

第18回シンポジウム

地すべり技術基準の適用について

1990. 5. 11

主催 地すべり学会新潟支部
土質工学会北陸支部
後援 新潟県地質調査業協会
地すべり対策技術協会新潟支部
新潟県

正誤表

頁	誤	正
5	4行目 (6)式	(5)式
6	<p>1行目 降伏応力を結んだときの同じORCの線の勾配</p> <p>3行目 活性度 ($A_r = P I / 2\mu$ 以下の粒子含有率)</p>	<p>降伏応力と降伏時の垂直応力関係で同じ応力比 (過去に受けた最大圧密圧力と降伏時の垂直応力の比) を有する線の勾配</p> <p>活性度 ($A_o = I_o / c_r$)</p>

~~~~~ 目 次 ~~~~~

|                                                         |    |
|---------------------------------------------------------|----|
| I 地すべりを対象とした土のせん断特性について<br>( $C$ , $\phi$ , 残留強さ) ..... | 1  |
| II 地下水位測定の問題について.....                                   | 8  |
| III 技術基準に対する問題点の一例.....                                 | 25 |



# 序

当支部では毎年1回のシンポジウムを開催し、今年で18回を数えることになりました。今迄とり上げられたテーマは、安定解析、地下水、地すべり対策工事の効果と斜面安定、計測技術、雪と地すべり等で、地すべり技術や研究の進歩に大きく貢献してまいりました。

今回のシンポジウムは初めてのテーマとして地すべり基準の適用についてとり上げることになりました。この討議によって新潟県の地すべりの実態に合った地域基準的なものが出来たらと願うものであります。また、今回は初めての試みとしてパネルディスカッション方式をとることに致しました。どうか活発な意見交換がなされ、大きな成果が得られることを期待したいと思います。

地すべり学会新潟支部長

松 郷 文 人

# I 地すべりを対象とした土のせん断特性 について (C, $\phi$ , 残留強さ)

小川正二<sup>※</sup>

## (1) 強度定数 $c$ , $\phi$

周知のように土のせん断強さは、一般には、クーロンの破壊基準である次式によって表わされる。

$$\tau_r = c + \sigma_n \tan \phi \quad (1)$$

しかしながら、土の強度定数である  $c$ ,  $\phi$  は同じ土でも供試体の状態、試験方法によって異なる値となる。いま、飽和度 ( $S_r$ ) が 100 の土 (飽和土) を圧密非排水条件でせん断したとき、せん断強さ ( $\tau_r$ ) を有効応力表示すると、(1)式は

$$\tau_r = c' + (\sigma_n - u) \tan \phi' \quad (2)$$

となる。(2)式の  $c'$ ,  $\phi'$  はせん断時の応力履歴によって異なり、過圧密状態 ( $OCR > 1$ ) では  $c' \neq 0$ ,  $\phi' \neq 0$  となるが、正規圧密状態 ( $OCR = 1$ ) では  $c' = 0$  となる。したがって、ある圧力 ( $P$ ) で圧密された土を異なる大きさの拘束圧力 ( $\sigma_c$ ) でせん断すると、図-1のように  $\sigma_c < P$  の範囲 ( $OCR > 1$ ) では、 $c' \neq 0$  となるが、 $\sigma_c > P$  の範囲 ( $OCR = 1$ ) では  $c' = 0$  となり、破壊線は原点をとる直線となる。

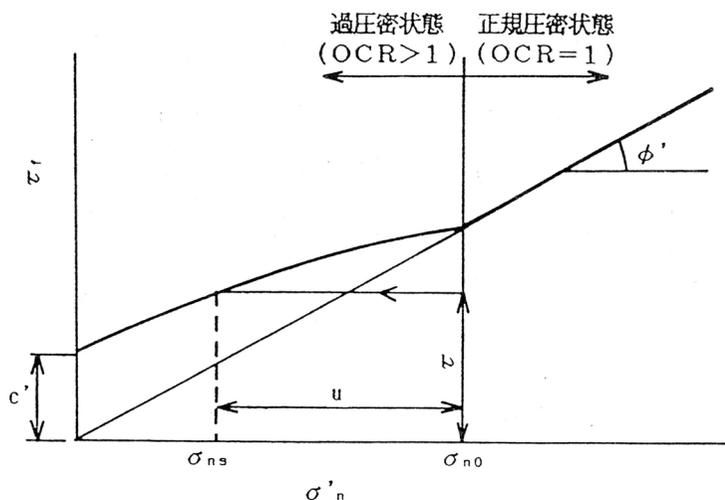


図-1 正規圧密、過圧密状態における破壊線

※長岡技術科学大学

(2) 大変位を受ける土の応力-変位関係

地すべり地の安定解析、地すべり発生後の土塊の挙動を考えるにあたっては大変位を受けたときのせん断強さも知る必要がある。そのための試験としては現時点では種々問題点もあるが、リングせん断試験が最も適しているといえる。

図-2は過圧密比(OCR)の異なる土についてのリングせん断試験の結果であり、同じ垂直応力( $\sigma_v$ )を受けている場合には、最大せん断強さ( $\tau_{max}$ )は過圧密比の大なるほど大きい。変位が増大するとせん断抵抗力は徐々に低下し、最終的には $\sigma_v$ が一定ならばOCRの大きさに関係なくせん断抵抗力は同じ値となる。この大変位に達したときのせん断強さを残留強さといい、図示のように残留強さは過圧密比の大きさに関係なく垂直応力が同じ大きさならば一定の値で正規圧密土の最大せん断強さと同じ値となる。

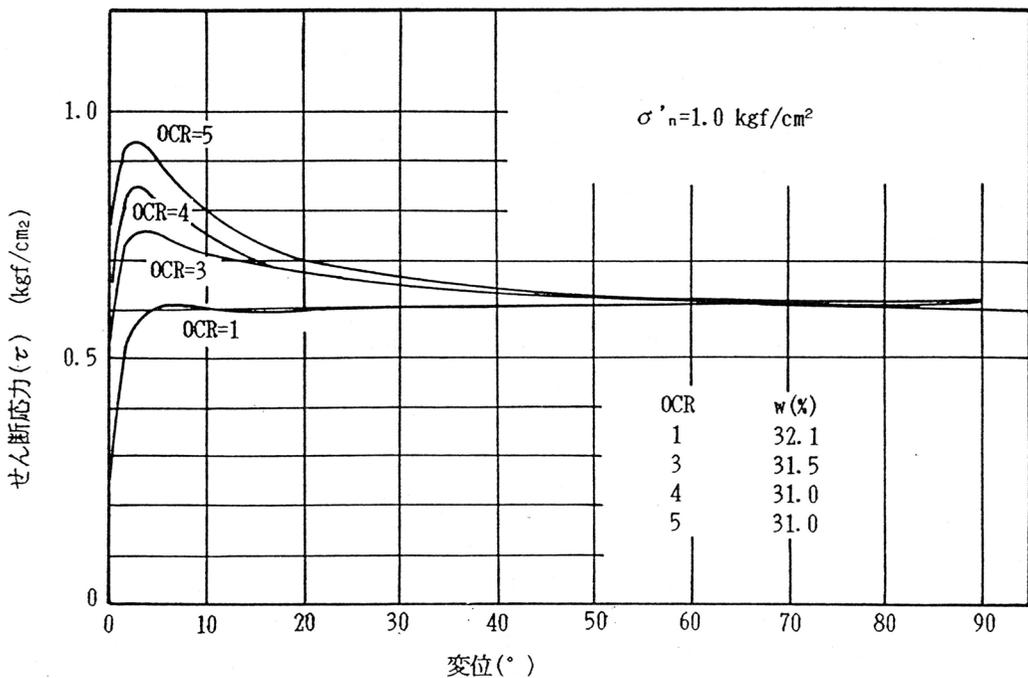


図-2 過圧密比(OCR)が異なる土の応力-変位関係

(3) 地すべりを考慮した土のせん断強さ

末端部での切取りや斜面上部の盛土のように人工的に斜面に作用している荷重状態の変化をとまなわない自然斜面での地すべりはすべり面に作用する間隙水圧の増加による土のせん断強さの低下によって生じる。このとき、(2)式によれば土のせん断強さは間隙水圧  $u$  の増大に比例して低下することになる。しかしながら、初期に  $\sigma'_{n0}$  の圧力で圧密された土に作用する間隙水圧が  $\Delta u$  だけ増加すると、このときの有効垂直応力は

$$\sigma'_{ny} = \sigma'_{n0} - \Delta u$$

に低下する。したがって、過去に  $\sigma'_{n0}$  の垂直応力を受けていた土が現在  $\sigma'_{ny}$  の垂直応力を受けているのであるからこの状態の土は

$$OCR = \frac{\sigma'_{n0}}{\sigma'_{ny}} = \frac{\sigma'_{n0}}{\sigma'_{n0} - \Delta u} \quad (3)$$

の過圧密比を有することになる。

$OCR > 1$  の土のせん断応力-変位関係は図-2のようにある変位で最大せん断応力に達した後にせん断抵抗力は徐々に低下して最終的に残留強さになるのであるから、地すべりは間隙水圧の増大によって生じるので、地すべりが発生するときの土のせん断強さは残留強さ ( $\tau_r$ ) でなく、過圧密比に対応した最大せん断強さ ( $\tau_{max}$ ) である。

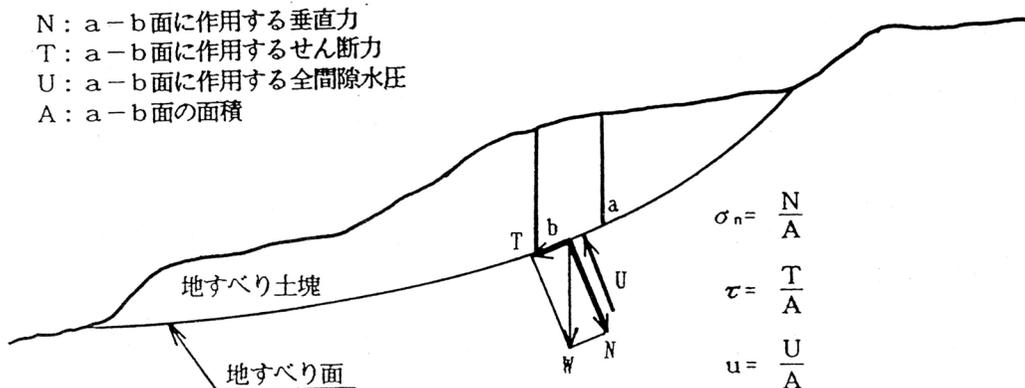


図-3 すべり面に作用する  $\sigma_n$ ,  $\phi$ ,  $\tau$ ,  $u$

図-3のようにすべり面の一要素に作用している垂直応力、せん断応力、間隙水圧をそれぞれ $\sigma_n$ 、 $\tau$ 、 $u$ とし、間隙水圧が $\Delta u$ だけ増大したとすると、このときのせん断強さは図-2の $\tau_{max}$ となり、破壊線は図-4のCDとなる。この状態に至る応力径路は初期応力状態を示すF点から、せん断応力は変化せず有効垂直応力が低下するのみでFからDへと移行し破壊線に一致して土は破壊することになる。

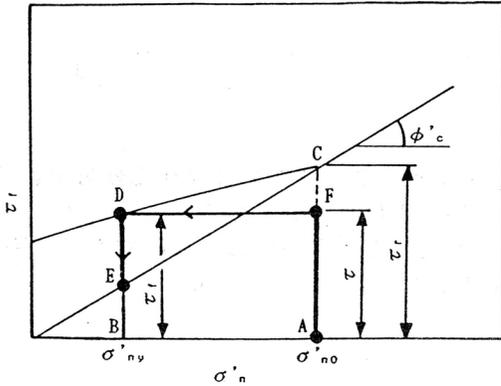


図-4 すべり面に作用する応力状態の変化

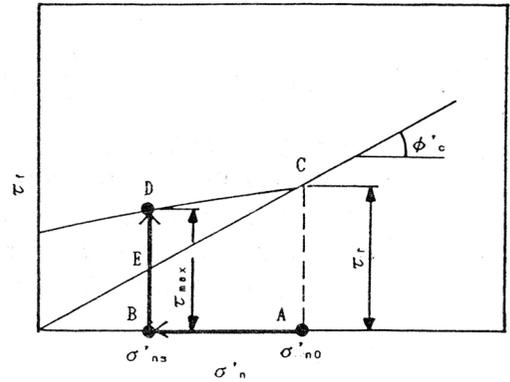


図-5 ひずみ制御試験の応力状態

このような応力径路をリングせん断試験で再現するためには、一定のせん断応力を載荷した状態で間隙水圧の増大に対応するように垂直応力を徐々に低下させる垂直応力減少試験を行なう必要がある。しかし、垂直応力減少試験は煩雑なので図-5のように、 $\tau = 0$ として $\sigma'_{no}$ で圧密した後に垂直応力を $\sigma'_{ns}$ まで低下させた後にせん断するひずみ制御試験を行なう。このとき応力径路は $A \rightarrow B \rightarrow D$ となる。また過圧密比は $OCR = \sigma'_{no} / \sigma'_{ns}$ となる。

いま、初期の垂直応力( $\sigma'_{no}$ )と過圧密比を種々変化させて破壊線を求め、過圧密比の同じ点を結ぶと図-6が得られる。同じOCRのせん断強さを結んだ直線の勾配を $\phi_{oi}$ ( $i$ はOCRの値を意味する)とすると

$$\phi_{oi} = 90^\circ - (90^\circ - \phi_r) \exp[-K(OCR - 1)]$$

$$-9.0 \exp \left[ \frac{-\log(OCR/40)^2}{2(\log 2.5)^2} \right] \quad (4)$$

$$K = \frac{\tan \alpha}{90^\circ - \phi_r} \quad (5)$$

となる。ここで、 $\phi_{oi}$ は残留強さの破壊線の角度 $\phi_r$ と同じである。

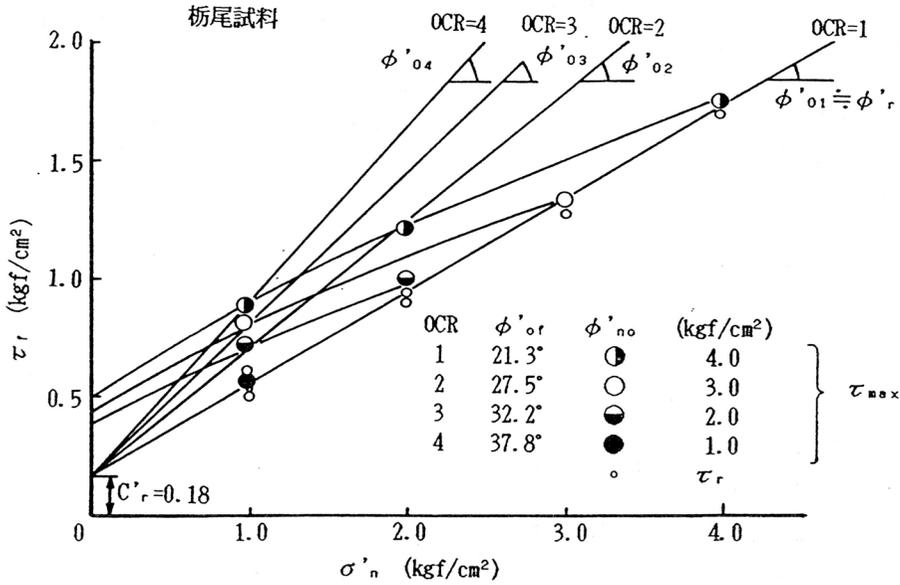


図-6 等過圧密比せん断抵抗角の変化

(4)式のように任意の過圧密比に対応する $\phi_{o1}$  (以後、等過圧密比せん断抵抗角と呼ぶ) は $\phi_r$ とOCRの関数となり、任意のOCRでの土のせん断強さは

$$\tau_r = c'_r + (\sigma'_{no} - \Delta u) \tan \phi_{o1} \quad (6)$$

として求められる。なお、(6)式の $\alpha$ は $\phi_r$ と図-7の曲線②のような関係にある。

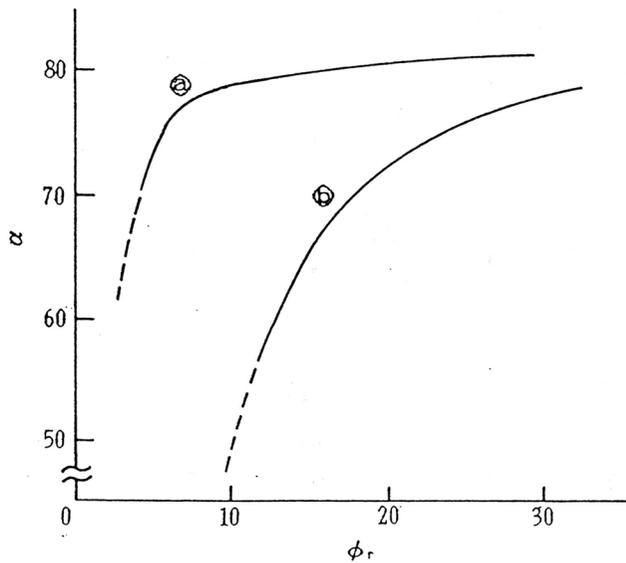


図-7 (3)式の係数 $\alpha$ と $\phi_r$ との関係

(3)式の型は垂直応力減少試験での降伏応力を結んだときの同じOCRの線の勾配を表わす場合にも適用出来るが、そのときの $\alpha$ は図-7の曲線④で表わされる。

さらに、 $\phi_r$ は塑性指数 (PI)、活性度 ( $A_r = PI / 2\mu$ 以下の粒子含有率)と図-8, 9のような関係があるので、複雑なリングせん断試験を行なわなくとも残留強さに相応する内部摩擦角 $\phi_r$ が求められることになる。したがって、表-1のような流れ図で地すべり時の土のせん断強さ $\tau_r$ が求められることになる。

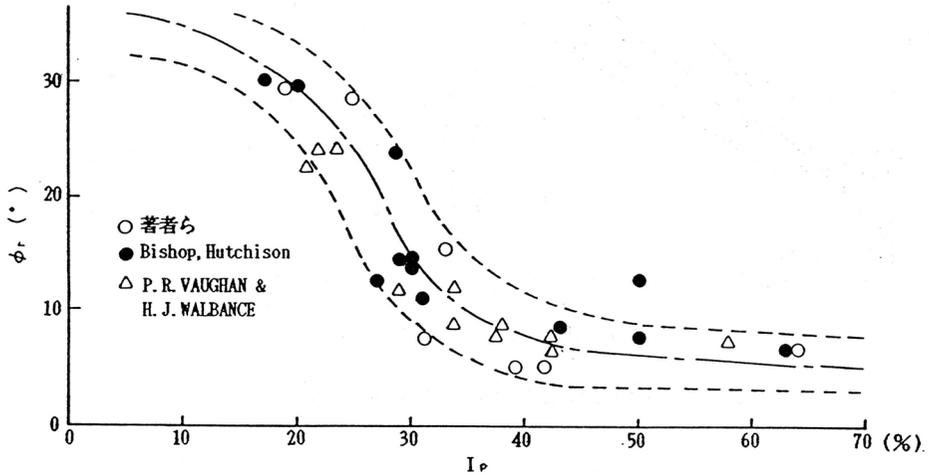


図-8  $\phi_r$ と塑性指数 (PI) と $\phi_r$ との関係

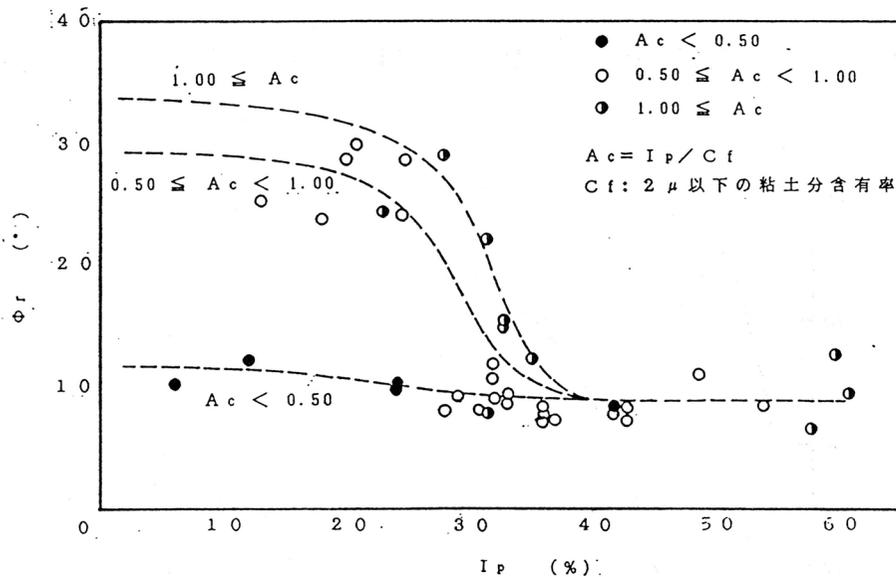
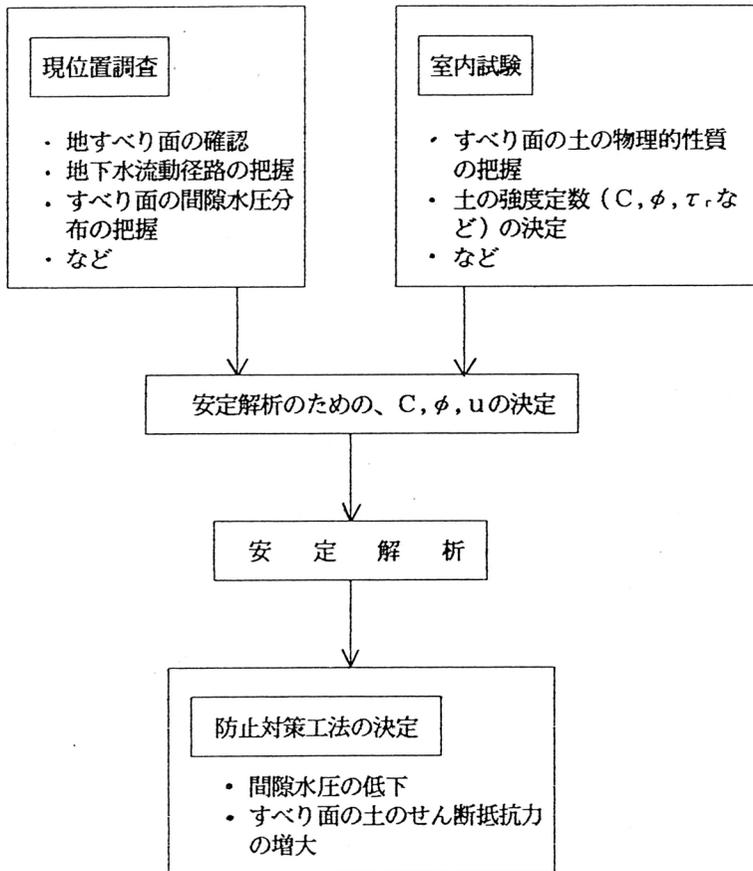


図-9  $\phi_r$ と塑性指数 (PI), 活性度 ( $A_r$ ) との関係

表-1. 地すべり防止対策のためのフローチャート



## Ⅱ 地下水位測定の問題について

坂井俊介<sup>※</sup>

### 1. はじめに

地すべり地の分布する山間地に集落ができ、人間活動が行なわれてきているのは、比較的地形が緩やかで、水があるためといえる。近年道路整備も進んでいるが、元々交通不便な山間地に集落が立地しているということは、生活に必要な水と耕作地が揃っているからである。

集落の拡大や道路整備等を含む地域開発などにより地すべりが発生し、住宅・道路・耕作地を破壊する例が多くなっているが、こうした地すべり発生の重要な誘因として地下水が第1に挙げられる。

地すべりに対して地下水が悪影響を持っていることは今日の共通認識である。なぜならば、地すべりは融雪期・梅雨期・集中豪雨・長期降雨などの、地盤内部に地下水が供給される時期に発生（移動）している。

地下水は地下水位によって代用される間隙水圧として安定計算上極めて重要な因子ではあるが、地下水の賦存形態が複雑なことや、従来新潟県においては地下水位の観測に積雪条件が加わるなど十分なデータの回収に困難を示していた。最近では地下水位の自動観測システムの開発により幾つかの問題点を持ちながらも、地下水をとらえることに対し大きく一歩前進したことも事実である。

こうした点から、各基準における地下水調査の運用と、自動観測の事例により、地下水変動の実態をふまえた地下水位測定を考えてみる。

### 2. 地すべり移動と地下水

地盤内に供給された地下水は、土塊重量を増加させるが、風化の促進や潤滑作用などにより、土の持つ剪断強度を低下させる働きをする。この剪断強度の低下は単に地下水が土を軟質化するというだけでなく、間隙水圧として作用することによって、地すべりの移動につながってくる。つまり摩擦抵抗力の減少ということになり、次のような原理で説明される。

---

※株式会社興和

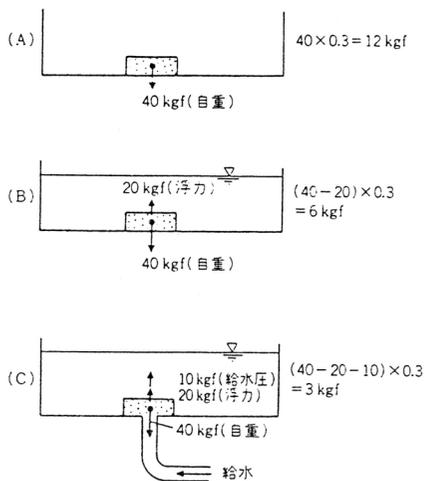


図-1 摩擦抵抗力の変化<sup>(1)</sup>

図-1のようにプールの中にコンクリートブロックが置かれた条件で、

(A) プールが空の場合

(B) プールに水が張られた場合

(C) (B)の状態でもプールの底から給水した場合

のそれぞれの状態でコンクリートブロックを水平方向に動かそうとする時の摩擦抵抗力を求めた。

[条件]

- コンクリートブロックの重量 =  $40 \text{ kgf}$
- コンクリートブロックの体積 =  $20000 \text{ cm}^3$
- ブロックとプールの摩擦係数 =  $0.3$
- 給水圧 =  $10 \text{ kgf}$

(A)の場合、コンクリートブロックを水平方向に動かす力は、 $12 \text{ kgf}$ が必要であるが、(B)の状態では、水中における浮力分だけコンクリートブロックの底面にかかる垂直応力が減少する(有効応力)ため、 $6 \text{ kgf}$ で動くことになる。また(C)では給水圧が過剰水圧として作用するため、さらに有効応力を減少させ、 $3 \text{ kgf}$ でコンクリートブロックが動く。このことは“摩擦力は物体の重さ(摩擦面にかかる垂直力)に比例する”という一般法則である。

地すべり斜面の安定計算は、図-1のプールをそのまま傾けた状態(すべり面傾斜角 $\theta$ が与えられた)で考えられることができるため、斜面下方へ動こうとするために、物体(土塊)の斜面に垂直な成分(重量 $W$ 、傾斜角 $\theta$ で表わすと $W \cos \theta$ )に比例する

(図-2)ことになり、重量( $W$ )が軽くなるか又は傾斜角( $\theta$ )が大きくなるかで摩擦抵抗力は小さくなる。地すべり斜面では発生したすべり面の傾斜が変化することはほとんどないと考えられることから、物体(土塊)の重量に関する地下水位のとり方によって、有効応力の評価が決定される。

従って一つの土塊を考えた場合、土の持つ内部摩擦角・粘着力を考慮すれば、地下水位の変化によって摩擦抵抗力が変化し、斜面の安全率へ及ぼす影響を持つことになる。

図-3は地下水位の変化に伴う摩擦抵抗力の変化を試算した例である。計算上単位巾・単位長さあたりの条件を仮定すれば、摩擦抵抗力は次式で表わされる。

$$F = (W - U) \cdot \tan \phi + C$$

ここで

$$F : \text{摩擦抵抗力 (tf / m}^2\text{)}$$

$$W : \text{垂直応力} = \gamma \cdot h \cdot \cos \theta$$

$$\text{(tf / m}^2\text{)}$$

$$U : \text{中立応力} = \gamma_w \cdot h_w$$

$$\text{(tf / m}^2\text{)}$$

図-3による試算をすると、

○  $h_w = 15\text{m}$ の時のF15

$$F_{15} = (1.8 \times 20 \times \cos 10 - 15) \cdot \tan \phi + 1.0 = 4.606 \text{ (tf / m}^2\text{)}$$

○  $h_w = 10\text{m}$ の時のF10

$$F_{10} = (1.8 \times 20 \times \cos 10 - 10) \cdot \tan \phi + 1.0 = 5.488 \text{ (tf / m}^2\text{)}$$

○ 両者での変化率

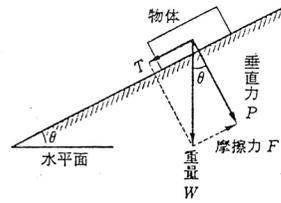
$$(F_{10} - F_{15}) / F_{15} = (5.488 - 4.606) / 4.606 = 0.19$$

と求まり、すべり面上の地下水高を5m変化(低下)させると約20%近く摩擦抵抗力が増える結果になる。

以上のことから、地すべり移動に対し地下水位(間隙水圧)が密接に関わっており、重要な要因であることがわかる。

### 3. 各技術基準・設計基準にみる地下水位調査への指針

地すべり斜面の不安定化をもたらす地下水、言い換えれば、安定計算上極めて重要な意味を持つ地下水位、の調査に対する指針を各基準より抜粋して示す。



水平面と角度  $\theta$  の傾きをもつ斜面におかれた物体の摩擦力を支配する荷重は垂直力  $P$  で、その大きさは  $W \cos \theta$  である。

図-2 斜面上に働く垂直力<sup>(2)</sup>

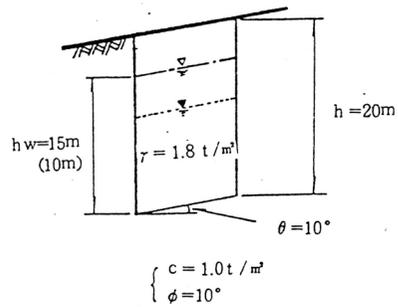


図-3 摩擦抵抗力の試算条件

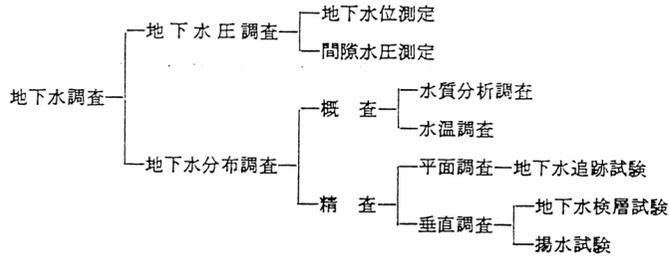
## (1)建設省 河川砂防技術基準（案） 調査編・計画編

### 2.2.5 地下水調査（調査編 P258）

#### 2.2.5.1 目的

地下水調査においては、斜面の安定解析を行う基礎資料を得るため、地すべり地の地下水の供給経路、地すべり地内における分布、性質、流動傾向及び圧力関係を調査するものとする。調査は必要に応じ表 10-7 に示す項目について行うこと。

表 10-7 地下水調査の項目



#### 解説

地下水位の測定は必ず行うものとし、地下水位の高いとき及び地下水の多いときは、地下水追跡試験を行う。また、水質分析調査等は概査として行われることもある。

#### 2.2.5.2 地下水位測定

地下水位測定は調査ボーリング孔を利用して、少なくとも主測線沿いのボーリング孔では一定期間必ず行うものとする。調査は測深法又は地下水位計による方法によること。

#### 解説

測深法はテープの先に電気接点を設け、接点が水面に達すれば電気回路を形成して電流が流れるので、これを電流計で測ったり、ランプが点灯するようにしてその水面の深度を正確に測定する方法である。測定は毎日定時に行い、その結果は降水量、地すべり移動速度等と一緒に整理して対照する。しかし 20 mm 以上の降雨をみた翌日は 3 回程度の測定をすることが望ましい。連続的に水位変化を測る場合には自記水位計が用いられる。この水位計はボーリング孔用の特殊のフロートを用いたもので製品は市販されている。この場合フロートと孔壁の間に摩擦を生じたり、錘とフロートとの間のバランスが悪かったり、器械のフリクションが大きかったりすると、水面変化にうまく追従しない場合がある。特に、地下水位の変化の速度は河川等と比べて緩やかであるから、この水面追従機構の維持には注意すべきである。特に同一のボーリング孔内に錘とフロートの両方を入れることは摩擦を大きくする原因になるので、ボーリング孔のすぐ横に少なくとも 5 m 程度の錘用の孔を掘り、フロートと錘は別に設置する必要がある。また、ボーリング終了後は孔内の地下水を少なくとも 50 日以上連日観測しなければならない。

水位観測の結果は、当日の降水量及び地表変動量との対照図として整理し、すべりとの相関性の有無の検討、地すべり対策決定の基礎資料とする。

### 2.3 間隙水圧（計画編 P197）

すべり面に作用する間隙水圧は、ボーリング孔内の地下水位をもってこれに代えるものとする。

#### 解説

すべり面に作用する間隙水圧を直接間隙水圧計で測定する手法はまだ一般化されていないので、ボーリング孔内の地下水位によって間隙水圧に代えて用いるのが一般的である。

ボーリング孔内の地下水位の変化は土層の透水係数によって著しく異なるため、透水係数  $K \leq 10^{-5}$  の地層の場合には特に反応の遅れに注意を払うことが大切である。

また間隙水圧の想定が困難な場合には全応力法を用いることが望ましい。

(2)農林水産省構造改善局 土地改良事業計画設計基準 農地地すべり防止対策

2.2.7 地下水調査 ( P41～ P47)

地すべりの要因としての地下水の状況を明らかにするため、地下水賦存形態及び間隙水圧に関する調査を行う。

〔解説〕

1. 調査の目的

地下水調査の目的は次のとおりである。

- ① 地すべりの誘因としての地下水の賦存形態、性質、流動経路、流動量を三次元的に把握し、地すべり機構の解明を行うとともに地下水排除工の基礎資料とする。
- ② 安定解析を行う際の地すべり面にかかる間隙水圧を把握する。
- ③ 地下水排除工の効果の確認及び追跡を行う。

地すべり地域は、複雑な地質構造のため、地下水の性質及び挙動は一様でない。例えば、透水性が大きく均質な地層内では地下水位と間隙水位を同様に解することができるのに対し、粘土層では変動する間隙水圧と地下水位が一致しない。また、不透水層が挟在しているところでは、その上位と下位の地下水はそれぞれ独立した間隙水圧（地下水位）を持っている。このような複雑な地下水の賦存形態等を把握するためには、各調査手法を適切に選択して実施する。

図-2.2.7 に目的と調査手法の関係を示す。

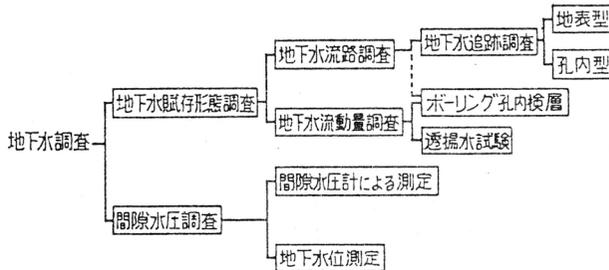


図-2.2.7 地下水調査の目的と手法

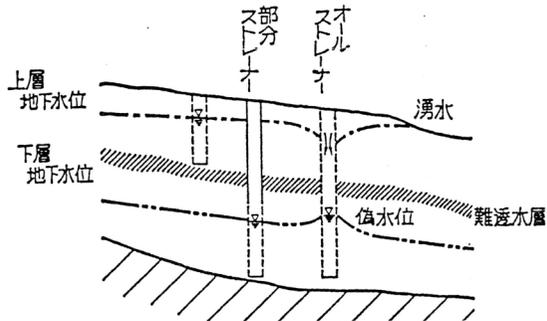
(6) 地下水位測定

地下水位の測定は、すべり面にかかる間隙水圧を地下水位として把握しようとするもので、地下水調査の中で最も重要なものの一つである。測定は、すべての地下水位測定孔についてはほぼ同時に測定を行い、ある一時点での地下水位分布を把握する一斉観測と、重要な地点の測定孔について自記水位計を設置して経時的な地下水位変化を測定する継続観測とに分られる。

- ① 測定孔の設置 一般に地すべり地域の地下水は崩土や基岩中の網の目状亀裂内を流動する脈状水であることが多く、その場合間隙水圧（≒地下水位）は、地下水の流動系によって異なることが多い。したがって、同じボーリング孔であっても深度が異なれば流動系が異なり、地下水位も異なってくる（例を 図-2.2.8 及び 図-2.2.9 に示す）、地下水位測定孔としては地すべりに最も大きな影響を与える流動系の地下水位を測定できるようストレーナーを設けなければならない（一般にはすべり面付近に設置）。なお、被圧地下水頭の確認などの際には、図-2.2.10 に示すような、吸水膨張する特殊樹脂をパッカーのような状態で挿入設置する方法も多くなっている。

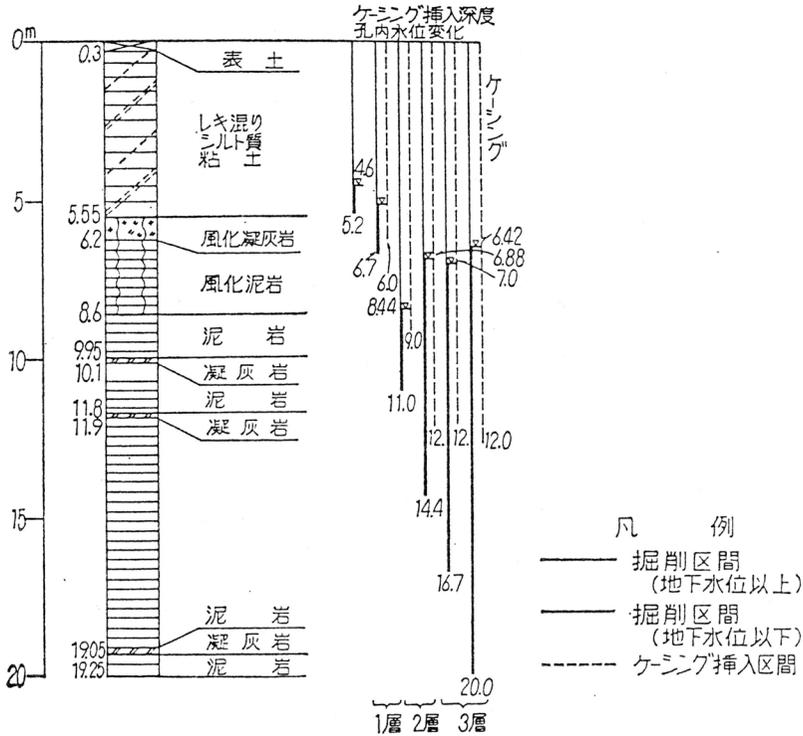
また、特に新第三紀層泥岩中などの粘土質な崩土を持つ地すべりでは、設置後1～2年のうちにストレーナーの目詰りを生じて地下水位の変動を測定できなくなってしまうことがあるので、ストレーナー周囲のフィルター材には防虫網や薄手のグラスウールシート等だけではなく 図-2.2.11 に示すように洗い砂等を用いる必要がある。

仕上げ孔径については、一斉観測孔は25 mm 以上、継続観測孔は設置する自記水位計の機種に合わせた孔径とする。



注) この図では、オールストレナーを入れて誤った地下水位を測定する例を示している。

図-2.2.8 多層地下水位概念図(注)



注) この図の右側に示したのは毎朝の掘削前の地下水位を図にしたものである。このボーリング例では掘削に際して、孔壁の崩壊を防止するためにケーシングの使用を行っている。したがって地下水について考える場合にはケーシング区間は透水されていると考えてよい。この結果から次のような地下水構造が読み取れる。

GL-0.3 ~ 5.55m: 第1帯水層: 地下水位GL-4 ~ 5m

GL-5.55 ~ 8.6 m: 第1透水層

GL-8.6 ~ 11.8m: 第2帯水層: 地下水位GL-8.44m前後

(ただし9.95~10.1mの凝灰岩層で更に二分されている可能性あり)

GL-11.8 ~ 11.9m: 第2透水層

GL-11.9m 以 深: 第3帯水層: 地下水位GL-6 ~ 7m

図-2.2.9 多層地下水位測定事例

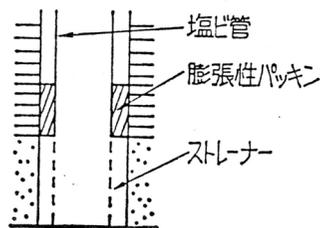


図-2.2.10 膨張性パッキンの挿入例

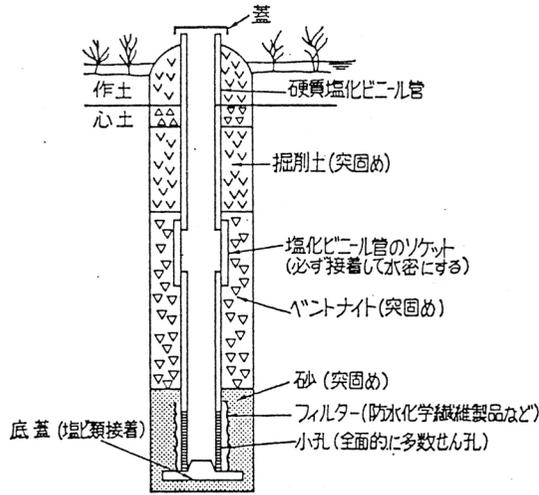
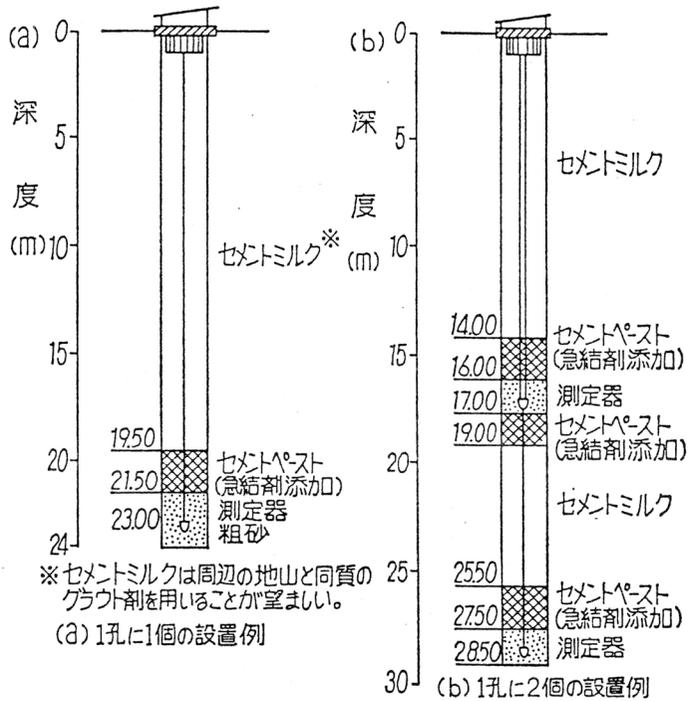


図-2.2.11 観測孔構造例



※セメントミルクは周辺の地山と同質のクラウト剤を用いることが望ましい。

注) この計画基準は主として再活動地すべりの調査と対策についてのものなので、間隙水圧が正の場合についてだけ記したが、初生地すべりの調査の場合(再活動すべりであっても、旧地すべり土塊中に新しいすべり面が発達する場合も含む)には掘削や侵食などに伴う負の間隙水圧の発生とその消散過程を測定する必要がある。その場合は閉じた系のハイドロリック式の間隙水圧計を、地すべり土塊中に押し込み、ピックアップとすべり面粘土を密着させる(ピックアップの周辺に砂を置いてはならない)。

図-2.2.12 間隙水圧計(電気式)設置例

- ② 一斉観測 簡易地下水位計又はテスター等を用いて、地下水位測定が可能なすべてのボーリング孔について一斉に測定を行う。少くとも毎年平常期、豊水期各1回は測定を行い、地下水位等高線図として整理したうえで、安定解析時の間隙水圧データや、地下水排除工計画立案の基礎として用いる。
- ③ 継続観測 主要ブロックの中央部や集水井施工予定地点等観測のポイントとなる地点においては、観測孔に自記水位計を設置して地下水位の継続観測を行う。測定記録は、降水量と対応させたグラフとして整理し、降雨や融雪と地下水位の関係や、安定解析を行う際のピーク水位の検討、地下水排除工の計画立案の基礎資料として用いる。

(7) 間隙水圧計による測定

間隙水圧計による測定は、すべり面にかかる間隙水圧を直接測定しようとするもので、地下水位測定では追従できないような急激な間隙水圧変化や、粘土層中の間隙水圧の測定に適している。しかしながら、間隙水圧計自体も埋設後の故障をチェックできないものが多く、測定値の信頼性に疑問を生じる場合もある。したがって設置に当たっては細心の注意を払う必要がある。

間隙水圧計の種類については、測定部のダイヤグラムにかかる水圧を何らかの手段で電気的に変換して測定するもの（応答時間が短い）や、水圧を細いパイプで地表まで導いて測定する水位計に近いもの（応答時間が長い）など各種のものがあるが、長期的な測定を前提として選択する必要がある。また、測定器のフィルター等の材質としては金属の場合地中で電池作用を生じてガスが発生し測定誤差の原因となるため、非金属のものが適当である。

間隙水圧計の設置は図-2.2.12に例示するように、洗い砂で包み込むようにしてボーリング孔に埋設する（ボーリング孔の孔径は間隙水圧計の最大径+50mm程度以上）。設置に際して最も問題となるのは、間隙水圧計設置部分上下の遮水の良否であり、入念な遮水施工が必要である。特に1孔に複数の間隙水圧計を設置する場合は施工が難しいため、できるだけ1孔につき1個の設置とすることが望ましい。また、間隙水圧計のケーブル等は地すべりの移動によって切断される恐れがあるため、たるませた状態で埋設する。

測定に当たっては自記記録式とすることが望ましいが、それができない場合は1日～1週間に1回程度の測定とする。

測定記録は降水量と対応させたグラフ等として整理し、地下水位の継続観測値と同様に利用する。間隙水圧の測定例を図-2.2.13に示す。

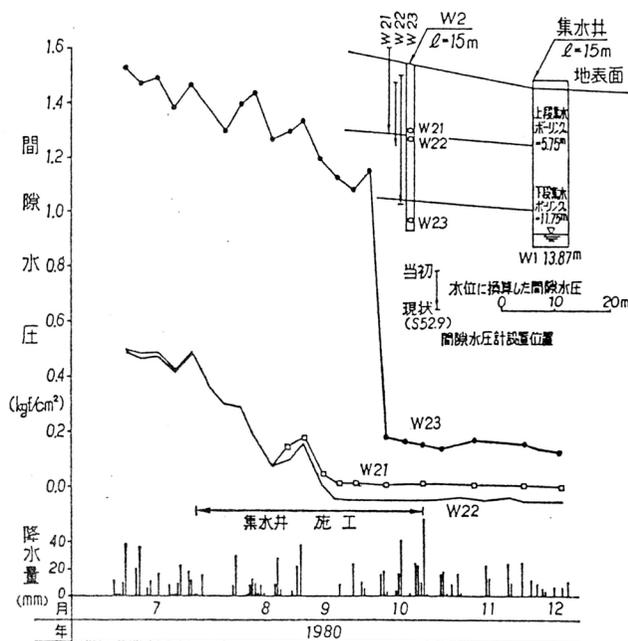


図-2.2.13 集水井施工時の間隙水圧変化測定例（電気式）  
（新潟県松之山町松之山越地区）

### 3(6) 間隙水圧の決定 ( P69)

間隙水圧は、地すべり移動と最も相関する水位、又は間隙水圧測定地点の値を用いる。粘性土の地盤においては、すべり面付近で注意深く測定された間隙水圧記録が原理的には信頼しうるものであるが、このような記録が常に得られるとは限らないので、このような場合には、地下水位の記録から便宜的にすべり面での間隙水圧を決定する。地下水位は、原則として観測期間の最高水位を用いるが、観測が短期間の場合には豪雨あるいは融雪時の異常水位を勘案して決める。

なお、冠頂部又は舌端部付近のスライスで(3.3.1)式における $(W \cos \alpha - ul)$ の項が負になる場合がある。これは間隙水圧を簡便化して考慮するために起こり、実際にはあり得ないことなので、このような場合には $(W \cos \alpha - ul)$ をゼロとおくとよい。

## (3) 林野庁 治山技術基準・解説 {地すべり防止編}

### 5-4 地下水調査 ( P55)

地下水の調査は、井戸及びボーリング孔を使用し、地下水の圧力水頭を測定するために行うものとする。

#### 【解説】

#### 1 地下水及び調査

- (1) 地下水位とは、地下水がある状態でもっている圧力水頭と位置水頭の合計を高さで表わしたものをいい、次の式で表わされる。

$$h = \frac{P}{\gamma_w} + Z$$

ここで

h : 地下水位

P : 地下水圧

Z : 基準面からの高さ

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量

- (2) すべり面充填物のせん断強度 $\gamma$ と垂直応力 $\sigma$ との関係は次の式で表わされる。

$$\gamma = c + (\sigma - u) \tan \phi$$

ここで

c : 粘着力

$\phi$  : 内部摩擦角 (粘土の場合では含水量によって著しく変化することがあり、 $c'$ 、 $\phi'$ とダッシュをつけ、有効応力による粘着力、内部摩擦角と呼んで区別することがある。)

上式中の $u$ は間隙水圧であり、これはすべり面に連続する地下水の水位に基づく水圧 (揚圧力) と載荷重による過剰間隙水圧の両方からなる。地すべり防止工事として行う排水工法の対象となるのは、主として前者、すなわち地下水に基づく水圧である。

地下水位調査はこの揚圧力 $u$ を知ることとを目的として行うものである。

#### 2 地下水位の測定

地下水位の測定に当たっては、目的に沿って適切な計画を立てなければならないが、計画等に際しての留意事項は次のとおりである。

- (1) 測定孔の平面配置及び深さ

測定孔の平面配置は、地下水調査の目的によって異なるが、原則として、最初は粗く、必要に応じて測定孔を増すよう計画する。具体的には、地形図に井戸やボーリング孔等測定地点を図示し、地下水位を測定して地下水位等高線を描くがその過程において不明な部分を追加する。地下水位の変化の著しい箇所、地下水位の勾配の大きいところでは、新たに水位観測孔を設けることを考慮する。また、地下水位は帯水層によって、また同一帯水層でも深さによって異なるため、測定はどの帯水層を測定するかをあらかじめ地層構成について検討し深さを決定することが必要である。

- (2) 測定時期

地下水位は気候、特に降水状況と極めて関係が深いため時期によって変動が著しい。したがって地下水位の測定は、その調査目的に合った時期を選定しなければならない。また、同時期であっても年により相違があるため、既存の資料を検対比した上で解析する必要がある。

- (3) 測定方法

地下水位の測定方法には次のものがあり、調査目的に合ったものを選択する。

#### ア フロートによるもの

ボーリング孔を使用し、又は拡孔して、孔内にフロートを浮かし、地下水の上下を地上の記録計で記録するもので連続的な水位変化が把握できる。

#### イ 針計によるもの

ボーリング孔等の地下水位を直接測定する方法である。コードの先端に電気接点を設け、地下水面に到達した場合に電流が流れるようにし、その深さを測定できるようにしたもので、極めて簡便な方法である。

#### ウ 水圧により測定するもの

ボーリング孔等を使用し孔底に圧力計を設け、水位の上下により水圧が異なることから水位を測定するものである。連続的な記録が可能であるが装置が複雑である。

#### 3-8-2 間隙水圧調査

間隙水圧の調査は、地すべりに関係する地下水の間隙水圧を直接測定するために行うものとする。

#### 【解説】

#### 1 間隙水圧

間隙水圧は、地すべりの安定解析等に用いられる因子の一つであるが、地すべり地内の地下水の分布が複雑なため正確な測定が困難なことが多く、一般に地下水位をもって安定解析の間隙水圧に代用することが多い。しかしながら、地下水位は不透水層を貫いたボーリング孔の水位を地下水位とすることが多く、真の間隙水圧とは異なったものとなることが多い。

#### 2 間隙水圧の測定

地すべりにおける間隙水圧の測定は、すべり面付近のものを測ることが必要であるので、必要な部分の水圧のみが測定可能なように上部及び下部を密封する。測定には、一般にピエゾメーター (水圧計) を用いる。フィルター等を持ったピエゾメーターから立ち上げられたスタンドパイプ内の水位を水位測定器によって測定しヘッドに換算する原理を用いるもので、地盤の透水性によって表-11のような種類がある。

#### 4. 各基準のまとめと問題点

各基準により示されている事項及びその解説をとりまとめると次のようになる。

##### (1) 地下水位測定について

###### ①. 目的

- 斜面の安定解析を行なう基礎資料を得るため地下水位の測定は必ず行なう。  
(河砂, 土改)
- すべり面にかかる間隙水圧を地下水位として把握する。(土改)
- 地下水排除工の効果の確認。(土改)
- 地下水の圧力水頭を測定するために行なう。(治山)

###### ②. 配置・施設

- 調査ボーリング孔を利用。(河砂)
- すべての地下水位観測孔。(土改)
- 最初は粗く必要に応じて測定孔を増す。地下水位変化の著しい箇所・地下水位勾配の大きい所。(治山)
- 井戸及びボーリング孔を利用。(治山)

###### ③. 深 さ

- すべり面付近にストレーナーを設ける。(土改)
- どの帯水層を測定するかあらかじめ地層構成について検討。(治山)
- 間隙水圧計 …… すべり面にかかる(付近の)ものを測る。(土改, 治山)

###### ④. 手 段

- 触針式(テスター等の簡易地下水位計)(全)
- 自記水位計(土改)
- 自記水位計・フロート式(河砂, 治山)
- 自記水位計・水圧式(治山)
- 間隙水位計(土改, 治山)

###### ⑤. 期 間

- 主測線沿いのボーリング孔では、一定期間必ず行なう。(河砂)
- 20mm以上の降雨の翌日は3回/日程度。(河砂)
- ボーリング終了後は50日以上連続。(河砂)

- すべての地下水位観測孔についてほぼ同時に測定を行なう。(土改)
- 一斉観測 …… 毎年平常期・豊水期各1回。(土改)
- 観測のポイント(主要ブロック中央・集水井予定地点等)となる地点での自記水位計による継続観測。(土改)
- 間隙水圧計の場合自記記録による継続又は1日～1週間に1回。(土改)
- 調査目的に合った時期(降水状況と関係するため時期によって変動が著しい)。(治山)

#### ⑥. 結果の整理

- 当日の降水量及び地表変動量との対照図。(河砂)
- 地下水位等高線図。(土改)
- 降水量と対応させたグラフ。(土改)
- 既存資料を検討対比。(治山)

#### (2) 安定計算への利用

- ボーリング孔内の地下水位によって間隙水圧に代える。(河砂, 治山)
- 地すべり移動と最も相関する水位又は間隙水圧測定地点の値。(土改)
- 地下水位の記録から便宜的にすべり面での間隙水圧を決定する。(土改)
- 原則として観測期間の最高水位を用いるが、観測が短期間の場合には豪雨・融雪時の異常水位を勘案する。(土改)

#### (3) その他の注意・留意点

- 透水係数の小さい( $K \leq 10^{-5}$ )地層の場合、地下水位の反応の遅れに注意する。(河砂)
- 粘土層では変動する地下水位と間隙水圧が一致せず、また不透水層の上・下の地下水はそれぞれ独立した間隙水圧を持っており、同じボーリング孔でも深度によって地下水位も異なる。(土改)
- ストレーナーの目詰り。(土改)
- 間隙水圧計設置上の注意点。(土改)
- 不透水層を貫いたボーリング孔の水位は真の間隙水圧とは異なる。(治山)

以上のとりまとめ事項においても、その表現の仕方に差があるものの、内容については大きな違いはないことがいえる。ただあくまでも各所轄官庁の基準だけにとらわれた内容で処理するだけでなく、必要に応じた、より効果の得られる手段を用いることが肝要である。

次にそうした表現の差が生じている理由としては、地すべり解析上常に問題として挙げられる、地すべり地の地下水賦存状況の複雑性のためと考えられる。

構造改善局：土地改良事業計画設計基準・P64による地下水賦存状況の把握に対する項目を次に示す。

### 3. 地下水賦存状態の把握

地すべり活動の直接の誘因として、地下水が極めて重要であることはよく知られている。特に地すべり地域の地下水が裂か水、層状水、宙水のいずれの形で賦存するのか、被圧地下水なのか、不圧地下水なのか、といった地下水の在り方が重要である。また、地下水は間隙水圧として有効応力を減少させる働きを持っているので、地すべり機構の解析に当たってはこれを間隙水圧分としてとらえ、それがすべり面に与える影響を解明する必要がある。このほか、地下水の主要な流動経路及び流動量を把握することは、地すべりブロックの危険度分級、対策工事の立案に役立つ。さらに地すべり地域への他の地下水流域から地下水を供給する断層破砕帯（あるいは亀裂帯）等の有無、キャップロック（地層を覆って地形上、頂部に分布し地下水を貯留又は下位の地層に地下水を供給する岩層、地層を指す）の存在の有無等は地すべり地域の水収支や水的作用を考えるうえで重要である。図-3.2.2は、地すべり地域における地下水の賦存状態や流動経路等を模式的に示したものである。

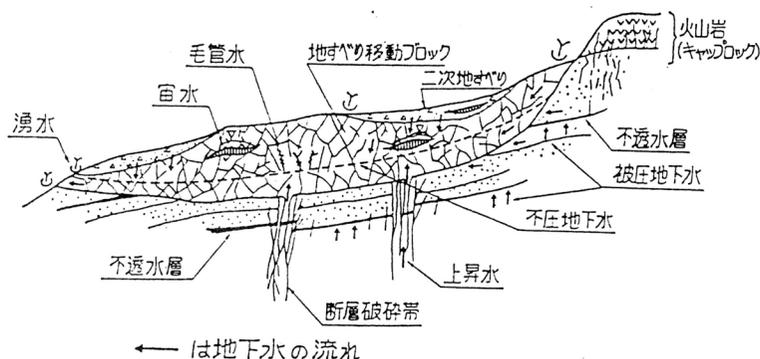


図-3.2.2 地すべり地域における地下水の賦存状態模式図

地下水の賦存状態を把握する際には、一般に現地踏査と各種の調査を組合せ、精度を高めるものとする。

まず地形図及び現地踏査によって透水層、不透水層の区分、その分布及び関係を明らかとし、地下水の入れ物としての地盤の性状を把握する。同時に地下水の露頭である湧水、沼沢地、湿地、井戸等の位置から地域の水文環境を明らかにする。

次に現地踏査によって概定された水文条件について、ボーリング、各種検層、観測等によって帯水層の広がり、地下水位、間隙水圧等地下水の性質を確認する。また、透水（揚水）試験、トレーサー法、水質分析等によって帯水層の透水性の評価や流動経路の推定を行う。

以上の諸調査によって地下水の挙動を的確に把握し、最も効果的な地下水排除の方法や位置を計画する。

この解説の中では、①. 地すべりブロックに対する地下水の作用といった、いわゆる機構解析の観点と、②. 地下水排除工などの立案といった、対策工事を効果的に実施するといった観点が示されている。また地すべり地での地下水が図-3.2.2 に模式的に描かれている。しかし現実には地下水賦存の複雑性がどうして存在するかというと、前段でまとめた各基準の中から、幾つか見つけ出すことができる。

これを整理してみると、

- 地区毎に異なる地質・土質・透水性等の中で考えなければならない。
- 季節毎に変化する（夏期・冬期・降雨・融雪等）状況を地下水位が示す。
- 年度毎によっても異なる変化（1年間の観測で代表値が決められない）を示す。
- 地すべり地内と地すべり地外の差。

といった地下水（位）の形態と、これを正しく評価するための

- 自由地下水と被圧地下水の区別。
- 層別の地下水位測定。
- 全ストレーナーと部分ストレーナーの区別・比較。
- 積雪期の地下水位観測の難しさ。

といった地下水位観測施設・手段での問題があるように思われる。

こうした問題を一つ一つ解決していくために、種々の調査手法が提案され、各基準にも反映されてきつつあるものと理解できるし、また、個々の基準に表現されていない調査法があっても、より精度を上げるため、弾力的にとり入れられていることも現実であるといえる。こうして効果的な調査結果を総合的に評価することによって、複雑な地下水形態が解明されて行くものとする。

## 5. 地下水位変化の事例と地下水位測定

前項で述べたように地下水位測定といっても、全ての問題点が解決されているわけではないが、近年急速に発達している自動観測による地下水位測定の結果から、地下水位変化の特徴をまとめ、地下水位測定を考える。

### [事例①] 平丸地すべり

1988年（昭和63年）から1989年（平成元年）にかけて観測された結果（いずれも地すべり地内）を図-4に示した。平丸1・2の地下水位は次のような特徴がある。

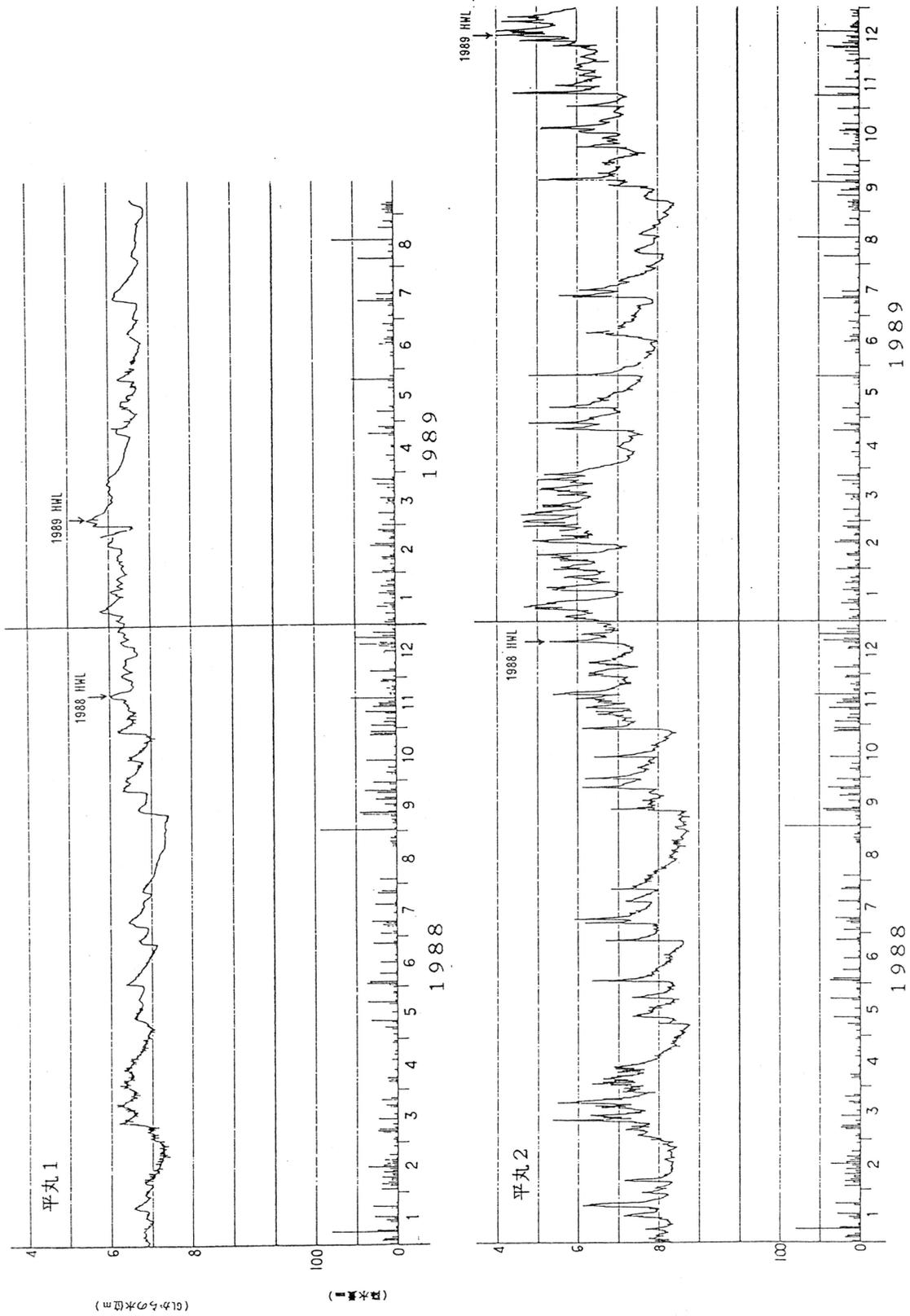


図-4 自動観測による地下水水位変化

### 平丸. 1

- 融雪期は細かい変化（微動）を繰り返しながら変化する。
- 変動巾は全体にみて年間 1.5m位の範囲にある。
- 降雨等による一時的な上昇は 1.0m程度である。
- 最高地下水位は測定年度により異なる。

### 平丸. 2

- 全体の変動巾は 3.5～4.5 mの範囲にある。
- 一時的な上昇は 3.0m程度（1989年5月）である。
- 一年間の最高水位はいずれも12月に出現している。
- 地下水位の変化は急激な上昇・下降を繰り返すが、その過程の中でも細かい変化がみられる。

この2つの結果を合わせて考えると、

- ①. 地下水位の上昇は3月～4月の融雪期と、降雨に相関性を持っている（降雨の場合、1日の雨量よりも連続した雨量による変化のパターン性がある）。
- ②. 地下水位の変化は、立ち上り（水位上昇）が急で徐々に下降している。
- ③. 常に細かい変化を持ちながら全体としての地下水位の上昇・下降を示している。
- ④. 同一地すべり地内で変動巾は異なるが、降雨との関係でみる変動パターンは類似している（同じ地下水供給による影響が表われる）。

ということがいえる。

### [事例②] 蓬平地すべり

1988年（昭和63年）の観測結果を図-5に示した。上段は地すべり地内の3孔を、いずれも手動観測（平均週1回の測定）したもので、下段は滑落崖頭部にあたる地すべり地外で自動観測を行なったものである。

#### 蓬平. 1

- 地すべり地内では3孔とも概ね同じ変動パターンを示す。
- 変動巾は 4.0～5.5 m位の範囲にある。

#### 蓬平. 2

- 変動巾は15mにも達する（冠頭部に及ぼす大きな地下水圧の影響が推定される）。

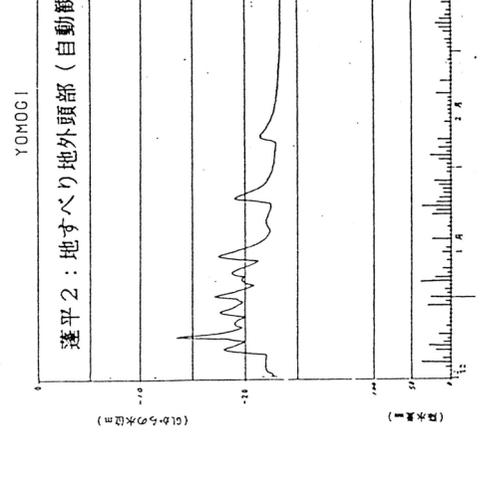
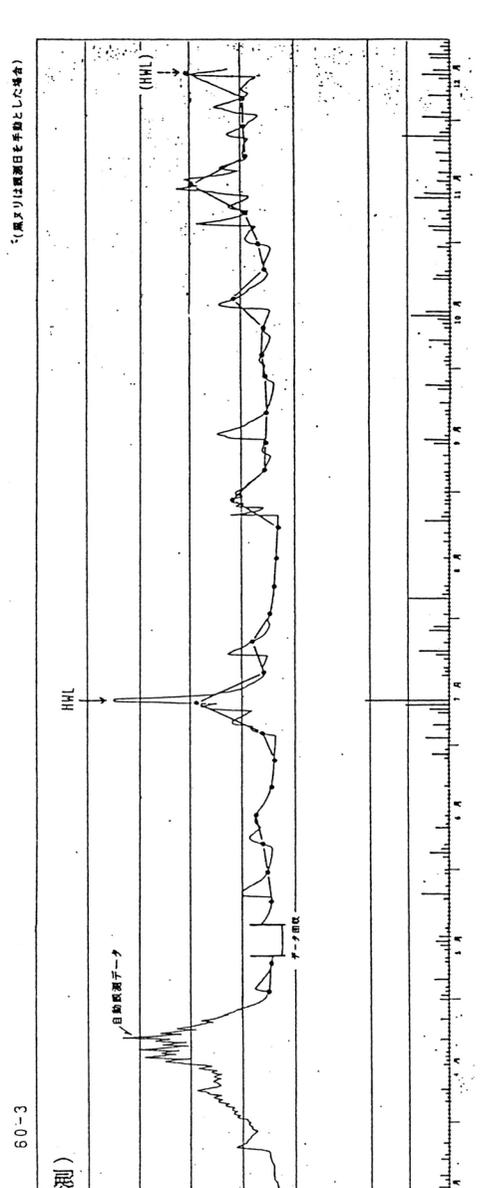
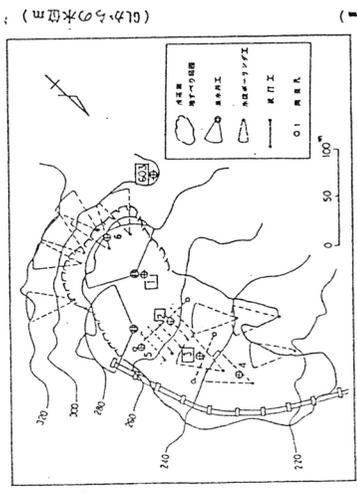
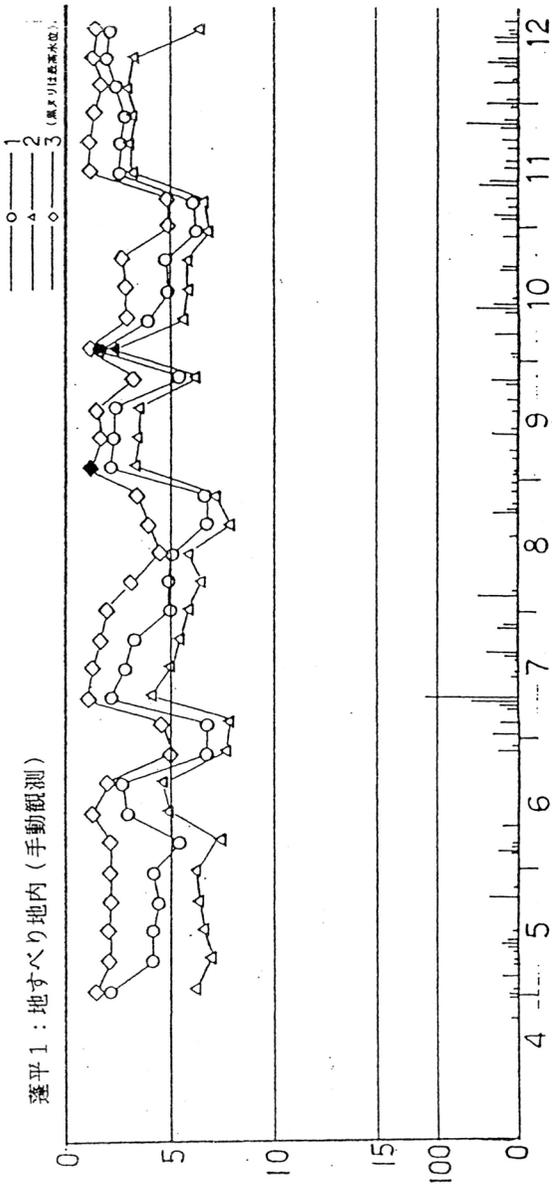


図-5 手動観測と自動観測による地下水水位測定例  
\* 1 週間に 1 回の測定を原則としている

1988

○降雨によって急激な上昇～下降を示す。

○融雪期には、融雪期以外と比べ細かい変動を記録する。

この両者を比較する意味で、遼平、2データの中に、遼平、1の手動観測日をプロットしてみた。地すべり地外と地すべり地内では地下水位の変動パターンは必ずしも一致せず、しかも重要なことは、手動観測日で行なうと、最も危険になる最高水位を見落としたことになり、その発生日も異なる。

これは手動観測日が、たまたま最高水位に重ならなかった例ともいえ、手動観測を全て否定するものではないが、測定日間で最高水位を示し、それが把握できないという可能性を持つ。また、確かに最高水位なのか否かという判断も結局は結論づけられないことになる。

以上のことから、同一地すべりブロック内での地下水位変化は、変動巾の差はあるものの、比較的同じ変動パターンを持っており、同じ地下水の供給によって影響されていることが推定される。また測定年度によって最高水位が変わることが十分にある。

現在こうした観測事例が数少ない状態であり、今後とも各地の地すべり地で検証を行なっていく必要はあるものの、地下水位測定には自動観測による連続観測が必要であり、少なくとも2～3年以上の観測結果を得る必要があるといえる。その際、同一ブロック内で1孔以上と、さらに頭部を中心とした地すべり地外にも目を向けた観測体勢の重要性が指摘できる。

こうしたことにより、安定計算上への地下水位の精度向上をもたらし、対策工の効果確認の際にも貴重なデータの採用が可能になるものと考えられる。

#### (参考資料)

- (1) 小橋・佐々「地すべり斜面災害を防ぐために」 1990
- (2) 曾田範宗「摩擦の話」 1980

### Ⅲ 技術基準に対する問題点の一例

黒木三郎<sup>※</sup>

<はじめに>

地滑り対策立案の技術基準は建設省、構造改善局、林野庁でそれぞれ作られており、計画立案上の大きな寄りどころとなっている。これらの基準は、当然微妙な表現の違いや、明確さに差がある。基準によって余りにも規定し過ぎると当然現実にそぐわない結果になったり、計画立案する側においては工夫、改善の余地が少なくなり、技術の向上につながらないという側面もある。一方明確な根拠や決めてのない部分も残っており、発注者側との調整にとまどる場合もある。

今回は、このような問題の一例を取り上げテーマとしたい。

#### §. 1 安定解析に関わる問題点

安定解析については、三所管とも規定しており、内容はほとんど変わらない。

地滑り斜面の安定を保持するために必要な地滑り防止工事の規模、数量を決定するため、安定解析を行い、所定の安全率を確保するものとする。

地滑り機構に応じた地滑り防止対策を講じるため、重要な地滑りブロックを対象として安定解析を行う。

安定解析は地滑り移動を抑制または抑止するための、工種及び工事の規模を決定するために行うものとする

ここで、安定解析に必要な要件は次のとおりである。

- (1)滑り面 ----- 地質水文条件、計測、現況、その他
- (2)間隙水圧分布 -- 孔内水位、間隙水圧計、水位専用孔  
地下水検層

※国土防災技術株式会社

(3)安定解析式

(4)土の強度定数  $c, \phi$  逆算法, 土質試験,

(5)安全率

これらの要件で特に(4), (5)が問題になることが多い。

土の強度定数は, 一般に逆算法で決定するが, 決定時の安全率をどの程度とするか, あるいは逆算法では $c, \phi$ いずれかを決定してやらねばならず, すっきりしない。基準は次のようである。

安定計算に用いる $c, \phi$ は, 原則として地滑りの形態土質を参考に下図より現状の安全率 $F = 1$ となるように決定する。

地滑りの安定解析に使用する土質強度定数は, 地滑り移動の実態又は土質試験の結果に基づいて決定するものとする。

(5)の安全率については, 一般には現状安全率, 目標安全率, 初期安全率, などの用語が用いられているが, 一部混乱があるようである。申は安全率の定義を次のように提案している。

- イ) 臨界安全率 $F_c$  ..... 地すべり移動が開始するときの安全率をいう。したがって $F_c = 1.0$ である。この時のすべり面間隙水圧を臨界間隙水圧という。
- ロ) 現状安全率 $F_r$  ..... 調査期間内のある時期における安全率をいう。間隙水圧, 地形等の変化に伴って変動する。
- 活動時安全率のとり方の目安として次に示すものがある。
- ①: 移動速度がきわめて緩やかなもの .....  $F_r = 0.98 \sim 1.00$
- ②: 明確な移動が観測されるもの .....  $F_r = 0.95 \sim 0.98$
- ③: 移動がきわめて激しいもの .....  $F_r \leq 0.95$
- ハ) 初期安全率 $F_0$  ..... 対策工の検討を行う上で基本となる最小安全率をいう。
- ニ) 目標安全率 $F_t$  ..... 対策工の実施によって達成する目標値をいう。



すなわち、 $C$ 、 $\phi$  決定時の安全率をどう考えるかである。新潟の場合、計測に明確にひっかからない場合が多く、なおさら問題を複雑にしている。

本地滑りの場合初期安全率としては③の現状水位（最高水位） $F_s = 0.85$ からのスタートとしている。

目標安全率についても明確な根拠があるわけでは無く多分に経験的なものであり、設定は困難である。特に工費に直接効いてくるということで問題が多い。

## §. 2 抑止工か抑制工か

対策工立案の場合抑止工か抑制工かが問題になることがおおい。基準では次のようになっている。

地滑り防止工法は次の各項を考慮して選定するものとする。

1. 地滑り発生機構に対応する工法とし、特に降水（融雪水）、地下水と地滑り運動との関連性、地形、地質、土質地滑り規模、運動形態、地滑り速度などを十分考慮すること。
2. 工法の主体は抑制工とし、抑止工は直接人家、施設などを守るため小さな運動ブロックの安定を図る場合に計画すること。
3. 地滑り運動が活発に継続している場合には、原則として抑止工は用いず、抑制工先行によって運動を軽減してから実施すること。
4. 工法は、通常数種の組合せにより地滑りの安定を図るものであり、適切な工法の組合せを計画すること。

地滑り防止工法は、地滑りの要因の低減、除去及び抵抗の付加により地滑りの安定化を図るため、地滑りの危険度対策の緊急度、重要度を考慮して、効果的、かつ経済的に妥当なものを選定する。

地滑り防止計画は、地滑りに伴う土地の移動及び土砂流出による被害の防止または軽減を図るため、地滑りの特性及び規模に応じて地滑り防止施設を有効に配置し、安全水準の向上及び確保が出来るよう策定しなければならない。

地滑り防止工法は、抑止工と抑制工に区分するものとし実態調査及び機構調査の結果に基づいて、最も効果的な工法及びその組合せを選定しなければならない。

目標安全率は、地滑りの規模、想定される被害の範囲及び保全対象の重要度により1.1～1.2の範囲で決定することを標準とする。

抑止工か抑制工かの判断は、

1. 保全対象などからの決定。
2. 土の強度定数、安定解析結果などからの判断。

ということになるが、特に(2)の場合水位低下量をどの程度見込むかということが最も重要な課題となる。これについては、次のような基準がある。

地下水排除工による地下水位の計画低下高は、地滑り厚20M程度の場合は標準として次の値を採用し、これより大きな規模の地滑りにおいては別と検討を行って決定する

|         |       |      |
|---------|-------|------|
| 横ボーリング工 | ----- | 3m   |
| 集水井     | ----- | 5m   |
| 排水トンネル工 | ----- | 5~8m |

このような基準での計画においては、はたして計画どうりの水位低下が発生しているか不安がいつもつきまとう。申はこの点についてつぎのようにのべている

表 1.1 施工順位と安全率

排水工法による安全率のアップはせいぜい5%程度、残余を排土工/盛土工・抑止工で補うものとし、排土工/盛土工→抑止工→排水工といった施工順序がもっとも望ましく、また(排土工+抑止工)で安全率 $F=1.1$ を確保し、最終的に $F=1.15$ ないし $F=1.2$ を達成する施工計画としたい。  
 $F=1.15$ は、最小の目標安全率を1.1とし、最高水位の推定ミスに対する保証として0.05の余裕を加えたものである。

- 注-1: 排土工/盛土工は、盛土工が一般に排土工との組合せで行われることから同時施工を意味する。  
 注-2: 水位(すべり面に働く間隙水圧)として超過確率水位を与える場合には、安全率の上での0.05の余裕は不必要である。

表 1.2 工法積み上げによる目標安全率の概値

|       | 大規模すべり    |           | 中・小規模すべり  |       | 備考 |
|-------|-----------|-----------|-----------|-------|----|
|       | 目標安全率     | 負担安全率     | 目標安全率     | 負担安全率 |    |
| 排土/盛土 | 1.05~1.10 | 0.07~0.12 | 1.10~1.15 |       |    |
| 抑止工   | 1.10~1.15 | 0.05      |           |       |    |
| 排水工   | 1.15~1.20 | 0.05      | 1.15~1.20 | 0.05  |    |

- 注-1: 小規模地すべりとは、斜面長にして数十m程度であり、降雨期などに一気に押し出す危険のある規模の地すべりをいう。  
 注-2: 中規模地すべりとは、斜面長にして100m前後、単年度施工による安全率のアップ率10%または安全率 $F=1.05\sim 1.10$ 対応の抑止工が可能である規模のものをいう。

また藤原は、この点について原則的には

< 1 に土工 2 に抑止 3, 4 がなくて 5 に排水 >

と考えていると述べたことがある。

抑制工にたいする過大な効果を期待することに対する警告と考えたい。