

土砂移動現象における土塊横断形状の地形学的意義

平野 昌繁・石井 孝行

GEOMORPHOLOGICAL IMPLICATION OF CROSS PROFILE GEOMETRY IN MASS MOVEMENT PHENOMENA

By Masashige HIRANO and Takayuki ISHII

Synopsis

Stability of the landslide block especially with an elongated plan shape and an arcuate cross profile is discussed theoretically at first by means of variation calculus. This kind of landslide is treated as the transversal two-dimensional problem. The cross profile should be so that makes the slide block most unstable. The profile in homogeneous materials is thus the arc or the ellipse which is the stationary curve obtained as the solution of iso-perimetric problem in variation. This analysis introduces a new and reasonable method to evaluate the cohesive strength and the coefficient of friction of soil mass, based on the cross-profile morphology of land slide block. Especially, the cohesive strength estimated in this way is a half as large as some value by the previous method applied to longitudinal profile. Application of this method to some actual cases is attempted and discussed.

1. はじめに

土砂移動現象にかかわる土塊は、一般に3次元の形態を取ることは明らかであり、かつ、その安定性ないし運動が極めて局所的な地質条件に支配されていることもまた自明である。これらの点は多くの研究において指摘されているが、従来の安定解析が伝統的に運動土塊の縦断形状を対象として取り上げてきた（いわば「縦断2次元問題」として取り扱ってきた）こともまた事実である。Terzaghi (1943)¹⁰⁾ 以来の土質工学の教科書における内容も例外ではない。

もちろん、最近においては、3次元安定解析がしばしば議論されるようになってきている。たとえば鶴飼 (1985)¹¹⁾ は、Baker & Graber (1977)¹⁾ によって縦断形の安定解析に用いられた変分法を3次元の場合に適用し、粘着性物質からなる斜面の安定を議論している。しかしこの場合にも、やはり縦断形状が議論の主な対象となっている。

一方で、現実には発生している地滑りのなかには、細長い平面形を持ち、その縦断形も円弧とは言い難く、反対にその横断形状が円弧ないし楕円で近似できるような例がある。これらは比較的一様な傾斜と土層厚を持つ斜面上で発生している場合が多い。もちろん、このような事例に対しても本来は3次元問題として扱うべきであるが、それを変分問題として考えた場合に、その平面形状は境界条件として重要な役割を果たすことになる。とくにそれが細長い場合、縦断方向には2次元性が保たれているような「横断2次元問題」として近似的にあつかうことが可能である。

横断2次元問題として扱える場合には、移動土塊の横断形状がその安定性に関連して重要な意味を持つことは明らかである。このような観点からここでは、均質ではあるが粘着性とは限らない物質中に発達する滑り面の横断形状を、変分法に基づいて議論する。ここで試みる方法はいわば2次元横断解析とでもいうべきものである。これによる結果は、内部摩擦角や粘着力に代表される土質定数の評価にもかかわる重要な意味を持ち、それが土塊の横断形状という地形特性に関係することを示すことができる。

2. 土塊の横断形状と停留曲線

均質かつ一様な傾斜をもつ斜面上に発生する地滑りを考え、Fig. 1A に示すように座標系を設定する。ただし y 軸は地表に垂直かつ上向きにとり、 x 軸は水平とする。また、滑落ブロックの横断形状は2点 (x_0, y_0) と (x_1, y_1) を繋ぐ曲線で与えられるものとする (Fig. 1B)。以上が2次元横断解析の基盤である。

ここで、両端の2点を繋ぐ曲線 $y(x)$ で与えられる横断形は、土塊を最も不安定にするような形状を取るはずである。もちろん、現実に存在する各種の局所的不均質性は問題を複雑にしているが、ここではその点には立ち入らないで、滑り面が発達する土層内部は全体として一様な状態にあると仮定する。

斜面下方への運動に抵抗する力は、粘着力と摩擦力を横断面 $l=y(x)$ にそって積分したものであり、

$$I = \int_l (C + \tan \phi \sigma_n) ds = \int_{x_0}^{x_1} (C + \mu \sigma_n) \sqrt{1 + y'^2} dx \quad (1)$$

で与えられる。ただし C は粘着力、 μ は摩擦係数、 ϕ は内部摩擦角、 σ_n は法線応力である。

同様に斜面下方へ向かう力は

$$J = \rho g \sin \theta \int_{x_0}^{x_1} (y_s - y) dx, \quad (2)$$

で与えられる。ただし、 y_s は地表面の高度で、積分は移動土塊の断面積を与え、 θ は斜面の傾斜角、 ρ が土塊の密度、 g は重力加速度である。

土塊が滑動を始める瞬間においては、抵抗力が一定のとき、横断形状は斜面下方への力（断面積に比例）を最大にするようなものとなるであろう。したがって、横断形状は、拘束条件となる積分 (1) が一定のとき、積分 (2) に極値（この場合は最大値）を与えるような停留曲線となる。

特に式 (1) において法線応力 σ_n は、土圧の法線成分 σ_s から間隙水圧 σ_0 を引いた有効応力であると考えられることにする。したがって、

$$\sigma_n = \sigma_s - \sigma_0,$$

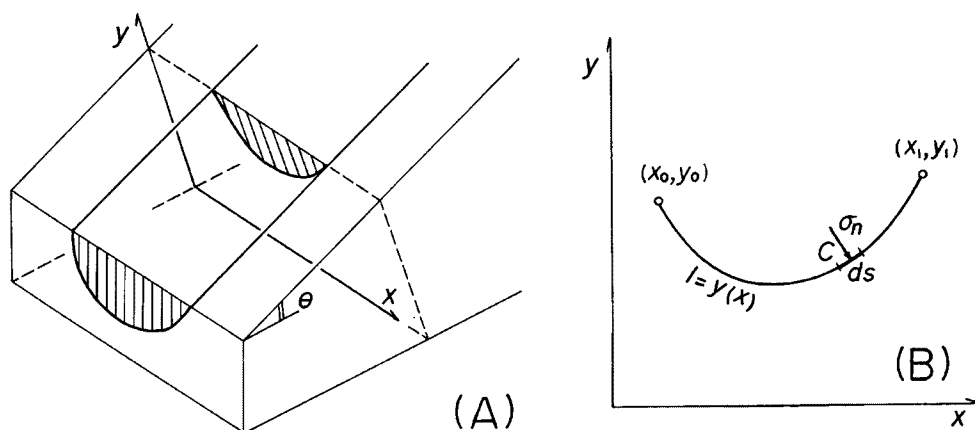


Fig. 1. Co-ordination of cross profile morphology of land slide (A), and its geometry for variation calculus (B).

である。ここで横断面上における滑り面の傾きを α とすれば、土圧の法線成分は一般に

$$\sigma_s = \rho g(y_s - y) \cos \alpha$$

である。さらにここで、 $\cos \alpha = (1 + y'^2)^{-1/2}$ であるので、 σ_0 を一定とすれば (1) 式は

$$I = \int_{x_0}^{x_1} [C_* \sqrt{1 + y'^2} + \mu \rho g(y_s - y) \cos \theta] dx = \text{const.} \quad (3)$$

となる。ここで

$$C_* = C - \mu \sigma_0,$$

であり、 C_* は見掛けの粘着力である。したがって、条件 (3) をみたすような (2) の停留曲線を求めればよいことになり、2つの積分が同一区間に対して定義されているので、これは変分学では良く知られている等周問題の例である。

この場合の停留曲線を求めるために、

$$(y_s - y) \rho g \sin \theta = F(x, y, y')$$

$$C_* \sqrt{1 + y'^2} + \rho \mu g(y_s - y) \cos \theta = G(x, y, y')$$

とし、ラグランジの乗数 λ を含む新しい被積分関数

$$H = F + \lambda G = k[(y_s - y) + \lambda C_* k^{-1} \sqrt{1 + y'^2}]$$

を考える。ただしここで、 $k = \rho g(\sin \theta + \lambda \mu \cos \theta)$ である。この H に対して y が停留曲線である場合には、 H はオイラーの方程式

$$\frac{\partial H}{\partial y} - \frac{d}{dx} \left(\frac{\partial H}{\partial y'} \right) = 0 \quad (4)$$

をみたすことが知られている。解 (停留曲線) はこの方程式を積分することによって得られるが、現在の問題に対してそれは円

$$x^2 + (y - b)^2 = r^2 \quad (5)$$

となる。とくに滑動土塊の中央底部を座標原点とすると、 $b = r$ となる。

3. 安定解析

ここで求めた円弧断面に対して頂角 2ω を導入すると、安全率は

$$F_s = \frac{\int [C_* \sqrt{1 + y'^2} + \mu \rho g(y_s - y) \cos \theta] dx}{\int \rho g \sin \theta (y_s - y) dx} = \frac{\tan \phi}{\tan \theta} + \frac{2\omega C_*}{r \rho g \sin \theta (\omega - \sin \omega \cos \omega)} \quad (6)$$

となる。

特に粘着性の土塊に対しては $\mu = \tan \phi = 0$ であるので、この場合の安全率は式 (6) に $\phi = 0$ を代入し C_* を C でおきかえたものとなり、分子にある抵抗力は周辺長に比例する。したがって、 F_s は ω の値ないし横断形状によって変化し、断面積一定ならびに接触部の長さ一定の場合のその変化は、因子 $C/(\rho g \sin \theta)$ を除いて Fig. 2 に示す通りである。ここに見られるように、半円が最も不安定な形となる。また、土層の厚さが一定の場合は、幅が広いほど (断面積が大きいほど) 不安定となる (Fig. 3)。したがって、土層中において面積最大の円弧断面をもつものが最も不安定であるということになる。

とくに半円に対しては

$$F_s = \frac{2C}{r \rho g \sin \theta} \quad (6a)$$

となるので、この結果から明らかなように半径 r が大きくなるほど土塊は不安定となる。とくに $F_s = 1$ であるような限界条件に対しては、粘着力は

$$C = \frac{r \rho g \sin \theta}{2} \quad (6b)$$

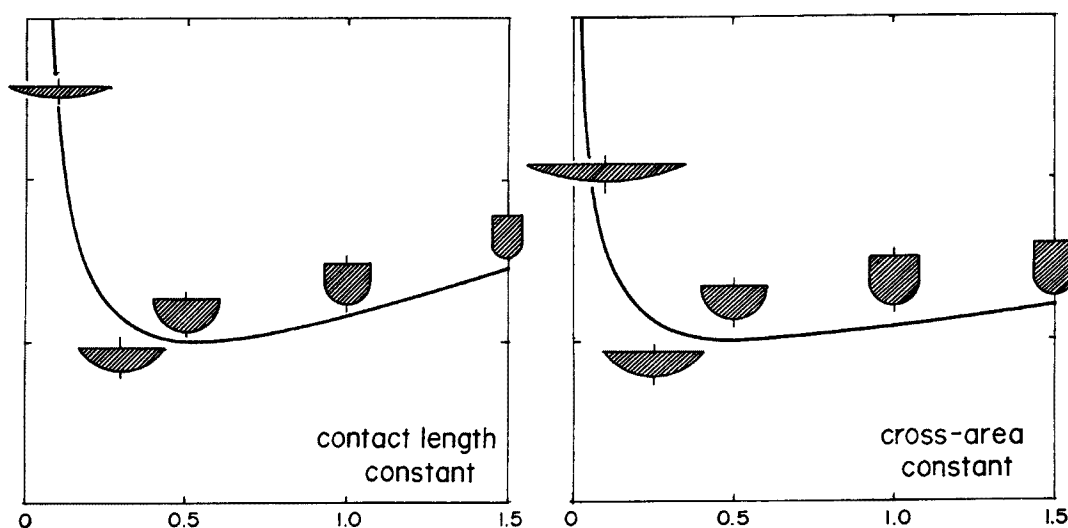


Fig. 2. Relative stability of cohesive landslide depending on slide block morphology. Variety of cross profile morphology is represented quantitatively by the ratio of depth to width in the abscissa, and relative value of safety factor is in the ordinate. Hemicircle is the factor most unstable profile in both cases.

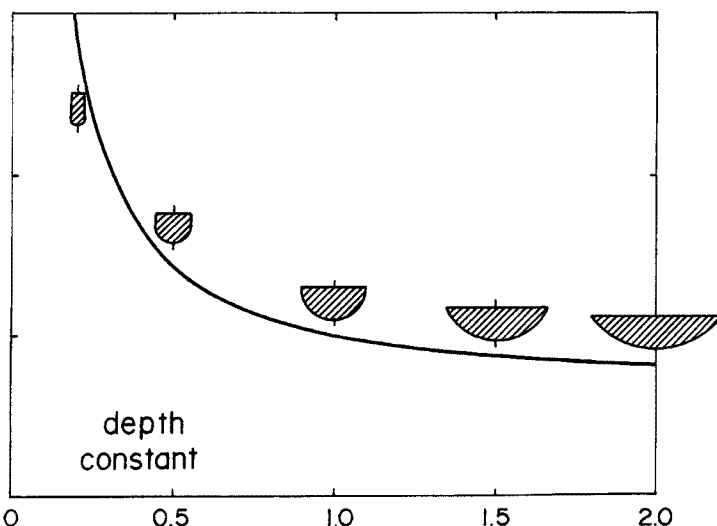


Fig. 3. Relative stability of cohesive landslide mass with an arcuate shape under the situation that soil thickness is the limiting condition. Variety of cross profile morphology is given for the ratio of width to depth in the abscissa. The larger the cross area, the more unstable the block is, if the soil thickness is constant. The ordinate gives the relative value of safety factor as in Fig. 2.

によって評価される。したがって、滑落部の半径、土塊の密度、斜面の傾斜、を測定することによって C を求めることが可能である。

同様にして粘着力と摩擦力で土塊が支えられている一般の場合には、半円に対して

$$F_s = \frac{\tan \phi}{\tan \theta} + \frac{2C_*}{r \rho g \sin \theta} \quad (7a)$$

となる。ここで $F_s = 1$ とおけば、

$$C = \frac{\text{reg}(\tan \theta - \tan \phi)}{2 \cos \theta} + \mu \sigma_0. \quad (7b)$$

がえられる。したがって、関係 $\tan \theta = \tan \phi (= \mu)$ を満たす斜面上で滑落がおこるならば、 $C = \mu \sigma_0$ である。これは、粘着力が間隙水圧による摩擦力の減少とちょうどバランスしている状態を意味していて、その結果、粘着力が土塊の半径と見掛け上無関係となる。

最後に、乾燥した砂のように摩擦力だけが関係するような物質について考えると、 $C = 0$ かつ $\sigma_0 = 0$ なので、拘束条件となる全摩擦力は

$$I = \int_{x_0}^{x_1} \mu \rho g (y_s - y) \cos \theta dx$$

となる。したがって、 H が y' を含まないので、(4) 式より

$$H = \rho g (y_s - y) (\sin \theta + \lambda \mu \cos \theta) = \text{const.},$$

が直接得られる。この結果は停留曲線が

$$y_s - y = D \quad (8a)$$

となることを意味している。これは厚さ D の層状の滑りであり、乾燥した物質においてこれが発生することは実験的にも確かめられており (ISHII, 1978)⁶⁾、妥当な結論である。この場合に対応する安全率は

$$F_s = \frac{\tan \phi}{\tan \theta} \quad (8b)$$

で与えられるが、これは (6) に $C = 0$ を代入すれば直接得られる。

この結果から明らかなように、層状滑りは斜面の傾斜角が内部摩擦角より大きくなったときに起こる。これはこの種の現象に対してすでに無限長斜面の縦断安定解析により得られている結論であるが、ここで横断形に対する変分計算により導かれた (8a) により、その場合の横断形状が与えられていて、乾燥した摩擦性の物質に対して層状滑りが最も不安定であることが明確に証明されていることが重要であろう。

4. 静水圧モデル

以上の議論は土圧論を前提として行なったが、土塊中に作用している側圧については若干の問題点がある。状況によっては土塊中の応力は弾性的である場合もあるだろうし、地滑りが発生するような状況では土塊は通常は非排水であり、内部の圧力は静水圧的である可能性もある。

静水圧においては、傾斜角 θ の斜面上において鉛直方向に測定した深さは $(y_s - y)/\cos \theta$ となるので、滑り面上に働く法線応力は

$$\sigma_n = \frac{(y_s - y) \rho g}{\cos \theta} - \sigma_0$$

で与えられる。

もちろん、間隙水圧の一部は深さに比例すると考えることが可能であるので $\sigma_0 = u_0 + \xi (y_s - y)/\cos \theta$ とするべきであろう。粘着力についても同様にして $C = C_0 + \xi (y_s - y)/\cos \theta$ とすることができる。これらの関係を式 (3) に代入すると、接触面の長さに比例する量と、表面からの深さに比例する量の 2 つにわけることができて、抵抗力は

$$I = \int_{x_0}^{x_1} \left[C_* + \frac{\mu_* \rho g (y_s - y)}{\cos \theta} \right] \sqrt{1 + y'^2} dx \quad (9)$$

となる。ただしここで、 $C_* = C_0 - u_0$ 、 $\mu_* = \mu + (\xi - \zeta)/\rho g$ 、であり、 C_* は接触面の長さに比例する見掛けの粘着力、 μ_* は深さに比例する見掛けの静水圧摩擦、である。

滑動ブロックの安定性を議論するためには、拘束条件である積分 (9) を満たし、式 (2) に極値を与える停留曲線を求めねばならない。

したがって、

$$H = \rho g \sin \theta \{ (y_s - y) + \lambda [\alpha + \beta (y_s - y)] \sqrt{1 + y'^2} \}$$

となり、ここで、

$$\alpha = \frac{C_*}{\rho g \sin \theta}, \quad \beta = \frac{\mu_*}{\sin \theta \cos \theta},$$

である。この場合の停留曲線は

$$\frac{1}{a} \sqrt{aY^2 + bY + c} + \frac{\lambda^2 \alpha \beta + 2C_1}{a\sqrt{|a|}} \sin^{-1} \frac{2aY + b}{\sqrt{b^2 - 4ac}} = x + C_2 \quad (10)$$

となるが、ここで

$$Y = y_s - y, \quad a = \lambda^2 \beta^2 - 1, \quad b = 2(\lambda^2 \alpha \beta + C_1), \quad c = \alpha^2 \lambda^2 - C_1^2,$$

である。また、 C_1 と C_2 は積分定数である。さらに、 $Y=0(y=y_s)$ 、において $Y'=\infty$ であるので、停留曲線が指定された 2 点（土塊底部と表面）をつなぐためには λ は

$$\lambda = \frac{-y_s}{\alpha + \beta y_s},$$

でなければならない。この場合の停留曲線（横断形）は地表面において横断条件を満たしている。

解 (10) は大変複雑なように見えるが、それは Fig. 4 に示すように半円または楕円で近似されるような滑らかな断面形を与える。この横断形は μ_* と y_s (すなわち土層厚 D) が大きくなると、深さに比例する静水圧摩擦により深い半円は安定となるので、滑落層は浅い横断形態をとるようになる。さらにこの解においては、 ρ , μ , D , C_* の組み合わせに対応して横断形状がただ一通りに確定するという著しい特徴がある。Fig. 4 にはこれら変数値のいくつかの組み合わせに対応する横断形の違いを示してある。

ここで断面を楕円

$$\left(\frac{x}{w}\right)^2 + \left(\frac{y-D}{D}\right)^2 = 1$$

で近似するならば、断面積および楕円の周長は簡単に計算出来て、この場合の安全率は近似的に

$$F_s = \frac{2}{\pi \sin 2\theta} \left[\frac{4C_* E(k')}{P} + \frac{\mu_* (4C_* + \pi \mu_* P)}{C_* + \mu_* P} \right], \quad (11)$$

によって与えられる。ここで $P = \rho g D / \cos \theta$ は底面における単位面積上の最大圧力をあたえ、 $E(k')$ は完全楕円積分で (例えば Lösche, 1969)⁷⁾、 $k' = \sqrt{1 - D^2/w^2}$ である。

とくに $F_s = 1$ に対して $f = \mu_* P / C_*$ とすると、

$$\frac{\pi \sin 2\theta}{2\mu_*} = \frac{4E(k')}{f} + \frac{4 + \pi f}{1 + f} \quad (11')$$

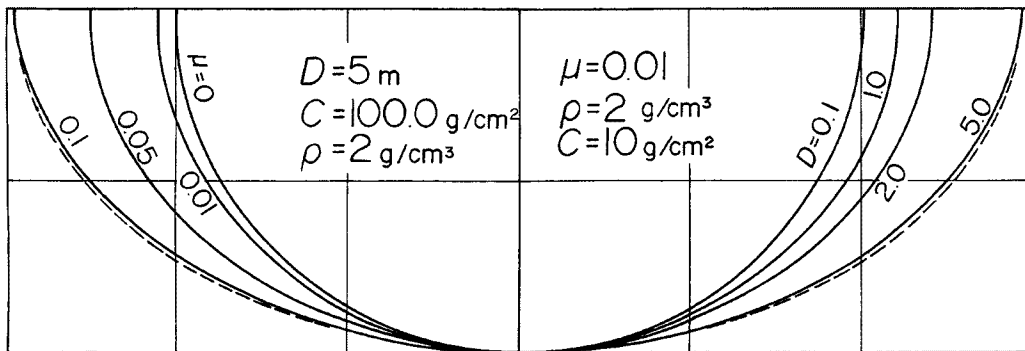


Fig. 4. Most unstable profiles of landslide under hydrostatic situation, where C cohesion, μ friction, D depth and ρ bulk density of soil layer. Stationary curves are perpendicular to the land surface satisfying the transversality condition there. It is noted that the curves can be approximated by ellipse shown by broken line.

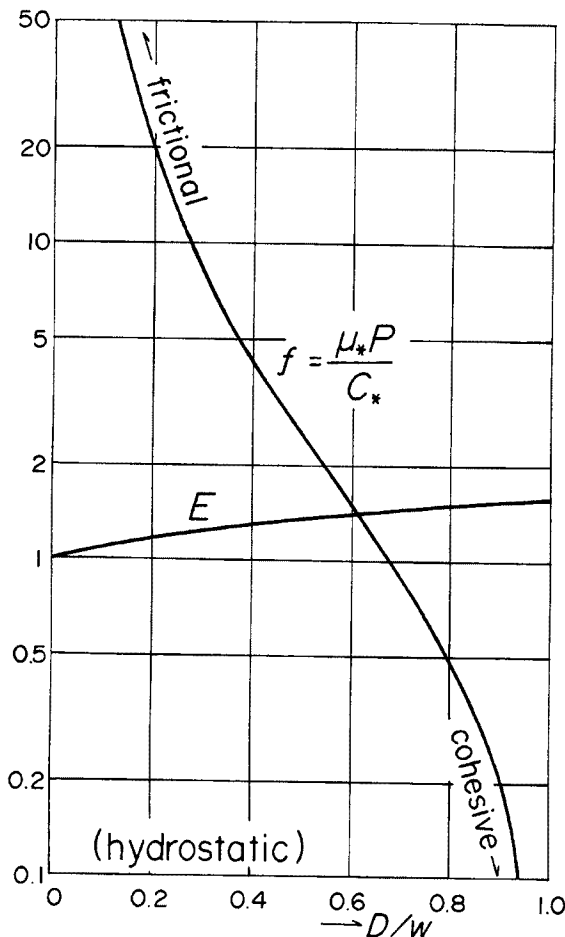


Fig. 5. Relationship between the parameter f or the integral E and the ratio D/w , when the profile by the hydrostatic model is approximated by an elliptic one.

である。しかもすでに述べたように μ_* , $D(=y_s)$, C_* を与えると、それに対応して (10) 式から計算される横断形状における D と w の比がただ1通りに決まり、かつ f も完全楕円積分の値 $E(k')$ も D/w の関数として確定する (Fig. 5)。したがって、(11') における右辺の値は確定する。その結果、このモデルでは実際の例において傾斜角 θ と横断形状における深さと幅の比 D/w が求まると、それから逆に μ_* したがって C_* が確定するということになる。このように、滑落した土塊の横断形状という地形特性が物性定数の評価に極めて重要な意味を持つことになる。

5. 理論式の適用と考察

以上に述べたように、横断2次元問題として変分法にもとづいて検討を加えると、斜面上における土塊が最も不安定になるような横断形状を求めることが出来るし、それはさらに土質定数に関する新しい推定基準を与える。この場合の横断形状は、粘着力がゼロでない限り、円弧 (半円を含む) または近似楕円であり、現実にもわれわれが経験する土塊の横断形状とも一致する。

このような理論的考察はごく簡単な実験によっても確かめられる。Fig. 6 は粒径 0.5~1.0 mm の砂を用いた実験の結果である。この素材は乾燥時には $C=0$ であるが、水を加えると粘着性となる。この湿った砂は、全体が箱の底面および側面にある棧による粗度によって支えられている。それを概念的に示したのが Fig. 7 である。砂に常に水を加えつつ箱をクレーンで徐々に傾斜させると、傾斜角 60 度で土塊は滑落した。滑り面は湿った砂の内部に発達しており、その断面形

は Fig. 6 におけるクロスバーの影から明らかなように、見事な円弧ないし楕円形であった。

常に注水しながらの実験であった点を考慮して、土塊はほぼ飽和状態であったと考え、式 (10) で与えられるモデル (静水圧モデル) で評価すると、 D/w は約 0.8 であるので、Fig. 5 より $f=0.5$ 程度、 $E=1.5$ 程度である。したがって、 $\theta=60$ 度に対して $\mu_*=0.087$ である。さらにここで $\rho=1.8 \text{ g/cm}^3$ とすると、 $D=8 \text{ cm}$ に留意して $C_*=5.0 \text{ g/cm}^2 (=0.05 \text{ ton/m}^2)$ となる (Table 1)。

一方、ここで用いた素材の特性を考慮してかりに第1のモデル (土圧モデル) を用いるならば、この実験において出現した断面を円弧と見ればその半径は約 10 cm 深さ約 8 cm であり、頂角 2ω は約 155 度となる。とくに $\phi=0$ として式 (6) から推定した見掛けの粘着力はおおよそ $C_*=6.6 \text{ g/cm}^2$ となる。なお、Fig. 7 に示す関係から明らかなように、従来の縦断2次元問題では $D=r/\cos\theta$ であり、縦断解析で (6b) に相当する式は $C=\rho g D \cos\theta \sin\theta=r\rho g \sin\theta$ となるので、横断解析の場合の C_* は 1/2 になっている。さらに、先程のモデルにおいて得られた値にもとづき $\mu=0.1$ と仮定すると、 $C_*=5.8 \text{ g/cm}^2$ となる。いずれもかなり小さい値だが、経験的に知られている最大土層深と C の関係を考慮に入れると、まずは妥当な値といえるであろう。

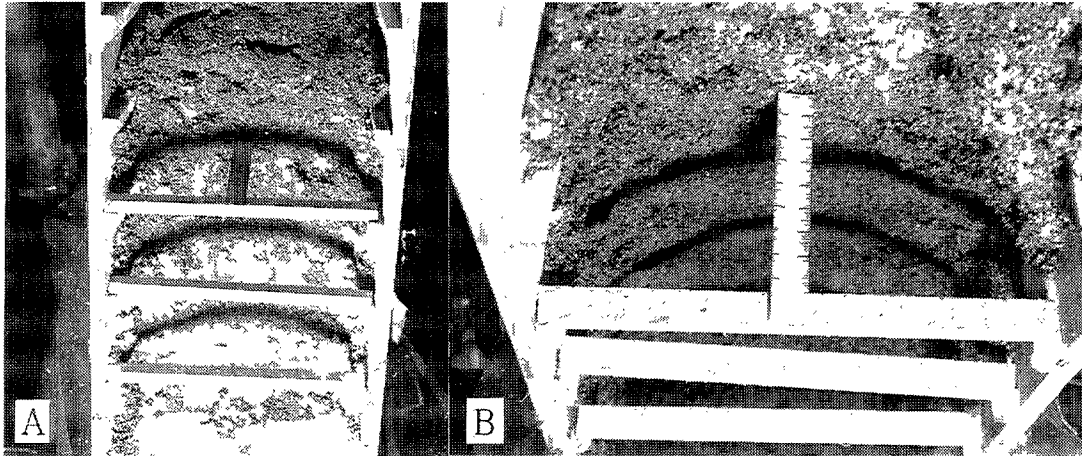


Fig. 6. Experimental result using wet sand supported by roughness of bottom and side walls. Shadow on cross bar gives the approximate shape of slip plane which is arcuate or elliptic one as shown in A(whole) and B(upper most portion).

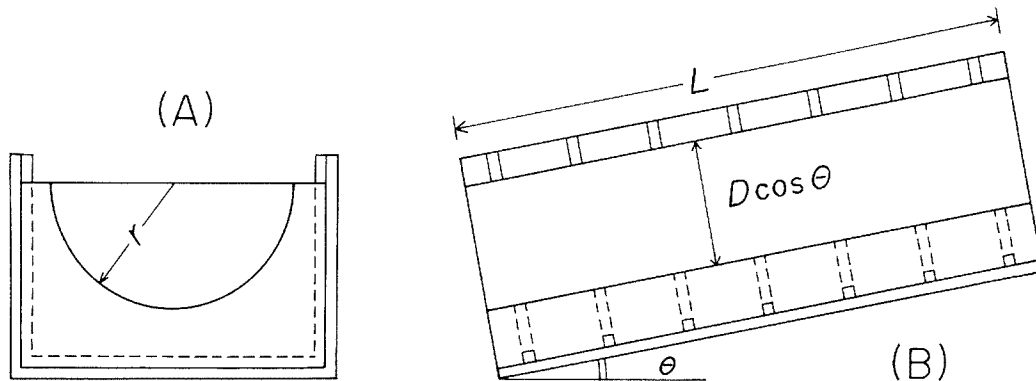


Fig. 7. Schematic representation of sand box experiment given in Fig. 6 showing the comparison of two types of cohesive strength estimation, where A for cross profile analysis, and B for longitudinal profile analysis.

つぎに野外における実例について考察することにし、神戸市北区の北畑で発生した地滑りの例をとりあげる。これは神戸層群（第三紀層）の粘土層中に昭和58年4月に発生した事例で、斜面の傾斜は約10度、平面形は細長く滑り面も層理面にほぼ平行で、まさにここでの横断2次元解析の適用が可能な事例である。この場合にはボーリングにより滑り面の深さがわかっている（兵庫県，1987）⁵⁾、それと地表における滑落ブロックの境界から求めた滑動土塊の幅にもとづき横断形状を推定することが出来る（Fig. 8）。その結果から、静水圧モデルで C^* と μ^* を概算すると Table 1 の値が得られる。さらに土圧モデルで計算した値も Table 1 に書き加えてある。値はかなり小さいが、新潟県猿供養寺の地滑りにおいてこの度の値は報告されている（山田ほか，1971）¹³⁾。それに加えて、2次元横断解析では、先程少し触れたように同じ厚さの土塊を支えるのに、縦断2次元問題におけるよりも小さい C で十分であるということも結果に関係している。

もうひとつの例として Fig. 9 に示したのは、セントヘレンズ火山の噴火によって発生した岩屑なだれの堆積物中にみられる2次的なプラグフロウの横断形状である。この部分は傾斜のごく小さいノースホークタートル川の谷の中央部に縦断方向に細長い形で発達し、両側に剪断作用によると思われる畦と溝の組み合わせからなる線状の地形を伴っていることが、空中写真（日本火山学会，1984）¹²⁾ でとくに明確に認められる。こ

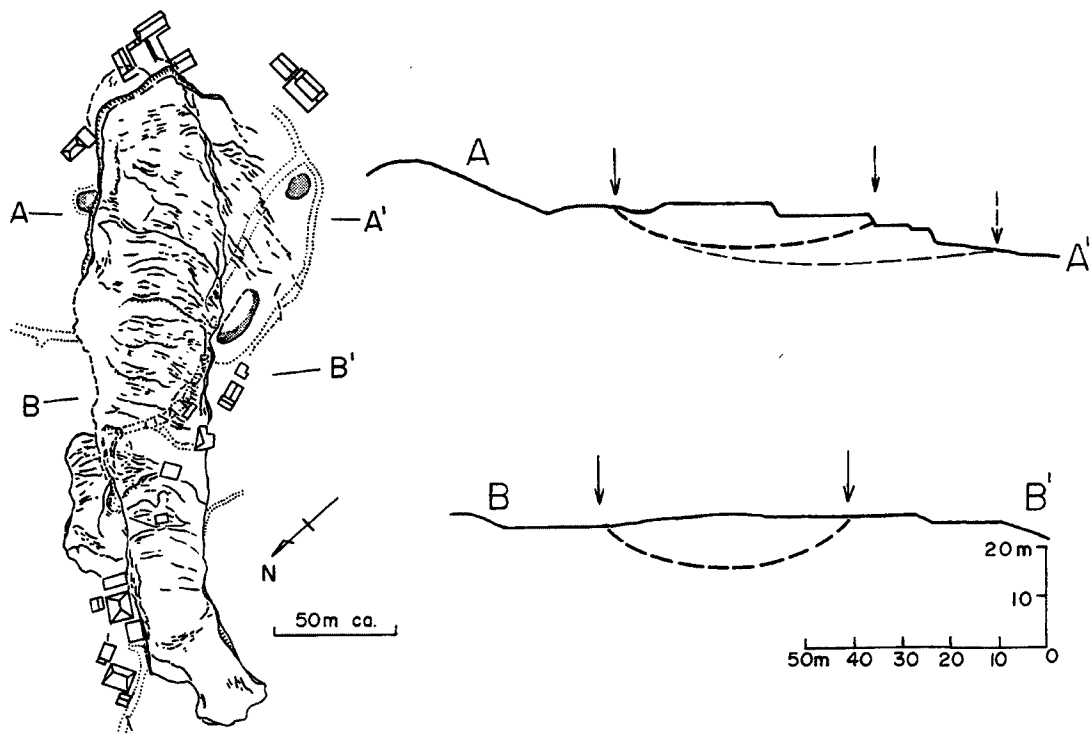


Fig. 8. The plan shape (left) and the examples of cross profile morphology (right) of the landslide of Kitahata, Kobe City, occurred in April 1983. Distribution of crack in the plan is after Hyogo Prefecture (1987)⁹⁾.

の場合、乾燥した岩屑流堆積物がいったん谷を埋め、さらにそこにスピリット湖の溢水あるいは氷河水の融解による水が十分供給され、ほぼ飽和状態となって C が低下し、土層厚 D の最も大きいところで再運動を始めたと考えることが可能である。横断形状から C^* と μ^* を決めると、Table 1 に示す値となるが、摩擦は極めて小さく、粘着力は通常の値である。したがって、水の供給による摩擦の著しい減少があったと考えるべきであろうか、あるいは、後続土塊による圧力が加わったためであろうか、興味ある問題である。ただしこの場合に土圧モデルで評価すると粘着力は著しく大きくなる。

これと類似の箱状の谷地形は、磐梯山の岩屑流堆積物中にも見られる (Fig. 10)。これは中村・青木(1980)⁹⁾ によって岩屑流が高速で通過した「主流通過域」に生じたアバランシュバレーとされたものであるが、明らかに岩屑流の作る堆積面を切って形成された新しい地形である。しかも、その位置ならびに周辺の地形から判断して、かつての谷地形を埋めた層厚の最も大きい不安定部分で生じた2次的活動による地形であると考えられる。この点でも、さきほどのベタセントヘレンズの例と似ている。この場合には滑り面の深さあるいは横断形状を推定するデータがないので現段階では定量的議論は出来ないが、今後の興味ある検討課題である。

ところで、Table 1 にまとめられた粘着力の値全般については、土圧モデル (f と E の値の記入のないもの) を用いる限り土層厚に比例してそれが大きくなる傾向がはっきり認められ、とくにセントヘレンズの例では約 1000 g/cm^2 (約 10 ton/m^2) と異常に大きい。安定解析において土層厚の増加に対応させて粘着力を大きくすることは経験的に行なわれてはいるが、その範囲を大きく超えている。それに対して静水圧モデルでは粘着力はオーダーとしては 10 g/cm^2 (0.1 ton/m^2) であり、北畑の一事例 (層厚はボーリングデータにもとづき 10 m としたが、この値は少し大きすぎる) を除けば大差がない。この事実をどう評価するかについ

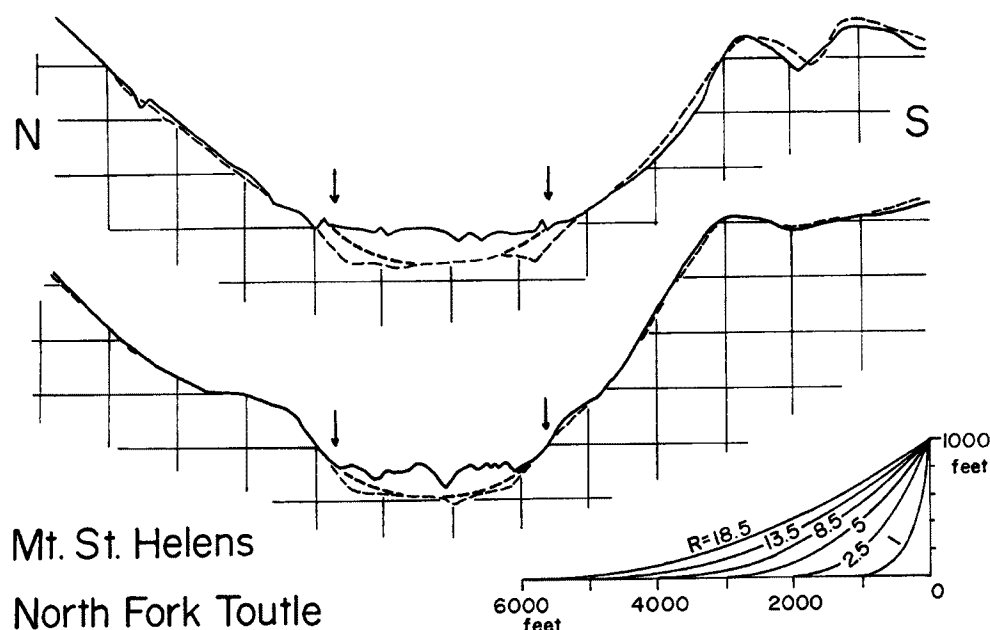


Fig. 9 Estimated profiles of the secondary plug flow developed in the avalanche sediment from Mt. St. Helens and filling the valley of the North Fork Toutle. Arrows give the boundaries of the flow. Composed from 1 : 62500 topographic map before and 1 : 24000 one after the eruption. Broken lines give the landform before eruption, and the estimated plug flow profile.

Table 1. Cohesive strength and friction estimated by two-dimensional transversal analysis of landslide mass, where the bulk density ρ is assumed to be 1.8 g/cm^3 commonly and the values of C_* are given in g/cm^2 . Numerals in parentheses give the radius (r) in stead of the width $2w$ and the angle (ω) instead of the ratio D/w for soil pressure model.

	θ	ρ	$2w(r)$	D	$D/w(\omega)$	f	E	μ_*	C_*
Experiment	60°	1.8	20 cm	8 cm	0.8	0.5	1.5	0.087	5.0
			(10.3 cm)		(77.3°)	...	...	0.1	5.8
								0.087	5.9
								0.0	6.6
Kitahata	10°	1.8	66.0 m	7 m	0.212	17	1.2	0.14	10.9
			(81.3 m)		(24.0°)	...	...	0.1	61.1
								0.14	27.9
	10°	1.8	51.0 m	10 m	0.392	4.3	1.3	0.108	19.6
			(37.5 m)		(42.8°)	...	...	0.1	47.4
St. Helens	1.8°	1.8	3200 ft	220 ft	0.138	30	1.15	0.0297	13.3
			(5298 ft)		(15.7°)	...	...	0.0297	1001
								0.030	10.5
	1.8°	1.8	3100 ft	200 ft	0.129	35	1.13	0.030	914
			(6106 ft)		(14.7°)	...	...	0.030	914

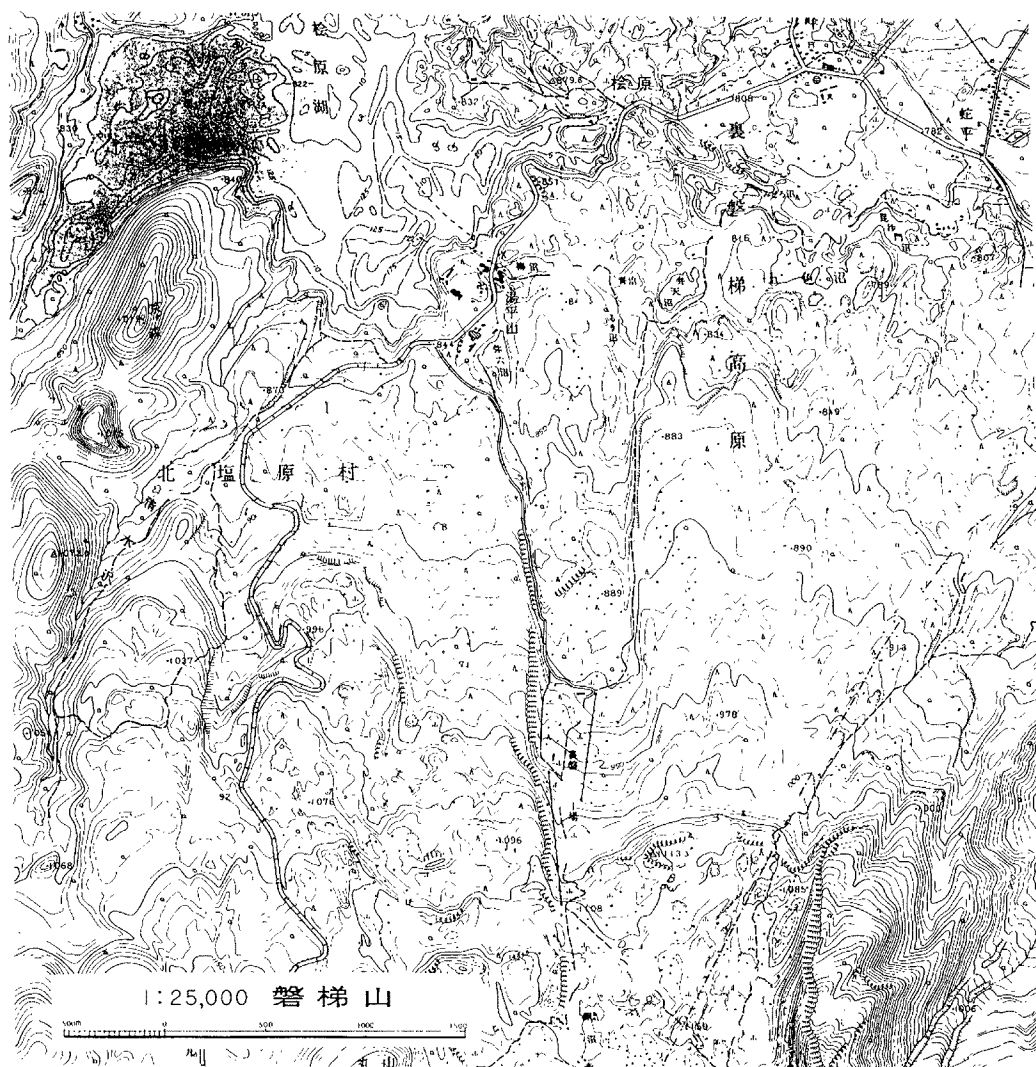


Fig. 10. So-called avalanche valley in Mt. Bandai deposits by 1888 eruption. Topographic situation suggests that the valley has developed where the thickness of avalanche deposits was largest just on the buried previous valley.

ては、式 (7b) において C と μ_0 がバランスしている状態という解釈も可能であるが、さらに今後の検討が必要であろう。その意味でも、佐々ほか (1980)⁹⁾ が試みているような現地における C 、 ϕ の測定結果と土塊横断形状との比較が望まれる。

6. あとがき

横断2次元問題として最も不安定となる土塊の横断形状を変分法で求めると、それは粘着力がゼロでない限り、円弧ないし楕円形となり、現実に我々が知っている事例や、実験結果とも一致する。もちろん、ここで取り上げた事例や、実験結果はごく一部であり極めて簡単なものであるが、2次元横断解析は細長い平面形と円弧状の横断形状をもつ地滑りの安定性を評価するための明確な理論的基盤を与え、したがって逆に、 C や ϕ の新しい推定法を与えることになる。

もっとも、地下の土層中の応力状態については若干未知の部分もあるが、それは土圧的な場合と静水圧的なものの中間として位置づけることが可能であり、形態的にもここであげた2つのモデルの中間的な横断形

状をもたらすと考えられる。その意味では、円弧ないし楕円状の横断面形が現実には生じているという事実を裏付けるものであることは間違いない。

さらに、ここで行なった解析結果にもとづけば、土砂移動現象はそれぞれが固有の地質条件において発生するとはいえ、円弧状ないし楕円状の最も不安定な横断形態をとり、安全率は土塊の半径ないし断面積が増大するにつれて低下することになる。したがって、地滑りがしばしば土層下に埋没した谷地形が存在する部分で発生しているという経験的事実（平野ほか，1984²⁾；平野・藤田，1986³⁾など）を、明確に説明することが出来る。また、大規模な岩屑流の中に生じた2次的滑動は、それを土層中に存在可能な最大円弧状断面と関係づけることにより、Hsu (1975)⁴⁾のこのような土塊の規模の増大による等価摩擦係数の減少、に対するひとつの説明法にもなる。

もちろん本稿における議論は、原則的には地滑り発生直前の限界条件に関するものといえる。ここでいう静水圧モデルを用いたとき、土塊の不安定化は、長期的には風化による土層厚の増加によると考えられるが、短期的には水の供給による粘着力の低下あるいは間隙水圧や全密度の増大と、斜面基部の切り取りなどが原因となる。そしてそれが、滑落に伴う排水と、斜面下端における滑落土塊の再支持によって、安定化すると考えられる。もちろん、地滑り運動それ自体については、事例ごとに別の観点から解析する必要があることはいうまでもないが、その場合にもここで述べたような横断形状のもつ重要性に変わりはないであろう。

結論として、視点の90度の転換、すなわち、縦断から横断への転換は、土砂移動現象に関する安定解析のための、重要な方法を提供する。現実の移動土塊は結局は3次元的形態をもつとはいえ、実際の事例に直面したときとくに滑動土塊の平面形状が細長い場合には、まずわれわれはここでのべた「横断2次元解析」と従来の「縦断2次元解析」のいずれがよりよい近似であるかを考えるべきであろう。そしてそうするためにも、土塊横断形状という極めて重要な地形学的情報を積極的に評価すべきであると考ええる。

謝辞

本稿をまとめるに当たって、京都大学防災研究所の何人かの方々には助言と討論を頂いた。実験に当たっては大阪教育大学地理学教室の学生諸君の協力を得た。記して感謝の意を表したい。内容の一部は日本地形学連合1989年春の研究発表会で公表した。

参 考 文 献

- 1) Baker, R. and Graber, M. : Variational approach to slope stability, 9th ICSMFE, vol. 2, 1977, pp. 9-12.
- 2) 平野昌繁・石井孝行・藤田 崇・奥田節夫：1984年長野県王滝村崩壊災害にみられる地形地質特性，京都大学防災研年報，28号 B-1, 1985, pp. 479-492.
- 3) 平野昌繁・藤田 崇：マス・ムーブメントの地質構造規制，地質学論集，第28号，1986, pp. 31-43, 日本地質学会.
- 4) Hsu, K. J. : Catastrophic debris stream (Stürzstroms) generated by rockfall, Geol. Soc. Amer. Bull., 86, 1975, pp. 129-140.
- 5) 兵庫県神戸土地改良事務所：北畑地区の地すべり，1987, p. 40.
- 6) Ishii, T. : Influences of the grain size of rock fragment and the slope length on the development of talus slope. Geog. Rep. Osaka Kyoiku Univ., 17, 1978, pp. 35-46.
- 7) Löscher, F. : Tables of higher functions (6th ed.). McGraw-Hill, 1969, p. 318.
- 8) 中村洋一・青木謙一郎：火山災害・磐梯山；地球2巻6号，1980.
- 9) 佐々恭二・武居有恒・小橋澄治：平行ボーリング原位置ジャッキセン断試験機“Pabijast”の試作研究，京大農学部演習林報告，52号，1980, pp. 91-102.
- 10) Terzaghi, K. : Theoretical Soil Mechanics, New York, J. Wiley & Sons, 1943.

- 11) 鵜飼恵三：粘性土斜面の三次元安定解析，土木学会論文集，第364号，III-4，1985，pp. 153-159.
- 12) 日本火山学会（編）：空中写真による日本の火山地形，東大出版会，1984，p. 192.
- 13) 山田 剛・渡 正亮・小橋澄治：地すべり斜面崩壊の実態と対策，山海堂，1971，p. 580，とくに186-201.