され、計18地点の調査ボーリングが行われている。調査ボーリングを行なった結果、石倉地区は地質の違いにより主ブロック(泥岩)と副ブロック(凝灰岩)および大規模な潜在地すべりとに区分される。主ブロックと副ブロックは、明瞭なリニアメントが確認されることから広域的な断層(鷹羽断層)により境されているものと推定される。主ブロックは、その移動量の相違から、上部・中部・下部の3つに区分され、上部ブロックは緩慢に、中部下部ブロックは、活発に活動している。中部ブロックと下部ブロックの境は、狭さく部となり、下流側は、わずかに斜面の傾斜が急になる。

すべり面は崩積土層の最深部に確認されている。

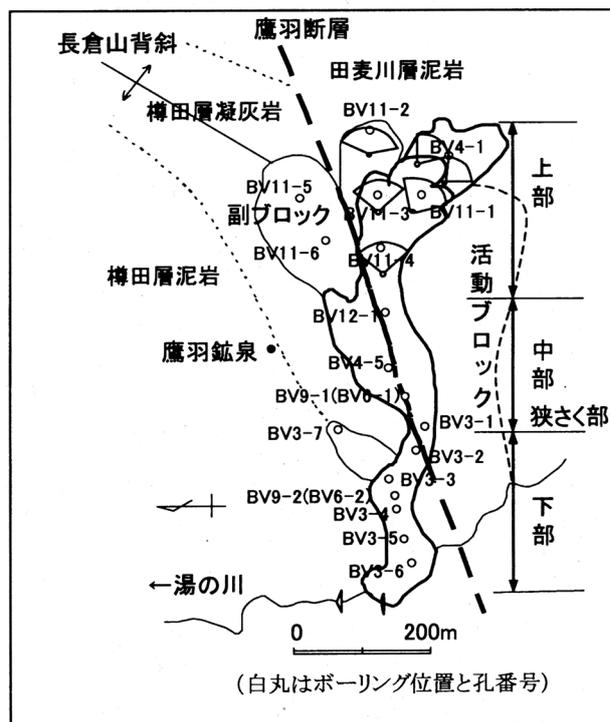


図-3 石倉地区概略平面図

表-2 調査・工事一覧表

年 度	調査・観測項目	工 事
平成2年以前	-----	林道沿いのボーリング暗渠工 1群
平成3年度	[調査ボーリング(ブロック下部)] BV3-1~BV3-7 水位観測孔設置	[応急対策工事の提案] 遮水シート仮水路工(着工)延長800m ブルドーザ整地(着工) 50000㎡
平成4年度	[調査ボーリング(ブロック上中部)] BV4-1~BV4-5 水位観測孔設置	斜面末端部に 異形ブロック谷止工 着工 遮水シート仮水路工 施工中
平成5年度	[観測] 水位 移動杭	上部斜面の整地 遮水シート仮水路工 L=800m 完成 異形ブロック谷止工 完成
平成6年度	[調査ボーリング(ブロック中下部)] BV6-1、BV6-2 多層移動量計設置 [観測] 水位 移動杭 多層移動量計	応急対策工事により水路工を補修しながら、地すべり活動が小康状態になるのを監視する。
平成7年~8年度	[観測] 水位 移動杭 多層移動量計	-----
平成9年度	[調査ボーリング(ブロック中部下部)] BV9-1、BV9-2部分ストレナ水位観測孔設置 [観測] 水位 移動杭 地中伸縮計	-----
平成10年度	[調査ボーリング(副ブロック)] BV10-1 水位観測孔設置 [観測] 水位 移動杭 地中伸縮計	-----
平成11年度	[調査ボーリング(ブロック上部・副ブロック)] BV11-1~BV11-6 水位観測孔設置 [観測] 水位 移動杭 パイプ歪計	斜面上部 集水井工 3基施工
平成12年度	[調査ボーリング(ブロック中部)] BV12-1 パイプ変位計設置 [観測] 水位観測 移動杭 パイプ歪計	斜面上部~中部 集水井工 3基施工
平成13年度 ~ 平成14年度	[調査ボーリング(ブロック中部)] BV13-1、BV13-2 2層地中伸縮計 [観測] 水位観測 移動杭 パイプ歪計 伸縮計	末端部 異形ブロック谷止工 1基 末端部 H5異形ブロック谷止工高上 地すべり斜面下部整地

5. 地すべり移動状況とすべり面

5.1 移動杭による移動状況

石倉地区の18か所の移動杭と10か所のボーリング孔を用いてトランシット光波測量による移動杭観測を平成3年から実施している。移動杭の水平移動量(地すべり方向)は、平成5年度に応急対策工事として斜面の整地と仮設水路を施工した後、急速に減少した。しかし、その後再び移動が認められている。これは、平成6年の融雪期に仮設水路が破損し、表流水が再び地中に浸透するようになり、地すべりが再活動したためと考えられる。そして、平成8年融雪期に仮設水路がほぼ完全に破損したのちは、地すべり活動を軽減できるように随時、仮設水路の補修を行ってきた。平成11~12年度に上部斜面に集水井工が施工されてからは、地すべり活動は軽減されつつある。

また、移動量の平面分布をみると、もっとも移動量が大いのは中部の狭さく部で累積移動量は50m以上に達する。そして、斜面の上部および下部に向かうほど移動量が減少するという移動特性がみられる。

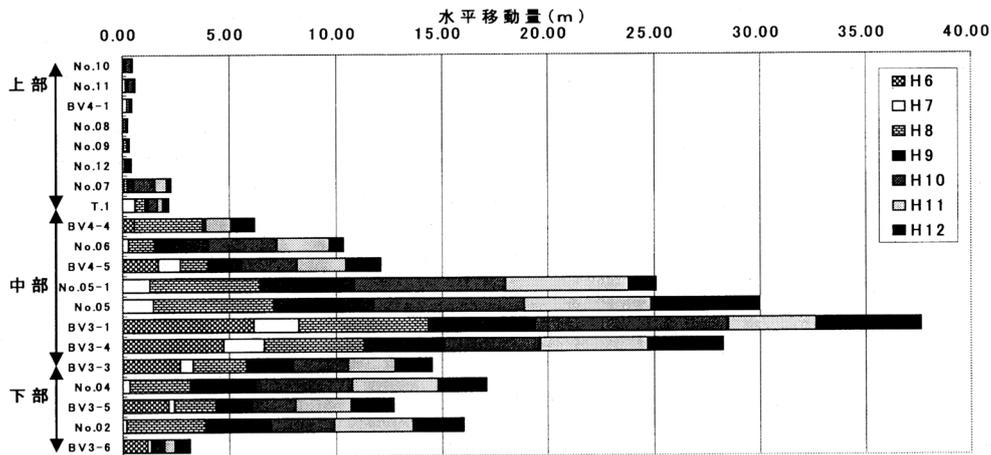


図-4 移動杭年度別移動状況 (H6~H12)

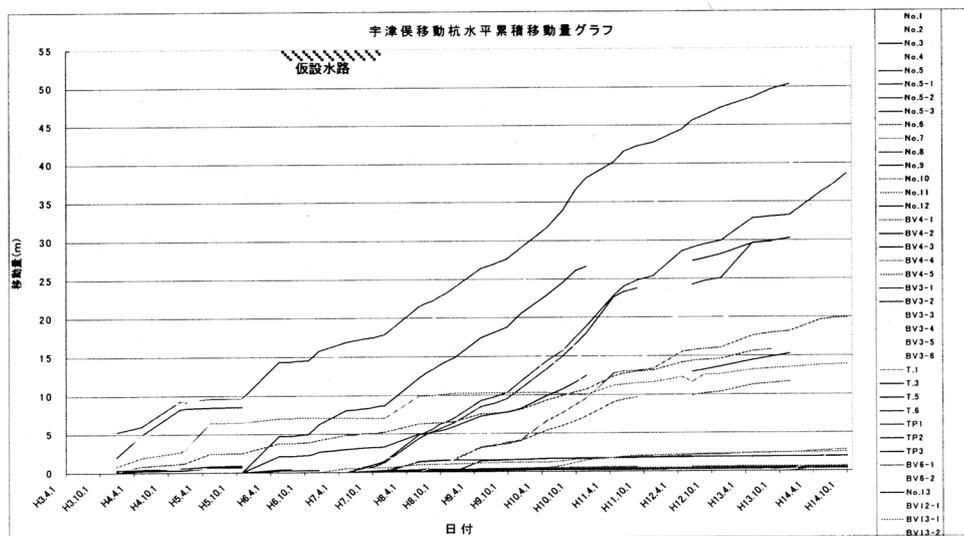


図-5 移動杭水平移動量図 (H3~H14)

5.2 多層移動量計による移動状況

平成3年に、ワイヤー式多層移動量計を移動量をもっとも大きい中下部の狭さく部 (BV6-1) と下部斜面 (BV6-2) に設置したが、いずれも年間1～3mの著しい移動量のために平成5年に計測が不可能となり、平成6年に再設置した。すべり面深度はBV6-1が9m、BV6-2は6mの単一すべりであった。BV6-2の6mの変位は平成6年11月下旬から累積が始まり、積雪期の2月下旬には2.0mの移動量に達した。また平成7年には7月11日の7.11豪雨からわずかに累積変位が現れ始め、秋雨期の11月から速度を速めて12月には年間1.8mに達した。平成8年度も6.25豪雨から累積変位が現れ始め12月までに年間3mの移動量に達した。したがって累積変位量はこの3年間をみても合計6.8mに達している。またその上方斜面に位置するBV6-1の移動量、ならびに地表の移動杭観測でもほぼ同様の移動量が記録されている。このことから現在活動中の地すべり(浅いすべり面の地すべり)は、すべり面付近と地表面付近の移動量がほぼ同じで、斜面全体が一体となって移動する地すべりであると考えられる。

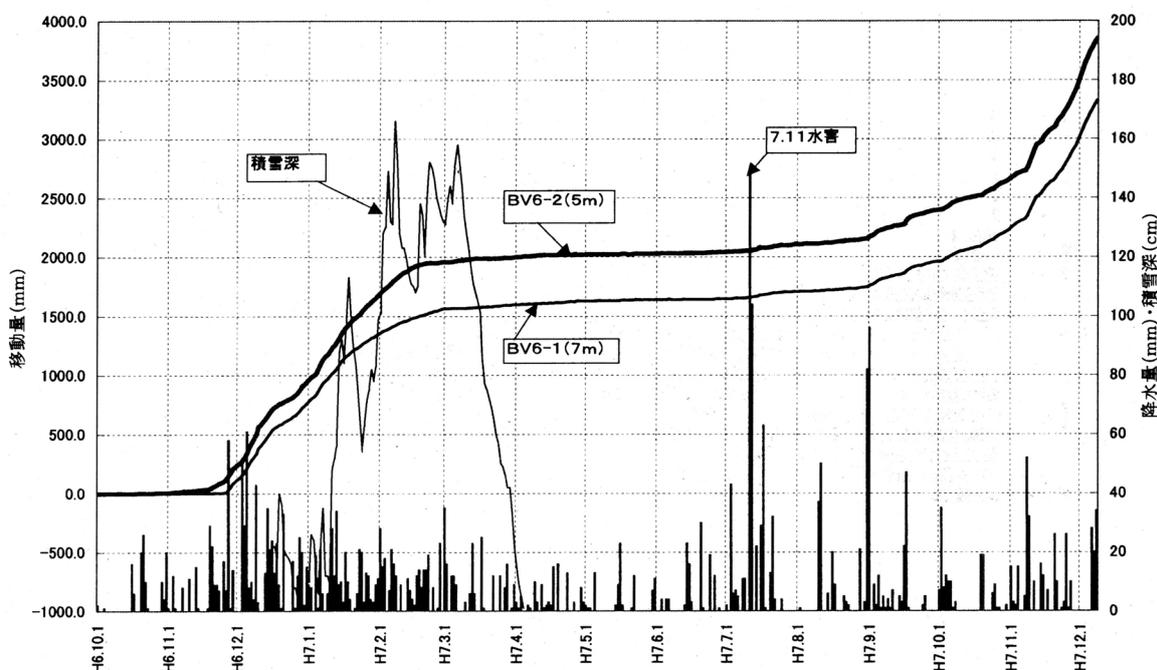


図-6 斜面中下部のワイヤー式多層移動量計による移動量の推移

図-7は、日移動量に着目し3年間のデータを示したものである。毎年12月に記録される最大日移動量は、平成6年・平成7年には50～60mmであったものが、平成8年には70～100mm以上と増加した。この時期はみぞれ混じりの降雨期で、降雪と融雪が繰り返される時期でもある。このような気象条件が地すべり活動の誘因になっていると考えられる。これに対して、3～4月の融雪期の日移動量は小さく、このことも宇津俣地すべりの特徴のひとつである。

一方、平成7年の7.11豪雨や翌年の6.25豪雨などのように日降水量が100mmを超えると、10mm程度の日移動量が記録されるが、地すべり活動を加速させるものではない。むしろ秋雨期の50mm程度の日降水量によるもののほうが日移動量を増加させる要因になっている。

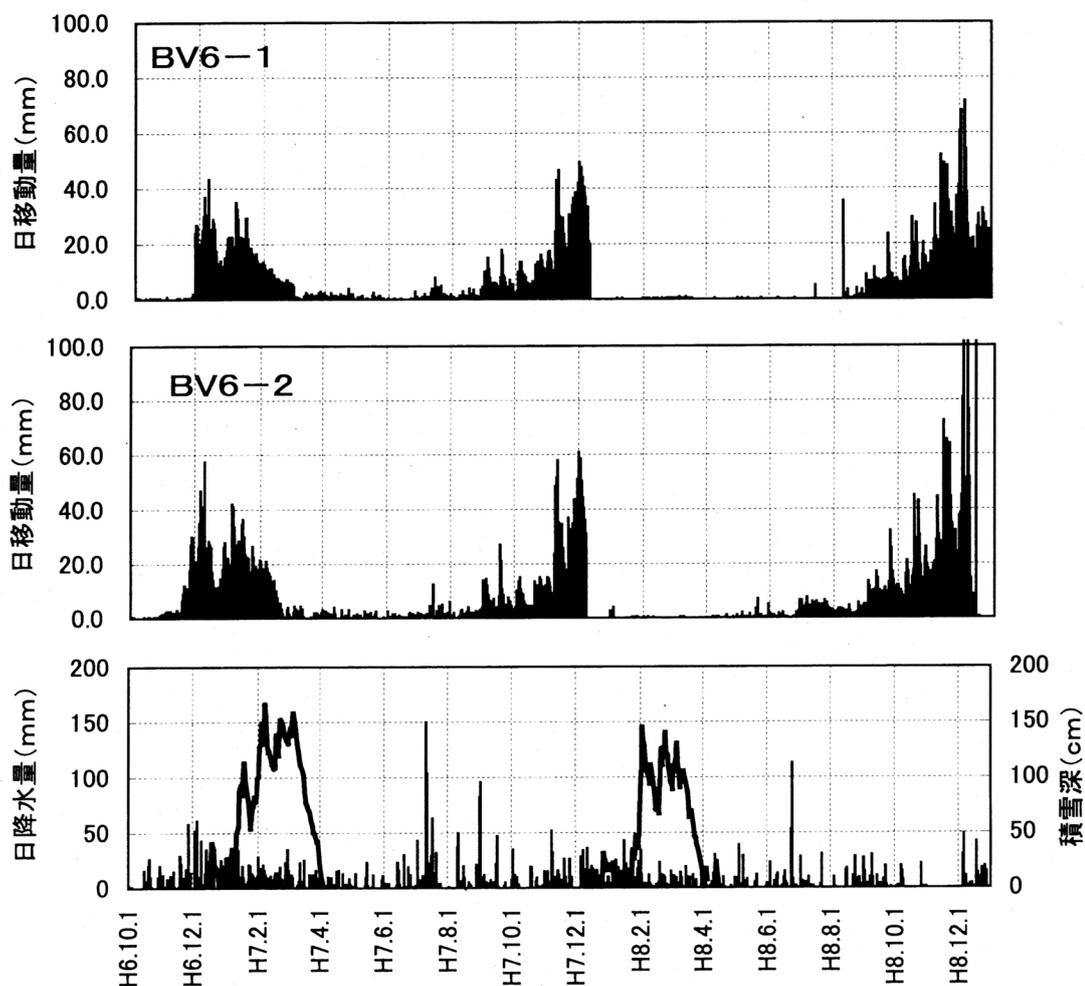


図-7 多層移動量計における日移動量の推移

近年の観測を行っている、パイプ変位計、2層地中伸縮計観測の結果においても、ワイヤ一式多層移動量計と同様に、積雪期前から地すべり活動が始まり、積雪後から融雪期は、地すべり活動は確認されていない。すべり面が確認された深度は、どの観測孔においても、崩積土層の最下部付近である。風化岩中の軟質部に推定されたすべり面における移動は、浅いすべりの移動が激し過ぎるためか、あるいは深いすべりの移動が微少であるため、明瞭な変動として確認されなかったものと推定される。

6. 地すべり活動機構

石倉地区で地すべりが活動する要因となる素因・誘因を以下に要約する。

- ・石倉ブロックはボトルネック状を示し、表流水が集まりやすい。
- ・斜面上部の安山岩の岩塊を主体とする堆積物から融雪期や秋雨期に多量の表流水や地下水が地すべり地内に供給される。日降雨量が50mmを超えると移動量も増加する。
- ・凝灰岩から構成される尾根から鉱泉性の地下水が供給される。
- ・ブロック内を通過すると推定される鷹羽断層でダムアップされた被圧地下水がすべり面に過剰な間隙水圧を作用させる。
- ・湯の川によって地すべり末端部が浸食され、受動土圧が減少する。

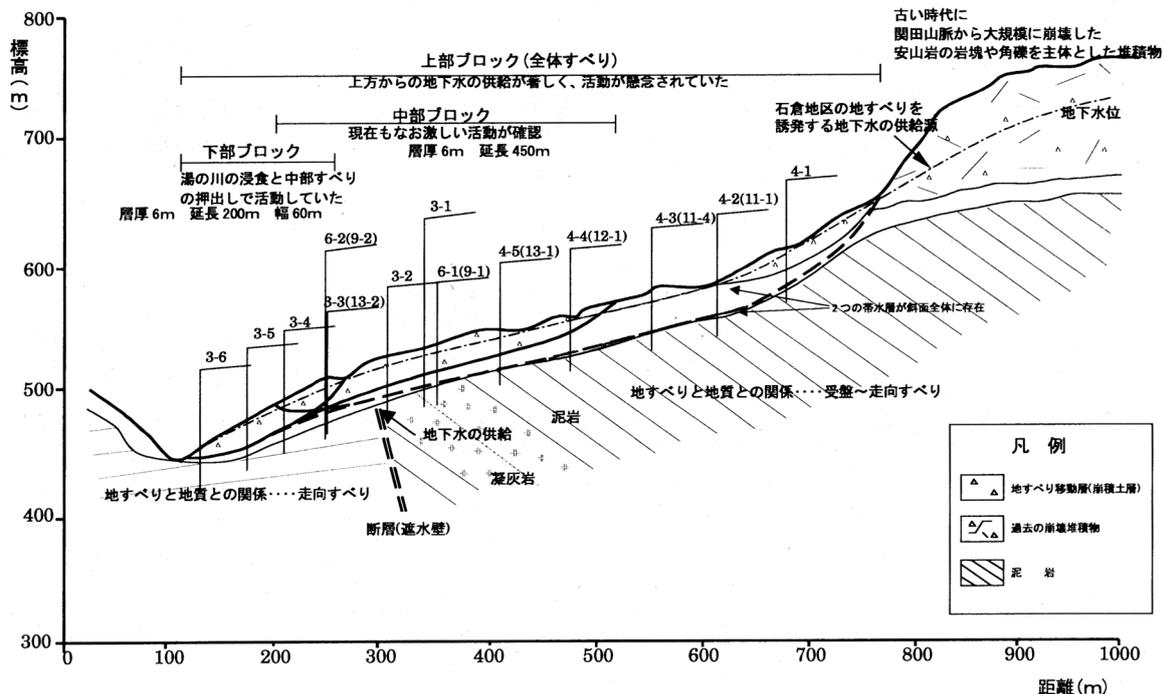


図-8 宇津俣地すべり(石倉地区)模式断面図

7. 地すべり防止対策

石倉地区の地すべりには、表1に示すとおり、6～8mの浅いすべり面と15～20mの深いすべり面とがあると考えられる。深いすべり面の移動に比べて、浅いすべり面の速度が著しく速いために、まず浅いすべり面の地すべりを沈静化させ、その後深いすべり面の地すべりに対する抜本的な防止対策に着手する必要がある。しかし、その後の調査(移動杭観測、水位観測孔の変状、高密度電気探査)により、斜面上部の風化岩中にまで地すべり活動が波及していることが明らかとなった。従って、これ以上、地すべり活動範囲部を拡大させないように、斜面上部の防止工事を優先させる必要性が生じた。斜面上部では、上部ブロック内の地下水排除を行うこと、上方より流入してくる地下水を斜面中下部の活動しているブロック内に流入させないことを目的とし、地下水排除工(集水井工)を中心とした、防止工事が立案された。防止工事は、平成11年から12年にかけて集水井工6基が施工された。その結果、斜

面上部の地すべり移動は沈静化している。今後は、斜面中下部の活発に活動している浅いすべり(崩積土地すべり)を対象とした防止工事が必要とされている。浅い地すべりを活動させる原因は上部ブロックのものと異なり、第一に斜面全域の崩積土中に飽和している地下水の存在が挙げらる。従って、防止工法は浅層地下水排除工(大型水路工、深暗渠工およびボーリング暗渠工)が効果的であると判断し、これらの工法を採用した。その後の方針は、地すべりの移動状況や工事効果を確認しながら検討する必要がある。

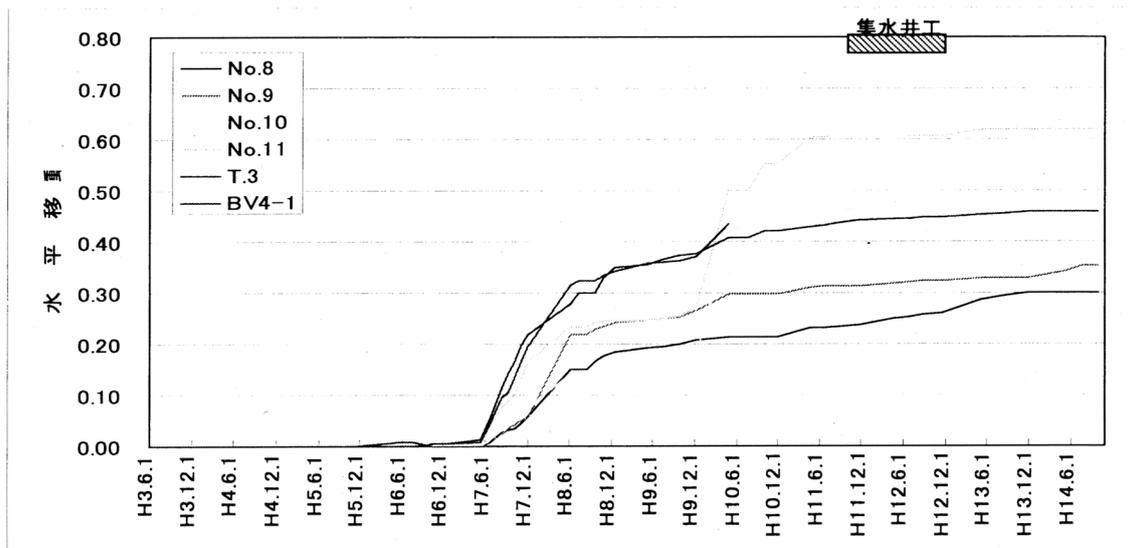


図-9 斜面上部の移動杭水平移動状況

8. おわりに

宇津俣地すべり石倉ブロックは、移動層土質・地質の違いから2つのすべり面をもち、地すべりの移動速度も異なることが明らかになってきた。そして、これまでの防止工事により、移動は沈静化傾向にある部分も確認された。しかし、一方で浅い地すべりは一部で活発な活動を続けており地すべりの活動メカニズムや地下水の関連性などにおいて明確でない部分も多い。今後は、これらのことを念頭に置いた調査観測を行い、その結果に基づいて効果的な防止工事を実施し、地すべり全体の安定化を早期に図れるよう努めたい。

<参考文献>

1. 地すべり学会新潟支部：新潟の地すべり '98
2. 地すべり学会新潟支部：宇津俣地すべり第22回現地検討会資料、1994
3. 渡辺英樹、笠原健児、伊藤俊方：移動量の大きい活動中の地すべり —ワイヤー式多層移動量計による半自動観測記録から— 第36回地すべり学会研究発表会講演集、1997
4. 伊藤俊方・小松原岳史・佐藤 修：第三紀層地すべり地の高濃度地下水の特性 —新潟県宇津俣地すべり地を例にして— 地すべりVol. 39, No. 4, 2003