

## 切取り斜面の安定度評価による施工事例

五十嵐 勝

### 1. まえがき

切取り斜面の安定性の事前評価は、一般に盛土計画で適用されるような安定計算による安全率で評価されることはほとんどなく、切土標準のり勾配の適用<sup>1)</sup>崩壊率の導入<sup>2)</sup>等により判断しているのが現状である。しかしながら切取りが大規模になると、事前に安全率による斜面の安定性評価が必要となる場合が多い。また切取り施工中の安定性の評価についても同様な問題点を抱えている。

そこで本報文は、室内土質試験から求めた残留強度を導入することにより切取り前の安定度評価を可能とし、続いて動態観測による施工を実施した切取り斜面の施工事例を紹介するものである。

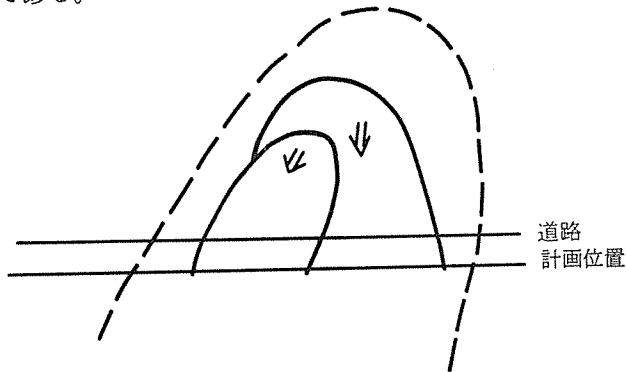


図-1 平面図

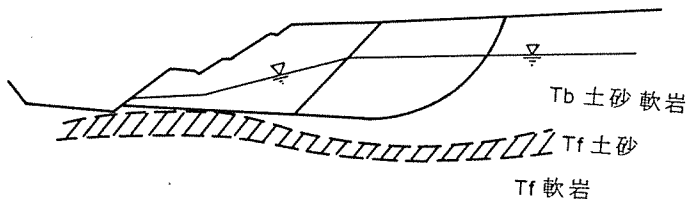


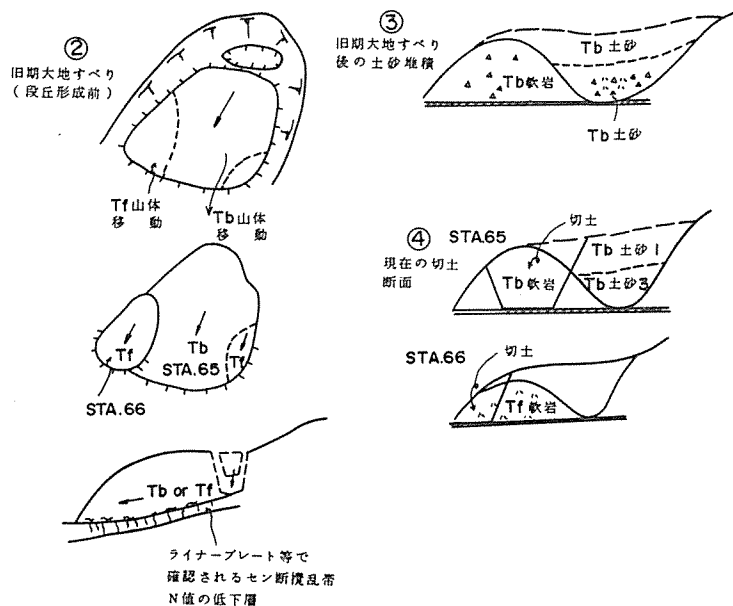
図-2 断面図

## 2. 土質構成

図一2に示したように、本地区の土質構成は新第三系末の松山層の軽石質凝灰岩Tf、凝灰角礫岩Tbを基盤として、切土区間内ではこの上部に凝灰角礫岩及び凝灰岩の崩土が厚く分布していた。この崩土は、土性的にみると、粘性土、砂質土、岩塊ブロックに区分された。

なお切土区間内は幅約500m、長さ約500mの比較的大規模な地すべりブロック内にあり、その変動は段丘（第四紀前半の低位段丘）形成前に活動したと考えられており、いわゆる旧期の地すべりブロックである。なお、本ブロックは変動跡も古く、切土前にはほぼ安定を保っている土塊に判断された。

なお、道路計画はこの地すべりブロックのうち100m区間では、末端土塊を高さ約20m程切土で通過することになっている。



図一3 旧期地すべり模式図

## 3. 土層の工学的性質

凝灰岩 (Tf)、凝灰角礫岩 (Tb) はX線分析結果によれば、モンモリロナイト等の膨潤性粘土鉱物を含有し、日本統一土質分類では (CH) ~ (SC) に区分される。また乾湿繰り返し試験結果は1~2回のサイクルでそのほとんどが土砂状を呈した。したがってこれらの岩体は応力解放により容易に吸水膨張し、強度低下しやすい岩体に区分されよう。

表-1 崩土の土質特性

土質名	自然含水比	粒度特性	日本統一土質分類
凝灰角礫岩 崩土 (T b土砂)	上部 $w_n = 40 \sim 70\%$ 下部 $w_n = 50\%$ 上部と下部の境界部 70%以上の高含水状態	砂分50%程度混入し、 砂質土と粘性土の境界土 層。 シルト分20%	粘土質砂 (S C) ~粘土 (C' H)
凝灰岩 崩土 (T f土砂)	$w_n = 30 \sim 40\%$ 一定含水比	砂分50%以下が大半である。 すべり粘土では砂分 20%、シルト分30%、粘 土分50%程度。	粘土 (C' H)

また残留強度を求める実験としては、リングせん断試験が最も精度よく求められるが、供試体寸法が大きく、試料採取が困難なことから、今回は簡便に求められる一面せん断試験による繰り返しせん断を実施し、強度定数を算出した。

こうして求めた残留強度値は図-4に示すように

$$T b \quad c = 0.5 \sim 2.0 \text{ tf/m}^2$$

$$\tan \phi = 0.25 \sim 0.7 \quad (\phi = 14 \sim 35^\circ)$$

$$T f \quad c = 0.5 \sim 3.0 \text{ tf/m}^2$$

$$\tan \phi = 0.125 \sim 0.7 \quad (\phi = 7 \sim 35^\circ)$$

とかなりの幅を有してばらついているものの、すべり粘土状の土質では

$$c = 1.5 \sim 2.0 \text{ tf/m}^2$$

$$\tan \phi = 0.2 \sim 0.3 \quad (\phi = 11 \sim 17^\circ)$$

程度にまとめられる。

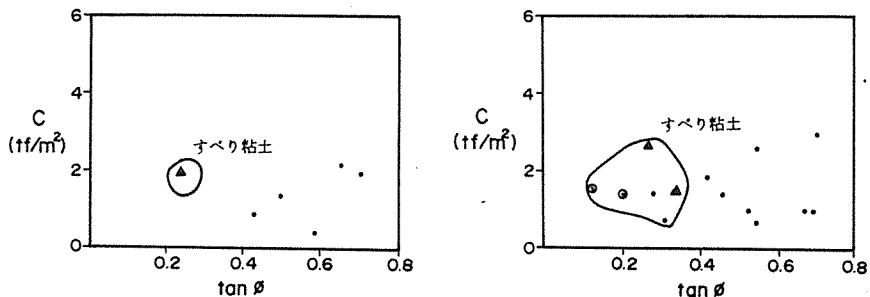


図-4 残留強度値

#### 4. 切り取り前の安定度評価

安定計算結果を右表に示す。

表－2 切土前の安定度評価

この結果

- ① 切土直後ののり面の安定は一応確保される。
- ② ただし、旧地すべり変動に伴う弱線帯が連続する場合には安全率が $\approx 1$ 程度に低下し、不安定状態に至る。

	安全率
切土直後 (ピーク強度)	1.782～1.602
長期経過後 (残留強度)	1.237～1.161
弱線帯を有する (残留強度)	1.048～1.098

- ③ また切土後長期間経過すると地山の強度低下が生じ、安全率はかなり低下する。

こうした状況を勘案すると、切土工は地山の変動状況をその都度把握し対応策が立案できる、いわゆる動態観測を実施し、施工を進めるべきであると判断された。

そこで、詳細な観測体制のもとで切土施工を進めるために、孔内傾斜計、パイプ歪計、水管式傾斜計、伸縮計を設置した。

#### 5. 観測結果

図－8 にパイプ歪計、孔内傾斜計による変動量と掘削量の関係を示す。各計測器の変動状況から斜面の安定度を評価する指標としては、次のことを標準とした。

- ・パイプ歪計、孔内傾斜計、地盤傾斜計については、「変動B」ランク内であれば掘削工事は継続する。
- ・変動状況が「変動B」と判別され、累積傾向が顕著となり「変動A」ランクまでの進行が想定されるようであれば、工事を一旦中止し対策工を施工する。(地すべりブロックが比較的大きく、もし活動した場合は抑止が困難となるため)

6月末の掘削量は図－5に示すように切土高約15～18m程度であり(掘削量5,000m<sup>3</sup>)、変動ランクは「変動C」と判別された。ここで、これからの掘削が梅雨期間中となり、また地下水位が比較的高いため基本的誘因を排除する地下水位低下工法(集水井、野外排水工)を計画し施工した。

7月末の掘削量は10,000～15,000m<sup>3</sup>(切土高20m以上)に達し、また7月末～8月初めの大量の降雨も影響し、各計測結果とも「変動B」にランクされるに至った。図－6, 7に示すように掘削量と変動量はよい線形関係を示し、発生歪量は1,000～2,500 $\mu$ /月(50～125 $\mu$ /日)に達した。

次に、急激な安全率の低下を避けるため図－5に示すブロックをトレンチ状に掘削を進めたところ、150 $\mu$ /日以上(「変動A」下限値相当)に達し、累積したことから、こ

れ以上の掘削は困難と判断し、応急対策として押え盛土工を施工した。

表-3 変動ランク区分

ランク区分	変位量	歪変動値(M/月)	傾斜日変動量(秒)
A	1mm/日以上	5000以上	5以上
B	0.1~1.0	1000~5000	1~5
C	0.02~0.1	100~1000	1以下

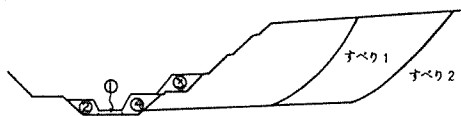


図-5 6月末掘削状況

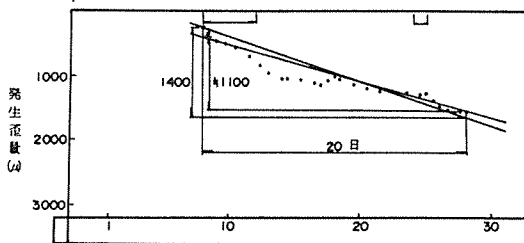


図-6 掘削量と発生歪量の関係

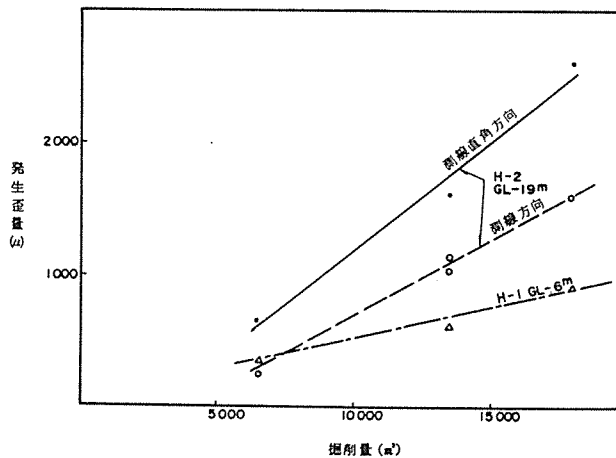


図-7 歪量の経時変化

表-4 動態観測による斜面の安定度基準

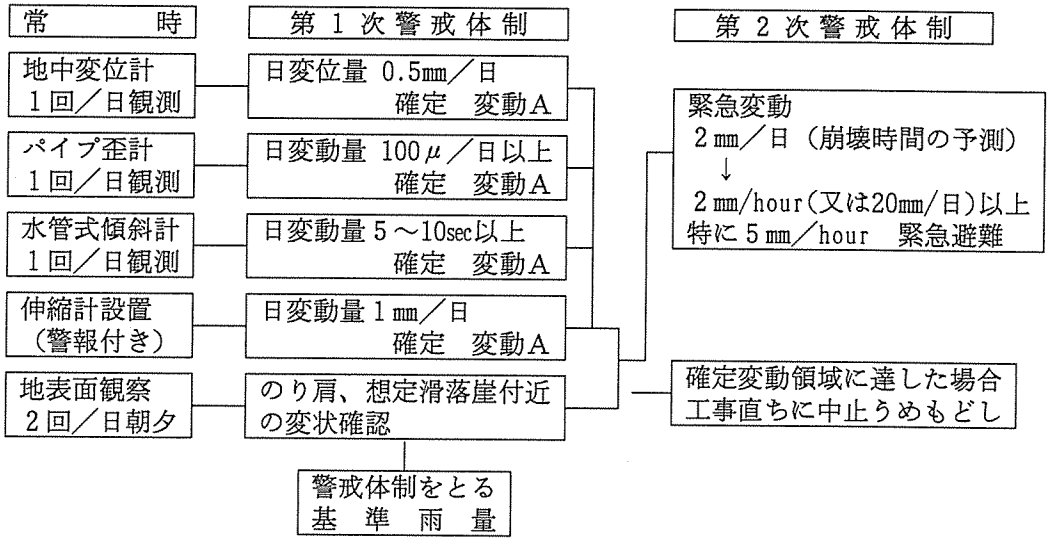


表-5 警戒体制をとる場合の基準雨量例

	前日までの連続雨量が 100mm以上あった場合	前日までの連続雨量が 40~100mmあった場合	前日までの降雨がない 場合
第1次警戒体制	当日の日雨量が50mmを こえたとき	当日の日雨量が80mmを こえたとき	当日の日雨量が100mm をこえたとき
第2次警戒体制	当日の日雨量が50mmを こえ、時雨量30mm程度 の強雨が降り始めたとき	当日の日雨量が80mmを こえ、時雨量30mm程度 の強雨が降り始めたとき	当日の日雨量が100mm をこえ、時雨量30mm程 度の強雨が降り始めた とき

ただし、降雪、融雪時ならびに地震、地すべりなど発生時は別途考慮するものとする。

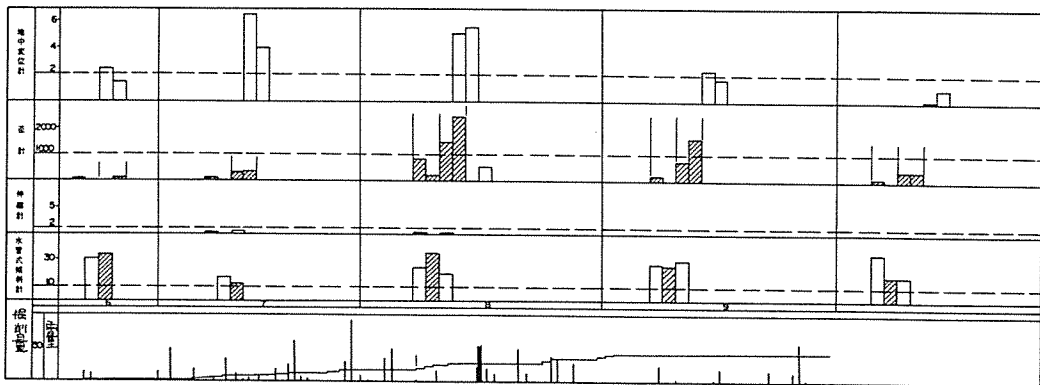


図-8 掘削量と変動量の関係

ここで参考までに発生歪量により崩壊時間を求めたところ200~300日程度に求まった。  
恒久対策工としては、図-10の比較検討から第2案の二段アンカー工が採用された。

表-6 歪速度と破壊時間について

孔 No.	歪発生量	歪速度 $\epsilon$ ( $\times 10^{-4}/\text{min}$ )	破壊時間
H-2	550 $\mu$ / 20日	1.91	379日
H-2	700 $\mu$ / 20日	2.43	304日
H-2	725 $\mu$ / 20日	2.50	296日
H-2	972 $\mu$ / 20日	3.39	224日

224~379日の間に破壊する。

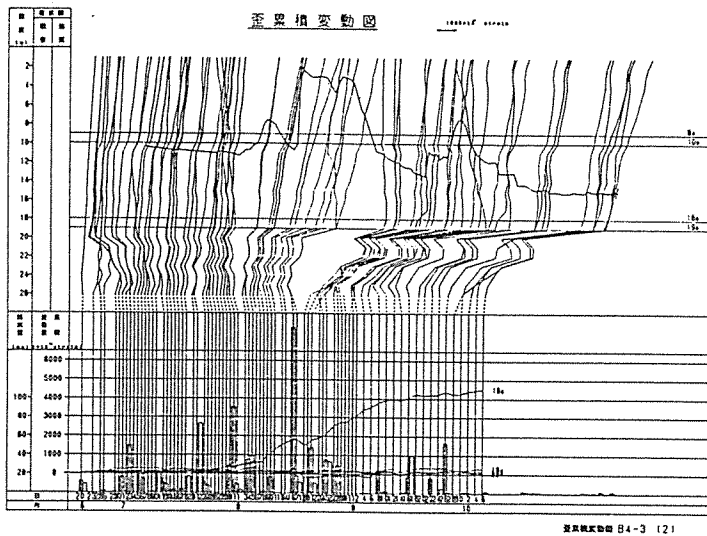


図-9 歪計変動図

計画案 項目	1案 排土工	2案 アンカー二段設置	3案 アンカー+鋼管抑止工
形状寸法			
対策工の 考え方	・地すべり土塊の排土により推力を低減させて地山の安定を図る。	・地すべりブロックの末端部を、上下2段のアースアンカー工にて抑止する工法	・地すべりブロックの末端部を、上段は抑止杭、下段はアースアンカー工にて抑止する工法
問題点	・大規模排土になるため、作業上による振動、土塊移動等の影響で、一時的にすべりを促進する場合があります。作業時の安全管理を必要とする。 ・土捨場候補地が遠く、運搬路が狭い。さらに土捨場旧のものに問題がある。(たばこ畑である) ・用地は4名の共有地である。 ・冬期施工が困難で契約工期内の施工は不可である。 ・母段のり面の散去	・上段部アンカー延長(1本当り)は、基礎が平坦なために長い施工となる。 ・上段部の切土時に安全率が低下するため押え盛土が必要になる。 ・上記の理由により、上段施工後でなければ下段の施工ができない。	・上段部の切土時に安全率が低下するため、押え盛土が必要になる。 ・材料手配に時間を要し(2カ月)、工費が最も高い。 ・抑止杭は冬期施工が難しい。(現場溶接等) ・冬期施工を実施すれば契約工期内の施工は可能だが、それ以下の日数では不可である。
評価	△	◎	○

図-10 対策工比較検討

## 6. あとがき

切土前に残留強度により安定性を評価した結果、弱線帯を考慮した場合  $F_s = 1.0$  となった。この結果を勘案して切土施工を動態観測の下で行なった結果、計画切土高 ( $H = 28\text{m}$ ) にほぼ達する時点で、計測機器が急速に変動したため、これ以上の掘削は困難と判断し対策工を施工した。このことは、切土前の  $F_s$  値をほぼ反映した結果であり、切取り前の安定性の評価方法として残留強度を用いる手法が一つの方法であることを示した結果とも考えられる。

しかしながら、残留強度またはこれに代わる強度定数をいかに求めて、地質構造的要因とあいあわせて、安定解析を行ない、斜面の安定度を評価するかについては難しい問題が残されている。この点については今後、安定計算の逆解析、土質試験法と土質定数との関係の観点から究明していきたいと考えている。

### 参考文献

- 1) 日本道路協会：のり面工と斜面安定工指針，1972
- 2) 奥園誠之：切取り斜面の設計から維持管理まで，鹿島出版会1983
- 3) 日本道路公団：設計要領第1集，1983
- 4) 斉藤迪孝：斜面崩壊発生時期の予知に関する研究 鉄研報告，No.706，1970

㈱ダイヤコンサルタント

