



設計・施工上の留意点をさぐる

3. 斜面安定

ふく 岡 まさ み
福 岡 正 巳*

3.1 地表面が水平な平面である場合のすべり

北欧やカナダにクイッククレイという粘土がある。この粘土は氷河が融解するとき水で運ばれて海水中に堆積してきたものである。地盤の隆起とともに海から陸にあがり、続いて雨水の浸透によって塩分が次第に洗い流されていった。塩分が少なくなると土の組織が不安定になり刺激を与えると粘性液体のような状態になる。一般にクイッククレイでできている斜面は傾斜が緩くても地すべりが起こるが、時には地表面がほぼ水平であっても地すべりが発生する。筆者は最近「全土圧計」を用いて地中の水平方向の土圧を測定するという研究を続けているが、その結果によると、地中の水平方向土圧は水平な地表面から同一の深さにある点でも、場所によって異なる。図-3.1はこれを模式的に表したものである。aa'、bb'上の水平方向土圧分布が図のようでありaa'上の土圧合力がbb'上のものより小さければa'b'面には矢印の方向にせん断応力が作用する。a'b'面にせん断応力が作用しているとする当然aa', bb'面にもせん断応力が存在していることになる。このような応力状態がなぜ生じるのかというと、地盤が変動する際にいろいろな応力状態にさらされるからである。つまりストレスパスを経験するからである。塩分の低減は時間とともに進み、せん断強さは次第に低下する。そしてせん断応力に堪え切れなくなってa'b'面に沿うすべりが発生する。すべりが発生し始めるとせん断抵抗力は著しく減少しaa', bb'面の外側の土も巻き添えにされて地すべりとなる。

我が国でも海成粘土があり、ほぼ水平な地表面をもった地盤上に、わずか高さ3mの盛土をしたことにより、深さ30m、延長150mの大きなすべりが発生した例がある。

新潟市内では地下約10mのところ液状化しやすい水平砂層があり、地震の結果この層に沿う水平方向の地すべりが発生したといわれる。このことはガス採取のため地中にたて込んだガス管が深さ10mのところ一様に曲がっていたという観測結果から推論されたものである。新潟平野の形成時においてはいろいろなことが起こり、図-3.1に示すように各地点ごとに水平土圧の大きさが異なっており、地下10mの層が液状化したためせん断抵抗力が低下し、せん断応力に堪え切れなくなった結果このような現象が起こ

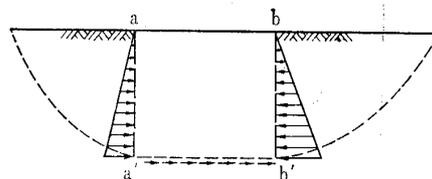


図-3.1 水平方向土圧の不均衡と水平面上のせん断応力

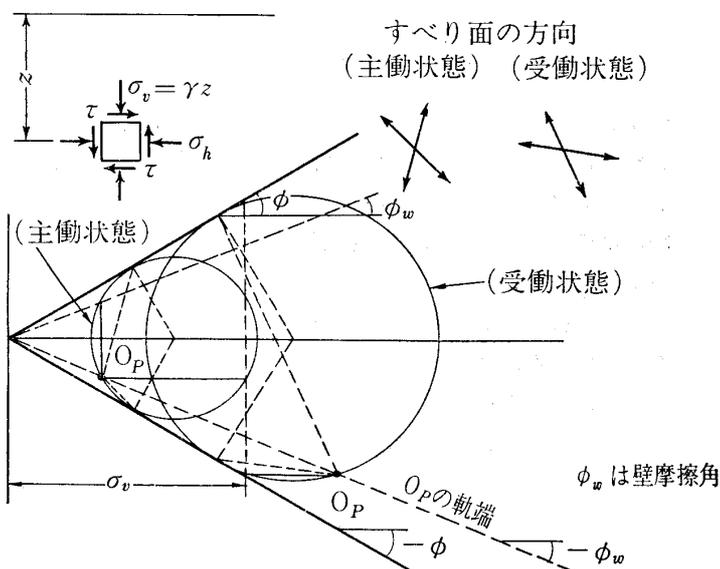


図-3.2 地表面水平、鉛直面上にせん断応力が作用する場合のランキンの応力状態

ったのではなかろうか。

Lambe(ラム)とWhitman(ホイットマン)の教科書(参考文献5)には地表面が水平な半無限体の極限釣合で、鉛直壁にせん断応力がある場合のことが書かれている。図-3.2は主動ならびに受働状態をモールの円で表示したものである。すべり面の方向は図に示すように水平面に対して傾斜している。実際にはすべり面が水平になっている場合があるが、これはすべり面が通っている軟らかい薄い地層が水平な層状になっているからである。

3.2 無限斜面のすべり

無限斜面の安定を論ずる場合図-3.3に示すような体積要素、つまり、2つの鉛直壁と地表面と平行なすべり面をもつ菱形のスライスの各面に働く力と、重力との釣合い式をつくる。スライスの両側の縦壁に作用する圧力の合力が互いに反対方向であり、かつ、大きさが相等しいと仮定すると、重力とすべり面に作用する反力とが釣り合い、斜面

*東京理科大学教授 理工学部土木工学科

講 座

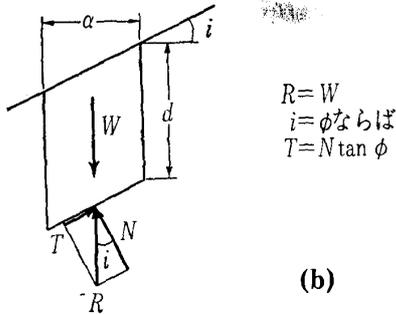
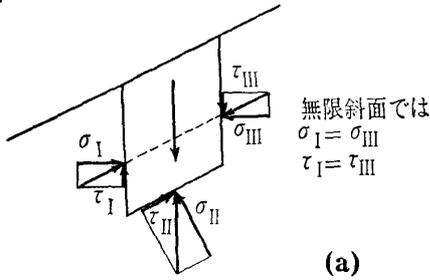
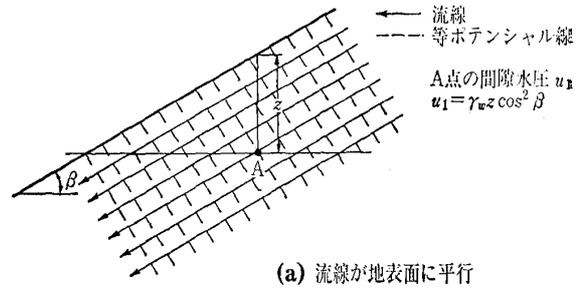


図-3.3 無限斜面の安定

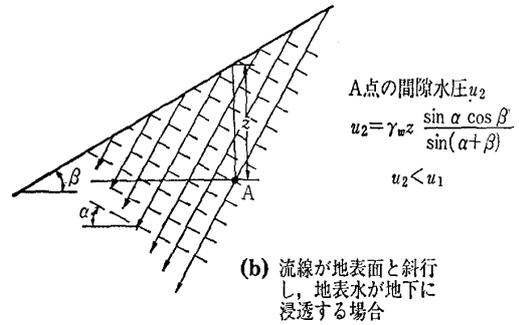
の傾斜角 i が、非粘性土の内部摩擦角 ϕ と等しくなれば極限釣合いの状態になる。すべり面上の垂直力 N とせん断力 T の間には $T = N \tan \phi$ というような関係式が成立する。実際の斜面ではスライスの両面に作用する力がごくわずかな不均衡になっていても、斜面の長さが長いので、不均衡力を全部加え合わせると無視できない大きさになるので、斜面全体の安定を論ずる必要がある場合には注意を要する。式の上ではすべり面の深さ d には無関係になっているが、実際には深さ方向に土の強度が多少違って、時にはすべり面の下の土の強度が著しく大きくなっていたり、地表面からすべり面の深さまでの土の強度がすべり面付近の土の強度より大きかったりする。その結果、ある深さにすべり面が形成されるのである。すべり面の深さと斜面長の比がどの程度あれば無限長の斜面として取り扱ってよろしいかという点については議論したものがない。少なくとも長さが深さの10倍以上にならないと無限長とは言えないのではなからうか。すべり面以下の斜面をすべり台 (Larabe と Whitman は ledge という言葉を使っている) というすると、このすべり台が地表面と平行な平面になっておらず、かつ厚さに対して無視できない程度でこぼこになっている場合、すべり土塊が粘着力のある場合、すべり台とすべり土塊との間のせん断定数が、すべり土塊自体のせん断定数とどう違うか、などについて詳しく論じたものはない。すべり土塊とすべり台との間の摩擦は、杭と周辺地盤、擁壁と裏込めとの摩擦に似ている。

3.3 無限斜面で排水状態の間隙水圧がある場合

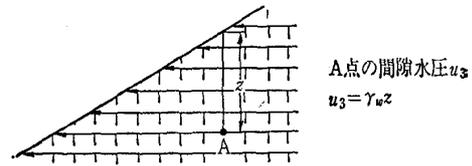
無限斜面の土中に水のある場合、その水が排水状態になっているか、非排水状態になっているかによって大まかに2つに分類することができる。無限斜面をもつ土塊の深さについては有限の場合と無限の場合がある。有限の場合、



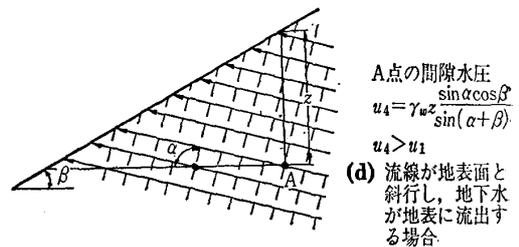
(a) 流線が地表面に平行



(b) 流線が地表面と斜行し、地表水が地下に浸透する場合



(c) 流線が水平



(d) 流線が地表面と斜行し、地下水が地表に流出する場合

図-3.4 間隙水圧、流線、等ポテンシャル線の関係

すべり台と地表面が平行な場合と、そうでない場合がある。すべり台が地表面と平行であってしかも流線が地表面と平行で、しかも土全体が完全に水で飽和されている場合は普通の教科書に掲載されている。地表面下に浸潤線がある場合は無限斜面であっても流線は必ずしも地表面と平行しているとは限らない。地表面付近の流線とポテンシャル線の図を図-3.4に示す。地表面のごく浅い部分だけをとって考えれば、無限斜面として取り扱える場合が多いのでこの図は実際問題でも役に立つ。

3.4 排水状態にある無限斜面のすべりの実例

排水状態にある無限斜面のすべりの実例を図-3.5に示す。すべり土塊の平均厚さは50 cm、斜面長は約50 mであるから、無限斜面と考えてよい。この斜面は洪積台地の縁端部にあたり、表面は風化によって生成した土である。この斜面に総雨量208 mm、最大時間雨量42 mmの豪雨が降

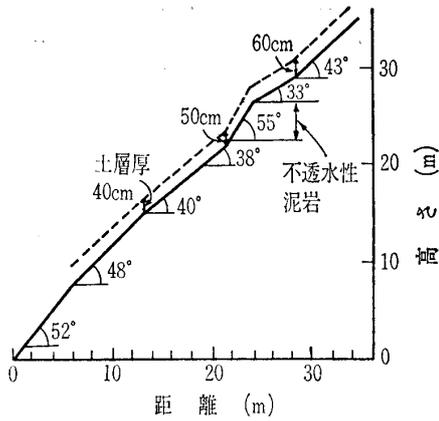


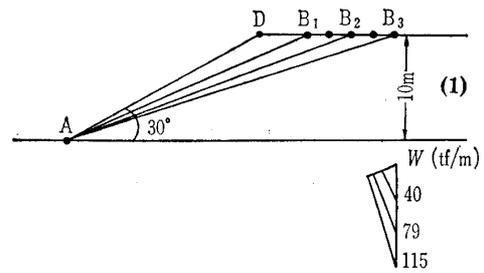
図-3.5 無限斜面の実例

ったためにすべりが発生した。地表面から浸透した雨水は最初は非定常状態であったが、すべりが起こる頃には定常状態に近くなっていたと考えられる。斜面上部の状態は図-3.4(b)のようであり、斜面下部および不透水性泥岩の部分は図-3.4(d)のようであったと想像される。間隙水圧だけに注目すると(d)図のような状態のところは最もすべりやすいが、実際にもそうであったかどうか分からない。この斜面付近でこの斜面と同様な斜面があったが、不透水泥岩の部分だけがすべっているところがみられた。このような自然斜面は、シルト分を含んだ砂質土でできているが、土質試験によって土質定数 (c, ϕ) を求め、それに基づいて安定かどうかを調べることは難しい。三軸試験の結果、この斜面の土は自然状態で $c=0, \phi=24^\circ$ となり降雨がなくてもすべるという結果になった。スウェーデン式サウンディングで重錘 100kg をのせ、0 回転で貫入できるような緩い表層の土だけがすべっていた。この土層の表面には直径 20cm 程度のシイの木が生えており、根がすべりに抵抗している。だから土のせん断抵抗力の他に樹根の抵抗力を加える必要がある。樹木や草で被われていない裸地斜面では水が浸透しにくく、地表面流による浸食が起こるので、地層がすべるといふ現象が起こりにくい。

3.5 摩擦円法による円弧すべり面解析

摩擦円法は Taylor (テーラー) が教科書に詳しく発表して以来多くの教科書に採用されている(参考文献3)ほか。均一質の土でできた斜面の長さが有限で、斜面の上部が水平面で限られている場合についての解析をして安全率を求めようとするとき、この摩擦円法は大変便利である。さて実際にこの方法を用いて安全率を計算した場合と、Terzaghi の教科書に載っている分割法によって安全率を求めた場合とではほとんど結果に差がないこと、また Taylor の教科書に載っている安定数の図表を用いても簡単に求められることを例によって示す。一般の教科書の説明は簡単で十分理解し難い点もあるので以下実例によって説明する。

図-3.6に示すように高さ 10m、傾斜角 $\beta=30^\circ$ 、単位体積重量 $\gamma=1.8 \text{ tf/m}^3$ 、粘着力 $c'=2 \text{ tf/m}^2$ 、内部摩擦角 ϕ'



(2) N, S を定める図

図-3.6 平面すべり面による斜面安定解析

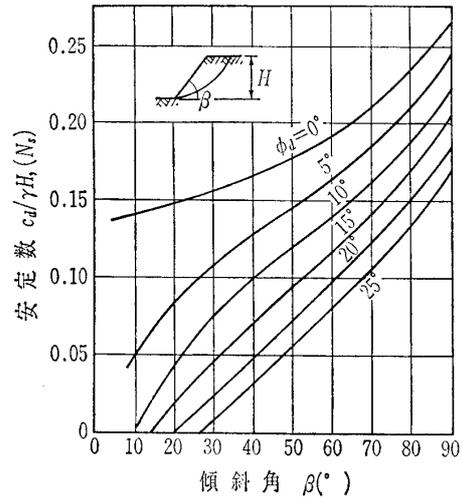


図-3.7 Taylor の安定図表

$=15^\circ$ の斜面がある。安全率の概略値と、すべり面の位置の範囲を知るためには平面すべり面解析が便利である。仮想すべり面 AB_1, AB_2, AB_3 によって仕切られたすべり体 (Whitman らによる freebody) の重量と、すべり面上の反力による力の三角形を使えばせん断抵抗力 S 、ならびに垂直力 N が求まる。

安全率を F_s とすると、

$$F_s = \frac{N \tan \phi' + c' L}{S} \dots \dots \dots (1)$$

ここで L はすべり面の長さである。

安全率は AB_1, AB_2, AB_3 のそれぞれについて 3.38, 2.60, 2.60 となる。平面すべり面を用いると安全率が大きく出るので曲面すべり面ではこれより安全率が小さくなる。ただすべり面の位置は AB_2, AB_3 の付近であるということが分かるので、曲面すべり面解析のときにはこれを利用することができる。

Taylor の安定数の図表 (図-3.7) を用いて安全率を求める際にはまず内部摩擦角に関する安全率 F_ϕ を仮定する。平面すべり面解析で F_ϕ が 2.60 以下ということが分かっているので $F_\phi=2.5, 2.0, 1.5, 1.4$ と仮定し、見かけ上の内部摩擦角 ϕ_a を計算する。

$$F_\phi \tan \phi_a = \tan \phi' \dots \dots \dots (2)$$

式(2)から $\phi_a=6.1, 7.6, 10.1, 10.8$ 度となる。安定数 N_s は図から $N_s=0.105, 0.09, 0.075, 0.07$ となる。 $c_a=\gamma H N_s$ から見かけの粘着力 c_a が求まる。 $\gamma=1.8 \text{ tf/m}^3, H=$

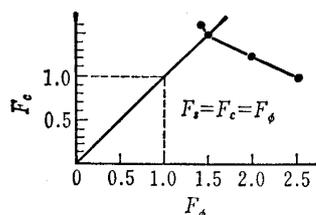


図-3.8 F_s を求める図

10 m として, $c_a=1.89, 1.62, 1.35, 1.26 \text{ tf/m}^2$ となる。粘着力に関する安全率を F_c , 見かけの粘着力を c_a とすれば, $F_c=c'/c_a$, したがって $F_c=1.05, 1.23, 1.48, 1.59$ となる。これを図にして示すと 図-3.8 のようになる。この図から $F_s=F_c=F_\phi=1.5$ と安全率が求まった。

次に Taylor の摩擦円法によってすべり面の位置と安全率を求めるには次のようにする。まずすべり円の中心と位置(半径)をなるべく最小安全率が得られるように選ぶことができれば有利である。平面すべり面の解析から天ばとすべり面の交わる点の位置が大体分かっている。図-3.6 B_2 点の左右 2 m の範囲内に円弧が来るようにする。円の中心は斜面の中央点を通る鉛直線よりやや左側に置く。弦 AB_2 の垂直二等分線上で円の中心が多少動いてもすべり面自体は大して変化しない。またその範囲内での中心点の移動は安全率に大きな影響を与えない。摩擦円法による計算方法はどの教科書にも書いてあるから要点だけを簡単に説明する。図-3.9 に示すように, 斜面は A 4 の方眼紙にできるだけ大きく描く。円の中心角 2α , 半径 R を測定すると, 弦 L_c , 弧 L_a は,

$$L_c = 2R \sin \alpha, \quad L_a = \frac{\pi \alpha}{90} R$$

せん断力 C の作用点の位置 x は

$$x = \frac{L_a}{L_c} R = \frac{\pi \alpha}{180 \sin \alpha} R$$

すべり体の重さ W_1 と重心の位置 m を求めるには次式を用いる。

$$m = \frac{\alpha - \frac{1}{2} \sin 2\alpha - \frac{2}{3} \sin^3 \alpha}{\alpha - \frac{1}{2} \sin 2\alpha}$$

$$W_1 = \gamma \left(\alpha - \frac{1}{2} \sin 2\alpha \right) R^2$$

三角形 AB_2D の重さと重心位置を求める。半月形と三角形の重心を結び, この長さを重さの比で分割すると, すべり体の重心位置が求まる。こうして重力の作用線を描き, 円の中心から x の距離にあるせん断力 C の作用線との交点 M を求める。安全率は約 1.5 であるから, 作用摩擦力 ϕ_a は $(F_\phi = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi_a}, F_\phi = 1.5, \phi' = 15^\circ)$ から $\phi_a = 10.1^\circ$ となる。摩擦円の半径は $R_f = KR \sin \phi_a$ となるが, K は Taylor の図 (図-3.10) から求められる。M 点から摩擦円に切線を引く。力のスケールを使いすべり体の重さのベクトル \overline{MN}

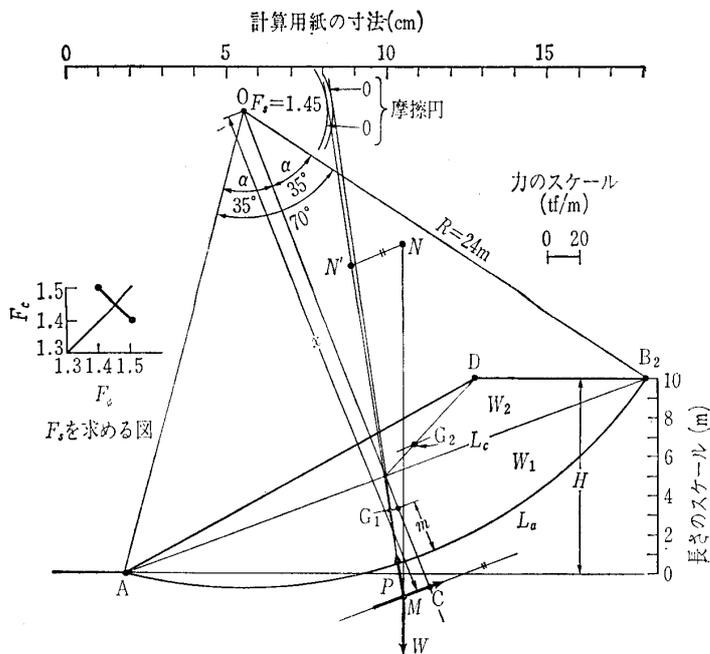


図-3.9 摩擦円法

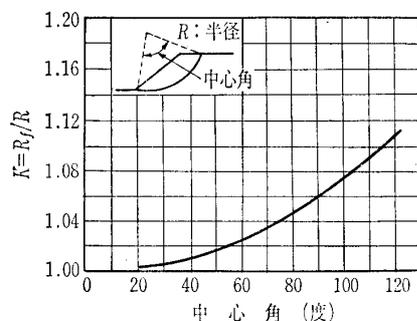


図-3.10 すべり円の中心角と摩擦円の半径 R_ϕ との関係

を描く。N から C に平行線を引き摩擦円への切線を N' で交わせ, NN' の大きさを測る。 $NN'/C=c_a$, $c'/c_a=F_c$ となる。 F_c は粘着力に関する安全率である。この例では $F_c=1.41$ となった。 $F_c \neq F_\phi$ であるから $F_\phi=1.4$ としても一度摩擦円を描き, 前と同様の手続で F_c を求めると $F_c=1.50$ となった。図-3.8 の F_s を求める図から $F_s=1.45$ と求まる。0 点をわずかに左に移動し, 図-3.6 の B_1B_2 の中点を通る円を描き, この円について安全率を求めると $F_s=1.5$ となる。次に 0 点をわずかに右に移動し, B_2B_3 の中点を通る円を描き, 安全率を求めると $F_s=1.5$ となる。そこで摩擦円法による安全率は $F_s=1.45$ と決定する。Taylor の図表を用いたものと実用的には差がない。すべり面の位置は円の中心が少し動いた程度では大した変化がなく, 安全率もほとんど変化しない。教科書にあるように円の中心を大幅に移動して等高線を描くようなことをしなくても十分正確な安全率が求められる。

3.6 分割法による円弧すべり面解析

一般の教科書にはテルツァーギ, ペックの教科書の「不均等な土の不規則な斜面の分割法 (スライスメソッド) の解析法」が載っている。これはビショップの簡便法と呼ば

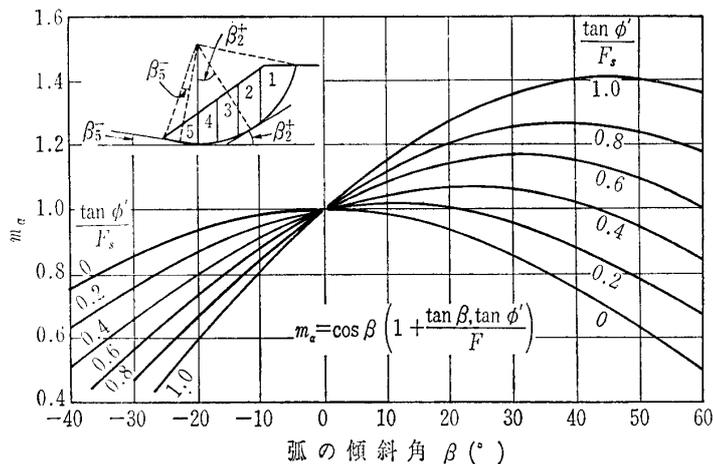


図-3.11 m_α を求める計算図表 (Janbu)

(Janbu-Terzaghiによる)

欄	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Slice No.	i	$\sin \beta$	$\frac{W}{t/m}$	$W \sin \beta$	$c + \frac{W}{b} \tan \phi$	(5)b	$\frac{m_\alpha}{F_a}$	(6)/(7)	m_α	(6)/(9)
1	49	.7547	20.22	15.26	3.264	13.99	.79	17.71	.78	17.94
2	35	.5736	49.64	28.47	5.103	21.87	.92	23.77	.91	24.03
3	23	.3907	58.83	22.98	5.677	24.34	.99	24.59	.98	24.84
4	12	.2079	44.13	9.17	4.758	20.40	1.01	20.50	1.00	20.40
5	1.5	.0262	33.09	.87	4.068	17.44	1.01	17.27	1.00	17.44
6	-9	-.1564	14.71	-2.30	1.081	4.63	.96	4.82	.94	4.93
					$\Sigma(4)=74.45$	$\Sigma(6)=102.67$	$\Sigma(8)=108.36$	$\Sigma(10)=109.53$		

$F_a = \frac{\Sigma(6)}{\Sigma(4)} = 1.38, \quad F = \frac{\Sigma(8)}{\Sigma(4)} = 1.46, \quad F = \frac{\Sigma(10)}{\Sigma(4)} = 1.47$

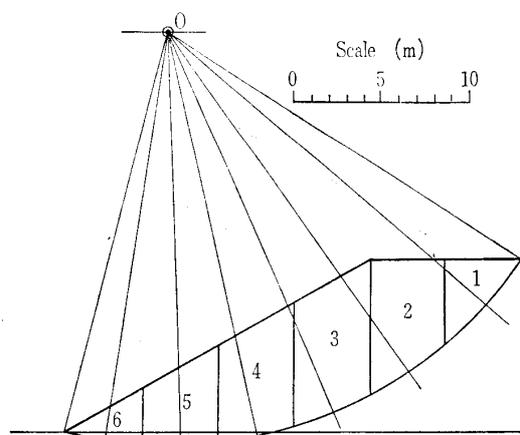


図-3.12 分割法による斜面安定解析

れているようである。安全率 F_s は次式によって求める。

$$F_s = \frac{\Sigma[(cb + W \tan \phi) \div m_\alpha]}{\Sigma W \sin \beta}$$

$$m_\alpha = \left(1 - \frac{\tan \beta \tan \phi}{F_s}\right) \cos \beta$$

c, ϕ は土のせん断定数, W はスライスの重量, b はスライスの幅, β はすべり面の弧の傾斜角である。

実際の計算においては β と m_α の関係図 (Janbu (ヤンブー)) を用いると便利である (図-3.11)。

図-3.12は分割法による安定解析計算例である。分割法を使う場合も Taylor の摩擦円法の場合と同様に、あらかじめ準備をし、円の位置や安全率の概略の位置を決めてから作業に取りかかるのが賢明である。すべり円の位置は摩

擦円法の例と同じである。壁面の間隔の等しい6個のスライスに分割する。スライスの弧の中心と円の中心 O を結び、これらの線の鉛直線からの傾きを分度器で測り、表中に記入する。スライスの重量は中央における高さから簡単に求まる。7欄の $(m_\alpha, F_a=)$ を求めるときに図-3.11を使用する。 $F_a = \frac{\Sigma(6)}{\Sigma(4)} = 1.38, \quad \tan \phi = \tan 15^\circ = 0.268, \quad \frac{\tan \phi}{F_a} = 0.19$ を使って図-3.11 から m_α を求め、7欄に記入した。8欄の合計から $F = 1.46$ となり、これで $\tan \phi / F = 0.18$ が求まり、図から m_α を求め、 $F = 1.47$ が得られた。もし Taylor の図表からあらかじめ安全率を求め、 $F_a = 1.38$ の代わりに $F_a = 1.50$ を用いれば、 $\tan \phi / F_a = 0.18$ となり、一度の計算で安全率 $F_s = 1.47$ が得られる。

以上の計算は一例について各種の方法を比較したが、 $\phi = 0, c \neq 0; \phi \neq 0, c = 0$ に近くなると各方法による違いが大きくなる (1958年土質工学ハンドブック参照)。

3.7 円弧でないすべり面による斜面安定解析 (Composite surface of sliding)

円弧でないすべり面の安定解析では任意の点の周りの抵抗モーメントと重力のモーメントの比を求め、この比の値の最小値をもってその斜面の安全率とするという方法である。ここでもなるべく少ない労力で最小値を与える点を見いだすことが重要である。図-3.13は図-3.9, 12の円形すべり面が地中にある堅固な層のために変形した複合すべり面である。分割法による安全率 F_s は次の式によって求める。

$$F_s = \frac{\Sigma[cb + (W + \Delta T_n) \tan \phi] \frac{a}{m_\alpha}}{\Sigma Wx - \Sigma \left[W + \Delta T_n - cb \frac{\tan \beta}{F} \right] \left(\frac{f}{m_\alpha} \right)}$$

この式の記号の説明は図-3.14に示す。図-3.13の O_1 点のまわりのモーメントによって安全率を計算すると同図の表のようになる。0点を $O_1 \sim O_6$ まで変化させて安全率を求めると、1.44~1.73となり、 O_1 が最も小さい安全率を与える点となった。円弧でないすべり面についての計算は大変時間がかかるので、モーメントの中心を選ぶ際に準備として円弧すべり面の計算をしておくことよい。図-3.14ではスライス No. 3の両側の壁に $(E_2, T_2), (E_3, T_3)$ のような

講座

垂直力と壁摩擦力が作用するとしている。このような力を無視してよいかどうか、もし無視し得ないとすればどのようにしてこれらの力を求めるか、についていろいろな議論がある。これらはひとつのすべり体内の内力であるから $\sum E=0, \sum T=0$ である。これらの条件を満たしながら、 E と T をいろいろ変化させ、安全率が最も小さくなるようにするのがよいのだという説がある。壁の面ですべりが発生してはならないからこの点についてもチェックしなければならない。図-3.13の解析の例では筆者らが東京理科大学で模型実験に基づいて、スライスの壁面の壁摩擦力を $0.33 \gamma h^2$ (h は壁の高さ)として計算した。すべりが始まる直前とすべりが進行中の壁に働く土圧が測定できるようになればこの値は修正すべきではあるが、何の根拠もなく勝手に決めるよりはいくらかよいのではなかろうか(第23回地すべり学会研究発表, 予稿集昭59.8参照)。

3.8 円弧すべり面でスライスの壁の土圧を無視した安定解析

円弧すべり面でスライスの壁に加わる土圧を無視した計算による安全率は次のようにして求める。

$$F_s = \frac{\sum (cb \sec \beta + W \cos \beta \tan \phi)}{\sum W \sin \beta}$$

図-3.12のすべり体について安全率を計算すると $F_s=1.52$ となる。ごくわずかばかり安全率が大きくなるが、この程度の違いは実際上問題にならない。

3.9 その他の斜面安定解析法

Morgenstern & Price 法は「土砂災害の予知と対策, 3. 地すべり(その4)土と基礎, 1983.7, pp. 93~94」に紹介されている。この方法はコンピュータ解析を必要とし、

簡単に説明できないので省略する。

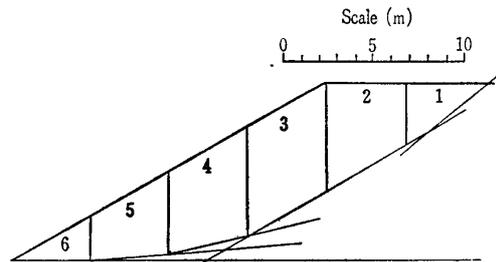
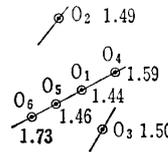
有限要素法によってダムのような斜面のある構造物の内部の応力を計算し、モール・クーロンの規準との比較により安全率を求めるという方法が用いられるようになった。有限要素法は確かに有力な解析法であるが斜面安定の計算だけに用いられるというものではない。この講座の斜面安定の項で説明するのは適当ではないので省略する。すべり面の位置だけではなくに要素間にも摩擦ばね要素を入れて解析するとよく実際と合うという研究がある。

3.10 有限斜面で間隙水圧が作用する斜面の安定解析

間隙水圧はすべり面における土のせん断抵抗を減少させる。せん断抵抗力を s とし垂直応力を p とすると、

$$s = c + (p - u_w) \tan \phi = c + p' (\tan \phi)$$

p' は有効圧力。この式を Terzaghi は修正のクーロン式と呼んでいる。これまで述べて来た斜面安定解析と間隙水



No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
スライス No.	b m	a m	x m	f m	β 度	$\tan \beta$	c tf/m ²	$\tan \phi$	cb tf/m	W tf/m	ΔT_n tf/m	$W + \Delta T_n$ tf/m	$(12) \tan \phi$ tf/m	$(9) + (13)$ tf/m
1	4.35	23.2	18.0	4.2	39	.810	2	.268	8.7	15.0	-3.7	11.3	3.03	11.73
2	4.35	22.4	13.6	2.7	30	.577	2	.268	8.7	37.6	-6.7	30.9	8.28	16.98
3	4.35	22.4	9.3	-2.4	30	.577	2	.268	8.7	48.9	0	48.9	13.11	21.81
4	4.35	22.9	4.8	-0.7	14	.249	2	.268	8.7	42.6	+4.4	47.0	12.60	21.30
5	4.35	22.9	0.5	-1.4	5	.087	2	.268	8.7	27.5	+4.3	31.9	8.55	17.25
6	4.35	23.2	-3.7	-4.2	0	0	2	.268	8.7	10.0	+1.7	11.7	3.14	11.84

No.	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
スライス No.	$(14) a$ tf/m	$(10) x$ tf/m	$-(9) \tan \beta$ tf/m	F_1	$\frac{(17)}{F_1}$ tf/m	$(12) + (19)$ tf/m	$(20) f$ tf/m	m_a	$\frac{(15)}{m_a}$ tf/m	$\frac{(21)}{m_a}$ tf/m
1	272.1	270.0	-7.05	1.5	-4.70	6.6	27.7	.87	321.8	31.8
2	380.4	511.4	-5.02	1.5	-3.35	27.6	74.5	.94	404.7	79.3
3	488.5	454.8	-5.02	1.5	-3.35	45.6	-199.4	.94	519.7	-212.1
4	487.8	204.5	-2.17	1.5	-1.45	45.6	-31.9	1.0	487.8	-31.4
5	359.0	13.8	-0.77	1.5	-0.51	31.4	-44.0	1.0	359.0	-44.0
6	274.7	-37.0	0	1.5	0	11.7	-49.0	1.0	274.7	-49.1

$\sum(16)=1417.5$

$\sum(23)=2358.7 \quad \sum(24)=-226$

$$F_s = \frac{\sum(23)}{\sum(16) - \sum(24)} = 1.44$$

図-3.13 複合すべり面による斜面安全解析

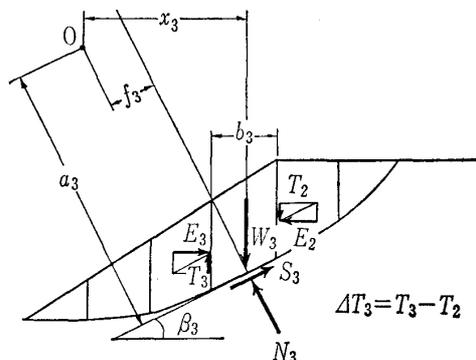


図-3.14 複合すべり面説明図

圧が作用する斜面の安定解析とは、せん断強さが間隙水圧分だけ小さいということ以外何も変わるところがない。すべり面における間隙水圧の推定は大変重要であるが、その決定についてはいろいろ難しい点がある。ダムのコア内の間隙水圧は、上に載せられる荷重とともに増大する一方、時間の経過とともに消散する。ダムや堤防のような止水土構造物では流線網を描くことにより間隙水圧の大きさを求めることができる。ダムでは三軸圧縮試験によって間隙水圧の発生状況を調べ、実例を参考にして間隙水圧を予測している。

3.11 貯水ダムの斜面安定

貯水ダムの斜面安定については「土質工学ハンドブック、昭和58年版、第27章、フィルダム」に詳細に述べられているので参考にされたい。また大ダム会議の「ダム設計基準」によって設計をしなければならない。

堤体および基礎はすべり破壊に対して次の(1)より(6)の条件について所要の安定性を有するものとする。

- (1) 貯水位が常時満水位で浸透流が安定状態にある場合。
- (2) 完成直後で、建設中の間隙水圧が残存する場合。
- (3) 貯水位が中間水位で（この場合は常時満水位から低水位に至る中間でダムの安全に最も危険な条件と考えられる水位）、浸透流が定常状態にある場合。
- (4) 貯水位が急速に低下するダムについては、貯水位が常時満水位から低水位まで急速に低下し、間隙水圧が残存する場合。
- (5) サーチャージを行うダムについては、貯水位がサーチャージ水位で浸透流が定常状態にある場合。

ただし(3)および(4)の場合は上流面について行えばよい。

上記のそれぞれの場合のすべり破壊に対する安全性は原則として円形すべり面についてスライス方法により検討するものとする。この場合安全率は次式によって求められる。

$$n = \frac{\sum cl + (N - U - N_e) \tan \phi}{\sum (T + T_e)}$$

ここに、 n : 安全率、 N , T , U , N_e , T_e : それぞれ、各スライスのすべり面上に働く荷重の垂直分力、接線分力、間隙水圧、地震荷重の垂直分力、接線分力、 ϕ , c , それぞれ、各スライスのすべり面の材料の内部摩擦角および粘着力、

l : 各スライスのすべり面の長さ。

安全率は1.2以上とする。

基礎のせん断強さが低い場合などですべり面が円形でなく、直線、曲線あるいはその組み合わせからなる場合の安定性の検討は、複合円によるスライス法、ウェッジ方法、修正 Fellenius 方法などを用いて行うものとする。この場合も安全率は原則として1.2以上とする。なお高いダムおよび特殊な設計を行うダムでは動的解析を行って安定性を検討することもある。

安全性の検討は一般に有効応力方法によって行う。間隙水圧は完成直後の安全性を検討する有効応力方法により行う場合、非圧密または圧密非排水状態で三軸試験を行い直接測定する方法、圧密試験の結果から Hilf の式を用いて推定する方法もある。試験によらない場合には載荷重から推定する方法も一般に行われている。砂礫およびロック材料の粘着力は試験上得られても無視するのが普通である。

間隙水圧の大きさは施工時の含水比によって大いに支配される。したがってあらかじめ定めた含水比の範囲を守って施工すべきである。低いダムで粘性土を盛土材料に使用した場合、工期の関係で天候が多少悪くても施工すると、間隙水圧が上昇してすべることがあるから注意を要する。夏季高温で蒸発が盛んな時期に施工すると、含水比が低下し、締固めによって乾燥密度をあげることができなくなる。そうすると締固め時に見かけ上の強度は上昇しても、浸透水によって強度が低下し、体積が収縮して、堤体にクラックが生じる。

地震時にダムの堤体土が液状化することによりすべることがある（サンフェルナンドのバンローマンダムの例がある）ので、液状化の恐れのある材料で造ったダムはこの点について検討する必要がある。

3.12 堤防などの低いダム

堤防などの低いダムでは土のせん断試験や安定計算によって設計するというよりはむしろ経験に基づいて断面の決定を行っている。高さは低くてもダムの設計法を適用すればよいわけであるが、ダムと異なり付近地から築堤材料を採取しなければならず、自由に良質の材料が選定できないのですべりに対する強度が低いものが存在している。基礎地盤も軟弱であったり透水性であったりする。堤防は大部分が明治以来長期に渡って築造され、洪水流量の変更に伴って断面の増加が図られて来た。したがって同一断面でも土質が単一ではなく、締固め程度も異なっている。これらの既存の堤防の斜面の安定度を調べるのは容易なことではない。堤防は雨水や河川水の浸透による斜面の崩壊、河川水の天ばからの越流などによって壊れる。雨水の浸透による斜面崩壊は、鉄道や道路などの斜面崩壊と同一の現象である。著者は山村和也博士らとともに堤防の破壊実験を実施した〔参考文献1〕p. 1943, 13), 14) 参照〕。図-3.15

講座

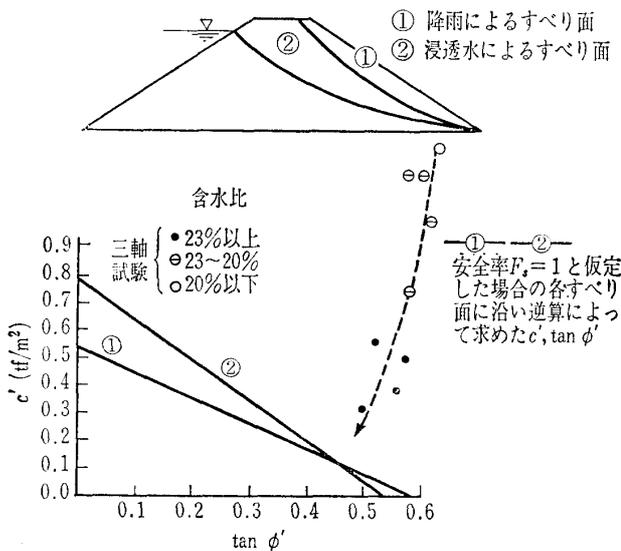
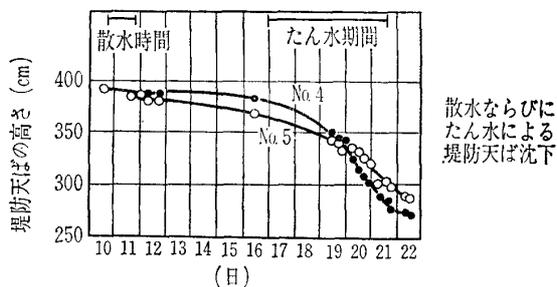
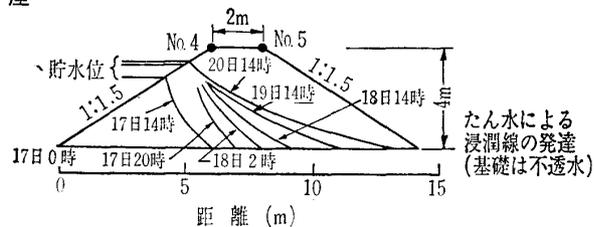


図-3.15 人工降雨ならびに浸透水によるすべり

のような試験堤防に人工降雨を加え、斜面に水を浸透させてすべりを起こさせる。次に堤防の内側に水をたたえて浸透流を発生させる。図に示すように浸潤線は上流から下流に向かって進行して行く。浸潤線が底幅の中央付近に達すると天ばの沈下が始まり、浸潤線が堤防のり尻に達するころになると浸潤面をすべり面とするすべりが起こる。天ばが貯水位（実際の場合は河川の水位）よりも低くなると、斜面の全面的なすべりが起こらなくても水が天ばを乗り越え、その洗掘作用によって堤体は破壊するであろう。実験では水位を下げて越流を防いだ。この斜面崩壊の過程は有限要素解析でよく見られるように、土塊内の一要素が塑性域に達し、それが隣りの要素に広がって行く progressive failure (進行性破壊) とは異なった破壊の仕方をするのである。この場合、すべりを起こす原因となるのは浸透水であるが、浸透水流は非定常流であり、その非定常流がある状態に達したときにすべりの条件が満足されてすべりが発生するのである。貯水池のように水位が一定の高さに長く保たれているというのではなく、河川の水位は短い時間の間に上昇してまた下降する。したがって浸潤線がのり尻に

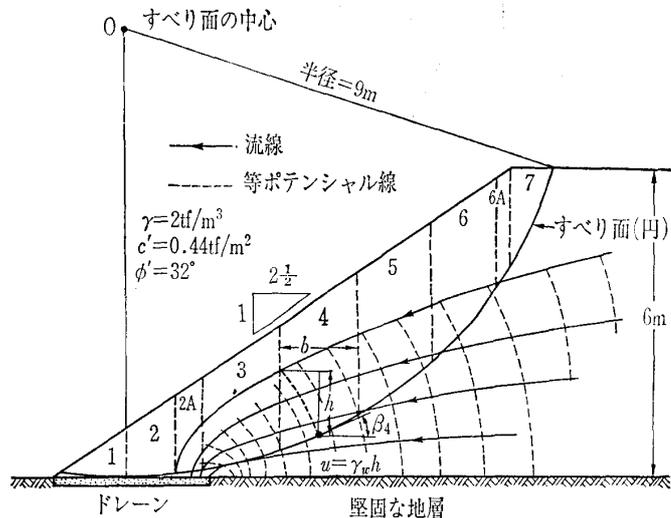


図-3.16 浸透水のある場合の円形すべり面による解析

達しないうちに後退が始まるという場合もある。そのような場合にはこの実験に見られるようなすべりは起こらない。降雨による斜面のすべりについても同様なことが言える。降雨の強度と継続時間で浸透量と浸透の深さが決まり、これがすべりの条件を支配する。したがって土質定数だけではなく浸透の現象を解析しなければ斜面が安定かどうかを判定することができない。図-3.15の試験堤防が降雨や浸透によって崩れるかどうかを土質試験だけで判定することはできなかった。堤体土が余りにも緩いので、このような状態のサンプルを造って水で飽和させ、三軸圧縮試験をすることができなかったからである。図に示すように乾燥密度が同一で含水量の異なる試料について試験をした結果をプロットして得た曲線と $c' - \tan \phi'$ 図上の安全率1を示す曲線（直線）との交点を求めるといった方法で、逆算した (c', ϕ') を割り出すという方式をとらざるを得なかった。

では普通の教科書ではこのような問題をどう取り扱っているのだろうか。図-3.16は Lambe-Whitman の教科書に載っているものである。計算もしくは模型実験で流線網を描く。すべり面を仮定してその上の間隙水圧を求める。安全率の求め方はダムの項あるいはそれ以前の項で述べたと同様である。

定常流が発生してもすべりが起こらないような堤防または盛土についての安全率の計算方法は教科書に載っているが、非定常状態での斜面安定計算法は載っていない。この実験の結果を読んで実際の問題の参考にさせていただきたい。

3.13 水没斜面の安定

水没斜面の安定問題は Taylor の教科書に取り上げられて以来多くの教科書に採用されている。その取扱いは土は水中に没しても土質定数は変化せず、単位体積重量が減じ、せん断抵抗力が間隙水圧によって減少するとしている。その結果水中に没すると安定度が増すというものである。しかし現実問題としてダムたん水によって自然斜面が崩壊している例を見ても、斜面が不安定になる場合もある。斜

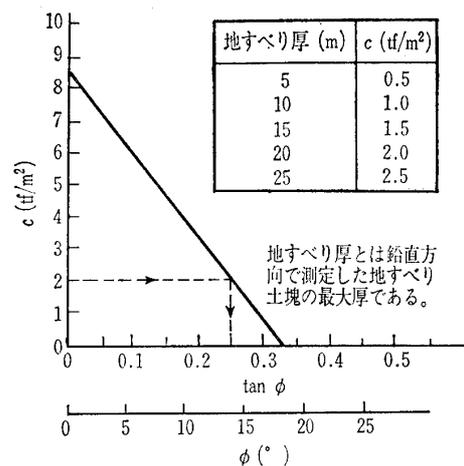
面は水が押さえ盛土のような作用をすると考えると不思議に思われるのである。斜面崩壊の理由は斜面の下部が水中に浸ると、自然状態での不飽和土が飽和に近付き、変形係数が小さくなり、恐らくポアソン比も変化する。あるダム地点での実測結果によると、浸水によって変形係数が2分の1に減少した。そのため水際部付近の土塊の仮想鉛直壁面上の土圧ならびに壁を支える下部の土のばね係数が減少する。したがって水に浸らない上部斜面の土塊の潜在すべり面に大きなせん断応力が生じる。もしそのせん断応力が土のせん断強度を超過すればすべりが発生する。すべりは当初水際部に起こり、上部に波及する。このようなすべりを防止するためには杭やアンカーのような抑止工を施工することになるが、設計に用いる力の計算方法は切盛り土工による不安定力算定と同様である。

3.14 切土、盛土による斜面のすべり

切土や盛土によって斜面の安定が失われることはよく知られている。工事によって安定が損われる危険性が予見されるときは擁壁、杭打ち、グラウト、コンクリート井筒、アンカー工、水抜き工などのような対策をする。その際には工事によって失われる不安定力（抵抗力）を推算しなければならない。第一段階としては既述のような安定計算式を使い、安全率を1と仮定して粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ を求める。対策工事によって増加するであろう抵抗力の計算方法は多くの教科書に載っている。しかしながらこれらの計算は予備的なものであるということに留意しなければならない。実施に当たっては十分な計測を行い、土の動き、土圧、および間隙水圧、構造物の挙動を観測しながら工事を進めて行く。自然斜面の土は著しく不均一であるから、平均値をもって処理をすると大きな失敗を招くことがある。また土質力学的な計算だけではなく、地質学、砂防工学、地すべり工学などの利用を心がけなくてはならない。

3.15 地すべり斜面の安定

地すべり、斜面崩壊、土石流に関するものは土質工学会の講座に詳しいのでここでは簡単に要点だけを述べる。地すべりは一度すべった経験のあるところでもう一度すべるといふものが多い。したがって空中写真や地形図から判定するとか地元の人のお話を聞くと見当がつくことが多い。また地質と深い関係があるから地質調査が必要である。動いている地すべりを安定させる工法としては地表水排除工（浸透防止工、水路工、浅層地下水排除工）、深層地下水排除工（横ボーリング工、集水井工）、地下水遮断工、排土工、段切り（のり面保護工を含む）、押さえ盛土工（擁壁、枠工を含む）などがある。対策工を施工する前に調査をするが、安定計算は次の要領で実施する。すべっている状態での安全率を1.0とする。工事によって増加すべき安全率は地すべりによって生ずる被害の大きさや、経済性、安全



図—3.17 地すべり土質定数 (c , ϕ) を求める図
(道路土工指針による)

性を考慮して決定するが、排土工、押さえ盛土工、地下水排除工などの抑制工を中心とする場合は1.05~1.1、擁壁や杭のような抑止工を中心とする場合は1.1~1.2とする。安定計算に用いる式はスライス法で、分割スライスの壁面の土圧は一般には無視している。原子力施設の保護などで特に重要な場合のみダムと同様な計算式を用いる。すべり面の土の強度を決定する場合、経験的に次の方法がとられている。これは土質試験によって土質定数 (c , ϕ) を求める方法がまだ十分信頼できないからである。図—3.17 は c , ϕ の決定方法を示したものである。安全率を1と仮定すると逆算で求める c , ϕ は直線的な関係があることになり図示のようになる。粘着力 c の値を図中の表から求めると、図から ϕ が求まる。この方法は道路協会の土工指針に採用されているが、この他にもいろいろな方法が提案され、また示方書などに採用されている。その中にスケンプトンの残留強度を用いるものもある。土が動き出せば摩擦は静摩擦から動摩擦に移り替わる。また土塊は最初にすべり始めたところは同じ土の上を動くが、次第にそこからはみ出し、新しい地表面上をすべるようになるので、その地表面の性質と土塊との摩擦が重要になって来る。地すべりの運動速度が速く、到達距離が遠くなれば被害が大きくなるのでこの点にも注意を向ける必要がある。

地すべりが動き出してから急速な運動に変わるまでの挙動について斉藤勉孝博士が研究した。その成果を用いて地すべり予報が行われている。筆者はこの方法を降雨による地すべりに適用したが、普通の地すべりと同様に有効であることが認められた。

傾斜計は地すべり運動観測機器としてよく用いられている。1日に何秒くらい動くか危険であるかは地すべりによって異なる。トンネル入口の斜面に設置して観測した結果によると1日100秒までは大丈夫だったという例もある。

地震による斜面安定ならびに地すべりの研究が最近盛んになった。アメリカでは地震による斜面の危険度予測の地

講 座

図ができています。我が国でも東京都などでは斜面の危険度予測地図が作成されている。本講では地震による斜面安定の計算法についてはダムの項において少々触れただけである。

3.16 斜面安定解析における土質定数ならびに安全率の決め方について

せん断試験法としては室内で行う三軸圧縮試験、一面せん断試験、単純せん断試験、実験室ベーン試験、リングせん断試験、フォールコーン試験、動的三軸せん断試験等があり、また野外の現場で行うベーンせん断試験、スウェーデンサンディング試験、オランダ式貫入試験、標準貫入試験などがある。これらの試験に用いる試験機、試験の方法も多種多様である。したがって同じ土について求めた土質定数もまた必ずしも同一ではない。土は均一に見えても全く均質な土はまずないといってもよい。だから平均値の求め方が問題になってくる。どのような試験をすれば予想されるすべりの状態が最もよく近似できるかということ念頭に置いて試験をしなければならない。試験方法のうちのあるものはJISで規定されているが、試験機は統一されておらず同一の土について同じ試験結果が得られるとは限らない。またあらゆる種類のすべりの状態をカバーするような試験方法はまだない。一般には型通りに行われた土質試験の結果を用いて斜面安定解析に用いる土質定数を定めなければならない場合が多い。試験の結果得られた土質定数をそのまま用いて計算すると、とんでもない結果になることがあるので注意を要する。

斜面を構成する材料の中に砂礫や、岩片が多量に含まれていて、小型の試験機ではせん断試験が行われなような場合には試験によらないで経験的に土質定数を定めることになる。斜面の切取りを行う場合には変位や移動を計測して安全性を確かめながら工事を行う。土質定数が経時的に変化する場合には特別な考慮を払わなければならない。

緩く動いている地すべりの場合にはせん断試験が可能な場合にはこれを行うが、あくまでそれは補助的手段であり、実際には逆算で土質定数を求め、設計に際しては目標とする安全率を定めて安全率を高めるための対策工事の計画をたて、移動観測をしながら工事を進めていく。超鋭敏な軟らかい粘土の場合、残留強度をとって安定計算をすることはなだしくオーバーデザインとなり、実際設計ができなくなる。そこで1～2週間というような長期载荷によるベーン試験によってせん断強度を求めるといった方法を取り成功を収めている。これと同様に降雨浸透によるすべりの計算

に用いる定数として、完全に飽和した土を乱して残留強度を求め、これを設計に使うというのもオーバーである。しかしまたすべりが始まると急にせん断抵抗力が減少する土もあるので余り大きな設計せん断抵抗力をとることもできない。

いろいろな示方書には土の試験方法あるいは平均値のとり方などについての記述はあいまいにしておき、安全率を1.2とか1.3とかにするように規定してあることが多い。既存の安全性を検討する場合と、新たに斜面の設計をする場合とでは安全率のとり方が違う。また保護されるべき物の重要度によっても違う。柱やアンカー等で補強される場合にはそれらの安全率と斜面全体の安全率のバランスの問題もでてくる。要するに安全率と土質定数の決定は個々の場合によってそれぞれ異なるので簡単にこれを述べることはできない。実際に当たっては過去の経験やケースレコードを参考にして技術的判断を下さなければならない。

付記：この稿は地下のすべり面に沿ったすべりに焦点を合わせて書いた。地表面が雨水流によってえぐられる場合、地震による崩壊、のり尻が軟化したりけずられたりすることによる崩壊などについては「講座、土砂災害の予知と対策（58年3月号～59年7月号）」を参照されたい。

参 考 文 献

- 1) 土質工学ハンドブック、第8章、斜面安定、pp. 195～220, 1965.
- 2) 土質工学ハンドブック、第7章、斜面安定、pp. 223～263, 1982.
- 3) Taylor, D.W.: Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiley & Sons. pp. 406～479, 1948.
- 4) Terzaghi, K. & Deck, R.B.: Soil Mechanics in Engineering Practice, Second Edition, John Wiley & Sons, pp. 232～260, 1967.
- 5) Lambe, T.W. & Whitman, R.V.: Soil Mechanics, pp. 352～373, 464～483, John Wiley & Sons.
- 6) 道路土工、のり面工・斜面安定工指針、日本道路協会、1979.
- 7) ダム設計基準、日本大ダム会議、1978.
- 8) 山口柏樹：土質力学、改訂版、1975、技報堂。
- 9) 河上房義：土質力学、第5版、森北出版、1982.
- 10) 赤井浩一：土質力学、朝倉書店
- 11) 土木工学全集第5巻、土質力学、土木工学全集編集委員会編、理工図書
- 12) 土と基礎、講座、土砂災害の予知と対策、1983.3～（ライブラリーとして発行予定）
- 13) 畑中次雄、福岡正巳：試験堤防の破壊実験について、土木学会誌45～12, pp. 13～16, 1960.
- 14) Fukuoka, M., Yamamura, K.: Full-Scale Model Tests of Slope Failure of River Embankments, Proceedings of the VI Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., 6/8, pp. 467～471, 1964.