



土砂災害の予知と対策

3. 地すべり (その 4)

しん
申じゆん
潤 しょく
植*いた
板 がき
垣おさむ
治**

- 3.1 地すべり地の判定 (4月号掲載)
- 3.2 地すべり地の調査 (5月号掲載)
- 3.3 地すべりの発生機構 (6月号掲載)

3.4 地すべりの解析手法

3.4.1 安定解析手法のいろいろ

安定解析法は、一般によく用いられている極限平衡法 (limit equilibrium method) と、極限解析法 (limit analysis method) の二つに大別される。前者はすべり面におけるせん断応力とせん断強度の極限のつり合い状態を考えているのに対し、後者は、前者ではとり扱わない応力-ひずみ関係を安定解析にとり入れる。後者は Drucker & Prager (ドラッカー, プレージャー, 1952)⁷⁹⁾ に端を発し、近年のコンピューターの普及とともに、有限要素法による解析もみられるようになった。Chen (チェン) ら^{80), 81)} は段切り地形の単純有限斜面における安定問題において対数らせんすべり面を前提とし、すべり面に沿う移動により土塊が行う仕事の仕事率と、すべり面に沿って失われるエネルギーの損失率とが相等しいとして解を求め、等方均質斜面、異方均質斜面、異方非均質斜面それぞれにおける安定数 N_s ($N_s = \gamma H/c$, c : 粘着力, γ : 土の単位重量, H : 直高さ) を求め、計算図表の形で示している¹⁰⁵⁾。地表面水平の場合、極限平衡法による N_s と上の極限解析法による N_s とが、計算機誤差の範囲内で一致している。極限平衡法は、以上のように、すべりの機構やその物理学的意味づけが明確である点に大きな特長がある。両法による解がよい近似を示しているとしても、それぞれが前提としている条件は全く違うものであって、この問題についてはそれぞれの文献^{82), 83)} を参照されたい。

斜面安定解析法は、それがとり扱う斜面形状によって別の分類が可能である。すなわち、切取りや盛土斜面、または堤防のような比較的単純な斜面 (有限斜面) をとり扱うもの、同一の勾配からなる単純半無限斜面をとり扱うもの、不規則な地表面からなる一般斜面をとり扱うものの三つである。もっとも前二者は、後者の、幾何学的とり扱いの簡単な斜面形状への適用であって、本質的な違いはない。ただ、一般には計算図表のかたちでまとめられており、現場

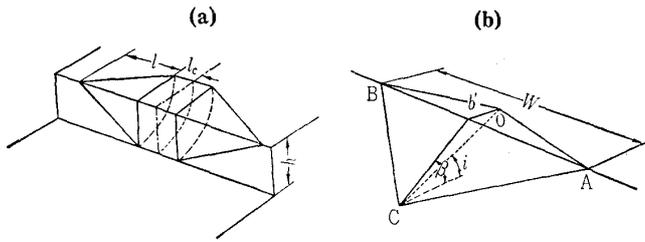
にすぐ役立てることができて重宝である。

地すべりは、ある規制された、顕在の、または潜在の面に沿う斜面土塊の斜面下方への移動現象をいう。地すべりを規制する面が明らかに認知できる場合には問題はないが、一般には試算によって安全率最小を与えるすべり断面を探り出し、これをもってすべり面とする。試算はある特定の安定解析式を用いて行われ、安定解析式はそれが前提とするすべり面の線形によって直線すべり、くさび形すべり、円弧すべり、対数らせんすべり、放物線すべり、一般形すべり等のいろいろな方法に分類される。安定解析は一般に斜面を鉛直方向に区切った、分割細片 (スライス) について行われ、このように任意に分割された各細片の鉛直壁 (側壁) に作用する力のとり方と、すべり面におけるせん断応力と垂直応力を求めるための、静的つり合い条件のとり方も、それぞれの式によって異なる。したがって、すべり面の線形による安全率の計算値 F の違いは、上の条件と無関係ではない。極限平衡法を用いた比較例としては、Spencer (スペンサー)⁸⁴⁾ によるそれがあげられる。彼は、Spencer 法 (後出) を築堤安定問題について円弧と対数らせんについて比較計算し、円弧すべりの方が危険であるとの結果を得ている。これに対して Chen⁸⁵⁾ は、すべり面の線形のとり方の違いは安定解析に余りひびかないことを指摘している。放物線すべりと円弧すべりとの比較例⁸⁶⁾ も見られるが、Baker (ベーカー) ら⁸⁷⁾ は変分法を用いて安全率最小の条件を求め、 φ = 一定の等方均質斜面におけるすべり面形は対数らせんか直線であり、Rendulic (レンドリック, 1935) の対数らせん解析法または Culman (カルマン, 1866) の直線解析法はとり扱いが簡単だけでなく、理論的にも正しいことを証明している。対数らせんは、1点Oから引いたすべての半直線と一定角 α をなす曲線であり、極座標で示せば $r = r_0 \exp[\theta \cdot \cot \alpha]$ で与えられ、 $\alpha = 90^\circ - \varphi$ とおけば、すべり面に働く垂直力と摩擦力の合力の作用線は常にらせんの中心Oを通ることになる。このため斜面の安定問題は静定の問題に帰せられ、したがって土重と粘着力のモーメントのつり合い条件のみを考えればよく、数学的とり扱いも簡単になる。

安定解析は、与えられた二次元的断面について行うのがふつうであり、この二次元的とり扱いについては多くの議論がある。崩壊にしろ地すべりにしろ、スプーン状、貝殻

*国土防災技術開発常務取締役

**建設省河川局砂防部傾斜地保全課 課長補佐



図—3.48 三次元モデル

状等立体的土塊の破壊・移動であり、斜面の安定の上で、特に側壁部分での縁端効果 (end effects) を無視し得ないであろうことが指摘されている。これら三次元的とり扱いについては、Baligh & Azzouz (バライ, アズウ, 1975), Lefebvre & Duncan (ルフェーブ, ダンカン, 1973), Hovland (ホフランド, 1977) 其他による研究がある。Hovland⁸⁸⁾は二次元法における簡便法 (フェレニウス法) を三次元に拡張し、図—3.48に示すようなモデルについて試算を行っている。モデルは円筒形の母体に円錐形の側壁部を両翼に配した、図の(a)のような階段地形での立体すべりである。これによると、粘着力を有しない場合を除けば、三次元的とり扱いによる安全率の方が二次元的とり扱いによるそれよりもかなり大きい。また彼の予想として、粘性地盤でのすべりは二次元的とり扱いに近いせん断形状に近づき、非粘性地盤でのすべりは図の(b)に示すような三次元くさびに近づく。現実には、いまのところ三次元的破壊曲面を与える決め手はない。特殊な場合を除き、二次元的安全率の方が小であれば、これから出発した対策工は安全側にある。立体的なすべり曲面の与え方については、今後の研究にまつほかはない。

現実に移動している地すべり斜面が与えられ、避難を含めた適切な措置を迫られることが往々にしてある。土に一定の応力を与えて放置しておく、時間の経過とともに変位量が増加するいわゆるクリープ現象がみられる。加える応力がある限界を超えると、やがてクリープ速度が連続的に増加し、変位量が加速度的に増加してついに破壊にいたる。いわゆる第三次クリープであり、斎藤は早くから (昭和41年) この現象に着目し、第三次クリープによる斜面崩壊時期の予知方法 (例えば文献⁸⁹⁾参照) を発表している。この方法の利点は、ひずみではなくて2点間の相対変位がわかれば、図式解法によって崩壊時期を予測できるところにあり、実用に供されている。一方、駒村⁹⁰⁾は地すべり運動が土の含水比によって影響されることに着目し、レートプロセス方程式を応用して、破壊時間 t_f 、作用せん断応力 τ 、含水比 w の間に次の関係式を導き、地すべり粘土についての直接せん断方式のクリープ試験 (含水比 $w=40\sim 50\%$) から、 A''' 、 c' 、 m として次の値を得ている。

$$t_f = A''' \exp\left(\frac{c'}{w}\right) \cdot \exp(-m\tau) \quad (\text{min})$$

$$\left. \begin{aligned} A''' &= 6.142 \times 10^{-2}, \quad c' = 2.795 \times 10^2, \\ m &= 10.432 \end{aligned} \right\} \dots\dots(1)$$

ここで例えばほかの条件はすべて同じく、含水比のみが40%から50%に増加したものととして単純に計算すれば、破壊時間が約1/4に早められるという結果になる。また、竹内⁹¹⁾は地中ひずみ計の観測データをもとにして、Ter-Stepanian (テル・ステパニアン) の方法により地すべり地の粘性係数を計算し (約120資料)、粘性係数 η と年間移動量 v_z の間に次の回帰式を求めている (相関係数 $r=0.4591$)。

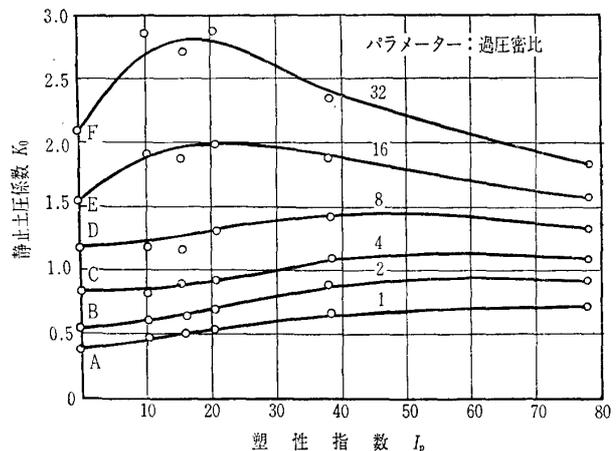
$$\log \eta = -4.082 \log v_z + 12.2412 \dots\dots(2)$$

逆の回帰式を求めれば、現場のひずみデータからあるいは年間移動量が推定され得よう。このほか、例えば地すべり土塊を Bingham (ビンガム) 流動体 (島通保, 1974), あるいは地すべり土を粘弾性体 (駒村, 1967) とするなど、地すべりの移動機構をレオロジー的に説明しようとする研究も多くみられる。多くはモデル的研究であるが、地すべり運動機構の多様性を理解する上で役立つ。

Skempton (スケプトン)⁹²⁾は、過圧密粘土のとり扱いとして、斜面の長期安定にはその残留せん断強度を用いることを提案している。過圧密粘土のせん断強度はある変位量までは急激に増加してピーク値に達し、変位がさらに進むにつれて急激に減少し、ある一定値 s_r (残留強度) に近づく。これを有効応力 σ' とし、

$$s_r = c_r' + \sigma' \tan \phi_r' \dots\dots(3)$$

ここに、 c_r' : 粘着力, ϕ_r' : 内部摩擦角
 $c_r' \neq 0$ に近く、また ϕ_r' もピーク値対応の ϕ' よりも小さいといわれ、日本の多くの地すべり地試料についての中村の報告⁹³⁾によれば $c_r'=0$ であり、 ϕ_r' も第三紀層地すべり地について $8^\circ \sim 20^\circ$ 、結晶片岩地帯を含む中・古世層地すべり地で $20^\circ \sim 30^\circ$ の範囲にあるという。図—3.49は過圧密比の違いによる、水平方向/軸方向の有効応力比 (静止土圧係数 K_0) を塑性指数に対して示した例であるが、過圧密比8ですでに $K_0 > 1$ であり、ある過圧密比以上では小さい塑性指数のところ K_0 値の最大が現れている点は注目に値する。横方向へ広がろうとする力が大きく、また残留強度が小さいということは、例えば掘削斜面底部での進行



図—3.49 過圧密比と $K_0 \sim I_p$ の関係 (Brooker & Ireland, 1965)

性破壊を促し、斜面の全面的破壊につながろう。この種の問題についての概観には仲野の解説⁹⁴⁾に詳しく、Duncan (ダンカン) ら⁹⁵⁾の論文と併せて参照されたい。なお、地すべり地内または周辺でのトンネル工、ダムたん水による斜面の埋没など、人為作用に伴う地すべりのとり扱いもむずかしく、3.4.4で別途にとり扱われる。

地震も地すべりの誘因・素因として見逃せない。新潟地震(1964年)の例にみるように、砂質地盤や粘土地盤内のレンズ状の砂の液化現象に伴った破壊やすべりもあり、斜面内でのスランプの発生を促したり、あるいはクラックを発生せしめ、後の斜面の全面破壊の下準備をするということもあり得る。地すべり安定解析上でのとり扱い方としては、地震の水平震度 K_h と土塊重 W の積 $K_h \cdot W$ をとり、これを移動土塊にかかる水平外力として考慮する方法、あるいは合震度 $K = K_h / (1 + K_v)$ (ここに K_v : 鉛直震度) をとり、地表面傾斜を $\theta = \tan^{-1} K$ だけ急にとる方法、または土の内部摩擦角を θ だけ減じる方法などがある。日本の場合、橋梁等の土木構造物の設計基準として水平震度 0.2、鉛直震度 0.1 を標準とし、架設地点の状況を考慮して増減できるように定められている。地すべりの場合、これらの値のとり方のほかに、地震時の斜面の安全率 F の定め方にも問題があり、斜面や震度のとり方いかんでは F が負になることもある。このような場合や、対策のための設計荷重が過大に失する場合などには、Newmark (ニューマーク) の方法^{96), 97)} などによって基岩と移動土塊との相対変位量を求め、待ち受けの構造を考える必要もあろう。

地すべりでとり扱うものは、そのほとんどがある規制された、または新生の面に沿った土塊や岩盤のすべりであり、すべり面での土のせん断強度が問題になる。これに対し、柱状節理や葉理に富んだ岩塊が重力の作用によって、将棋倒し状に転倒破壊する現象もみられ、これをトップリング (toppling) 現象という。これらの斜面の安全率は、従来の方法では計算できない。階段状の基盤上に乗る、規則的ブロックの斜面での、単純なトップリングについての極限平衡解析方法が、Goodman (グッドマン)⁹⁸⁾、その他⁹⁹⁾によって紹介されている。図-3.50のような場合の、⑧、⑨部分のとり扱い方にも参考となる。

以下、二次元的極限平衡法の主だったものについて、特にそのつり合い条件のとり方に重点をおいて説明する。

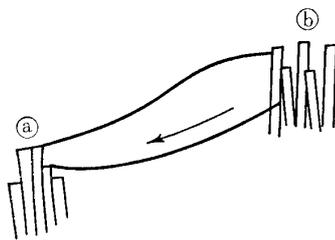


図-3.50 トップリングを伴った地すべり斜面

3.4.2 二次元的極限平衡法による主な解析手法

今日もっとも広く利用されている安定解析式の多くは極限平衡法の範ちゅうに属するもので、

- ① ある想定されたすべり面の全長にわたってクーロンの破壊規準が満足される。すべり面でのせん断強度を s 、すべり面に垂直に働く直応力を σ とすれば、

$$s = c + \sigma \tan \varphi \quad (\text{全応力表示})$$

$$s = c' + \sigma' \tan \varphi', \quad \sigma' = \sigma - u \quad (\text{有効応力表示})$$

ここに、 c, c' : 粘着力, φ, φ' : 内部摩擦角

u : 間隙水圧

- ② 斜面の全体または部分に働く既知のまたは推定の力から出発し、これと平衡すべき土の所要せん断強度 τ を計算によって求める
- ③ 現実の土が発揮し得る、あるいは発揮し得ると推定されるせん断強度 s と所要のせん断強度 τ とを比較し、安全率を表す指標とする

- ④ 安全率 F は Fellenius の式 (1927年) で表す

$$F = s / \tau$$

- ⑤ すべり面上のせん断応力および直応力を推定すべく、すべり面全長にわたって $F = \text{一定}$ とする

- ⑥ 二次元的解析は代表断面 (主断面) について行い、その断面上での、もっとも危険な、あるいはそれと想定される状態に対応した、 $F = F_{\min}$ の条件をとり扱うとの仮定条件に立つ。地すべり対策の場合には一般には斜面の長期安定をとる扱い、有効応力による解析を行うのがふつうである。

安定解析は、一般に、斜面をいくつかの鉛直細片 (スライス) に分割してとり扱うが、Fellenius 法 (簡便法) 以来、すべり面の線形の与え方、あるいはスライス鉛直側壁に働く力とすべり面での力のつり合い条件のとり方について、多くの工夫と研究が積み重ねられてきている。Fellenius の式に含まれる未知数は安全率 F のみであり、すべり面に垂直に働く力 N は土かぶり荷重の法線成分として単独に計算されるが、他の式においては二つまたはそれ以上の未知数を含み、これを静定化するための、それぞれの工夫がある。計算に当たっては、多くの場合、コンピューターの助けを必要とする。以下の説明に必要な共通記号をまとめて下に示しておく。

<共通記号>

γ : 土の単位重量 r : 円弧の半径 F : 安全率

c', φ' : 土の有効応力による粘着力と内部摩擦角

W : スライスの重量

N, S : スライス底面における法線力とせん断力

α : すべり面と水平面とのなす角

b, l : スライスの幅とすべり面長

h, u : スライスの平均高さと同平均間隙水圧

r_u : 間隙圧比 $= \gamma_w \cdot u / \gamma h = u / \gamma h$ (γ_w : 水の単位重量)

E, X : スライス側壁に作用する水平力とせん断力

講 座

(1) Fellenius 法 (円弧すべり)¹⁰⁰⁾

スウェーデン法, 簡便法とも呼ばれ, 土かぶり荷重 W とすべり面に働くせん断抵抗の, 円弧の中心 O のまわりのモーメントのつり合いのみを考えている。法線力 N は $N = W \cos \alpha$ と単独に計算し, 安全率 F は,

$$F = \frac{\sum [c'l + (N - ul) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \dots \dots \dots (4)$$

これが Fellenius の式であり, 分母はちょうど W の接線分力の総和になっている。この式が過小の F 値を与えることが Bishop (ビショップ, 1955), Whitman & Moore (フイットマン, ムア, 1963) らによって指摘され, 有効応力による解析の場合, 間隙水圧の増加に伴いこの誤差も大きくなり, Bishop 法の約 15% に及ぶこともあるとされる。式の分子の有効垂直荷重の項 $N' = N - ul$ に着目すれば, $l = b / \cos \alpha$, $N = W \cos \alpha$, $W = \gamma h b$ であるから

$$N' = W \cos \alpha - ul = W \cos \alpha \left(1 - \frac{u}{\gamma h \cdot \cos^2 \alpha} \right)$$

ここで仮に $\gamma = 1.8 \text{ tf/m}^3$, $u/h = 1.0$ とすれば, α の値が 41.82° を超えれば右辺のカッコ内は負となり, したがって $N' < 0$ という結果になる。Turnbull & Hvorslev (タンブル, ホルスレフ)¹⁰¹⁾ は, 簡便法の F 値が過小であるのは有効土かぶり荷重の過小評価によるものとし, W の代わりに有効土かぶり荷重 $W' = W - ub$ をとり, 有効垂直荷重 N' として

$$\begin{aligned} N' &= W' \cos \alpha = W \cos \alpha - ub \cos \alpha \\ &= W \cos \alpha - ul \cos^2 \alpha \end{aligned}$$

とすることを提案している。これによる N' は考えられる u の値に対して負になることはなく, 有効応力による解析の場合にはこの式を用いるべきである, と Wright (ライト)¹⁰²⁾ が指摘している。この N' の式は

$$N' = W \cos \alpha \left(1 - \frac{ub}{W} \right) = W \cos \alpha (1 - r_u)$$

$$\therefore r_u = u / \gamma h \text{ (間隙圧比)}$$

と書き替えることができ, これを用いて簡便法の式を示せば,

$$F = \frac{\sum [c'l + (1 - r_u) W \cos \alpha \cdot \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \dots \dots \dots (5)$$

となり, これは修正簡便法と呼ばれる。

(2) Bishop 法 (円弧すべり)¹⁰³⁾

まず, 全体での円弧の中心 O のまわりのモーメントのつり合い条件から式(4)が導かれる。次に鉛直方向での力のつり合い条件を考え

$$N \cos \alpha = W + (X_i - X_{i-1}) - S \cos \alpha \dots \dots \dots (6)$$

一方, スライス底面でのせん断力 S は, 斜面がまさに破壊しようとする状況になれば, すなわち $F > 1$ であれば, 現在すべり面で發揮されているせん断抵抗に等しい, として

$$S = \frac{1}{F} [c'l + (N - ul) \tan \phi'] \dots \dots \dots (7)$$

この S を式(6)に代入して N について整理し, この N を式(4)の F 式に代入して次式が得られる。

$$F = \frac{1}{\sum (W + Q \sin \alpha)} \times \sum \left[\frac{c'b + \{(W + Q - ub) + (X_i - X_{i-1})\} \tan \phi'}{\cos \alpha (1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi' / F)} \right] \dots (8)$$

ここに, Q : スライスにかかる, 例えば上載荷重
ここで, 例えばスライス側面力の合力が水平方向に働くものとすればとり扱いが簡単になり, 式(8)の右辺において $(X_i - X_{i-1})$ の項をゼロとおいたものを簡易 Bishop 法という。これによる誤差は約 1%, 式(4)を用いることによる誤差は約 15% とされる (Bishop, 1955)。

(3) Spencer (スペンサー) 法 (円弧すべり)¹⁰⁴⁾

本法は, 静的つり合い条件のすべてを満足するもっとも簡単な解法であり, ①スライス側面力は互いに平行であり, ただし側面に対する力の傾角 θ は未知である, ②すべり面は円弧とし, 土かぶり荷重 W およびすべり面での垂直力 N の作用線はスライス底面の中点を通る, との仮定条件に立つ。このため, 各スライスの W , N およびせん断力 S は, スライス底面中点のまわりのモーメントを生じない。互いに平行な側面力の合力を Q とすれば, Q は

$$Q = \frac{\frac{c'b}{F} \sec \alpha + \frac{\tan \phi'}{F} (W \cos \alpha - ub \sec \alpha) - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[1 + \frac{\tan \phi'}{F} \tan(\alpha - \theta) \right]} \dots \dots \dots (9a)$$

あるいは, 間隙圧比 $r_u = u / \gamma h$ を用いて示せば

$$Q = \gamma H b \left[\frac{\frac{c'}{F \gamma H} + \frac{1}{2H} \frac{\tan \phi'}{F} (1 - 2r_u + \cos 2\alpha) - \frac{1}{2H} \sin 2\alpha}{\cos \alpha \cos(\alpha - \theta) \left[1 + \frac{\tan \phi'}{F} \tan(\alpha - \theta) \right]} \right] \dots \dots \dots (9b)$$

となる。全体でのつり合い条件としては, スライス間に働く水平方向および鉛直方向の成分の総和は

$$\sum (Q \cos \theta) = 0, \quad \sum (Q \sin \theta) = 0 \dots \dots \dots (10a)$$

を満足せねばならない。また, 外力によるある点のまわりのモーメントのつり合いを考えるならば, スライス間力のそれもゼロにならねばならず, 腕長を R とすれば

$$\sum [Q \cdot R \cos(\alpha - \theta)] = 0 \dots \dots \dots (10b)$$

ここでもし, スライス間力が互いに平行 ($\tan \theta$ が一定) であるものとするれば, 式(10a)は

$$\sum Q = 0 \dots \dots \dots (11)$$

さらに円弧すべりを考えれば, 式(10b)は

$$\sum Q \cos(\alpha - \theta) = 0 \dots \dots \dots (12)$$

となり, 問題は至って簡単になる。これによる解析手順を示すと,

- ① 任意のすべり円弧を選び, それに乗る土塊を同じ幅の鉛直細片に分割し, スライスの平均高さ h , すべり面傾斜角 α を測る。
- ② θ 値をいろいろ選んで与え, 式(11)を満足する安全率

F_f , 式(12)を満足する安全率 F_m をそれぞれ計算する。

- ③ θ を横軸に, F_f, F_m を縦軸にとってプロットし, 両曲線の交点座標から, 式(11)と(12)を同時に満足する θ と F を読みとる。
- ④ この θ と F の値を式(9)に代入し, 第一番目のスライスからはじまって順次に Q を求め, かつ Q によるスライス底面中点のまわりのモーメントから, 側面力の作用点を求める。

なお, Wright⁽¹⁰²⁾はこの方法を拡張して非円弧すべりに適用し, Morgenstern & Price (モルゲンシュテルン, プライス) 法における側面力条件 $X = \lambda f(x)$ (後出) において $f(x) = \text{一定}$ であれば, 両者は実質上一致することを見出ししている。なお, Spencer はこの方法を有限単純斜面の安定問題に適用し, 一様な間隙水圧分布のもとでの安定数および臨界円の位置を求める計算図表を作製しており, 成書⁽¹⁰⁵⁾にも紹介されている。

(4) 簡易 Janbu (ヤンプ) 法 (一般すべり面)⁽¹⁰⁶⁾

図-3.51 に示すように, スライス側面に水平力 E , 鉛直方向せん断力 X を考え, 土塊全体として

$$\begin{aligned} \sum \Delta X &= \sum (X_i - X_{i-1}) = 0, \\ \sum \Delta E &= \sum (E_i - E_{i-1}) + Q = 0 \end{aligned} \quad \dots\dots(13)$$

ここに, Q : 引張りき裂に働く水圧等の水平外力を満足するものとし, それぞれのスライスについての水平方向および鉛直方向の力のつり合い条件と, 式(7)に示したクーロンの式を用いて次式を得る。

$$\begin{aligned} F &= \frac{1}{Q + \sum (W + \Delta X) \tan \alpha} \\ &\times \sum \frac{c'b + (W - ub + \Delta X) \tan \varphi'}{\cos^2 \alpha (1 + \tan \alpha \cdot \tan \varphi' / F)} \end{aligned} \quad \dots\dots(14)$$

上式において $\Delta X = 0$ とし, これによる修正係数 f_0 を右辺に乗じたものを簡易 Janbu 法という。 f_0 は d/L (L : 直線距離で測ったすべり斜面長, d : 同左と, 同左に平行でかつすべり面に接する直線との間の距離) によって与えられ

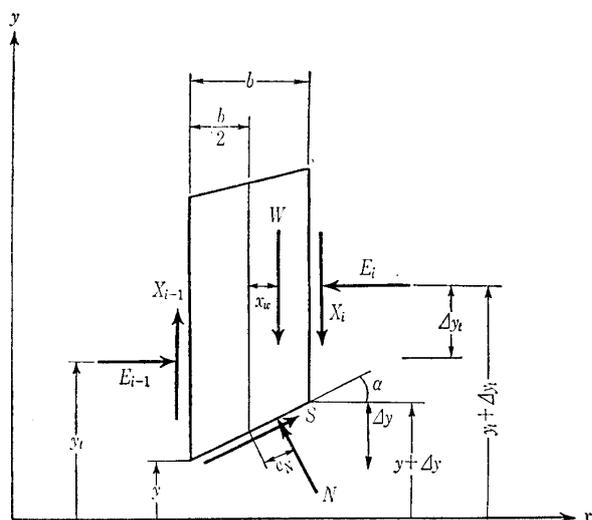


図-3.51 スライスにかかる力と座標

ており, c', φ' ともに正の場合には

$$f_0 = \left(50 \frac{d}{L}\right)^{1/33.6} \quad \dots\dots(15)$$

で近似せしめられる。

(5) Morgenstern & Price 法 (一般すべり面形)⁽¹⁰⁷⁾

スライスに作用する力と座標は図-3.51のとおりで, スライス間に働く水平力 E と鉛直方向のせん断力 X の間に次の仮定を設ける。

$$X = \lambda f(x) E \quad \dots\dots(16 a)$$

ここに, λ : 未知の定数

$f(x)$: スライスの各境界について与えられる任意分布関数で, スライス内では直線的に変化するものとする

まず力の鉛直方向と水平方向のつり合い条件

$$\begin{cases} W + (X_i - X_{i-1}) = N \cos \alpha + S \sin \alpha \\ (E_i - E_{i-1}) = N \sin \alpha - S \cos \alpha \end{cases} \quad \dots\dots(16 b)$$

をモール・クーロンの基本式(7)に代入し, E の項について整理して次式を得る。

$$\begin{aligned} E_i - E_{i-1} &= \left[\{-W - (X_i - X_{i-1})\} (\tan \alpha - \tan \varphi' / F) \right. \\ &\quad \left. + (c'b - ub \tan \varphi') \sec^2 \alpha / F \right] / (1 + \tan \alpha \cdot \tan \varphi' / F) \end{aligned}$$

これを $b = dx \rightarrow 0$ として微分式で示せば

$$\begin{aligned} \frac{dE}{dx} &= \frac{-(\tan \alpha - \tan \varphi' / F) \left(\frac{dW}{dx} + \frac{dX}{dx} \right) + (c'b - ub \tan \varphi') \frac{\sec^2 \alpha}{F}}{1 + \tan \alpha \cdot \tan \varphi' / F} \end{aligned} \quad \dots\dots(17 a)$$

ところで式(16 a)の関係から

$$\frac{dX}{dx} = \lambda \left[\frac{d}{dx} f(x) + f(x) \frac{dE}{dx} \right]$$

これを式(17 a)に代入して整理すると

$$\begin{aligned} \frac{d}{dx} \left[E \{ 1 + \tan \alpha \cdot \tan \varphi' / F \} \right. \\ \left. + \lambda f(x) (\tan \alpha - \tan \varphi' / F) \right] \\ = (c' - u \tan \varphi') \sec^2 \alpha / F \\ - \frac{dW}{dx} (\tan \alpha - \tan \varphi' / F) \end{aligned} \quad \dots\dots(17 b)$$

最初のスライスの左端を $x=0$ とすれば, この点では $E=0$ であるから, $x=x_i$ での横方向力 E_i は式(17 b)を $x=0$ から $x=x_i$ まで積分して次のように求まる。

$$\begin{aligned} E_i &= \int_0^{x_i} \left[(c' - u \tan \varphi') \sec^2 \alpha / F - \frac{dW}{dx} (\tan \alpha - \tan \varphi' / F) \right] dx \\ &= \frac{1 + \tan \alpha \cdot \tan \varphi' / F + \lambda f(x_i) (\tan \alpha - \tan \varphi' / F)}{1 + \tan \alpha \cdot \tan \varphi' / F} \end{aligned} \quad \dots\dots(18)$$

次にスライス底面の中点のまわりのモーメントのつり合い条件をとり,

$$X_i \cdot b - \Delta X \frac{b}{2} - E_i \Delta y_t - \Delta E \left(y_t - y - \frac{\Delta y}{2} \right)$$

講 座

$$+W \cdot X_w - N \cdot e_N = 0$$

ここに, $\Delta X = X_i - X_{i-1}$, $\Delta E = E_i - E_{i-1}$

ここで $b = dx \rightarrow 0$ とすれば

$$X = \frac{d}{dx}(E \cdot y_t) - y \frac{dE}{dx}$$

これを積分し, スライス底面上の1点のまわりのモーメント M_i は $E \cdot (y_t - y)$ に等しく, また $x=0$ で $M_i=0$ であることに着目すれば, 各スライスでのモーメントは

$$M_i = \int_0^{x_i} E[\lambda f(x) - \tan \alpha] dx \dots\dots\dots (19)$$

として求まる。試行錯誤的に F と λ の値を与えて調整し, 最終のスライスについて $E_n=0$, $M_n=0$ が達成されるまで計算を繰り返す。2変数の場合の Newton-Raphson (ニュートン・ラフソン) 法による近似解法も示されており¹⁰⁸⁾, コンピューター用プログラムも中村¹⁰⁹⁾ によって与えられており, また解説にも詳しい。

3.4.3 安定解析におけるいろいろな問題点

現実の地すべり地において, 土質試験に耐える乱さない試料を採取することは, 技術的にも経費的にも一般には困難である。またある一点での土質試験値をもって, 全すべり面を代表せしめるわけにはいかない。現状の安全率 F を推定して与え, かつ c' , φ' のいずれかを推定して他方を求める, いわゆる $c' - \tan \varphi'$ 図法が用いられているゆえである。ここでは, これにからんでの問題点をとりあげる。

(1) すべり面形については, 計算がすべてのつり合い条件式を満足するように行われれば, それから求まる安全率は, 想定したすべり面形の違いに鋭敏ではないことが, Taylor (1937), その他^{85), 107)} によって指摘されている。Baker ら⁸⁷⁾によれば, 安全率最小を与えるすべり面形は, その面上での法線応力の分布に無関係に定まり, 前提とするすべり面形の多くについて比較計算を行い, その上での最小の安全率であれば, 法線応力の分布の違いによる差がかなり小さくなることが期待される。要するに, 唯一ケのすべり面ではなく, 多くの想定すべり面についての比較計算を行い, その上で $F = F_{\min}$ を与える断面を見出すことが, 一つの原則となる。

(2) 土の強度定数 c' , φ' 間隙水圧 u の分布がわかれば, 上の比較計算は計算手間だけのことであり, 問題はない。現状の安全率 $F = F_0$ を推定して与えて c' , φ' を推定するという場合, そこから推定された c' , φ' が $F = F_{\min}$ 対応のすべり面からのものである, という保証はどこにもない。ここでとられる手順について考えれば,

(3) $F = F_0$ を推定して与えるということは, 同時に $F = F_0$ 対応の間隙水圧 u の分布を推定して与えることであり, たとえば Fellenius の式を用いて

$$\tan \varphi' = \frac{F_0 \sum T - c' \sum l}{\sum N - \sum U_0} = \frac{F_0 \sum T - c' \sum l}{\sum N} \cdot \frac{1}{1 - \beta}$$

ここに $\sum U_0$ は $F = F_0$ 対応の間隙水圧の総和, $\beta = \sum U_0 /$

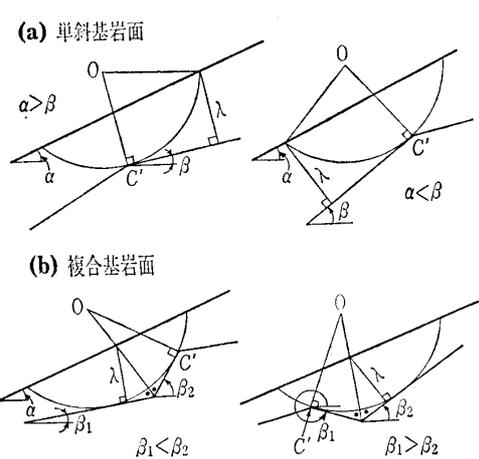


図-3.52 基岩面条件と臨界円弧

$\sum N$ であり, 一般に $\beta < 1$ であるからテーラー展開して

$$1/(1-\beta) = 1 + \beta + \beta^2 + \dots \approx 1 + \beta$$

ここで例えば F_0 対応として $\beta = 0.2$ を与えるべきところを $\beta = 0.5$ にとったものとすれば, c' のとり方にかかわらず, $(1+0.5)/(1+0.2) = 1.25$, すなわち $\tan \varphi'$ を 25% だけ大きく見積ったことになり, これを用いての抑制工の設計であれば, 抑制工の効果を過大に評価することになる。

(4) 地すべり地での調査によれば, 地下水流動層は多くの場合複数枚あり, それを貫通して設けたボーリング孔での孔内水位はすべて偽水位であり, くみ上げ法による地下水検層等を行い¹¹⁰⁾, 現実にすべり面に働いている実効圧力水頭をおさえておく必要がここにある。

(5) 基岩面を, すべり面がそこに接することはあっても, それをえぐってさらに下にもぐることはないと判断される地中の面, と定義すれば, $F = F_{\min}$ を与えるすべり面はこれら基岩面のあり方とは無関係ではあり得ない。地表面を平面とし, 考えられる基岩面形について修正 Fellenius 法を適用して求めた臨界円弧の条件式¹¹¹⁾は, むしろ基岩面形に強く支配される。地表面と基岩面が平行であれば, 板すべり以外は発生し得ないことが証明される。また, 基岩面深さを表すパラメーター λ を図-3.52 のように定めれば, 単斜基岩面, 複合基岩面のそれぞれについて, 図の C' 点で基岩面に接する円弧の安全率が常にもっとも小さい。現実の斜面は一般には平面ではないが, 少なくとも $F = F_{\min}$ を与える円弧についての作業規準としては役立つ。

(6) 現在のところ, 日本では Fellenius 法がもっとも広く利用されている。この際注意すべき点は, ある一定の c' と φ' のもとでは, 他の方法に比べて, Fellenius 法による安全率が小さいということである。 $F = F_0$ を与えて c' と φ' を推定するという場合, 例えば c' 一定として求まる φ' 値は Fellenius 法によるものが大きい, ということの意味する。すべり面での有効法線力 N の変化を伴う工法の設計において, ほかの方法による φ' を用いたものを適正とするならば, Fellenius 法による φ' を用いての設計は危険

側の、過小側の設計ということになる。3.4.2に示したほかの方法によるチェックがのぞましい。目標安全率は、したがって、採用する解析式によって異なり、また対象とする保全対象によって採用すべき解析式の選定も異なる。

3.4.4 人為的地すべりの安定解析

地すべりの安定解析手法については上述したとおり種々あるがここでは人為的地すべり安定解析手法として最近よく利用される方法について紹介する。

道路土工（切土、盛土）による地すべり安定解析については既に多くの文献等に紹介され、かつ「道路土工一りの面・斜面安定工指針」¹¹²⁾、「河川砂防技術基準(案)」¹¹³⁾、などに技術指針や技術基準としてとりまとめられているのでそれらを参照していただき、ここではトンネル掘削による地すべり安定解析、ダムたん水による地すべり安定解析を中心に述べる。

1) トンネル掘削による地すべり安定解析

トンネル坑口周辺の地すべり安定解析事例は既に120例以上にも及んでいるにもかかわらず、技術指針的にまとめられているものはほとんどなかったが、最近、山岳地帯でのトンネル建設がめざましくその対応が急務となり、(財)高速道路調査会で技術指針的にとりまとめられたのでこれについて紹介する¹¹⁴⁾。

地すべり周辺のトンネル坑口位置は種々なケースがあり¹¹⁶⁾、少なくとも地すべりとトンネル位置関係は立体（三次元）的な関係にあるが、三次元的な解析手法をすれば数多くの計算等を必要とするので、二次元的な方法で解析する手法が試みられた。

トンネル施工による地すべりの発生原因はトンネル掘削による緩み、すべり面の切除、地すべり土塊荷重の除去などが考えられるが、これらのうちどの原因が最も地すべりを誘発させる原因となるかは、地すべりに対するトンネルの通過位置が大いに関係する。

(1) 地すべり地内にトンネルがある場合

この場合の地すべりの安定度はトンネル掘削によるすべり面の切除、地すべり土塊の除去量が特に問題となり、これを考慮した地すべり安定解析が必要である。

地すべり滑動方向とトンネルが直交する場合は、地すべりとトンネルが直交しているため従来明り部(切土・盛土)で実施されているような方法、つまり地すべり土塊の中央部付近の断面で検討すればよいが、地すべり滑動方向とトンネルが平行する場合、断面の取り方によってはトンネルが地すべりに影響する断面と影響しない断面があるのでこれを案分する必要がある。

図-3.53に地すべり滑動方向とトンネルが平行な場合について示す。また、この場合の関係式を②0式に示す。

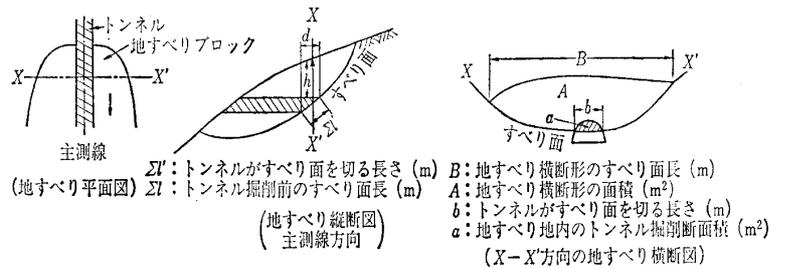


図-3.53 地すべり滑動方向とトンネルが平行の場合(模式図)

$$F_s = \frac{\sum(W' \cos \theta - U) \tan \phi + C \sum l - C \sum \frac{b}{B} l'}{\sum W' \sin \theta} \dots \text{②0}$$

F_s : 安全率, c : すべり面の粘着力, ϕ : すべり面の内部摩擦角, U : すべり面に作用する水圧, W' : スライスごとにおけるすべり面に作用する自重(トンネル掘削による断面減を考慮したすべり面土塊荷重) $W' = \gamma_t \cdot \frac{(A-a)}{A} h \cdot d$ γ_t : 土塊重量

(2) 地すべり地外にトンネルがある場合

この場合の地すべり安定度はトンネル掘削による緩みが問題となるが、実測例がほとんどなくその評価については今後の研究をまたねばならないが、過去の事例、模型実験、経験工学等により下記に示すような仮定のもとで式がまとめられた。(図-3.54)

$$P_f = \frac{\sum(W \cos \theta - U) \tan \phi + C \sum l + P_R}{\sum W \sin \theta} \dots \text{②1}$$

$$P_R = T' \times (0.1 \sim 0.2)$$

- ① トンネル掘削による緩みゾーンとすべり面の交点A, Bを求める。この時 $\alpha = 45^\circ + \phi/2$ とする。 ϕ (内部摩擦角)の値は一般的には 30° とする。
- ② A点より垂線をたて地表面との交点をA'とする。
- ③ すべり面の土質定数(c, ϕ)は地すべり斜面全体の現状の安全率(トンネル掘削前とする)を仮定して $c-\phi$ 図等より決定するものとする。
- ④ ③の定数を用いてトンネル掘削による緩みで生じたAA'より上部の地すべり不安定土塊の滑動力(T')を算出する。
- ⑤ P_R (必要抑止力)は土塊の安定度により決定されるが、一般に斜面の重要度に応じて T' の10~20%の値とされている。

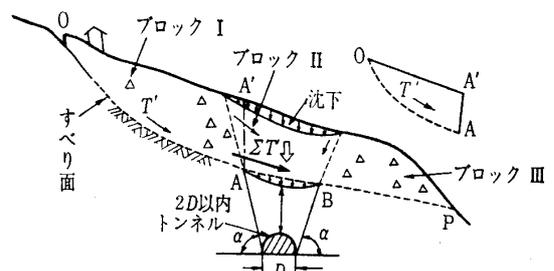


図-3.54 地すべり地外にトンネルがある場合

講座

⑥ ⑤で算出した P_R を(2)式に代入して求めた安全率がこの斜面の計画安全率 P_f である。

⑦ この P_f を満足するように地すべり対策工（杭工，地下水排除工，排土工等）を計画するものとする。

しかし，トンネル掘削に関係なく現在地すべりの活動が認められる場合には上記式は用いず，従来明り部で実施されている方法で地すべり安定計算しなければならない。

3) ダムたん水による地すべり安定解析

ダムたん水によって発生する地すべりは最初のダムたん水時とその後の水位降下時に多い。

初期たん水時における安定計算は地下水が土塊内への浸入によるすべり面強度の低下の評価が非常に問題となるが，今のところこの評価については研究段階である。

現段階における安定計算は下記の仮定のもとで計算されている例が多い^{115), 117)}。

- ① 地すべり土塊の単位体積重量の変化はない。
- ② すべり面でのせん断強度定数の変化はない。
- ③ 各スライスの側面に作用する側方水圧は無視するがスライスのすべり面に作用する間隙水圧は考慮する。

以上これらの関係を式で表現するとすべり面が非円形の場合次のようになる。

$$F_s = \frac{\sum(N' - U) \tan \phi' + Cl}{\sum T' - \frac{1}{2} W w' H^2} \dots\dots\dots (2)$$

$$N' = W \cos \alpha + W_w' \cos \alpha$$

$$T' = W \sin \alpha + W_w' \sin \alpha$$

W : スライスの土塊重量

W_w' : スライスの地表面に作用する水荷重の垂直成分

w' : 水荷重

U : すべり面に作用する水圧

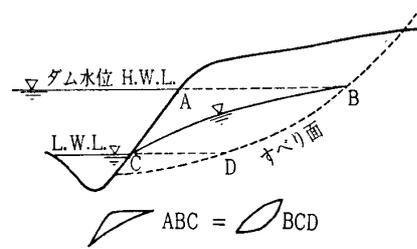
H : すべり面末端部位置から貯水位までの水頭差

水位降下時の地すべり安定計算は上記式を基本とするが，この場合には水位降下時に伴う U の決定が問題となる。

この値は地すべり斜面の透水性と水位低下速度によって，斜面内の残留間隙水圧の大きさが異なってくることによる。過去の現場計測結果によれば結晶片岩地帯の地すべりを含めた中・古生層地すべり地では，水位低下速度が 2 m/日 で，崩積土で構成されている場合には有効断面積（HWL から LWL までの地すべり断面積）の 50% 程度，また粘質土すべりや細粒分の多い崩積土のあるところでは，有効断面積の 70~100% とみなして計算される場合が多い（図—3.55）。

以上トンネルおよびダムたん水における地すべり安定計算法について簡便式を用いて簡単に説明したが，これらはいずれも多くは仮定のもとで式が成り立っている点で忘れてはならない。

特にこれらの中で強度定数のとり方については古くから問題とされているにもかかわらず解決していない。まして



図—3.55 ダム水位の急降下と地下水面の関係
(巨礫まじり崩積土地すべり)

や人為的に急速に変化した斜面においては，応力変化等に伴うこれらの定数の取り方が非常にむづかしく，特に深層風化に伴う時間的強度劣化，トンネル掘削に伴う緩みの範囲とその強度低下，水没に伴う土塊の単位体積重量の変化，水位低下時のすべり面の間隙水圧のとり方，など数多くの課題が残されている。

参考文献

- 79) Drucker, D.C. and Prager, W.: Soil mechanics and plastic analysis or limit design, Quarterly of Applied Mathematics 10, pp.157-165, 1952.
- 80) Chen, W.F., Giger, M.W., and Fang, H.Y.: On the limit analysis of stability of slopes, Soils and Foundations, Vol. IX, No. 4, Nov., 1969.
- 81) Chen, W.F. and Giger, M.W.: Limit analysis of stability of slopes, Jour. of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 97, No. SM1, Jan., pp.19-26, 1971.
- 82) Chen, W.F. and Scawthorn, C.R.: Limit analysis and limit equilibrium solutions in soil mechanics, Soils and Foundations, Vol. X, No. 4, Dec., 1970.
- 83) Karafiath, L.L.: Discussion of Application of plasticity theory to slope stability problems, by H.Y. Fang and T.J. Hirst, Highway Research Record, No.323, pp.13-14, 1970.
- 84) Spencer, E.: Circular and logarithmic spiral slip surfaces, Jour. of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 95, No. SM1, pp.227-234, 1969.
- 85) Chen, W.F.: Discussion of circular and logarithmic spiral slip surfaces, by E. Spencer, Jour. of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 96, No. SM1, pp.324-326, Jan., 1970.
- 86) Papadopoulos, B.P. and Anagnostopoulos, A.G.: Factors affecting the stability of slopes, Soil Mecha. Found. Eng. 10th Int. Conf., Vol.3, 1981. (NLD)
- 87) Baker, R. & Garber, M.: Geotechnique 28, No. 4, pp.395-411, 1978.
- 88) Hovland, H.J.: Three-dimensional soil stability analysis, Jour. of the Geotechnical Eng. Division, pp.971-986, Sep., 1977.
- 89) 齊藤迪孝: 第三次クリープによる斜面崩壊時期の予知, 地すべり, Vol.4, No.3, 1968.
- 90) 駒村富士弥: 直接せん断クリープによる土の経時挙動, 地すべり, Vol.17, No.4, 1981.
- 91) 竹内篤雄: 日本の地すべりに関する粘土の粘性係数について, 地すべり, Vol.3, No.1, 1966.
- 92) Skempton, A.W.: Long-term stability of clay slopes, Geotechnique, XIV, No. 2, pp.77-101,
- 93) 中村浩之: 地すべりとすべり面の残留強度, 土木技術資料, 21-8, pp.14-19, 1979.
- 94) 仲野良紀: 地すべりと斜面崩壊, 講座「土質工学におけるレオロジー」, 土と基礎, Vol.29, No.4, pp.49-56, 1981.
- 95) Duncan, M.J. & Dunlop, P.: Slopes in stiff-fissured

- clays and shales, Jour. of Soil Mech. Fdn. Div., Proc. ASCE, pp. 467-492, Mar., 1969.
- 96) Newmark, N.M.: Effects of earthquakes on dams and embankments, Geotechnique, Vol. XV, No. 2, 1965.
- 97) 最上武雄編著: 土質力学, 技報堂, pp. 730-741, 1969.
- 98) Goodman, R.E.: Toppling of rock slopes, Proc. Speciality Conf. on Rock Eng. for Foundations and Slopes, Boulder, Colorado, ASCE, Vol. 2, 1976.
- 99) 小野寺・吉中訳: 岩盤斜面工学, 朝倉書店, 1979.
- 100) Fellenius, W.: Erdstatische Berechnung, Berlin, W. Ernst und Sohn, 1927.
- 101) Turnbull, W.J. & Hvorslev, M.J.: Special problems in slope stability, Jour. of the Soil Mech. Fdn. Division, ASCE, Vol. 93, No. SM4, pp. 499-528, 1967.
- 102) Wright, S.G.: Evaluation of slope stability analysis procedures, Meeting Preprint 2616, ASCE National Convention, Nov 3-7, 1975, Denver, Colorado.
- 103) Bishop, A.W.: The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, Géotechnique V, No. 1, pp. 7-17, 1955.
- 104) Spencer, E.: A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces, Geotechnique, Vol. 17, No. 1, pp. 11-26, Mar., 1967.
- 105) 中瀬・中ノ堂・日下部: 斜面および盛土のための安定図表, 技報堂, 1981.
- 106) Janbu, N.: Application of composite slip surfaces for stability analysis, Proc. European Conf. on Stability of Earth Slopes, Sweden 3, pp. 43-49, 1954.
- 107) Morgenstern, N.R. & Price, V.E.: The analysis of the stability of general slip surfaces, Geotechnique, Vol. 15, No. 1, pp. 79-93, Mar., 1965.
- 108) 同上, A numerical method for solving the equations of stability of general slip surfaces, The Computer Journal, Great Britain, Vol. 9, No. 4, pp. 388-393, Feb., 1967.
- 109) 中村浩之: Morgenstern and Price 法による地すべり斜面の安定解析法, 土木研究所資料第1510号, 1979.
- 110) 申 潤植: 地下水検層について—その(1)問題点と理論解, 地すべり, Vol. 13, No. 3, 1976.
- 111) 土屋 智・申 潤植・萩原貞夫: 基岩面条件と斜面の安定, 新砂防, Vol. 35, No. 1, 1982.
- 112) 日本道路協会: 道路土工—のり面・斜面安定工指針
- 113) 建設省: 河川砂防技術基準(案)
- 114) (財)高速道路調査会: トンネル坑口周辺の地すべり・崩壊対策に関する研究, 1981.
- 115) 中村浩之: 簡便式を用いての水没斜面の安定計算法, 地すべり技術, Vol. 8, No. 2, 1982.
- 116) 板垣 治: トンネル坑口周辺の地すべり対策(I), トンネルと地下, Vol. 12, No. 10,
- 117) 渡 正亮・山田剛二・小橋澄治: 地すべり・斜面崩壊の実態と対策, 山海堂, 1971.

近着の市販雑誌から

- 橋梁と基礎 1983.6 (建設図書)
PC箱桁ラーメン橋の高橋脚および基礎の設計
一朝日大橋— 間所 頁外2名
- 施工 1983.6 (彰国社)
大規模地下工事における手法と処理例
新千日デパートビル新築工事の場合 田所 英幸外2名
- 土木技術 1983.6 (土木技術社)
嵩上げダムの調査および計画(新中野ダム) 梅木 信也外1名
- 土木施工 1983.6 (山海堂)
東京ガス榎袖ヶ浦工場 LNG 第2 棧橋建設工事
高木 貞人外2名
- 軌道走行式ドーナツオーガ機による基礎
ぐいの施工(南方架道橋改築工事) 水野 宮夫外1名
- 山間部道路の設計, 施工—府道茨木能勢線
石積み崩壊からの教訓 松井良太郎外1名
東北新幹線山野地下駅の施工 平野 衛
- 舗装 1983.6 (建設図書)
アスファルト混合物用細骨材の試験法 飯島 尚外1名
砂の表面乾燥飽水状態に関する2,3の実験 轟 幸雄外1名
砕石ダスト(スクリーニングス)の比重,
吸水率の測定法試案 山之口 浩外1名
細骨材の全国実態—主として品質について— 川島 義昭外1名
- 基礎工 1983.6 (総合土木研究所)
支持杭に頼らない建築の基礎 古藤田喜久雄
道路橋における浮き杭基礎 青木 重雄
支持層に頼らない鉄道橋の基礎 森重 龍馬

最近の学会活動から

- 複合地盤の強度および変形に関する研究委員会 (58. 5. 11)
1) シンポジウムの委員会サイド報告の目次, 担当者の決定
2) 文献目録について
- 図書委員会 (58. 5. 16)
1) 図書室管理内規(案)について
2) 図書類処分内規(案)について
3) 図書寄贈の辞退文・掲載文(案)について
4) 図書類の保存期間別分類について
- サンプリング研究委員会
1) サンプリングマニュアルの改訂について
- 調査部会 (58. 5. 25)
1) 調査部各委員会の担当部員について
2) 委員会担当, 行事担当各グループおよび図書委員会の構成について
- 3) 「Penetrability and Drivability of Piles 国内委員会」の構成について
4) 昭和58年度調査部関係新設委員会の委員長候補について
5) 第29回以降の土質工学シンポジウムのスケジュールについて
6) 図書類処分内規(案), 図書室管理内規(案)について
- 岩の力学委員会 (58. 5. 26)
1) 昭和58年度第1回岩の力学連合会幹事会報告
2) 動態観測データの収集結果と解析方法について
3) 第5回 ISRM 国際会議の紹介
- 環境地盤工学研究委員会 (58. 5. 31)
1) 「環境保全と地盤工学」に関するシンポジウム原稿の確認
2) 委員会作業のとりまとめ方針
3) 横浜駅周辺の地盤沈下について