

有効応力にもとづく斜面の安定解析*

正員 赤井 浩 一**

要旨 斜面の安定解析において、土の強度をベーン・せん断や一軸圧縮のような非排水せん断試験の結果で表示する従来の $\phi=0$ -解析法は、長期の安定を論ずる場合には真の安全率を与えるものでないことを指摘し、これにかわって有効応力にもとづく、いわゆる c, ϕ -解析法の正当性を主張する。この解析法を適用するにあたって、過圧密土の強度常数はせん断試験のさいの見かけの破壊包絡線から求めるべきではなく、著者がここに提案する現地せん断強度線を利用するのが合理的であることを示した。

1. 緒言

斜面の安定解析の中で最も周知のものは、円形すべり面を用いるスウェーデン法であろう。

従来軟かい粘土層の切り取りの安定計算には、いわゆる $\phi=0$ -解析法というのが普通用いられてきた¹⁾。この方法は土の強度をベーン・せん断や一軸圧縮試験、または非排水型の直接せん断試験、三軸圧縮試験などから決定するもので、これらのせん断強度が載荷条件の変化した後も一定のままであるという仮定にもとづいている。しかし実際は、載荷の影響を受けて粘土が圧密または膨張するにつれてせん断強度が変化するため、 $\phi=0$ -法が適用できるのは、厳密には急激な載荷条件の変化があった直後のごく短かい期間だけに限られることになる²⁾。

このような載荷条件の変化の影響を考慮したのが、有効応力にもとづく斜面の安定解析法であり、これを c, ϕ -解析法という。この方法では、粘土のせん断強度は有効応力で示した粘着力 c' と内部摩擦角 ϕ' で表わされる³⁾。

いずれの解析法を採用するにしても、すべり面を合理的に仮定することと、土のせん断強度を正しく把握することが重要なわけであるが、特に c, ϕ -法ではすべり時の土中の間げき水圧を綿密に調査する必要が生ずる。多くの場合すべりが

生じてからの調査では、あらかじめ、そのすべりを予想してその地域内で記録をとっていない限り、すべりの直前の間げき水圧の真の値を知ることができない。従ってすべりが生じた後、できるだけ早い時期に現地に設置したピエゾメーターの読みによって、土中の間げき水圧の分布を仮定するということになる。

2. 地すべりと調査の概要

写真-1 地すべりの全景

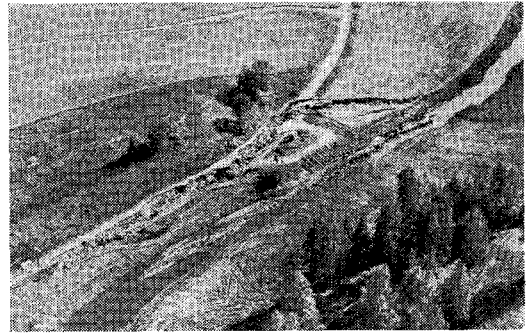


図-1 すべり域平面図

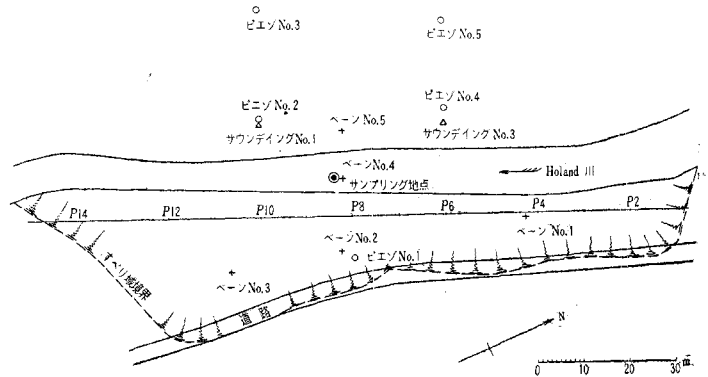
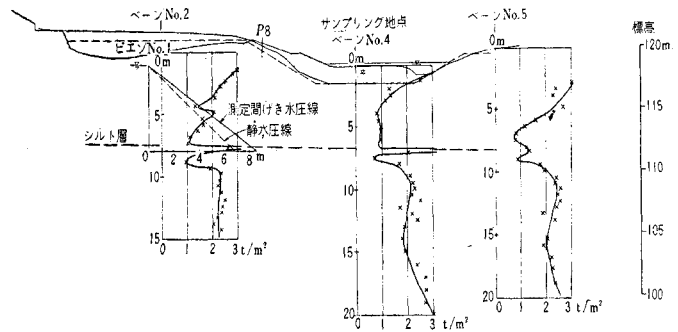


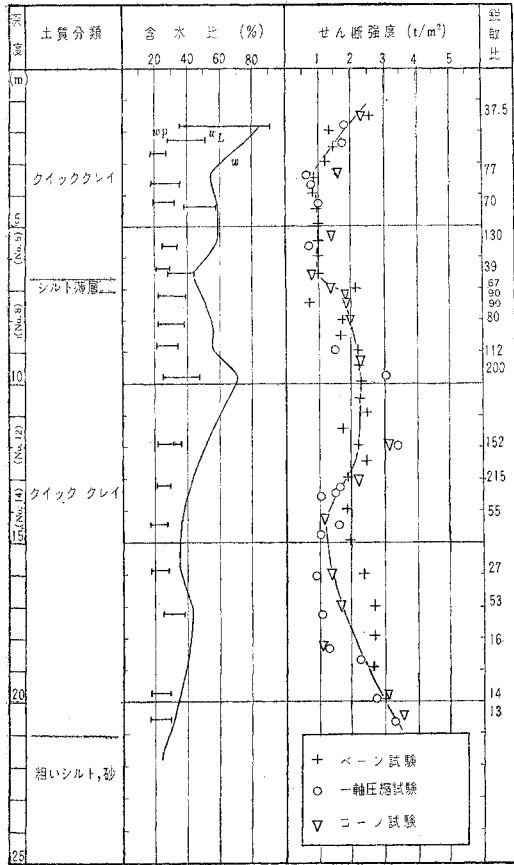
図-2 すべり域縦断図



* 本論文は土木学会第 15 回年次学術講演会 (昭 35.5.29) および昭和 35 年度土木学会関西支部年次学術講演会 (昭 35.11.13) で発表したものの総括である。

** 工学博士 京都大学助教授 工学部土木工学教室

図-3 土質柱状図



以下の計算例に述べる地すべりの現場は、Oslo 東方約 50 km の Naddum という小村内で Høland 川沿いにある。1958 年夏にこの川の堤防に沿って数箇所ですべりが生じたが、本文で取り扱うのはその中で最も大きいものである。このすべりは同年 9 月 1 日に発生したもので、写真-1 に示すように川岸に平行な巾約 150 m、最大水平長約 40 m の規模を有している。すべり域の中に道路の一部がふくまれたので、その復旧まで交通は中断した。また気象条件としては、この夏は近來にない日照り続きで、すべりが起こった当時の川の水位は非常に低く、後述の断面図(図-2)の 117.8 m の標高にあった。

すべり域の平面図は 図-1 に示すようで、川の左岸の道路沿いにすべりが生じている。図-2 は川の流れに垂直な方向の代表的断面(図-1 の P8 断面)の縦断面であって、現地ベーン・せん断試験の結果を記入した。ま

たこの断面の川底の中央において実施したボーリングの結果を、土質柱状図として 図-3 に示す。

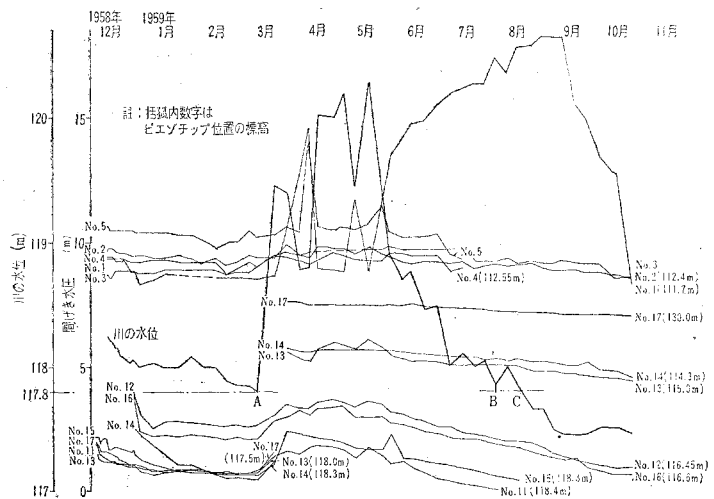
この地点の地層の構成は 図-3 からわかるように、地表より約 20 m の深さに密実な砂層が出現しているが、この深度まではおもに軟かい鋭敏なクイッククレイ層が続いている。この粘土はスカンジナビア半島南部に広く分布するものであって、後氷河期の海成粘土が塩分濃度の溶脱を受けた結果活性度を減じて、図にみるように現在の LL は自然含水比以下となり、鋭敏比が優に 100 を超える超鋭敏粘土である^{4),5)}。しかし川底以下 7 m 付近には乾いたシルトの薄層があって、この薄層のすぐ上部の粘土層からの採取試料がいちじるしくかくらんされていることから、すべりはこの特定のシルト層の上部で生じたものと推定された。

3. 地層内間げき水圧の算定

現地における間げき水圧の測定はノルウェー国立土質工学研究所(NGI)のピエゾメーター⁶⁾を用いて 1958 年 11 月より約 1 年にわたって続けられた。使用したピエゾメーターの数はこのすべり域内に 5 個 (No. 1~5, 図-1, 2 参照)、すべり域外に 7 個 (No. 11~17), 計 12 個で、その測定結果を間げき水圧-時間曲線として表わしたのが 図-4 である。

この図でわかるように、すべり域内外とも土中の間げき水圧の値が季節によっていちじるしく変化している。このことはすべりが起こったときの間げき水圧の正しい値を推定するのにきわめて不都合なことである。しかし

図-4 地層内間げき水圧の経時変化(水頭で表示)



別に川の水位と間げき水圧との対応をとってみると、図-4 にみるようになかなかい相関を示した。すなわち大略としては、川の水位が上昇するとわずかの遅れをともなって上記の各ピエゾメーターの読みもふえるというこ

とがわかる*。地すべり当日の川の水位 (117.8 m) が知られているので、1箇年間の読み取りのうち水位がこの付近にある3回の機会 (図-4 の A, B および C 点) をとり、それぞれに対応する土中の間げき水圧の平均を求めてすべり時の間げき水圧の分布を決定し、後掲の計算用断面 (図-7, 8) に等水圧線として記入した。その結果全部のピエゾメーターが深さ方向に静水圧分布よりかなり大きい圧力の増分を示したので、土中にはいちじるしい被圧水圧があり、しかもその被圧度がすべりの生じた河心付近に向うほど大きくなっていることが判明した。

4. 粘土のせん断強度の決定

(1) 非排水せん断強度

$\varphi=0$ -解析法に必要な粘土のせん断強度は、すべり域内で採取した乱さない試料の一軸圧縮試験、コーン試験および現地ベーン試験で求められた。その結果は前述の図-3 に示すとおりであるが、別にこのすべり域全体のベーン試験の結果から等強度線を描いたものが後の計算用断面 (図-9) に記入されている。

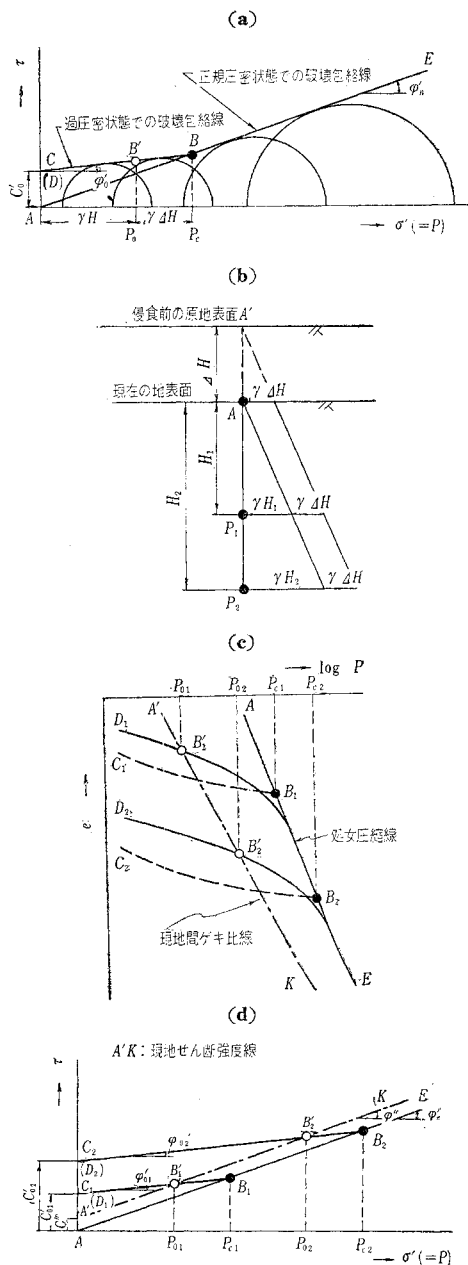
(2) 有効応力にもとづくせん断強度

有効応力にもとづく粘土のせん断強度常数、すなわち粘着力 c' と内部摩擦角 φ' を求めるために、ボーリングで採取した乱さない試料について間げき水圧測定をともなう三軸圧縮試験を行なった。試験の順序としては直径 36 mm、高さ 80 mm の寸法をもつ一連の試料を試験機の圧縮室に入れ、種々の側圧のもとで等方的に圧密を完了させたのち、非排水状態で軸方向力を増してせん断する普通の方法をとったが、圧密加速のためペーパー・ドレーン^{7), 8)}を行なったことと、圧密後の試料にいわゆる back pressure⁹⁾ ($u_b=2.0 \text{ kg/cm}^2$) を与えて間げき水中のガスを消滅させたのちにせん断を行なったことは特記すべき点である。正規圧密領域における試料の三軸圧密には、ペーパー・ドレーンを用いても片面排水で約1週間の長期間を必要としたが、この間の側圧は NGI の自動調節装置^{10), 11)}を用いて常に一定に保持された。また圧密後のせん断速度は非排水状態で間げき水圧を満足に測定するために、1時間で約1%のひずみ量となるよう非常に低速に制御した¹²⁾。

(3) 過圧密粘土の現地せん断強度線

三軸圧縮試験による土のせん断強度は一般に図-5 (a) から求められる。有効応力にもとづく Mohr の破壊包絡線は直線 BE と CB の2つの部分からなり、前者を逆に延長すると座標軸の原点 A を通り、この直線の

図-5 土のせん断強度常数の決定法



傾斜角は φ_n' (添字 n は正規圧密状態を表わす) である。一方後者は厳密には必ずしも直線ではないが、これを直線とみなした場合の傾斜角は φ_o' (添字 o は過圧密状態を表わす) であって、縦軸を c_o' で切る。この両直線の交点 B の横距は、その土の応力履歴が過圧密状態から正規圧密状態へ移行する応力、すなわち先行圧縮荷重 p_c にほかならない。

周知のように有効上載荷重 $p_o' = p_o - u_s$ (ここに p_o は全上載荷重、 u_s は過剰間げき水圧) が上記の先行圧縮荷重 p_c に等しいならば、土は正規圧密状態にあり、 p_o'

* ピエゾメーター No. 1 の間げき水圧-時間曲線は他のものに比べて特異な挙動を示す。1959年5月以降のいちじるしい水圧上昇は道路復旧のための盛土工事(8月末に完了)によって生じたものであるから、ここでは一応この記録を除外する。

$< p_c$ ならば過圧密状態にあるという。以下では簡単のために土中に過剰間げき水圧が存在しないような特別の場合について考えてみよう。この場合には地表面下 H の深さのところの土に対しては、 r を土の単位体積重量とすると、 $p_0' = p_0 = rH$ となる (図-5 (b) 参照)。

土が地中で正規圧密の状態にあると、この土に作用する垂直応力は現在の地表面からの深さ H に比例し、したがって土のせん断強度もまた H に比例する。この場合には 図-5 (a) の破壊包絡線 AE はそのまま現地における土のせん断強度線と一致し、したがって内部摩擦角を φ_n' 、粘着力を $c_n' = 0$ として安定計算を行なうことができる。しかし土が多少とも過圧密されている場合には、問題はどのように簡単ではない。従来の方では 図-5 (a) の破壊包絡線 CB を用いて見掛けの粘着力 c_0' と内部摩擦角 φ_0' を求め、これを過圧密土の安定計算に使用していた。しかし過圧密土のせん断強度は地表面からの深さにつれて CB 線に沿って推移するのではないから、この方法は正しくない。換言すれば破壊包絡線 CB は、その横距が現在の土のせん断強度 $p_0 = rH$ に等しいような唯一の点 B' においてだけ現地の土の強度を表わすのであって、 B' 以外の点はただサンプリングによる応力履歴を示しているに過ぎない。このことは次のようにして証明することができる。

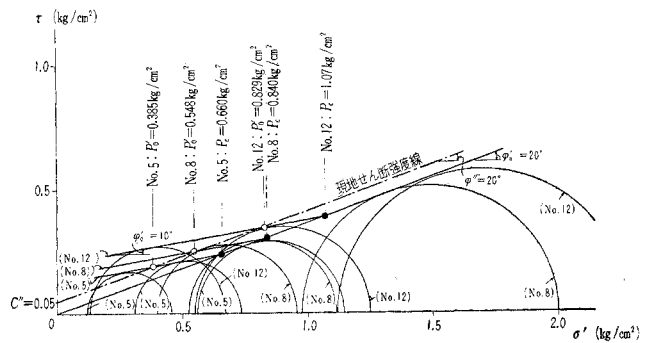
いま地表面からの深さがそれぞれ H_1, H_2 なる 2 点 P_1, P_2 を考える (図-5 (b))。この場合地盤は過圧密されているのであるから、過去に浸食などによっていくらかの厚さの土かぶり が除去されてしまったか、あるいは地下水面が現在の高さよりも低かったことがあるという地史的な履歴があるに違いない。一例として前者の場合をとると、図-5 (b) の A' 点かもの地表面であって、その標高は現在の地表面の A 点より $4H$ だけ高い。 P_1 および P_2 点から採取した 2 つの試料で圧密試験を行ない、間げき比-圧力曲線を描いて Casagrande の方法でそれぞれの試料に対する 先行圧縮荷重を求めると 図-5 (c) の B_1, B_2 が得られ、これらの点は既往の載荷履歴の中でその土試料が受けたことのある最大の圧力を表わす。すなわち 図-5 (c) の点 B_1 の横距 p_{c1} は、図-5 (b) における点 P_1 のかつての土かぶり高 ($H_1 + 4H$) に対応する圧力を示し、一方点 B_2 の横距 p_{c2} は点 P_2 が受けた ($H_2 + 4H$) に相当する土かぶり圧を表わしている。したがってこれら 2 つの試料の載荷履歴は、図-5 (c) の点 B_1 および B_2 の横距、 p_{c1} および p_{c2} を境として過圧密から正規圧密に移行し、それに応じておのおの土試料がもつせん断強度も、この先行圧縮荷重の点において過圧密土の特性から正規圧密土のそれへと変わるのである。すなわち、上に述べた移行点は、図-5 (d) に示す

Mohr のせん断強度図では、それぞれ C_1B_1E 線および C_2B_2E 線の折点 B_1, B_2 に対応することになる。一方現在の地史的条件のもとで 図-5 (b) の 2 点 P_1, P_2 に作用している垂直応力は、上記の先行圧縮荷重よりも幾分小さく、現在の土かぶり高 H_1 および H_2 から計算するとそれぞれ p_{01}, p_{02} である。すなわち 図-5 (c) および (d) の 2 点 B_1', B_2' がこれに対応し、これらの点のみがそれぞれの深さにおける現地の土の応力状態を表わしているのであって、図-5 (d) の破壊包絡線 C_1B_1 または C_2B_2 上の他の点はなんら現地の土のせん断強度を示すものではない。そこで B_1', B_2' のような性質をもつ点の軌跡を $A'K$ 線とすると、上述の理由によりこの線は 図-5 (c) では現地間げき比線、図-5 (d) では現地せん断強度線と称することができよう。後者の現地せん断強度線を斜面の安定解析に用いるというのが著者の提案する方法であって、この線は一般に 図-5 (d) に示すように φ'' なる傾斜角と c'' なる截片を有する。前述のように地盤中の過剰間げき水圧がない ($u_s = 0$) という特別な場合には、 φ'' なる傾斜角はこの土の正規圧密状態での破壊包絡線 AE の傾斜角、すなわち内部摩擦角 φ_n' に等しくなる ($AE // A'K$)。従来の方では 図-5 (d) の c_{01}', c_{02}', \dots の平均値、 $\varphi_{01}', \varphi_{02}', \dots$ の平均値をもって土のせん断強度常数としてきた。しかし以上の説明によって、そのような平均値は何の意味をもつものでもなく、またそれを用いて得られる安全率は後述のように正しい値にならないということが理解されよう。

地盤が正規圧密である場合には、 $p_{c1} = p_{01}, p_{c2} = p_{02}, \dots$ であるから、現地せん断強度線 $A'K$ は正規圧密状態での破壊包絡線 AE に一致してしまう (図-5 (d) 参照)。したがって安定計算にさいして有効応力にもとづく内部摩擦角 φ_n' を用いる従来の方が妥当性をもつ。

ここに著者が提案した新しいせん断強度常数 c'', φ'' を求めるために行なった一連の三軸圧縮試験の結果を 図-6 に総括して示す。これは 図-3 の柱状図の No. 5, No. 8 および No. 12 のそれぞれ深度の異なる試料を

図-6 三軸圧縮試験結果



用いて行なったものであって、深さに応じて過圧密領域での破壊包絡線が異なって出ているのが明らかに見られる。一方試料 No. 14 について実施した標準圧密試験の結果、粘土地盤はこのボーリング地点 (図-1, 2 参照) において約 $\Delta H=4.2\text{m}$ に相当する土かぶり圧だけ過圧密されていることが判明した。現在の上載荷重から算出した現地せん断強度線は、図-6 に示すように $c''=0.5\text{t/m}^2$, $\varphi''=20^\circ$ を与える。この場合の計算には、もちろん地盤内の過剰間げき水圧 u_s の影響を考慮して有効上載荷重 $p_0'=p_0-u_s$ を求めた。

5. 安定計算結果

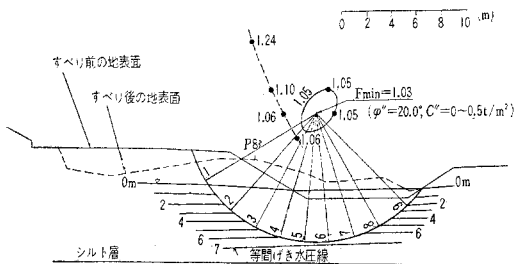
図-2 に記入したベン・せん断強度の鉛直方向の分布から推して、浸食を受ける前の地表面の原位置は約 122m の標高にあったと考えることができる。この推定は先述の圧密試験の結果とも一致する。

それゆえこの粘土層はすべり域の中でも河岸部では正規圧密に近い状態にあり、河心部で過圧密の状態にあるものと推定される。土が正規圧密の状態に近づくにつれて、図-5 (d) で著者が定義した現地での粘着力 c' は減少して 0 に近づくが、一方せん断抵抗角 φ' の方は大して変化しない。このすべり域内での c' の変化の仕方が妥当であろう。したがって図-2 の断面において、標高 122m の地点の鉛直線上では $c'=0$ とし、117m の河心部の鉛直線上では $c''=0.5\text{t/m}^2$ (図-6 参照) とし、その間は地層の浸食深さに応じて c' が $0\sim 0.5\text{t/m}^2$ の間の値をとるものとする。なおいずれの地点についても $\varphi''=20^\circ$ (図-6 参照) の一定値をとるとしたことは上述の理由による。

図-7 は単一円弧すべり面として計算した場合の臨界すべり面の位置および試行円の中心に記入した等安全率線を示す。計算には現在最も精度が高いと認められている次の Bishop の式¹³⁾を用いて安全率 F を求めた。

$$F = \frac{1}{\sum (W_1 + W_2) \sin \alpha} \sum \frac{c''b + (W_1 + W_2 - u_s b) \tan \varphi''}{\cos \alpha + \frac{\tan \varphi'' \cdot \sin \alpha}{F}} \quad \dots\dots\dots (1)$$

図-7 c, φ 解析法による安定計算 (単一円弧すべり面)



ここに W_1 および W_2 はすべり土塊を巾 b , 奥行 1 なる鉛直側面をもつ柱状細片に分割したときの河川水位以上および水位以下の土要素の重量, u_s はこの細片の底面, すなわちすべり面に作用する過剰間げき水圧 (中間げき水圧-静水圧), α は仮想すべり円弧の中心と、考えている分割細片の底面の中心とを結ぶ線が鉛直となす角である。なお, Bishop のもとの式では土の強度常数は通常の c', φ' で表わされているが, 著者の用いた式 (1) では 4. (3) で述べた理由により現地せん断強度を表わす c'', φ'' を用いた。

実際の計算にあたってはすべり土塊を巾 $b=2\text{m}$ の数個ないし 10 数個の鉛直細片に分割し, 河川水位以上の土の単位体積重量を $\gamma=1.66\text{t/m}^3$, それ以下のものを $\gamma'=0.66\text{t/m}^3$ とした。3. で述べた方法によって求めた地層内間げき水圧の分布は、図-7 に水頭として記入したとおりで、これより各分割細片の底面に作用する過剰間げき水圧 u_s が算定できる。

計算の結果は図-7 に示すように最小安全率が 1.03 となったが、この場合のすべり面の形は現実に生じたものとはかなり相違している上に、川の底面以下約 7m のところにあるシルトの薄層の上面まで到達していない。いますべり面の底部がこのシルト層の上面に接し、かつ現実に生じたすべり面の終端を通らねばならないという条件を与えると、このような条件を満足するすべり円弧の中心の軌跡は図-7 の破線で示されるものとなり、この場合の最小安全率は 1.06 となる。

表-1 種々の c', φ' の組合わせに対する F の値

φ' \ c' (t/m ²)	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1.0
10°	—	0.34	0.50	0.65	0.79	0.92	1.59
15°	—	0.41	0.60	0.75	0.90	1.04	1.73
20°	—	0.46	0.69	0.85	1.01	1.17	1.87
25°	—	—	0.77	0.96	1.12	1.28	2.00

このすべりが現実に生じたものである以上、安定解析で求められる最小安全率はできるだけ 1 に近いものでなければならない*。したがって次に複合すべり面の計算を試みる必要があるが、これはさきの単一円弧すべり面の場合に比べて試行計算がさらに複雑となる。しかし原則として、臨界すべり面は地層の最も軟弱な部分をできるだけ長く通るようなものであることは容易に想像できる¹⁴⁾。さらにこのように仮定したすべり面がどこでも滑

* いまもし従来の c, φ 解析法のように過圧密粘土の強度常数として c', φ' をとった場合には、図-6 よりこの地層に対しては $c' \approx 1.5\text{t/m}^2$, $\varphi' \approx 10^\circ$ を得る。これらの常数を用いて式 (1) により安定計算を行なうと、図-7 のすべり面に対して最小安全率は 2.25 という途方もなく大きい値となる。この比較例からも従来の方法の誤りであることが理解されよう。なお表-1 は種々の c', φ' の組合わせによる安全率の変化の様子を示すもので、強度常数の中でも特に粘着力 c' の微小な変動が安全率に大きく響いてくることが明らかである。

らかに連続していて、急激な曲率の変化がないことも必要である。この場合の安全率は Janbu が提案した複合すべり面に対する次の計算式¹⁵⁾で求めることができる。

$$F = f_0 \frac{1}{\sum (W_1 + W_2) \tan \alpha} \sum \frac{c''b + (W_1 + W_2 - u_s b) \tan \varphi''}{\cos^2 \alpha + \frac{\tan \varphi'' \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha}{F}} \dots \dots \dots (2)$$

式中 f_0 はすべり面の始端と終端を結ぶ直線距離を L 、この直線とすべり面の最深点との間の鉛直距離を d とすると、 d/L なる比に関係する修正係数であって、その関係は図表で与えられている¹⁵⁾。

数個の複合すべり面を仮定して安定解析を行なった結果、図-8 に示すような臨界すべり面に対して最小安全率 1.03 が求められた(修正係数 $f_0=1.06$)。このすべり面はシルトの薄層の上面に接する2つの円弧を滑らかに連続したものであって、現実のすべり面とよく一致している。なおこのすべり域では地層の深部へ向かうほど間引き水圧の被圧度が高くなるので、浅いすべり面は臨界面とはなり得ないということが知られた。

最後に以上の有効応力にもとづく安定解析法と比較するために、図-8 のすべり面に対して $\varphi=0$ -解析法で計算を行なった結果を 図-9 に示す。図中に現地ベーン試験の結果から得られた等せん断強度線が描かれている。この場合の安全率は次の式で求められる。

$$F = \frac{\sum sl}{\sum W \sin \alpha} \dots \dots \dots (3)$$

図-8 c, φ -解析法による安定計算(複合すべり面)

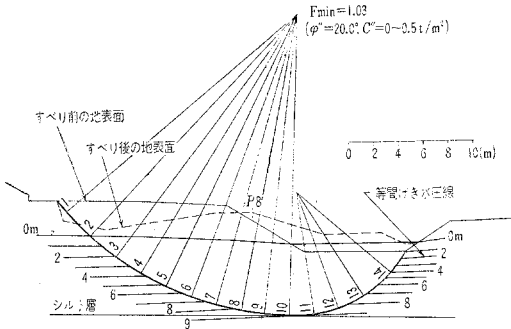
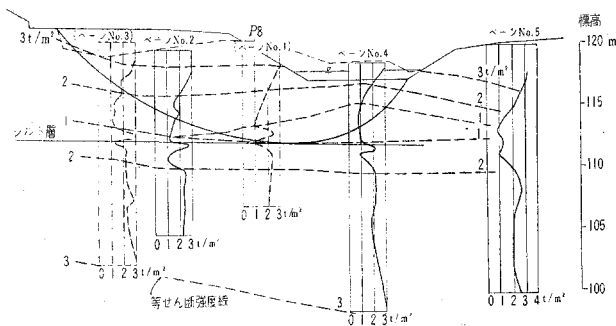


図-9 $\varphi=0$ -解析法による安定計算(複合すべり面)
 $F_{min}=1.24$



式中 s は全応力で表わした土のせん断強度、 l はすべり円弧の長さ、 W はすべり土塊の分割細片の重量である。

図-9 に記入したように、この場合の安全率はすべり面の始端において標高 120 m まで引張りきれつを考慮したときでも 1.24 で非常に大きい。したがって、この場合のように過剰間引き水圧の作用で生ずるすべりでは、 $\varphi=0$ -解析法が危険側の結果を与えることも起りうるのである。

6. 結言

有効応力にもとづく斜面の安定解析法 (c, φ -解析法) について計算例をあげて述べたのであるが、解析にあたって土のせん断強度を正しく把握することが最も重要であり、強度常数の中でも粘着力 c' の微小な変動が、すべりに対する安全率の値を大きく変動させることが明らかとなった。この事実から土の強度を決めるための野外および実験室内の諸種の試験は、十分な精度をもって行なわねばならないことが結論される。この要求は単に土質試験を綿密に実施することだけによって満たされるものではなく、それ以前のサウンディングやサンプリングが高精度でなされていなくてはならないことはいうまでもない。

本文で著者が強調したことの一つは、上記の土の強度常数の決定にさいして、従来の c', φ' に代わり、現地せん断強度線から求められる新しい常数 c'', φ'' を用いることの提案であり、ここにあげた計算例によって、その妥当性を立証した。

本文は著者がノルウェー国立土質工学研究所 (NGI) に留学中に実施した研究をとりまとめたものであって、解析に必要な野外試験の資料はすべて Simons, N.E. 氏の提供による。また所長 Bjerrum, L. 博士はじめ NGI の所員すべてから非常に好意を受けたので、ここに感謝の意を表わす。

参考文献

- 1) 福岡正巳: 斜面, 盛土, アースダムの安定問題, 土と基礎, Vol. 4, No. 1, 1956, pp. 2-3.
- 2) Sevaldson, R.A.: The Slide in Lodalen, Geotechnique, Vol. 6, No. 4, 1956, pp. 167-182.
- 3) Bjerrum, L. & B. Kjaernsli: Analysis of the Stability of Some Norwegian Natural Clay Slopes, Geotechnique, Vol. 7, No. 1, 1957, pp. 1-16.
- 4) Bjerrum, L.: Geotechnical Properties of Norwegian Marine Clays, Geotechnique, Vol. 4, No. 2, 1954, pp. 49-69.
- 5) Bjerrum, L.: Stability of Natural Slopes in Quick Clay, Geotechnique, Vol. 5, No. 1, 1955, pp. 101-119.
- 6) Eide, O. & L. Bjerrum: The Slide at Bekkelaget, Geotechnique, Vol. 5, No. 1, 1955, pp. 88-100.

7) 赤井浩一, 柴田 徹: 沖積層粘土の含水量変化にともなう強度の推移について, 土木学会誌, Vol. 40, No. 10, 1955, pp. 545-550.

8) Bishop, A.W. & D.J. Henkel: The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test, Edward Arnold Ltd., 1957, pp. 81-82.

9) J. Lowe, III & T.C. Johnson: Use of Back Pressure to Increase Degree of Saturation of Triaxial Test Specimens, Preprint of the Research Conference on the Shear Strength of Cohesive Soils, 1960, pp. 1-10.

10) Andresen, A., L. Bjerrum & B. Kjaernsli: Triaxial Equipment Developed at the Norwegian Geotechnical Institute, NGI-Publ. No. 21, 1957, pp. 10-12.

11) Andresen, A. & N.E. Simons: Norwegian Triaxial Equipment and Technique, NGI-Publ. No. 35, 1960, pp. 1-11.

12) Bjerrum, L., N.E. Simons & I. Torblaa: The Effect of Time on the Shear Strength of a Soft Marine Clay, Proc. Brussels Conference on Earth Pressure Problems, Vol. 1, 1958, pp. 148-158.

13) Bishop, A.W.: The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes, Geotechnique, Vol. 5, No. 1, 1955, pp. 7-17.

14) 赤井浩一: 複合スベリ面法による軟弱地盤上の築堤の安定計算, 土と基礎, 特集号 No. 2, 1960, pp. 9-13.

15) Janbu, N.: Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis, Proc. Stockholm Conference on the Stability of Earth Slopes, Vol. 3, 1954, pp. 43-49.

16) Janbu, N. L., Bjerrum & B. Kjaernsli: Soil Mechanics Applied to Some Engineering Problems (in Norwegian), NGI-Publ. No. 16, 1956, pp. 17-26.

(原稿受付: 1960.12.26)

土木学会論文集編集委員

委員長	○最上 武雄	委員	齋藤 暲太郎	委員	永盛 峰雄	委員	三野 栄三郎
委員	芦田 和男	委員	相良 正次	委員	西原 巧	委員	森 山 樹
委員	井上 広胤	委員	鈴木 信太郎	委員	○林 泰造	委員	山口 柏樹
委員	伊藤 文人	委員	多谷 虎男	委員	平嶋 政治	委員	柳田 力事
委員	大久保 忠良	委員	高橋 国一郎	委員	藤井 敏夫	委員	吉村 真事
委員	木村 俊晃	委員	高橋 彦治	委員	藤波 哲二	委員	渡辺 隆
委員	○君島 博次	委員	高橋 裕	委員	増田 重臣	幹事	西脇 威夫
委員	久野 悟郎	委員	竹間 弘	委員	松尾 新一郎		
委員	久保 慶三郎	委員	土屋 雷蔵	委員	松原 健太郎		
委員	倉西 茂	委員	中山 謙治	委員	○丸 安隆		
委員	佐藤 裕						

○印は部会長

昭和 36 年 5 月 20 日 印刷
昭和 36 年 5 月 25 日 発行

土木学会論文集 第 74 号

定価 250 円 (〒 20 円)

編集兼発行者 東京都新宿区四谷一丁目 社団法人 土木学会 末 森 猛 雄
印刷者 東京都港区赤坂溜池 5 株式会社 技 報 堂 大 沼 正 吉

発 行 所 社 法 人 土 木 学 会 振替東京 16828 番
東京都新宿郵便局区内 新宿区四谷一丁目 電話 (351) 代表 5138 番