

# クリープ性地すべり斜面の安全率と地表の移動速度 (文献レビューとそれによる帰結)

菅原 紀明

## Variation of surface displacement rate with factor of safety for creep-type landslides (As a consequence from reviewing literatures)

Noriaki Sugawara

### Abstract

Stability of landslide is commonly estimated from a factor of safety calculated by a limit equilibrium method. In practice of slope design, firstly a factor of safety at present condition of a given slope is determined based on circumstance of slope movement and ground classification of the slope, and then strength parameters are evaluated using a limit equilibrium method; so called "back analysis" is generalized presently in Japan. Although a limit equilibrium method does not essentially involve such elements as deformation characteristics and time-depent parameters, qualitative estimation on slope movement delicately may connect a factor of safety with slope movement so far.

The author collected many papers presented from various countries to show both a factor of safety and landslide displacement rate in field, and directly plotted them in a semi-log graph. It can be seen from this figure that the points of displacement rate and factor of safety are distributed on linear band with about one order range of the rate, and 0.1 change in factor of safety approximates to an order of magnitude of change in displacement rate. From this result, the author suggests in designing control works of landsliding slope that assessment of factor of safety should be based on rate of displacement obtained from results of field observation, otherwise, when one finds abnormal displacement in a slope, a factor of safety is simply assumed as unity, and then, in design of control works for the slope, required increment of factor of safety is judged to reduce the rate of displacement to reasonable rate.

**Keywords:** landslide, limit equilibrium analyses, factor of safety, rate of displacement, control works of landsliding slope

### (要 旨)

地すべり発生斜面の安定度は、通常、極限平衡法を用いて算定された安全率によって評価される。実際の斜面設計においては、まず初めに、斜面変動の程度と構成地盤の種類などによって地すべり斜面の現況安全率を経験的に定める。その安全率を基にして、極限平衡式を用いて地盤の強度パラメータを決定すると言う、いわゆる逆算法が普遍化している現状にある。極限平衡式には本質的に地盤の変形、および時間的要素を含まないものであるにもかかわらず、変動の停止または滑動中の判別を基にして斜面の安全率を評定する方法が採用されているが、その根拠も明確であるとは言いがたい。

著者は、実際の地すべり地で計算安全率と移動観測結果を報告した国内および海外の既往報文を収集し、計算安全率と移動速度の関係を図上に直接プロットした。その図から、計算安全率と移動速度は片対数グラフ上で1オーダー幅の移動速度の帯状の直線に重なり、安全率が10%増加すると、移動速度が1/10、20%増加すると1/100となることを確認した。この成果より、著者は地すべり安定対策を目的とした抑制工の設計において、現況の移動速度を基準にして安全率を定めること、または、異常な斜面変状を発見した時に現況安全率を一律に1.0と設定し、どの程度の移動速度に低減すべきかを目安にして必要安全率の増分を決定することを提案した。

キーワード：地すべり、極限平衡式、安全率、移動速度、抑制工

1. まえがき

齋藤(1992)<sup>1)</sup>が「地すべりは動きであり、動かない地すべりは取り扱いようがない」と述べているように、斜面の動きを確認して初めて地すべり対策設計が開始される。地すべり対策設計は慣用的に極限平衡式を用いて算定した安全率を基に実行される。この慣用的手法では、地すべり変動の程度と斜面構成地盤の種類を勘案して、まず現況の安全率を決定し、すべり面の強度パラメータを査定する。次いで、斜面の長期安定を確保できる計画安全率を決定して、それを満足するための対策を検討する。

現況安全率は経験的な蓄積を基に斜面の大まかな現況から査定され、野外の実測変動量は無視して決定されてきた。

著者は、より定量的な斜面移動量を基にして現況の斜面安全率を決定すべきであると考え、実際の地すべり斜面において報告された国内および海外の文献より、斜面の移動速度と安全率の関係がどのような実情にあるかを調査した。この成果から、地すべり斜面設計において、より実務的な斜面の安全率をどのように決定すべきかを考察した。

2. 極限平衡式の安全率とその役割

2.1 安全率の定義と役割

通常、斜面の安定性はすべり面に沿ってすべらせようとする力とそれに抵抗する力の比率あるいは、そのモーメントの比率である安全率によって評価される。

すべりに対する安全率  $F_S$  は、力に関しては

$$F_S = \frac{T_R}{T_S} \tag{1}$$

モーメントに関しては

$$F_S = \frac{M_R}{M_S} \tag{2}$$

の形で与えられる。ここに、 $T_R$  : せん断抵抗力、 $T_S$  : 滑動力、 $M_R$  : 抵抗モーメント、 $M_S$  : すべりのモーメントである。

安全率  $F_S$  は、仮定したすべり面によって値が異なるので、一般的にはその中で最小の安全率をその斜面の安全率と呼んでいる。通常、地すべり斜面においては任意のすべり面を仮定するというよりは、調査および観測結果によってあらかじめすべり面を確定し、そのすべり面

に関して安全率を求めている。

その値が1より大きい小さいかによって安定・不安定を判断する。

工学的設計においては幾つかの理由によって、以下に述べるようなガイドラインに沿って、1を超えた安全率を採用し、安全に余裕を持たせている。

その理由とは (Janbu, 1973)<sup>2)</sup> :

- ①究極の破壊を防ぐ
- ②耐えられない変形を避ける
- ③すべり面の形状と強度パラメータを決定する際、および採用する安定計算法を使用する際に含まれる不確かさを補う

があげられる。

通常、斜面の安定度合いを表す指標として、安全率  $F_S$  の目安を次のように与える(福岡および谷口, 1973)<sup>3)</sup> :

- $F_S < 1.0$  .....不安定、すべり発生
- $F_S = 1.0 \sim 1.2$  .....安定であるが不確実
- $F_S = 1.3 \sim 1.4$  .....切り取り、盛土において安定、ダムにおいて不確実
- $F_S \geq 1.5$  .....ダムにおいても安定

2.2 地すべり分野における現況の安全率の評定

斜面安定工法の設計では、まず現況の安全率をどのように設定するかが問題となる。

対象斜面が、安定を保っているとすれば、安全率は1.0以上であるが、それが1.1なのか1.5なのか分からない。逆に活動中あるいは崩壊後の場合には、安全率を決めるのが難しい。その場合は通常安全率を1.0として逆算することが多い。しかしながら、現況の地すべり斜面の安全率は次のように評価されている。

山田他(1982)<sup>4)</sup>は現況斜面の安全率について次のように述べている。

「通常の地すべりにおいて、伸縮計では明瞭でないが、地表面傾斜計では傾斜変動の累積傾向が見られるような斜面では  $F_S = 0.95$ 、また、伸縮計で1 mm/日以上伸び縮みが見られるような斜面では  $F_S = 0.90$  とすることがあるが、急激にすべりを生ずる場合には、 $F_S = 0.80$  程度にしなければならない」。この提案は、移動速度が速ければそれだけ安全率が低くなることを示唆しているが、移動速度の増加に対する安全率低減量が曖昧な経験的判断となっている。

一方、道路公団設計要領<sup>5)</sup>では地すべりの変動状況、地すべりタイプを基にした地すべり区分に応じて表-1に示す安全率を推定することを推奨している。

表-1 地すべり区分に応じた安全率<sup>5)</sup>

Table 1 Factor of safety at present based on movement situation and landslide type.

運動 \ 分類	岩盤地すべり	風化岩地すべり	崩積土地すべり	粘質土地すべり
運動停止中	1.10	1.05~1.10	1.03~1.05	1.0~1.03
滑動中	0.99	0.95~0.99	0.93~0.95	0.9~0.93

このような諸々の安全率は長年の施工実績から割り出された多分に経験的な数値であるがその根拠に乏しい。

一方、地すべり対策工を検討する場合、興味深い提言として、藤田(1978)<sup>6)</sup>はこれまでの道路土工における切土・盛土が原因となった地すべりの安定解析から知られた幾つかの経験的な例から以下の注目すべき提言を行っている。

「土工施工前の原地形での安全率を1.00と仮定して、斜面下部の切り取りや上部での盛土による斜面安定の変化が5%を越える、すなわち安全率が0.95以下となると地すべりの発生を見ていることが多い。また逆に地すべりが発生して応急的な地すべり対策を施工した時には、対策施工前の斜面地形での安全率を1.00として、斜面脚部での押さえ盛土や頭部排土による安全率の増加がほぼ5%となった時には、移動量が急激に減少することが知られた。

このことは………地すべり防止対策計画としては安全率にして、1.05を最低限の目標とした数量の防止工事を実施すれば一応の安定を得ることが出来るとしてよいことになる。

しかし、安全率の5%上昇ではまだ地すべりが完全に停まったとはいえず、斜面条件の変化で容易に移動が再

発したり、若干の変位が生ずる可能性のある安全率にすぎない。地すべりの状況、地域への影響の重要性を考えると、さらに目標を高めて安全率は1.10なり1.15にしなければならない。」

この藤田の提言は、安全率の一つの目安に過ぎなく、地すべりの設計に際しては、安全率の割増比率が重要であることを強調していると言えよう。

### 3. 斜面の安全率と移動速度に関する既往報文の概観

そこで、安全率の割増比率が定量的にどのような意味を持つのであろうか？地すべり斜面の安全率の時間的経過および各時点の移動速度の観測結果を報告した既往の報文を以下にレビューしてみよう。

#### 3.1 野外計測データと計算安全率

##### (1) Kimola 運河掘削斜面

(Kenny and Uddin, 1974)<sup>7)</sup>

フィンランドのKimola運河掘削工事において、正規圧密～弱過圧密粘土斜面の掘削完了直後から斜面崩壊時

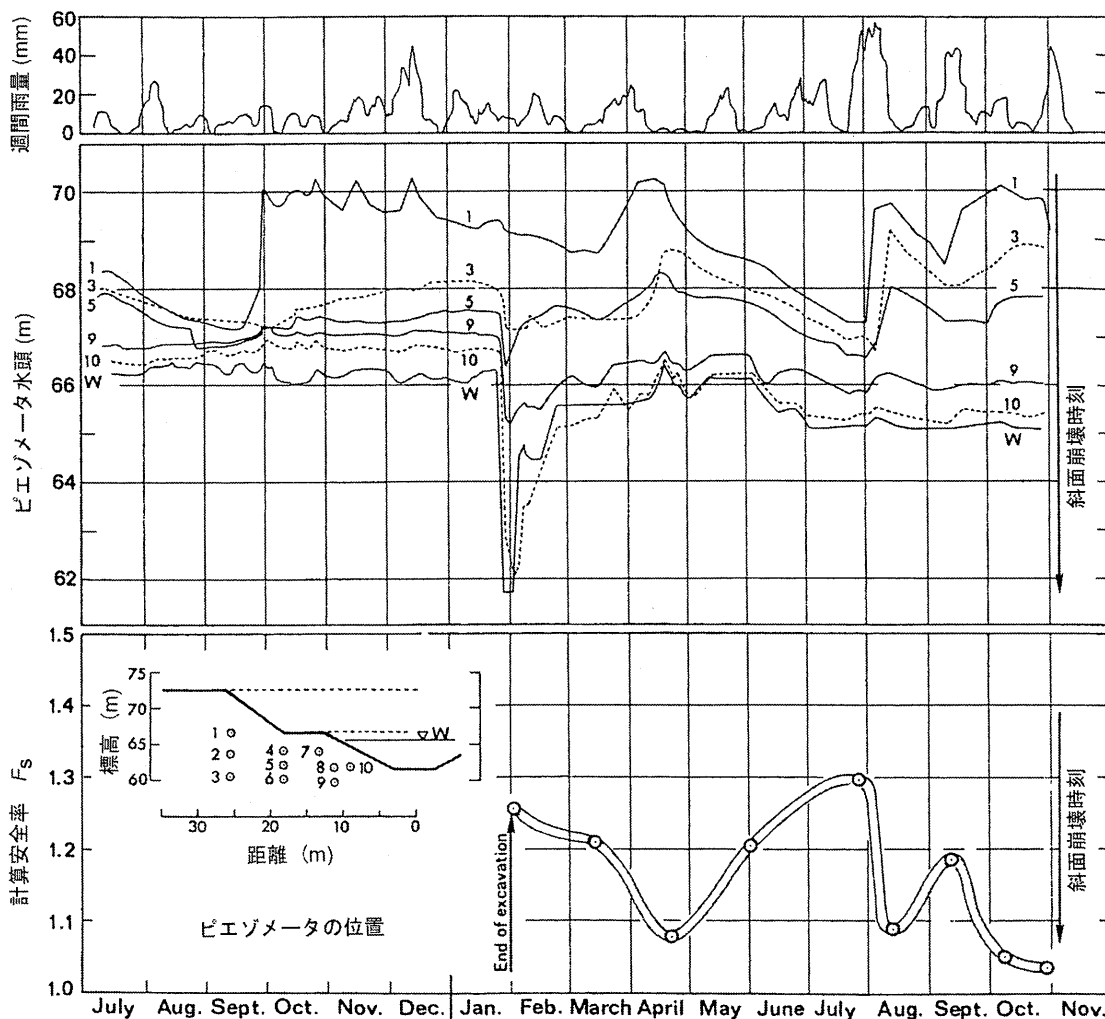


図-1 Kimola 運河掘削斜面の間隙圧と安全率の経時変化<sup>7)</sup>

Fig.1 Change of pore pressure and factors of safety with time in excavated slope along the Kimola Canal.

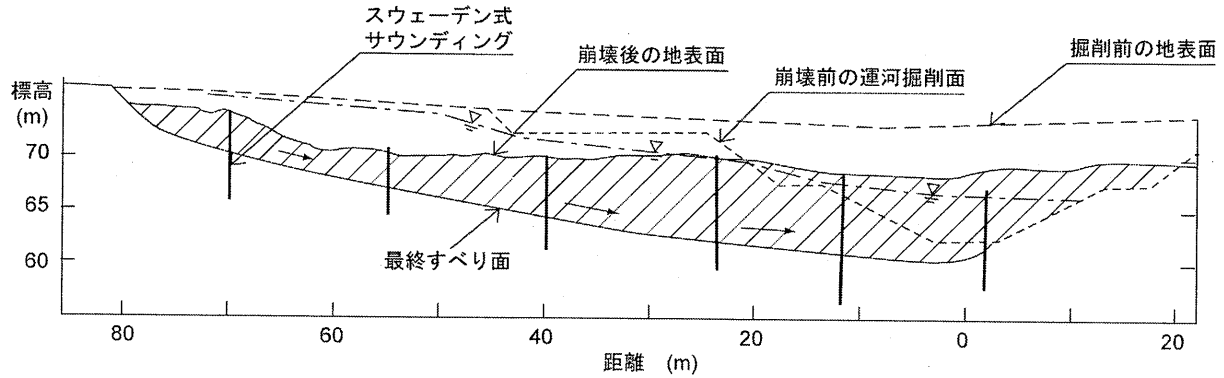


図-2 Kimola 運河掘削斜面の崩壊後の断面  
Fig.2 Cross section from failure area after slide in Kimola Canal

点までの安全率の経過が報告されている。

室内試験より有効応力強度パラメータを設定し、ピエゾメータによる斜面の間隙圧の実測値を基に Bishop の簡便式<sup>8)</sup>により斜面の安全率を算定した。その安全率と間隙圧の経過を図-1 に示す。

同図の間隙圧は多数のピエゾメータの水圧を水頭レベルで表現している。掘削完了直後に土被り圧の解放により間隙圧が急速に低下し、その後徐々に間隙圧が上昇した。その後、運河の水位と降雨の影響が重なって間隙圧が更に増加した。このような斜面内部の間隙圧の変化に対応して斜面の計算安全率は上下して、遂には、斜面が崩壊した (図-2)。

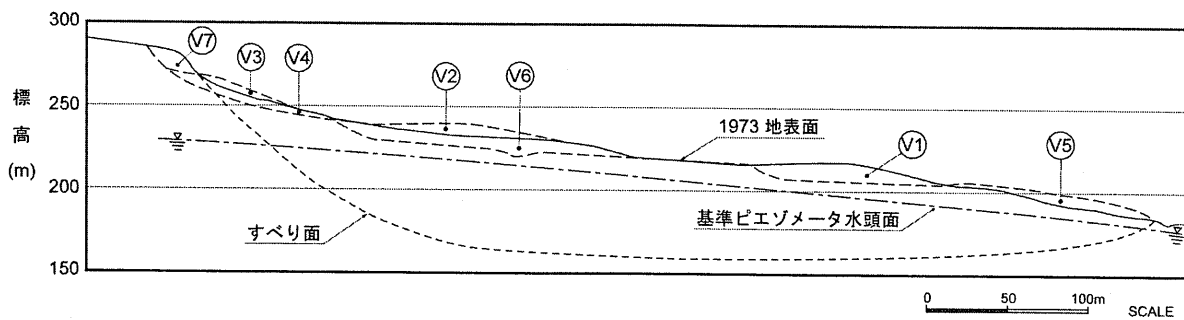
崩壊時の計算安全率は  $F_s = 1.03$  であった。室内試験で得た強度パラメータを採用し、適切な間隙圧測定結果に基づいて計算された掘削斜面の崩壊時の計算安全率が  $F_s = 1.03$  であったことが確認されたことは、地盤工学にとって貴重な資料となっている<sup>9)</sup>。残念ながら、各安全率に対する斜面変動量に関しては報告されていない。

(2) St. Barbara 石炭露天掘り斜面

(Delia et al. 1980)<sup>10)</sup>

鉱山の露天掘り斜面は経済的な理由から、極限平衡ぎりぎりの安全率で採掘される。そのために採掘中に大規模な地すべりが発生することがある。イタリアの St Barbara 鉱山の地すべりは図-3 に示す断面形状で、 $7 \times 10^6 \text{m}^3$  の体積の移動を伴う大規模な地すべりであった。

我慢できる程度の移動速度とするために、地すべりの変動状況に応じてポンプ揚水、頭部排土および押さえ盛土で適時対応した。地すべりの変動状況を地中傾斜計測定と測定杭の一般測量でモニターし、地盤の間隙圧を多数のピエゾメータでモニターした。現況安全率を1.05と仮定し Janbu の厳密解を用いて得た逆算強度と室内試験で得た強度パラメータとを勘案して、 $c' = 0$ 、 $\phi' = 11^\circ$  と設定し、各採掘時点の斜面の安全率を算定した。斜面変動の状況に応じた各種の抑制法を適用し、それぞれの移動速度と安全率の経時変化は図-4 に示す



ヶ所	施工	施工時期	ヶ所	施工	施工期間	ヶ所	施工	施工時期
V1	排土	1974年	V3	押え盛土	1977年9月~11月	V6	排土	1977年12月~1978年4月
V2	押え盛土	1974年	V4	排土	1975年~1978年			
V2	排土	1977年1月~4月	V5	押え盛土	1975年~1978年			

図-3 St Barbara 鉱山の抑制工による対応断面の経過  
Fig.3 Sections showing process of control work in St Barbara landslide

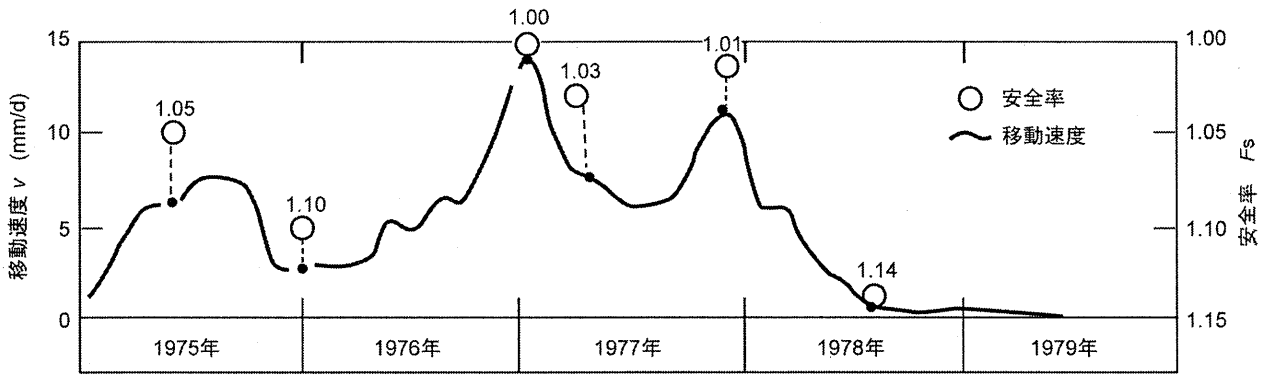


図-4 St Barbara 地すべりの移動速度  $V$  と安全率  $F_s$  の経年変移

Fig. 4 Change of displacement rate and factors of safety with time in St.Barbara landslide

とおりであった。

(3) Selborne切土斜面の野外実験

(Cooper, M.R. et al., 1996, 1998)<sup>11) 12)</sup>

英国の南端にあるSelborneにおいて、当地の代表的な粘土であるGault Clay（硬い過圧密粘土）を9mの深さ、勾配26.6°（1:2）で掘削した斜面を造り、注入井戸で斜面の間隙圧を上昇させて崩壊を誘導する現場実験を実施した。

研究対象斜面の幅を25mとし、その両側面を幅60cm、予測されるすべり破壊深度までのトレンチカットを行い、その溝全面に2重のPVCシートを埋めて、斜面挙動の側面効果を最小にした。すなわち、2次元の斜面挙動を把握できるように考慮した。注入井戸は4側線に配置し、各側線に5本の井戸を、合計20本を設けた(図-5)。斜面の変動計測は、観測杭に加えて、地表伸縮計(8側線)、挿入型地中傾斜計ガイドケーシング(12孔)および設置型地中傾斜計(2本)、および、空気圧式および振動弦式ピエゾメータ(62個)を配置した。

斜面掘削完了から400日後に注水を開始し、その後の196日に斜面が崩壊した。注水開始日を基準日（ゼロ日）と設定し、斜面崩壊近傍の日までの地中傾斜計で得たすべり面部分の変位-時間経過は図-6に示したような結果であった。これより、実験斜面造成時から既に地すべりが始まり、法尻部分で大きく、斜面頂点で小さいいわゆる進行性すべりが発生していることが明らかとなった。

各時点の斜面の安全率は、現状の室内試験で得たピーク強度の有効応力パラメータを適用し、実測間隙圧を入力してJunbuの厳密解により求めている。

崩壊までの斜面の計算安全率は、基準日よりの経過日数2日、170日および184日の環境下で報告されている。

①2日目：注水作業開始時の、見かけ上斜面が安定である状態を表している。結果的にすべり面を形成した位置に、少なくとも3孔の地中傾斜計ガイドケーシングが明確な変位を記録した。恐らく、法尻のすべり面では残留強度状態にあったと思われる。全体の斜面としては安定であり、その時の安全率は  $F_s = 1.26$  であった。

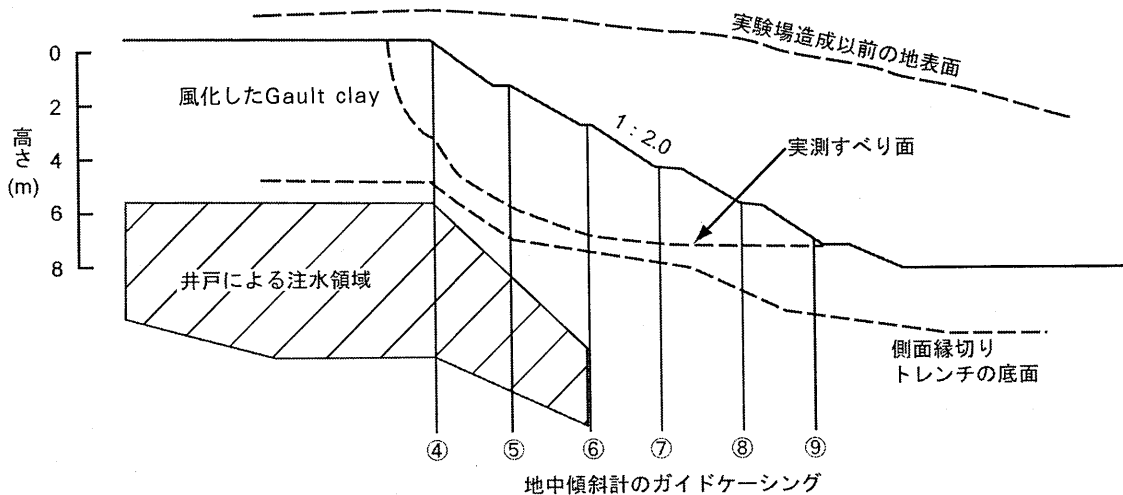


図-5 Selborne切土の断面と地中傾斜計ガイドケーシング配置（投影）

Fig. 5 Section of cutting slope and inclinometer positions in the selborne cutting slope

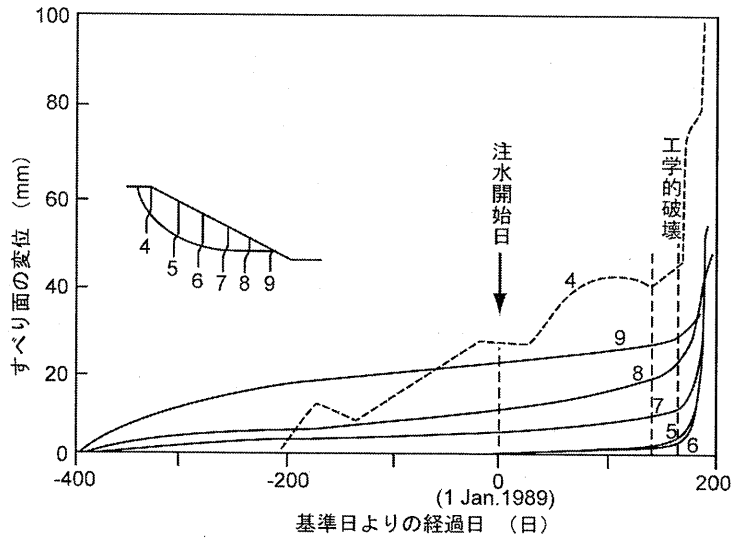


図-6 地中傾斜計によるすべり面部分の変位と時間的経過 (注水開始日をゼロ日と表して表現)  
Fig.6 Element displacement at critical sliding part with time

②170日目：すべり面に沿ってすべての地中傾斜計が微小ながら一定の速度で変位している。その時点の安全率は  $F_s = 1.06$  であり、安定が極限状態にあると言える。

③184日目：全ての地中傾斜計と伸縮計の記録が加速変位を示すいわゆる“工学的破壊”の状態となり、その時の計算安全率は  $F_s = 1.00$  であった。この段階での伸縮計の移動速度は  $0.6\text{mm/h} (=14.4\text{mm/d})$  であったと報告されている。

その後、196日目には斜面頭部に滑落崖が形成され、相対的な移動速度は  $96\text{mm/d}$  となった。最終的には計測機器が破損した当日には  $1392\text{mm/d}$  の移動速度が観測された。これらの大きな移動速度に対応する安全率は報告されていない。

斜面掘削と斜面背面の間隙圧上昇に伴って、法尻から法肩に向かってすべり面が拡大する現象、いわゆる進行

性破壊地すべりが確認され、そして、その後にすべり面全体の変位が加速を始めるいわゆる“地すべりの工学的破壊状態”が確認された。その時点の安全率が  $F_s = 1.0$  であったことが確かめられたことは重要な結論であると言える。

(4) Salledes地すべりの盛土载荷試験

(Pouget et al., 1985)<sup>13) 14)</sup>

フランス中央部にある Salledes において、古い地すべりの頭部に盛土载荷をして、地すべりの再活動を促し、地すべり変動と間隙圧比、安全率の経時的な挙動の研究がなされた。この载荷実験にあたって8本の地中傾斜計測定ガイドケーシング、109個所の測量杭、8台の地表伸縮計、13個所の水準測量点、2個の全土圧計および54点のピエゾメータが設置された。

試験盛土は2箇所設け、その一つのA盛土は斜面が崩壊するまで急速に盛りたて、既存の地すべり面に沿って

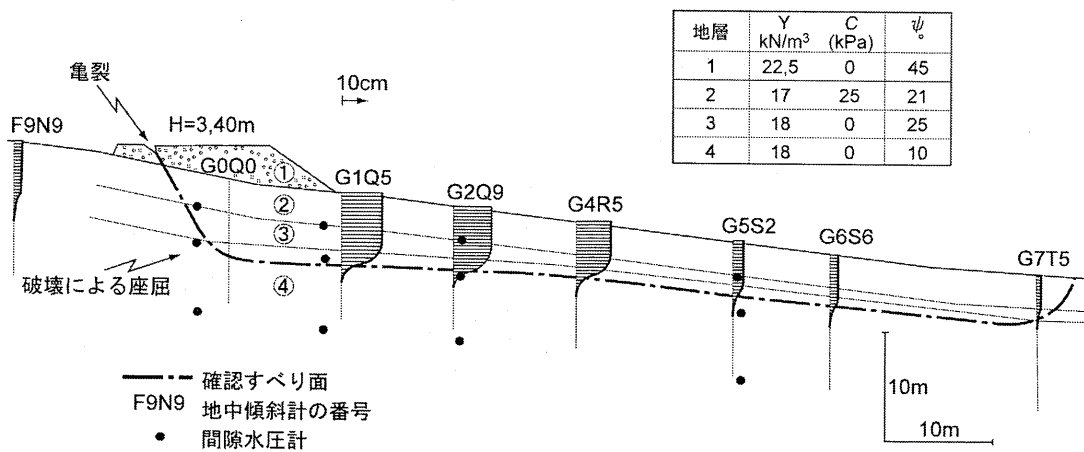


図-7 試験盛土B.の断面、間隙水圧計、地中傾斜計ケーシング配置 (1981年に測定された側方変位)  
Fig.7 Section of till on top landslide and location of instruments

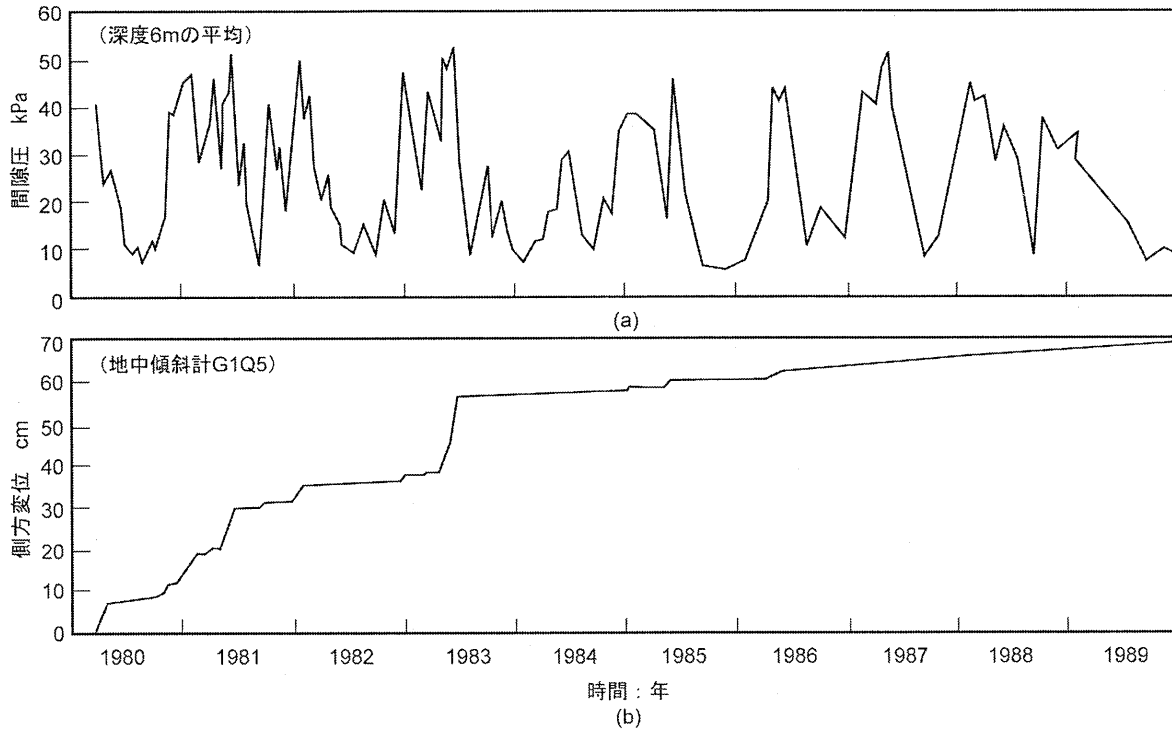


図-8 深度6mの平均間隙圧と盛土法尻下の側方変位

Fig. 8 Average pore pressure at 6m depth and displacement of landslide at top of fills.

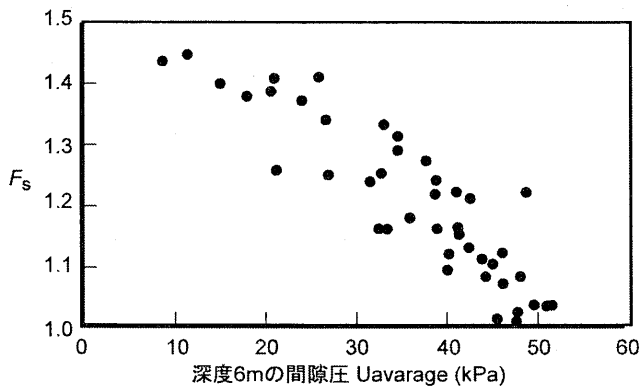


図-9 盛土下の平均間隙圧と安全率  $F_s$  の関係

Fig. 9 Average pore pressure and factors of safety.

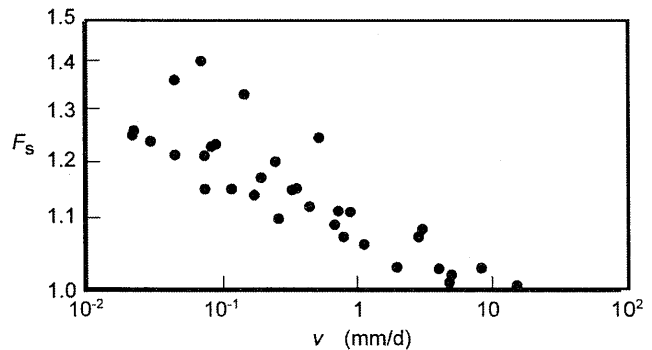


図-10 盛土法尻下の移動速度  $V$  と安全率  $F_s$  の経年変移

Fig. 10 Displacement rate at toe of fills and factors of safety.

発揮される強度は残留強度パラメータに対応することを確認した。B盛土は1980年に盛り立てられ、地すべり移動が降雨条件によって変化する高さで盛り立てを中断し、その後1991年までの11年間に亘り地すべり変動の長期的観測を継続した。

図-7はB盛土と地すべりの断面形状、観測計器配置および地中傾斜計測定結果を示した。盛土荷重によって地すべり変動は盛土法尻近傍で大きく、盛土から離れるにつれて移動量が小さかった。

図-8<sup>15)</sup>は1980年～1989年間で得られた、载荷盛土の下深度6m(すべり面深度近傍)にある3つのピエゾメータで計測された間隙圧の平均値と地中傾斜計GIQ5(地すべりブロック頭部にある)で実測された側方移動

量を示している。その平均間隙圧は、5.7kPa～51.5kPaまでと季節に対応して大きく変化している。

A盛土の地すべり破壊結果より逆算した既存すべり面のせん断抵抗角 $\phi' = 9^\circ$ を用いて、B盛土地すべりの安全率を算出した。図-9<sup>15)</sup>は深度6mの平均間隙圧と安全率の関係を示したが、両者の関係は必ずしも直線関係にあるとはいえない。その理由は地すべり面全体の平均間隙圧と盛土下6mの平均間隙圧の違いが反映されたためであろうと説明されている。

図-10<sup>15)</sup>は盛土法尻部分の地すべり側方移動速度と安全率の関係を示した。明らかに移動速度は計算安全率の減少とともに増加している。また同図は移動速度の対数は安全率と概略直線関係にあることを示している。

(5) Smreka鉄鉱床露天掘り鉱山

(E. Mandic, 1988)<sup>16)</sup>

チェコスロバキアにあるSmreka 鉱山は直径400mに及ぶ円形露天掘りであり、その中の試験掘り斜面に図-11に示す形状の地すべり（すべり土塊の体積1,500,000m<sup>3</sup>）が発生した。掘削斜面は三畳紀のマール堆積物で、複雑な褶曲構造をなし、亀裂がよく発達している。大規模な地すべりブロックの移動速度はブロックの位置によって多少異なるが、その代表的な累計移動量と時間の関係が図-12に示されている。

安定計算式は不明であるが、おそらく、円形すべり面を仮定したFellenius式を用いて算定していると思われる。また、強度パラメータについて詳しく報告されていないが、報文にはせん断抵抗角  $\phi = 22^\circ$  粘着力  $c = 20\text{kN/m}^2$ 、単位重量  $\gamma = 22\text{kN/m}^3$  と記されている。

ピエゾメータ測定値より算出したすべり面の平均間隙圧係数  $r_u$  と計算安全率  $F_S$  の関係および地表の移動速度  $v$  について下記のように要約している：

間隙圧係数	安全率	地表の移動速度
$r_u$	$F_S$	$v(\text{cm/d})$
0	1.15	~0
0.2	(1.09)	2
0.4	(1.04)	5
0.6以上	0.99	10以上

ここで、( ) は間隙圧係数と安全率とは直線比例することを根拠にして著者が加筆したものである。大きな地すべり移動をしているにもかかわらず、大き目の粘着力を採用していることから、計算安全率は比較的大きな値になると予想される。

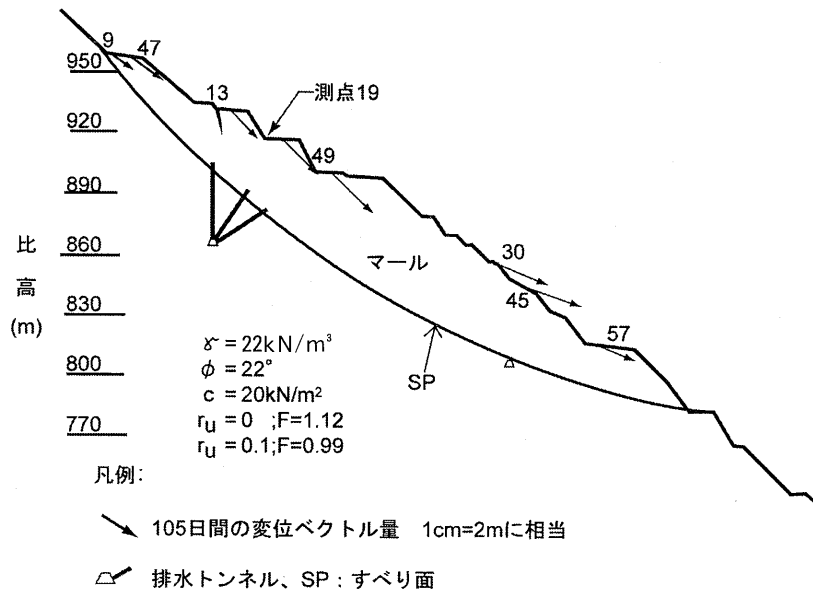


図-11 Smreka 鉱山の地すべり形状  
Fig. 11 Section of Smreka mining landslide.

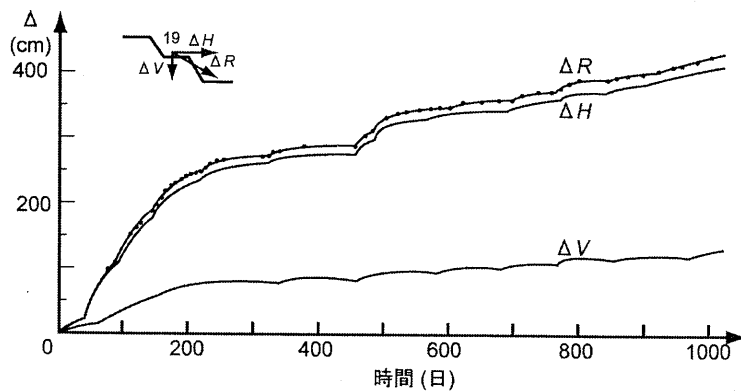


図-12 測点19の1020日間の累計変位と時間の関係  
Fig. 12 Cumulative total horizontal, vertical and resultant displacement with time at No.19 point during 1020 days.



(6) Jezerka露天掘り石炭採掘斜面

(Rozsypal, A. 1988)<sup>17)</sup>

問題の露天掘り斜面はチェコスロバキアにあり、石炭を産出する第三紀層泥岩の上面とそれを覆う岩屑堆積物の境界面で地すべりが発生した。その地すべりは体積約7,000,000m<sup>3</sup>、最大深さ70mの大きなものである(図-13)。

斜面のモニタリングは13孔の地中傾斜計、7孔の観測井、および多数の伸縮計・測量点を用いて実施された。

採掘の進行に伴う斜面形状の変化によって、安全率も変化し、移動量および移動速度が移動土塊の測定場所によって数倍のばらつきをもって分布するが、1983年から1987年間の地表面の移動量および移動速度を図-14に示

した。上述した期間の地すべり斜面全体の安全率の経時的变化を図-15に示すが、その計算条件および計算手法に関しては報告されていない。しかし、 $F_s = 1.1 \sim 1.5$ の比較的大きな安全率における移動速度のデータは貴重なデータであると言える。図-14および図-15を基に安全率と移動速度の関係を移動速度の単位をcm/dに換算して拾い出してみると、次の通りである。

安全率 $F_s$	移動速度 (v)(cm/d)
1.53	0.013~0.023
1.26	0.008~0.016
1.12	0.016~0.066
1.09	0.033~0.13

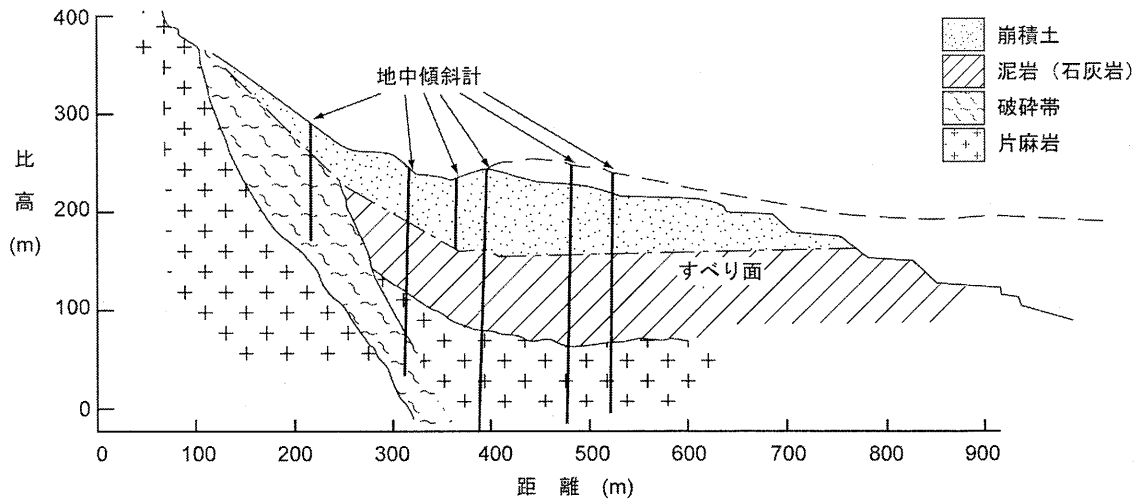


図-13 Jezerka 鉱山の地すべりとその地質断面

Fig.13 Section of landslide block and geology in Jezerka mining landslide.

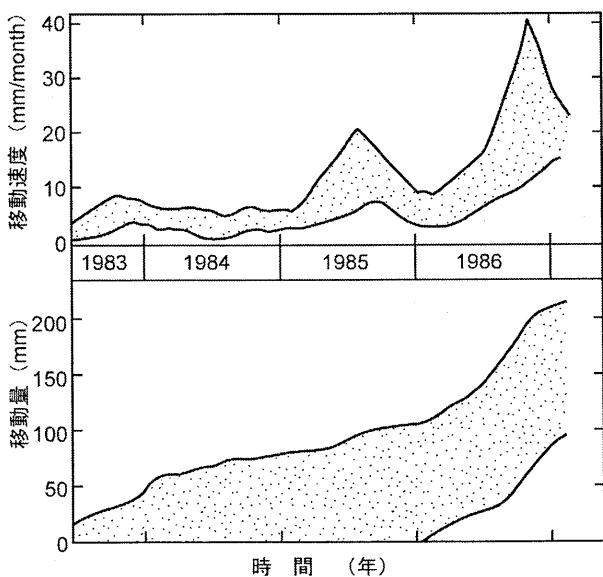


図-14 移動速度と累計移動量

Fig.14 Variation of displacements and their rates on the surface of slope with time.

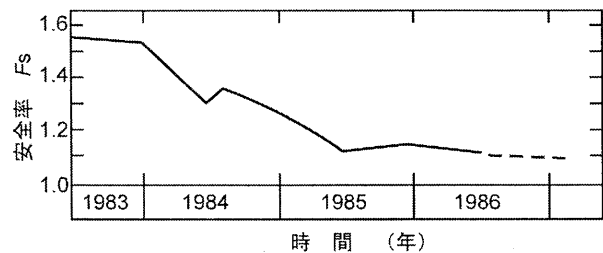


図-15 安全率の経時変化

Fig.15 Change of factors of safety with time.

(7) Peltonダム公園の地すべり

(Cornforth, 1991)<sup>18)</sup>

1975年に最大幅270m、長さ90m、深さ24mの(幅が広く、長さの短い特異な)地すべり(図-16)が発生し、30点の測量杭の観測によって得た移動速度は90mm/weekであった。

地すべり対策工事の進捗に伴って(図-17)、1988年の移動速度は0.5mm/weekと落ち着き、観測開始から13年間を経た累積移動量は5.2mに達した。そこで、1990年に移動土塊部分の掘削撤去をはじめたところ、予定の掘削断面に至らない時点で地すべりが再活動した。その時の移動速度は245mm/weekであった。

地すべり移動が落ち着いた1988年の斜面の安全率を  $F_S = 1.0$  と仮定し、5本のボーリング調査で確認したすべり面と地下水位観測孔より求めた地下水位を基に、double-wedge すべり面を仮定して求めた安定計算より、逆算法ですべり面の強度 ( $\phi_r = 7.0^\circ$ ) を求めた。地すべり幅が移動方向の長さより数倍大きいので、移動ブロックの単位幅で安全率を求める場合、側面の抵抗力を加味して安全率を計算する三次元式が合理的であるとして、二次元式と三次元式の両者の安全率を求めている。1975年~1990年の各時点の地形断面における安全率を二次元式および三次元式で計算して、表-2および図-18に示す移動速度と安全率の関係を報告している。

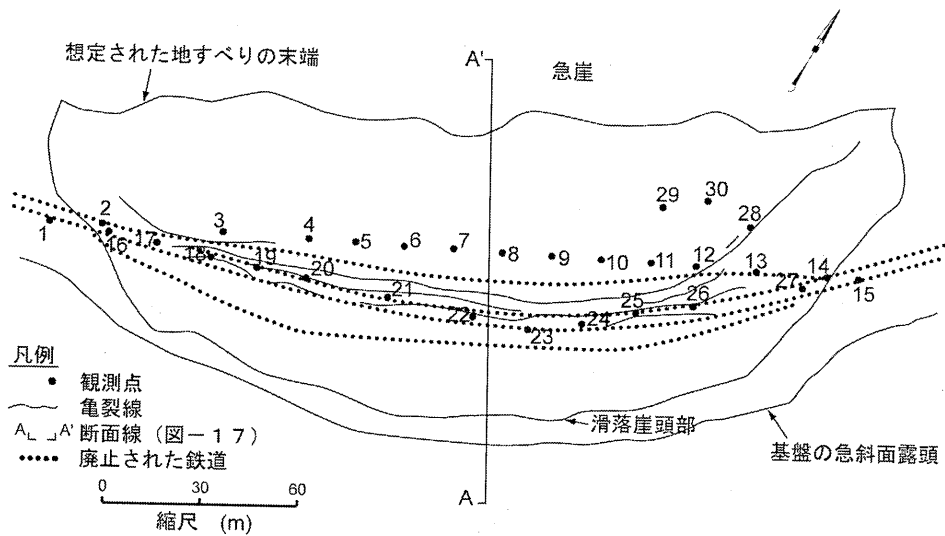


図-16 Peltonダム公園の地すべり平面図  
Fig.16 Plane of Pelton Dam Park Slide.

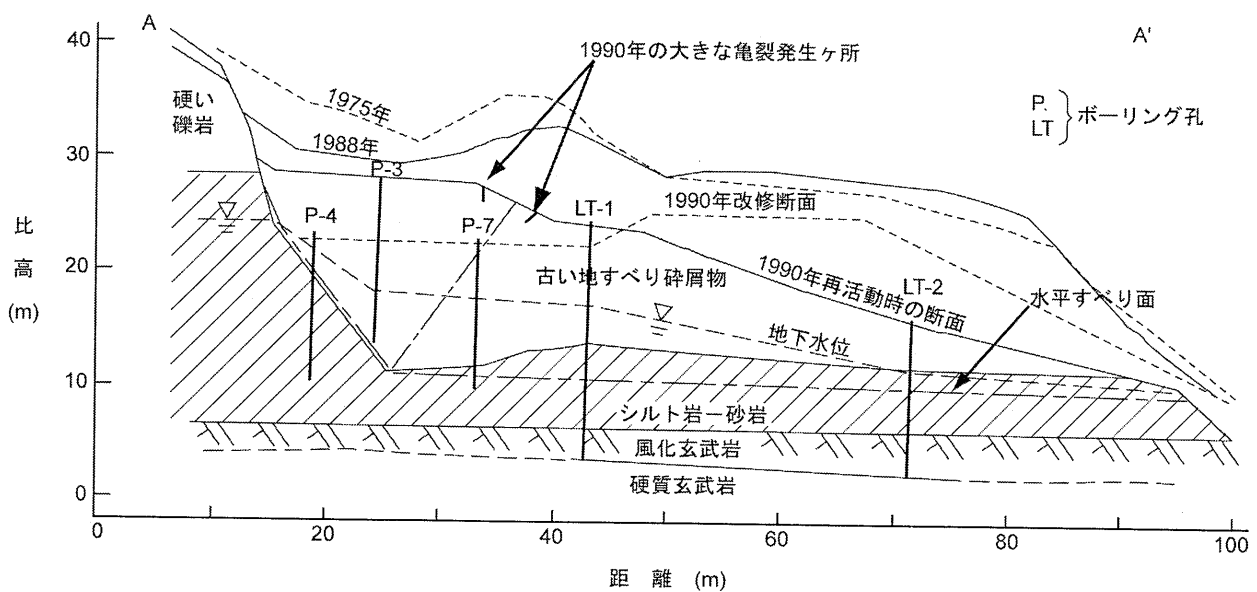


図-17 Peltonダム公園の地質と切り盛り経移  
Fig.17 Geological section and process of filling and excavation in Pelton dam park.

表-2 地すべりの状況と安定解析結果

Table 2 Situation of landslide movement and results of stability analysis

状 況	水平移動速度	安定解析	
		二次元	三次元
1975年最初の崩壊時	90mm/week	$F_s = 0.80$	$F_s = 0.76$
1975年12月：最終移動の50%の時	25mm/week	$F_s = 0.90$	(計算せず)
1988年自然の安定時	0.5mm/week	$F_s = 1.00$	$F_s = 1.00$
1990年再活動時	245mm/week	$F_s = 0.63$	$F_s = 0.73$

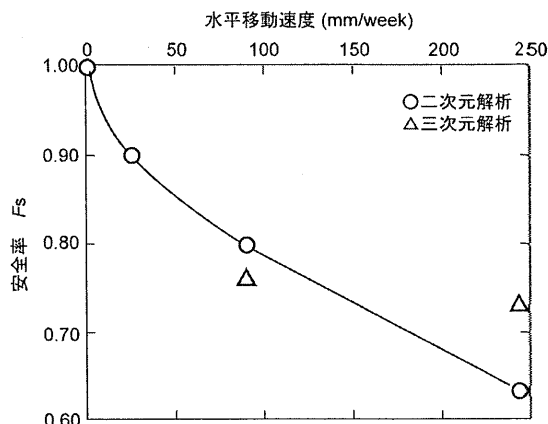


図-18 Pelton ダム公園地すべりの水平移動速度と安全率  
Fig.18 Horizontal displacement rates and factors of safety in Pelton Dam Park landslide.

(8) 東北自動車道八戸線の盛土道路完成直後の地すべり (藤野他 1989)<sup>19)</sup>

昭和61年8月5日、岩手県一戸町滝野地区の高速道路の盛土部において、道路完成直後、道路舗装面に馬蹄形状の亀裂が発見された(図-19)<sup>20)</sup>。木杭の測量による

とその時の移動速度は10mm/d 以上であり、その後の調査で盛土の基礎地盤の地すべりに起因することを確認した。急いで盛土部分の撤去(全排土量は27,200m<sup>3</sup>)およびディープウェルによる地下水位低下による応急対策を施し、8月20日によく移動が停止した。

排土量決定に当たっては、先ず、地すべり発生時の地形

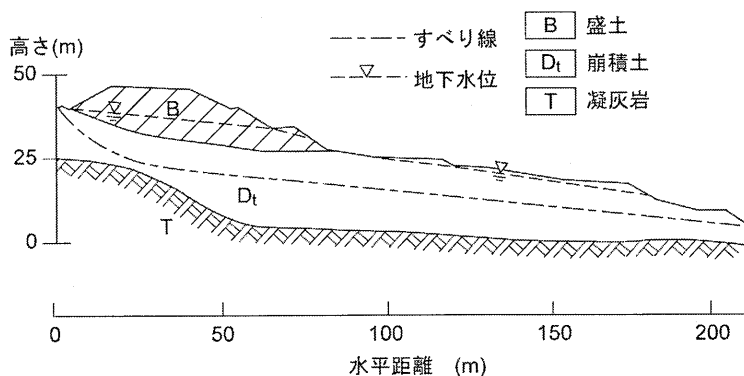


図-19 八戸線の地すべり発生時の盛土と地質断面

Fig.19 The embakment and geological section at initial landsliding stage on Hachinohe line of the high way.

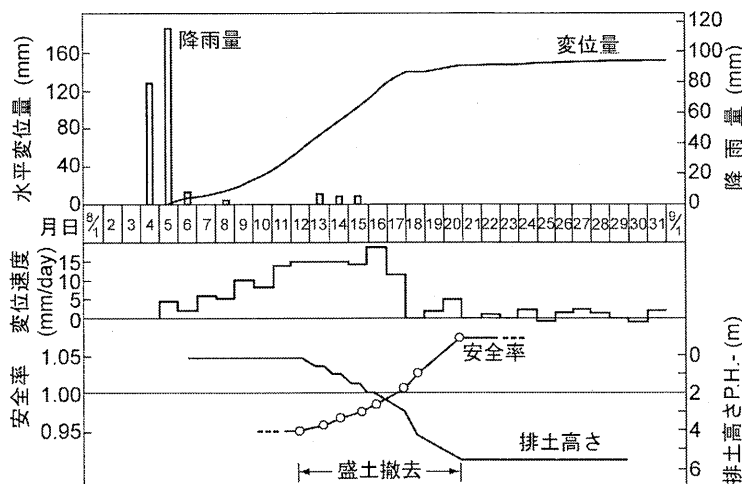


図-20 カルバートボックス水平変位量図

Fig.20 Horizontal displacement of the culvert-box during control work.

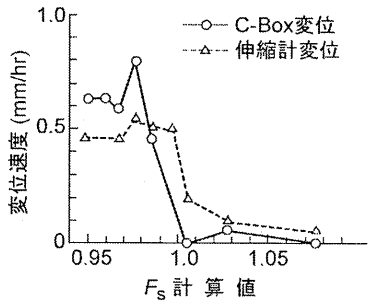


図-21 頭部排土過程における安全率と変位速度の関係  
Fig.21 Factors of safety and displacement rates during cutting work at head of slope.

表-3 図-21の読み取り値  
Table 3 Reading value from Fig.21

$F_s$	移動速度 (cm/d)	
	C-BOX	伸縮計
0.95	1.53	1.10
0.96	1.53	—
0.97	1.39	1.10
0.98	1.92	1.32
0.985	1.10	1.20
0.995	—	1.20
1.015	0	0.48
1.027	0.168	0.264
1.075	0	1.68

断面条件で安全率を0.95と仮定し、すべり面の平均強度 ( $c = 20\text{kN/m}^2$ ,  $\phi = 9.5^\circ$ ) を決定した。次にその強度パラメータを採用して、安全率の増加を10%程度増加させるための盛土切り取り断面を決定し、緊急対策工事と

しての排土量を決定した。この場での安全率計算は Fellenius 簡便式を採用している。地盤の間隙水圧は周辺のボーリング孔で確認された地下水位を基に決定されている。

以上の緊急対策工事中の排土高さ、安全率および移動量、移動速度を図-20に示した。この図の移動観測は地すべり頭部にあたるカルバートボックスの継ぎ目の開きを測定して得た水平変位である。

この水平変位速度および伸縮計で計測された移動速度と併記して、安全率と移動速度の関係を図-21に、その図より読み取った値を表-3に示す。亀裂発生当初仮定した安全率  $F_s = 0.95$  から  $F_s = 1.0$  までは、変位速度が  $0.5 \sim 0.6\text{mm/h}$  程度で変化が少ないが、 $F_s = 1.0$  を超えるとその速度が急速に低下している。

(9) 鹿児島県厚地地区の道路盛土の地すべり

(堀他, 1993)<sup>21)</sup>

道路盛土完成後、道路路面を巻き込んだ地すべりが発生し、頭部排土を主とした応急対策を実施した。地すべり面深度は15~20m、幅90mの規模であった(図-22)。応急対策過程の斜面の安全率は、繰り返し一面せん断試験結果で得たピーク強度をすべり発生前に、残留強度をすべり発生後に採用し、観測井の地下水位を基にほぼ一定の水位を設定して Fellenius の簡便式を用いて算定している。この斜面の急激な崩壊後の移動速度は10~15 cm/dと比較的早く、応急対策実施後に0.5~1 cm/dまで減少した。この間の安全率と移動速度の関係は図-23に示す通りであった。この安全率算定にあたっては、室内試験結果を基に強度パラメータを決定したとしている

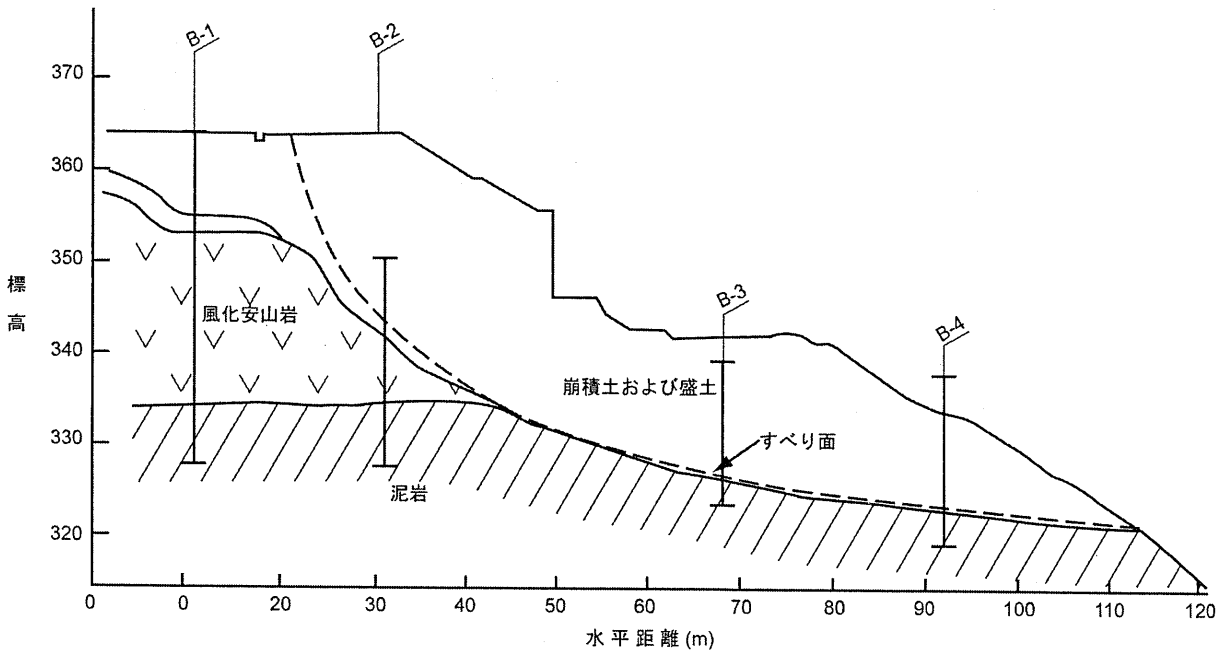


図-22 鹿児島県厚地地区の地すべり発生前の断面  
Fig.22 Cross section before landslide failure in Atuti area, Kagoshima.

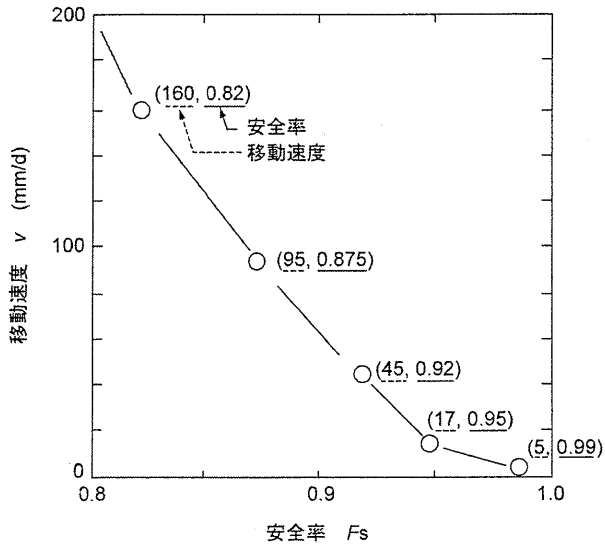


図-23 鹿児島県厚地地区地すべりの移動速度と安全率  
Fig.23 Displacement rates and factors of safety in Atuti Landslide, Kagoshima.

が、10mm/d以上の移動速度が継続する場合は、 $F_s = 0.9$ 程度を目安にしているように思われる。

### 3.2 既存報文の安全率と移動速度に関する吟味

上述した各地のデータは、地すべり発生の過程（初生すべり、再活動すべり）、対象地盤の違い、安全率を求めた条件（計算式、せん断強度の決定方法、間隙水圧測定方法）移動速度の測定条件（測定箇所、測定手法）斜面の変動規模と誘因（条件盛土載荷、掘削、注水加圧）など多様である。これらの諸条件を表-4に示した。

上記に紹介した、各地の移動速度と計算安全率の関係

を片対数グラフに一括プロットすると、図-24に示すとおりである。

#### (1) 斜面崩壊時の安全率と移動速度

安定斜面が実質的に崩壊するまで計測によって確認された斜面は、Kimola 運河掘削斜面および Selborne 切土斜面の2つであり、いずれも精緻な室内土質試験によるせん断強度パラメータを採用し、十分な数のピエゾメータを用いて各時点の間隙圧を求めて、安全率の算定をしている。それぞれの安全率は  $F_s = 1.03$  および  $1.00$  であり、ほぼ、常識的に納得できる値であると言えよう。この場合の后者の伸縮計で得た移動速度は  $1.4\text{cm/d}$  と報告されている。

上述の2つの斜面に匹敵する研究は Salledes の地すべり斜面の研究である。そこでの最大の移動速度は  $1.5\text{cm/d}$  を記録し、その時の計算安全率は  $F_s = 1.01$  と報告されている。

また、上述の3つの地すべり研究ほどに精緻に記載された報告でないが、St. Barbara 鉱山の地すべりでは安全率  $F_s = 1.0$  に対応する移動速度が  $v = 1.4\text{cm/d}$  と報告されている。

すなわち、精緻な室内土質試験強度パラメータおよび適切な間隙水圧測定による間隙圧を基にして得た計算安全率  $F_s = 1.0$  近傍の斜面の移動速度は  $v = 1.5\text{cm/d}$  であるといえる。

その他に注目すべきことは、初生すべりである Selborne の報告にあるように工学的な破壊の定義を「斜面全体に発達したすべり面の移動が加速を始める時点」としていることである。また、上述した4つの地す

表-4 地すべりの特徴と計算条件、測定条件の一覧表

Table 4 Summary of landslide characteristics and conditions of calculating their factor of safety.

場 所	対象地盤	規模/深さ	強度パラメータ	間隙圧測定法	移動測定法
	すべり過程		計算式		
Kimola 運河 (フィンランド)	第四紀粘土 (初生すべり)	-/12.5m	室内試験 Bishop 簡便式	ピエゾメータ	-
St.Barbara 鉱山 (イタリア)	第三紀湖沼堆積土 (初生すべり)	$7 \times 10^6 \text{ m}^3$ /60m	室内試験 Janbu 厳密解	ピエゾメータ	ICM. RP
Selborne 切土 (英国)	中生代粘土 (初生すべり)	-/6 m	室内試験 Janbu 厳密解	ピエゾメータ	ICM. RP. EX
Salledes 地すべり (フランス)	マール崩積土 (再活動すべり)	-/6 m	野外・室内試験 Janbu(?)	ピエゾメータ	ICM. RP. EX
Smreka 鉱山 (チェコスロバキア)	中生代マール (初生すべり)	$1.5 \times 10^6 \text{ m}^3$	-	-	測地測量
Jezerka 鉱山 (チェコスロバキア)	崖錐堆積物 (再活動すべり)	$7 \times 10^6 \text{ m}^3$ /70m	-	観測井	ICM. RP. EX. TILT
Pelton ダム公園 (米国)	古い地すべり (再活動)	$5 \times 10^5 \text{ m}^3$ /24m	逆算(室内試験) double wedge	観測井	RP.
東北道八戸線 (日本)	第三紀凝灰岩の地すべり (初生すべり)	-/25m	逆算(室内試験) Fellenius	ボーリング孔	EX. PIP
鹿児島県厚地地区 (日本)	第三紀泥岩・砂岩の崩積土 (初生すべり)	-/20m	逆算(室内試験) Fellenius	ボーリング孔	ICM.

ICM:地中傾斜計 RP:測量杭 EX:伸縮計 TILT:地表面傾斜計 PIP:パイプひずみ計

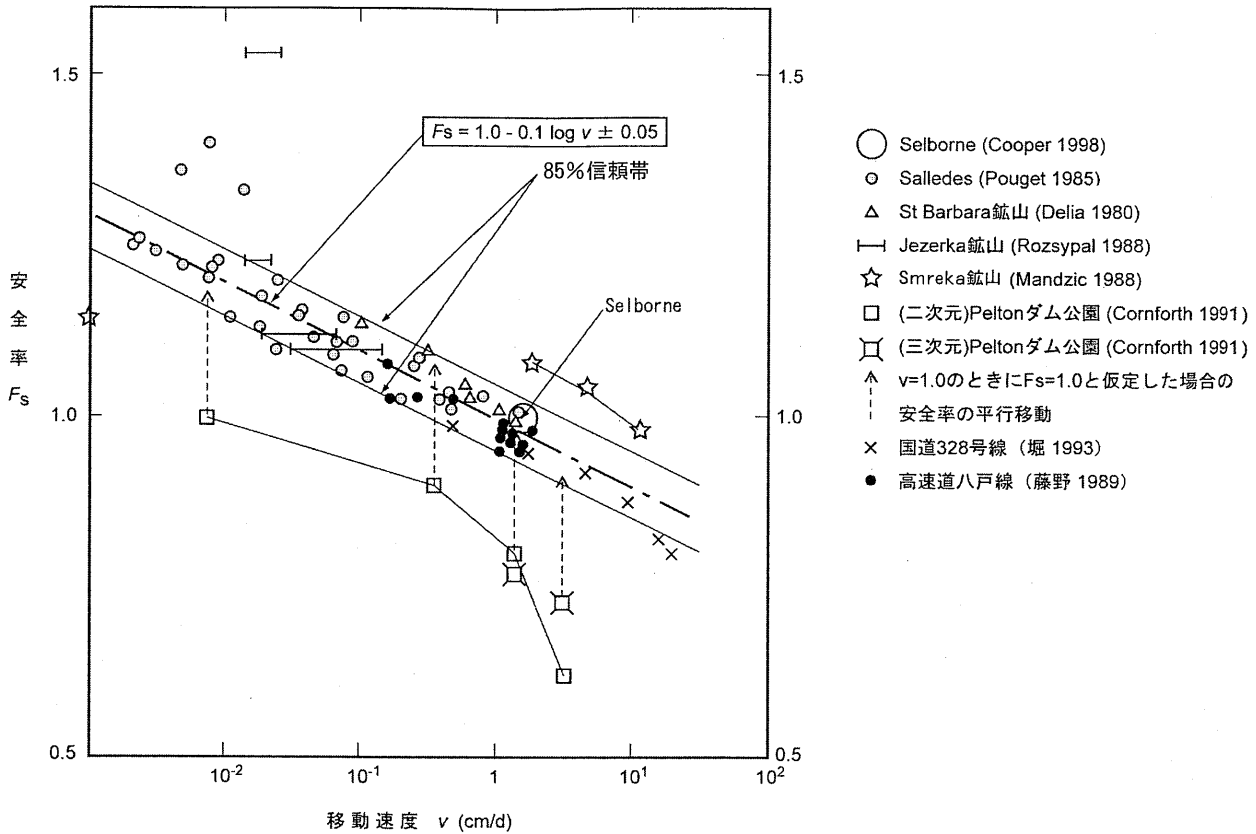


図-24 安全率と移動速度の関係の直接プロット図

Fig.24 Direct plotting diagram of factors of safety and displacement rate.

べりの安定計算は、室内試験結果を重視した強度パラメータを採用し、ピエゾメータで実測した間隙圧を使用して、Bishop 法、または Janbu 法で安定計算を行っていることである。

(2) 安全率の変化と移動速度の変化

安全率  $F_s$  の増大につれて、移動速度  $v$  はほぼ対数直線的に減少することは一般的に言える（付録 2 参照）。多様な斜面の記録と計算値であるにもかかわらず、2 箇所の例外（Pelton ダム公園および Smreka 鉱山）を除いて、 $F_s$  と  $v$  とは 1 オーダーの速度の幅を持った直線帯び上にプロットされる。

例外とした Pelton ダム公園の安全率は移動速度がほぼ終息した ( $v = 0.07\text{cm/d}$ ) 時点の値を  $F_s = 1.0$  と想定して、安全率を逆算しており、他の個所の安全率に対応する移動速度と比較して極めて小さい。図-24 より  $F_s = 1.0$  の移動速度を  $v = 1(\text{cm/d})$  とおいて、Pelton ダム公園の点のプロットを図上の上方に平行移動すれば、1 点を除いて残りの 3 点は図の帯びの中に含まれる。

前述したように、Smreka 鉱山の累計移動量は数 m 以上の大きな移動量であるにもかかわらず、一律に強度パラメータとして粘着力  $20\text{kN/m}^2$  を採用している。このために安全率を大きく評価したと推測される。

これらのことを総合して図-24 を概観すれば、安全率と移動速度のプロットは、1 オーダーの移動速度の幅を持った帯びに含まれ、その直線勾配は、おおよそ、安全

率が 10% 増加すると移動速度は 10 分の 1 になり、20% 増加すると移動速度は 100 分の 1 になると言える。

(3) 安全率と移動速度の関係式の提案

地すべりの移動量は、一つの地すべりブロックの中で大幅に違うことから、どの測定点の移動量で代表させたのか不明な報文が大部分である。Salledes 地すべりの報告（図-7 参照）によれば図-25 に示すように、盛土載荷した地すべり頭部と地すべり下端部とはおおよそ 5 倍もの相違がある。地すべりは一般に進行性破壊を伴うことが多く、載荷または排土近傍で大きな変動量を記録し、それより離れるにつれて減少するのが一般的である。

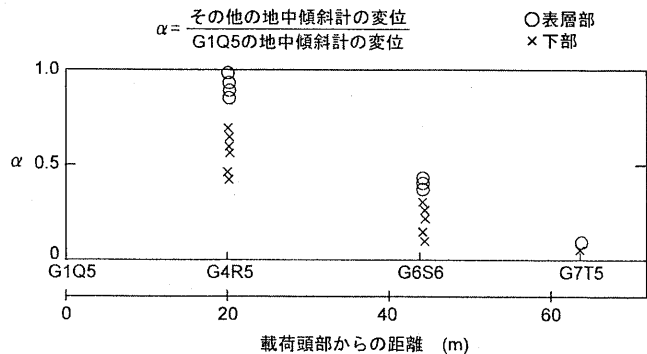


図-25 Salledes 地すべりの移動量の比率  $\alpha$

Fig.25 Displacement ratio of measuring points to the point of filling toe obtained from Salledes landslide.

このことを考慮すると、各地の地すべりの安全率と移動速度の関係はある幅を持ってプロットされることはやむをえないと言えよう。

$F_S = 1.0$  に対する移動速度を  $v = 1.0\text{cm/d}$  と記憶しやすい数値の簡便な形式に整理すると、安全率と移動速度の関係は概略次式で表現される：

$$F_S = 1.0 - 0.1 \log v \pm 0.05 \quad (3)$$

ここで、 $F_S$  : 安全率

$v$  : 移動速度 (cm/d)

#### 4. 設計安全率決定に関する提言

多くの地すべり調査は時間的経済的に許される範囲で、最小限の調査費用で実行され、調査員の創造的推定で少ないデータが補足され、現況の安全率評価に役立てられている。多くの場合、まず、すべり面の形状把握に重点が置かれ、ボーリング孔の水位で間隙圧を代表させる。これらのデータと現況の安全率を事前に仮定して、逆算によって強度パラメータを決定する。このような手順で得た強度パラメータおよび間隙圧を基に求められた安全率は経験的な背景があるとしても、便宜的な値であって、地盤工学的に正しく評価された安全率であるとはいえない。この現状を少しでも改善することが求められているところである。特に、現況の安全率を曖昧な経験値で評価することは問題である。

現実的な地すべり斜面の安全率の評価法として、上述した移動速度を目安とすれば、現況安全率の決定時に曖昧さを解消できることになる。そこで、実際の地すべり斜面設計において望ましい2つの手法を提案する：

##### ①提案 (その1)

地すべりの移動速度から現況安全率  $F_{S0}$  を次式で定める。

$$F_{S0} = 1.0 - 0.1 \log v_0 \quad (4)$$

ここに、 $v_0$  : 亀裂発生部分の現況の移動速度 (cm/d)  
この関係より定めた安全率を設計の出発点として、地すべり対策工を判断する。

##### ②提案 (その2)

安全率を斜面設計のための便宜的な目安であるとみなして、地すべり発見時点の現況安全率を一律に  $F_{S0} = 1.0$  とする。対策工の設計はその移動速度をどの程度減速するかを評価して、対策工の目標安全率を定める。すなわち、安全率の割増しで検討を加える。

その場合の安全率の割増と移動速度の変化の関係は表-5となる。

例えば現況の安全率を1.0とし、現況の移動速度を  $v_0$  とした場合、現況安全率に15%の割増をする(この場合の目標安全率は  $F_{SD} = 1.15$  となる)ことは、目標移動速度を  $v_{0D} = 0.03v_0$  に設定したことになる。

表-5 安全率の割増と移動速度の変化の関係

Table 5 Relation of increment of factors of safety with ratio of displacement rate

安全率の割増 (%)	移動速度比 (目標)/(現況)
5	0.3
10	0.1
15	0.03
20	0.01

地すべり対策工を検討する場合の安全率は、通常、現地の場合を勘案した最悪の環境で定める。設計上考慮する最悪の環境が常時継続するとは考えられないことである。たとえば、設計安全率が  $F_{SD} = 1.10$  とした場合、(4)式の移動速度は  $v_0 = 0.2\text{cm/d}$  となる。この速度が常時継続するとすれば、1年間で73cmの移動量が発生することになる。この移動量を認知して設計をしたことになる。

しかし、実際の斜面は主に季節的な間隙圧の変動によって、年間を通して一定の速度で移動を継続することではなく、図-8の Salledes 地すべりのように移動速度は常に変化する。抑制工で対応する場合、(4)式で設計安全率を決定するとすれば、最悪の環境を想定して設定すべきであるが、その場合の累計年間移動量は設定移動速度に日数を乗じた値とはならないことを考慮すべきである。年間にどれほどの最悪日が発生すると見なすかが設計上重要となる。

#### 5. まとめ

地すべり斜面の安定度の評価は極限平衡法に基づいた各種計算手法で求められる。この中には地すべりの移動量に対応した安全率の評価および移動速度に関連する時間的要素は含まれていない。しかしながら、地すべりは「動き」が存在して初めて認知される斜面の現象であり、これを組み入れた安定度の評価であるべきである。

クリーブ性地すべり移動速度と安全率に関連する研究によれば非線型の式で表されることが提案されている。[附録2参照] 国内外の文献を収集して、実際の地すべり斜面の実測移動速度と安全率の関係を求めた結果、次のような成果が得られた。

- ①精緻に計測され、比較的厳密な計算式で算定された斜面崩壊時の安全率は  $F_S = 1.00$  近傍にあって、その時点の移動速度は  $v = 1.5\text{cm/d}$  である。
- ②移動速度の対数は安全率と直線的な関係にあり、その直線は、安全率10%増加に対して、移動速度が10の分1、20%増加に対して移動速度が100分の1となることを示している。
- ③国内外8編の報文から得た安全率と移動速度のプロットは1オーダーの移動速度の幅を持って重なり、その関係式は(3)式で表される。

最後に、これらの成果より、今後の地すべり斜面の現況安全率および対策工の設計に当たっての安全率の設定法について私案を提案した。

### 参 考 文 献

- 1) 斎藤迪孝(1992) : 「実証土質工学」技報堂出版, p.129.
- 2) Janbu, N.(1973) : "Slope stability computations" Embankment Dam Engineering, Casagrande Memorial Volume, eds Hirshfield & Poulos, JohnWiley and Sons, pp.47~86.
- 3) 福岡正巳, 谷口敏雄(1973) : 「地すべり斜面の安定解析」地滑り調査と対策講座V, p.13.
- 4) 山田邦光, 末岡徹, 中西章(1982) : 「斜面安定工法の設計と安全率」土と基礎, Vol.30, No. 9, pp.23~28.
- 5) 日本道路公団(1998) : 「設計要領第一集(土工, 舗装, 排水, 造園)」pp.3~25.
- 6) 藤田壽雄(1978) : 「各論, 地すべり防止工法, 特集地すべり法面崩壊対策」基礎工, Vol. 6, No.3, pp.32~38.
- 7) Kenny, T. C. and Uddin, S.(1974) : "Critical period for stability of an excavated slope in clay soil" Can. Geotechnical Journal Vol.11, No. 4, pp.620~623.
- 8) Kankare,E. (1969) : "Failures at Kimola floatingcanal in Southern Finland" Procs. of 7th ICSMFE, Mexico, Vol. 2, pp.609~616.
- 9) Morgenstern, N., Blight, G. E., Janbu,N,Resendiz, D.(1975) : "Slopes and Excavations" Procs. of 9th ICSMFE, Vol. 2, pp.567~568.
- 10) Delia, B., Braschi, C., and Grisolia, M.(1980) : "The control of large landslide in a mining area" Procs. of Int. Symp.on Landslides, New dehli, Sarita Prakashan, pp.449~454.
- 11) Cooper,M.R.(1996) : "The progressive development of a failure slip surface in over-consolidated clay at Selborne, UK" Procs. of 7th Int. Symp. on Landslides, Rotterdam, pp.683~688.
- 12) Cooper, M. R., Bromhead, E. N., Petley,D.J. and Grant, D. I. (1998) : "The Selborne cutting stability experiment" Geotechnique vol. 48, No. 1, pp.83~101.
- 13) Pouget, P., Cartier, G., Pilot,G.(1985) "Behaviour of embankments built on an unstable slope" Procs. of 11th ICSMFE, San Fransisco, Vol.1, pp.2345~2348.
- 14) Faure, R.M., Seve,G., Farhat,H., Virollet, M. and Delmas,Ph.(1991) : "A new methodology for evaluation of landslides displacements" Procs.of 7th Int. Symp. on Landslides, Rotterdam, pp.391~396.
- 15) Leroueil,S.(2001) : "Natural slopes and cuts : movement and failure mechanisms" Geotechnique vol. 51, No.3, pp.197~243.
- 16) Mandzic,E (1988) : "Stability of unstable final slope in deep open iron mine" Procs of 5th Int. Symp .on Landslides, Lausanne, pp.455~458.
- 17) Rozsypal,A.(1988) : "Problems of prognosis of slope deformation of open pit mines" Procs of 5th Int. Symp. on Landslides, Lausanne, pp.1233~1236.
- 18) Cornforth, D. H. and Vessely, D. A. (1991) : "Factors of safety during landslide movements" Procs. of 7th Int. Symp. on Landslides, Rotterdam, pp.367~372.
- 19) 藤野徹, 奥園誠之, 内堀慎吾(1989) : 「コルゲートパイプを利用した軽量路体による地すべり抑制効果」土と基礎 vol.37, No. 2, pp.19~24.
- 20) 日本道路公団仙台建設局一戸工事事務所(1986) : 「一戸町滝野地区地すべり対策工事報告書」
- 21) 堀伸三郎, 島馨(1993) : 「大きな変位が継続した地すべりの対策例」第32回地すべり学会研究発表会講演集, 長野, pp.163~166.

### 【付録1】軟弱地盤上盛土斜面の安全率と側方変位

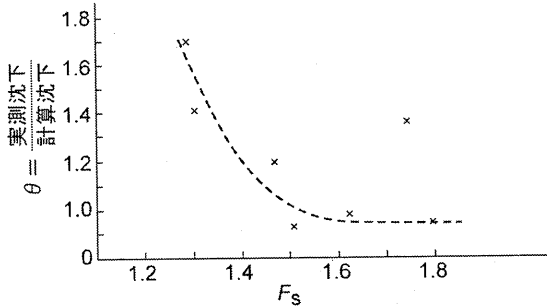
一般に傾斜地盤上の地すべりの場合、間隙水圧の増加が有効応力を減少させ①ひずみの進行と②強度低下を招き、安定を保てない条件下では限りなく下方にすべり変動が継続し続けることで特徴付けられる。しかしながら、水平地盤上の盛土斜面のすべり(側方移動で表される)の場合には、すべり変動がある一定の値で止まる。盛土基礎地盤の安全率と、沈下量および側方変位との関係を以下に紹介しよう。

#### (1) 安全率と側方変位による沈下

盛土の荷重が大きくなり、地盤内応力が土の破壊強度に近づくにつれ、基礎地盤は塑性変形あるいはクリープ変形を生じて、側方変位が大きくなり、沈下が急増することは常識的に考えられることである。

フランスの Bourges et al., (1969)<sup>1)</sup> は、3箇所の試験盛土を実施し、各盛土の沈下の実測を行い、1次元の計算沈下量と比較した。沈下の計算は弾性変形を考えた即時沈下に Skempton-Bjerrum (1957) の間隙水圧係数法で得た圧密沈下量を加算する方法を採用した。軟弱地盤のピーク非排水せん断強度を採用し Fellenius-Bishop の分割法で計算した安全率  $F_s$  と、試験盛土の各段階での沈下量実測値と計算値の比の関係を求めると、附図-1に示すように、一つの例外を除くと、一本の曲線状に載るようである。





附図-1 沈下の実測計算比と安全率との関係 (Bourges et al 1969)<sup>3)</sup>

そして、 $\theta = 1$ の漸近線から離れるのは、安全率  $F_S \approx 1.5$  のところである。 $F_S \geq 1.5$  の盛土では、実測値と計算値と良く一致するが、 $F_S = 1.5$  より  $F_S = 1$  に向かうにつれて急激に両者の差が大となる。このように、安全率  $F_S = 1.5$  は沈下の実測値と計算値が相違する分岐点であるようで、その他の各国で行われた試験盛土における実例でも同様な傾向を示している。

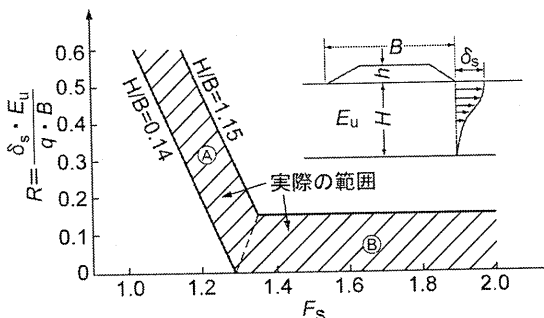
(2) 安全率と側方変位

盛土の法尻の側方変位と盛土の安全率の関係については、Marche and Chapuis (1974)<sup>2)</sup>の研究がある。Marcheらは軟弱地盤上に構築した幾つかの盛土について、側方変位 ( $\delta_s$ ) と安全率 ( $F_S$ ) の関係を調べた結果、次のような結論を導いた。盛土法尻の側方変位量  $\delta_s$  に関する無次元量  $R$  を次式で定義し：

$$R = \frac{\delta_s \cdot E_u}{q \cdot B}$$

- ここで、 $\delta_s$  : 盛土法尻の水平変位量
- $E_u$  : 地盤の平均非排水弾性係数
- $q$  : 載荷重強度
- $B$  : 盛土幅

$R$  と盛土による軟弱地盤の破壊に関する安全率  $F_S$  の関係を図示すると、附図-2 に示すような折線が得られる。この図の意味は  $R$  が一定である範囲 (Ⓐゾーン) では  $\delta_s$  が  $q$  に比例し、地盤は弾性的に挙動をする。次に盛土が進行し、 $q$  が増えるに従って  $F_S$  が低下すると、地盤は非弾性的となり  $\delta_s/q$  の比、すなわち、 $R$  が急増す



附図-2 側方変位と安全率の経験的關係 (Marches 1974 より)<sup>4)</sup>

ることになる (Ⓐゾーン)。Marche らの結論によると、 $F_S \approx 1.4$  より小さくなるにつれて、 $\delta_s$  が大きくなる。軟弱地盤上の盛土の破壊に関する安全率は側方変位と密接な関係にある。

このように、安全率  $F_S > 1$  であっても、局部的塑性変形が発生することを教えている。

水平な軟弱地盤上の盛土の側方変位が一定値に終息する理由は、せん断破壊面はおおよそ円弧に近似し、崩壊に伴う地盤の変形の進行は、すべり土塊をより高い安全率の位置に動かすことと、そのような粘土はすべり面の繰り返しによって元の強度よりも強くなるからであろうと考えられる。

[付録 2] クリープ地すべりの移動速度の関係式

土の粘性的性質により安全率  $F_S$  が1.0より大きな時に移動速度  $v$  が急速にゼロに、安全率が1.0となった時に速度が無限に大きくなることはないが、作用するせん断応力レベルの増加とともに徐々に増大する。すべり面部分の粘土の粒子配列が大きな移動後でも著しく変化しないことから、移動速度は移動量、経過時間または地すべり変動の履歴によって影響を受けることはない。このことは岩盤すべりのような場合に必ずしも当てはまらない。Vulliet (1986)<sup>3)</sup>はこの問題に関して文献をレビューし、活動中の地すべりまたは再活動地すべりの移動速度  $v$  は次の式で表されることを提案した：

$$v = f(\sigma_n', \tau) \cdot \tau \tag{1}$$

ここで、 $f(\sigma_n', \tau)$  はすべり面に作用する有効垂直応力  $\sigma_n'$  および作用せん断応力  $\tau$  の関数であることを表す。この関数はいろいろな関数で表されるが、その中の一つは次式の冪関数形である：

$$f(\sigma_n', \tau) = A\tau^{n-1}/(\sigma_n' \tan \phi_r')^n \tag{2}$$

ここで、 $A$  および  $n$  は定数、 $\phi_r'$  は残留強度摩擦角を表す。

これより直接に安全率  $F_S$  と移動速度の関係を導く。

(1)式に(2)式を代入すると

$$v = [A\tau^{n-1}/(\sigma_n' \tan \phi_r')^n] \cdot \tau \tag{3}$$

(2)式の [ ] をはずすと、次式を得る

$$v = A \cdot \tau^n / (\sigma_n' \tan \phi_r')^n \\ = A \cdot \tau / (\sigma_n' \tan \phi_r')^n$$

したがって、

$$\tau / (\sigma_n' \tan \phi_r') = (v/A)^{1/n} \tag{4}$$

ここで、安全率を  $F_S$  とすれば、

$$1/F_S = \tau / (\sigma_n' \tan \phi_r') \tag{5}$$

であるから、

$$\begin{aligned} F_S &= 1/(v/A)^{1/n} \\ &= (v/A)^{-1/n} \end{aligned} \quad (6)$$

すなわち、移動速度は安全率の冪関数で表されることを示す。

#### 付録の参考文献

- 1) Bourges, F., Carissan, M., Ciappa, J., Legrand, J. and Paute, J.L. (1969) : Settlement of organic soft clays under embankments, Procs. of 7 th ICSMFE, Mexico, vol.2, pp.35~43.
- 2) DeBeer, R. (1997) : Piles subjected to static lateral loads, Procs. of the speciality session, 9 th ICSMFE Tokyo, pp.1~14.
- 3) Vulliet, L. and Hutter, K. (1988) : Viscous-type sliding for landslides, Can. Geotech. Vol. 25, pp.467~477.
- 4) Leroueil, S. (2001) : Natural slopes and cuts : movement and failure mechanisms, Geotechnique Vol.51, No 3, pp.197~243.