

土石流の力学的機構

高橋 保

1. 緒 言

最近の人命に係る災害では、土石流がその主要な原因となっている場合が多く、わが国では、年平均約90名の人々が亡くなっている。¹⁾ そのような状況から、現在、建設省や各県によって、全国の土石流危険渓流を調査し、その危険範囲を指定しようとする作業が精力的に行われている。しかしながら、一般に新聞紙上等で、土石流、山津波、泥流、土砂流、地すべり、崩壊、がけ崩れ、といった用語で表現されている現象のそれぞれがどのようなものを指しているかも定かではなく、それぞれの力学的な定義づけ、およびその機構や特性の解明が急がれる所以である。

土石流の一般的性質として認められている諸現象を列挙すれば以下のようである。1) 土石流の先端部は段波状にふくらみ、直径数mに達する巨礫が集まって流下してくる。2) それに続いて流下して来る後続部は比較的低濃度であり、かつ粒径も小さい。3) 流下速度は条件によって種々であり、0.5 m/s ~ 20 m/s程度のもものが報告されている。4) 見掛密度は計測の精度に問題はあるが、 $1,400 \text{ kg/m}^3$ ²⁾ ~ $2,530 \text{ kg/m}^3$ ³⁾ 程度のもものが報告されている。これらは粒子の容積濃度に換算すると、25% ~ 80%に相当し、水と砂礫とが一体となった集合流動体となっている。5) 大量の石礫を含んだ土石流中には、シルトよりも小さい粒径成分の含有量は比較的低く、通常20%以下である。^{2), 3), 4), 5)} 6) 土石流の到達距離は地形条件や流量規模によって異なるが、数km以上に及ぶことも多く、山腹崩壊の場合と著しい相異点となっている。7) 土石流の発生地点の最上流部には崩壊の存在しているものも多いが、さしたる崩壊もなく、ガリー底に堆積していた土砂が流水の集中によって動き出したと見られるものが多い。このような場合発生地点勾配は $15^\circ \sim 30^\circ$ と山腹崩壊の場合にくらべて緩いのが特徴である。⁶⁾ 8) 谷の出口のように、勾配が急に緩くなり、かつ幅が広がった部分に流出すると、堆積して、土石流扇状地を形成する。ここでは、一般の沖積扇状地とは違って、大きい粒子ほど扇端部近くに堆積する傾向がある。⁷⁾ 9) 流下過程における流心部では、しばしば砂防ダムをも破壊するほど強大な破壊力を示すが、堆積部では破壊力が急激に失われ、家屋が軒先まで砂礫に埋っても、柱、壁等その構造は安全である例がよく見受けられる。10) 土石流の堆積勾配は 4° 程度以上であることが多いが、極めて大規模なものではさらに緩く堆積することもある。⁸⁾

以上、要するに土石流は、砂礫群がある破壊条件のもとに、一種の流体であるかのような流動を開始し、ある限界条件のもとに停止・堆積するまでの現象であると言え、その現象には上記のような著しい特徴が含まれている。このような流動が可能となるためには、静止状態でもっていた堆積層の構造が破壊され、粒子配列の交換・移動が活発に起り得るほど空疎とならなければならない。また、粒子間隔が大きいほど流動に対する抵抗は小さくなるはずであるから、比較的緩勾配の地点まで流動が継続するには、粒子間隔が大きくなまで保存されている必要がある。粒子は流体中で沈降速度を持っているから、粒子間隔は小さくなる傾向があり、それに抗して粒子を分散させようとする力が必要である。Bagnold⁹⁾は同心円状の回転水槽に高濃度の粒子を入れ、これをせん断して、粒子同士の衝突による反撥力が存在することを実証した。またその反撥力は、空気中の砂礫流に対しては十分に大きくはなく、安息角以上の勾配で極めて薄い流れが生じ得るだけであるが、¹⁰⁾ 土石流では空気が水で充填され、相対密度が小さくなる結果、比較的緩勾配で厚い

流動が可能になる程度であることを示唆している。つまり、破壊によって移動を開始した砂礫群が土石流化するかどうかは、流動が可能になる程度に増大した空げきを充填できるほど十分な水が供給されるかどうかにかかっており、土石流が停止するのは反撥力が空げきを保持できる程度でなくなったときであると予想される。

本論においては、上記のような基本的な考え方に立脚し、土石流の発生、流動、堆積の力学的機構の説明を試み、また、上述の諸特性がいかに説明されるかを述べることにする。なお、土石流の機構についてはここで採用したダイラタント流体モデルによらない種々のレオロジーモデルが提案されているが、定量的評価や、諸特性を矛盾なく説明する上に難点があり、¹¹⁾ 今のところ、少なくとも石礫分を多く含む土石流については、ダイラタント流体モデルが最適であると考えられる。

2. 土石流の発生機構

土石流が生ずるためには、空げきを埋めるのに十分な水が補給され、それが粒子と完全に混り合う必要があるが、その過程に大別して2種類が考えられる。第一の過程は、比較的稠密な堆積物が何らかの原因で移動を開始し、空げきが大きくなって流動化する場合である。この場合、堆積物中に存在していた水のみでは水量が不十分であり、移動開始と同時に外部から大量の水が供給されるか、あるいは、外部から供給された大量の水の作用そのものによって移動が始まる必要がある。従来、土石流の発生原因として、山腹崩壊がそのまま土石流になる場合、天然ダムの欠潰による場合、および溪床堆積物上に表面流が生じて不安定となる場合等が指摘されているが、これらはいずれもこの過程に属している。第二の過程は極めて空げきの大きい状態で静止していた堆積物が移動を開始し、むしろ空げきが減少して流動化するものである。この場合には外部からの水の補給は必ずしも必要ではない。地すべり地等の鋭敏な粘土による泥流がこれに相当すると考えられる。本文においては、第一の過程、それも、もっとも定式化し易く、かつ実際の事例も多い、溪床堆積物上に表面流が生じて発生する土石流を取り扱うことにする。

一様な厚さ D 、勾配 θ の比較的乾燥な堆積層に、斜面に平行な飽和浸透流および水深 h_0 の表面流が発生したものとする。このとき、作用するせん断力 τ とせん断抵抗力 τ_L がいずれも直線的に分布するとすれば、図-1の6つのケースが存在する。このうち、(1)、(2)、(4)のケースでは堆積層の全体が不安定であり、ケース(3)では上層の深さ a_L より上の部分が不安定となって移動を開始するであろう。堆積層全体に飽和浸透流が存在し、その上、表面流が存在している状態で移動を始めるのであるから、流動化する程度まで乾燥になったとしても、空げきを充填するのに十分な水量が存在しており、土石流となって流下するものと考えられる。ただし、ケース(4)では、 a_L より上方は当初土塊状に移動するが、すべりや落下による衝撃によって、容易に破壊が進行し、水が添加されて次第に流動化するものと考えておく。

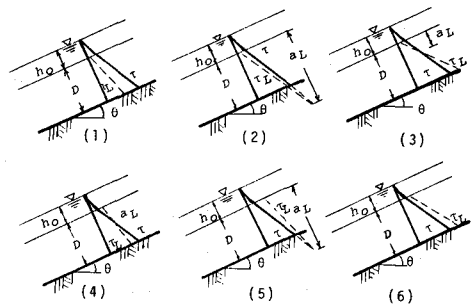


図-1 堆積層中の応力分布

堆積層表面からの深さが a の位置において、斜面に平行に作用するせん断力は

$$\tau = g \sin \theta [c_* (\sigma - \rho) a + \rho (a + h_0)] \quad \dots\dots\dots (1)$$

であり、せん断抵抗力は

(4)式で示されるよりも急勾配の堆積層、すなわち図-2の θ_2 よりも急な堆積層では、通常表面流が生ずるよりも先に、浸透流水位がある高さまで上昇した時点で崩壊が発生するから、(1),(4)の領域で最初に土石流が発生することは稀であり、土石流は(2),(3)の領域で発生するものと考えてよい。もちろん(1),(4)の領域で崩壊が発生し、大量の水の補給を受けて土石流となることは可能であり、実際にもそのようなケースは多いが、その場合崩壊土砂が一旦堆積してから土石流となって流れ出した形跡が見られることが多いので、ここでは崩壊と土石流は切り離して考えることにする。したがって、以後の議論も θ_2 より緩勾配の領域にかぎることとする。

図-2より、同一勾配上では表面流の水深が大きいほど、また、同一水深では勾配が大きいほど、流動開始の厚さが大きく、土石流の規模が大きくなることが判る。さらに、表面流水深が大きいほど、緩勾配で土石流が発生することも判る。一般に、表面流の水深と流量の関係は、摩擦係数を f 、表面流量を Q_0 、流水幅を B と書くと、

$$h_0 = \left(\frac{f}{8g \sin \theta} \right)^{1/3} \left(\frac{Q_0}{B} \right)^{2/3} \dots\dots\dots (8)$$

であるから、 f および B を的確に見積ることができれば、降雨流出解析と堆積物の物性調査に基づいて、土石流の発生を予知することが可能となる。 Q_0 と流域面積 A_d とは一対一の対応関係にあると考えて、土石流発生地点勾配とその地点における流域面積との関係を調べた例を図-3に示す⁶⁾。流域面積が大きくなるほど発生の下限勾配が小さくなる傾向のあることが理解される。

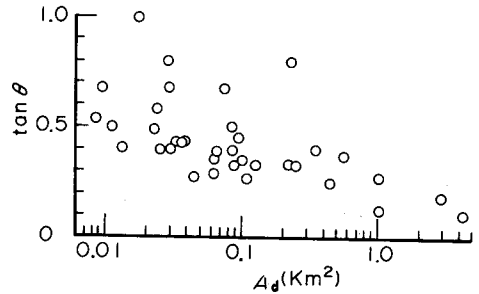


図-3 土石流発生地点勾配と流域面積の関係

図-2は土石流の発生に対して、見掛粘着力がかなり重要な役割を演ずることを示しているが、実際の溪床堆積物では周囲の斜面からの二次的生産物であることが多く、粘着力はかなり小さいと予想される。粘着力が無視できる場合には、(5)式、(6)式はそれぞれ

$$\tan \theta (\equiv \tan \tilde{\theta}_1) = \frac{c_* (\sigma - \rho)}{c_* (\sigma - \rho) + \rho (1 + 1/\kappa)} \tan \phi \dots\dots\dots (9)$$

$$\tan \theta = \frac{c_* (\sigma - \rho)}{c_* (\sigma - \rho) + \rho (1 + h_0 a_L^{-1})} \tan \phi \dots\dots\dots (10)$$

となり、(4)式、(9)式、(10)式と、粒子の不安定条件式

$$\theta = \phi \dots\dots\dots (11)$$

および、砂礫の掃流移動限界条件式¹²⁾

$$\frac{\rho u_{*c}^2}{(\sigma - \rho)gd} = 0.034 \cos \theta \left[\tan \phi - \frac{\sigma}{(\sigma - \rho)} \tan \theta \right] \times 10^{0.32(d/h_c)} \dots\dots\dots (12)$$

によって、非粘性砂礫の移動形態の領域区分図が図-4のように与えられることになる。ただし、図中の境界線は $c_* = 0.7$ 、 $\sigma = 2.65 \text{ g/cm}^3$ 、 $\rho = 1.0 \text{ g/cm}^3$ 、 $\kappa = 0.7$ 、 $\tan \phi = 0.8$ として計算されている。

図-4において、(A)は移動砂礫なしの領域、(B)は掃流移動の領域、(C)は掃流状集合移動の領域であって、(10)式を示す各曲線の a_L/d の値は移動層厚さが50%粒径の何倍であるかを示しており、これが $\pi h_0/d$ 以上になれば、砂礫が全流動層に分散して、(D)の土石流の領域に入る。(D)は図-2の(2)および(3)の領域に対応している。(E)は浸透流によって崩壊の生ずる領域であり、(F)は堆積層がそれ自体安定ではない領域である。図-4中には、さらに河床形態の領域区分が示されており、¹³⁾ Upper Regimeには、掃流領域と掃流状集合流動の領域が含まれていることを示唆している。

なお、砂礫を用いた水路実験によって、土石流の発生限界勾配式(9)の妥当性は検証されており、¹⁴⁾ 図-4の計算に用いた各物性値による $\bar{\theta}_1 = 14.5^\circ$ は実際の土石流発生の下限勾配にほぼ等しくなっている。

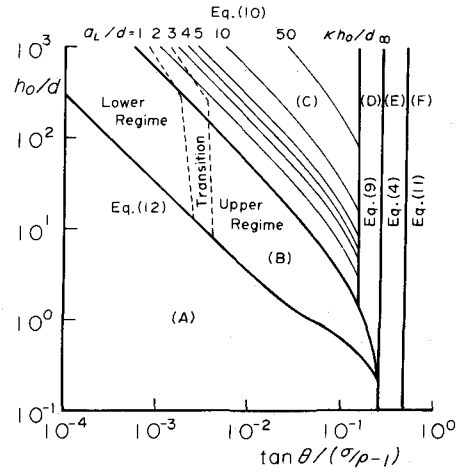


図-4 非粘着性材料における各種移動形態の領域区分図

3. 発達過程

θ_2 よりも 緩い勾配の非粘着性の堆積層が飽和状態にあり、そこへ水深 h_0 の表面流が与えられた瞬間を考える。このとき、堆積層中の τ が τ_L を上回るような部分は不安定となり、移動を開始する。移動開始した砂礫は水流と混合して一体となり、まだ水流の到達していない堆積層上に段波状になって供給される。このようにして形成された段波先端部の波高を h 、段波内の砂礫の容積濃度を c_d とし、段波到達域での堆積層表面 a における作用せん断力と抵抗力とを求めると、それぞれ、

$$\tau = g \sin \theta [(c_d h + c_* a)(\sigma - \rho) + (h + a) \rho] \quad (13)$$

$$\tau_L = g \cos \theta [(c_d h + c_* a)(\sigma - \rho)] \tan \phi \quad (14)$$

である。したがって、 $\tau = \tau_L$ となる深さ a_L は

$$a_L = \frac{[\rho \tan \theta - c_d (\sigma - \rho) (\tan \phi - \tan \theta)] h}{c_* (\sigma - \rho) (\tan \phi - \tan \theta) - \rho \tan \theta} \quad (15)$$

のように示される。

a_L より上方の堆積層は不安定となって移動を始め、上流から到達した段波と一体となって、波高の発達および濃度の増加をきたすはずである。いま、 $a_L \leq D$ であると、図-5を参照して、段波先端部での侵食による移動量の増加分は先端部の一定長さ L の部分に蓄積されるものとして、水および砂礫の保存則を考えると、次の2式が得られる。

$$\frac{dh}{dt} = \frac{U}{L} a_L \quad (16)$$

$$\frac{dc_d}{dt} = \frac{U}{L} \cdot \frac{a_L}{h} (c_* - c_d) \quad (17)$$

実験によれば、土石流段波の発達段階においても、先端流下速度 U はほぼ一定値をとるので、 U を一定と仮定して、(16)式および(17)式を $t=0$ で $c_d=0$; $h=(U_0/U)h_0$ という初期条件のもとに解き、 $t \rightarrow \infty$ とすれば、

$$c_d = c_{d\infty} \dots\dots\dots (18)$$

$$\frac{h}{h_0} = \frac{U_0}{U} \frac{c_*}{c_* - c_{d\infty}} \dots\dots\dots (19)$$

を得る。ここに、 U_0 は水深 h_0 のときの堆積層上の仮想の流速であり、 $c_{d\infty}$ は

$$c_{d\infty} = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \dots\dots\dots (20)$$

で定義される濃度である。以上から、土石流先端部は定常的な状態に漸近し、 θ_2 よりも緩い勾配においては、よく言われていることとは相異して、雪だるまを転がしたように無制限には発達しないことがわかる。

十分に発達した土石流先端部の濃度に対する(20)式の適用性を水路実験によって確かめた結果を図-6に示す。(20)式から、 $\theta < \theta_2$ では $c_{d\infty} < c_*$ であって、常に流動可能のように思われるが、実際には θ が θ_2 に近づくと、濃度は(20)式で示されるよりも少し小さくなる傾向があり、 $0.8 \sim 0.9 c_*$ 程度が流動の最大濃度となるようである。また、図-6は、水路床に砂礫を敷きつめ、その上に発生させた土石流について測定した結果であるが、固定床で堆積なしに流し得る最大濃度を測定した結果によっても、(20)式の妥当性が確かめられている。¹⁵⁾

土石流の流量を q_T 、上流端から表面流として供給される流量を q_{w0} とすると、(19)式から、

$$q_T = \frac{c_*}{c_* - c_{d\infty}} q_{w0} \dots\dots\dots (21)$$

が得られる。急勾配で発生する土石流は c_* に近い濃度をとるから、 q_T は q_{w0} に比して非常に大きくなり得る。図-7は椿ら¹⁶⁾が実験によって得た濃度と流量の関係であり、(21)式が満足されていることがわかる。

先端部の通過後は、堆積層中の侵食面が新たな表層となるので、給水が続くものとすれば、段波先端部と同様の現象が継続して起るはずである。そのような過程についても、理論的な解析が可能であるが、¹⁴⁾ここでは紙面の都合上割愛し、結果だけを示せば、図-8にモデル的に示したように、前方には、一定の流動深さをもった侵食を生じない定常流動の部分があり、その後方には、侵食を受ける部分が続くような縦断

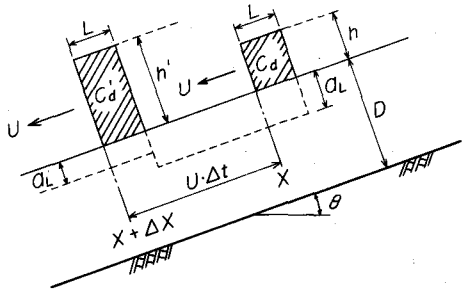


図-5 段波先端部の発達

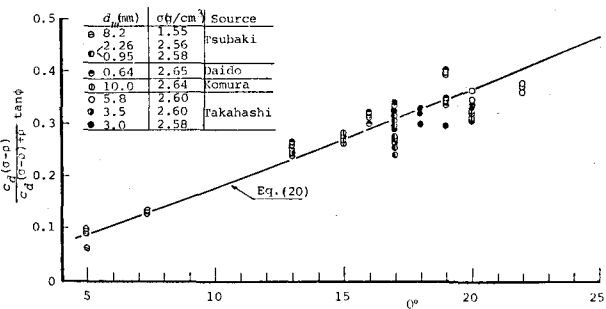


図-6 土石流先端部の濃度

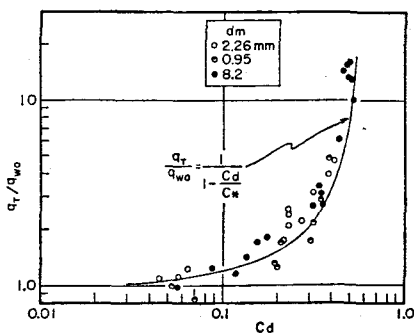


図-7 土石流量と給水量の関係

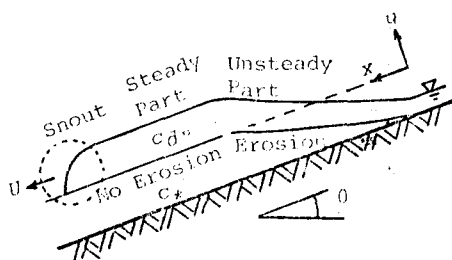


図-8 一様堆積層上の土石流の縦断形状

形状をとりながら流下していくことになる。前方の定常流動の部分は流下に伴ってその長さを増大して行く。また、土石流先端部は、上述の解析では堆積面に垂直な壁であるとしたが、実際には図に示したような形状をとる。これについては後述する。

4 定常土石流の流動機構

4-1. 流速分布

Bagnold⁹⁾は、2つの同心円柱に挟まれた部分にニュートン流体を入れ、中立浮遊粒子を浮かべて、同心円柱を回転させ、流れを発生させた。その結果、円柱の壁に与えたせん断力に比例する圧力が生ずるを見出し、これを分散圧力と名づけた。彼によれば、 $G^2 \equiv \sigma d^2 T [(c_*/c_d)^{1/3} - 1] \mu^{-2}$ の値が3000以上の場合には、分散圧力は流体の粘性には関係せず、粒子の衝突による運動量交換の効果が卓越し

$$\left. \begin{aligned} P &= a_i \sigma [(c_*/c_d)^{1/3} - 1]^{-2} d^2 (du/dy)^2 \cos \alpha \\ T &= P \cdot \tan \alpha \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (22)$$

と書ける。ここに、 P ：分散圧力、 T ：せん断力、 (du/dy) ：水深方向の速度勾配、 α ：衝突条件に基づく角度、 a_i ：実験定数で、 $c_d < 0.81 c_*$ では0.042の一定値をとる。また、 μ は粒子間に存在する流体の粘性係数である。

実際の土石流の目安として、 $h = 1 \text{ m}$ 、 $d = 10 \text{ cm}$ 、 $\theta = 15^\circ$ 、見掛密度 2 g/cm^3 、 $\mu = 0.4 \text{ poise}$ 、 $c_d = 0.9 c_*$ として G^2 を計算すると、 3×10^6 となり、通常の土石流は十分(22)式の適用範囲であると考えてよい。

(22)式を開水路に適用すれば、

$$\left. \begin{aligned} a_i \sigma \lambda^2 d^2 (du/dy)^2 \cos \alpha &= c_d (\sigma - \rho) g (h - y) \cos \theta \\ a_i \sigma \lambda^2 d^2 (du/dy)^2 \sin \alpha &= [c_d (\sigma - \rho) + \rho] g (h - y) \sin \theta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (23)$$

となる。

23式の第2式を $y=0$ で $u=0$ の境界条件下で積分することにより、

$$u = \frac{2}{3d} \left\{ \frac{g \sin \theta}{a_i \sin \alpha} \left[c_d + (1 - c_d) \frac{\rho}{\sigma} \right] \right\}^{1/2} \left[\left(\frac{c^*}{c_d} \right)^{1/3} - 1 \right] \left[h^{3/2} - (h - y)^{3/2} \right] \dots\dots\dots (24)$$

を得る。また、断面平均流速 U は

$$U = \frac{2}{5d} \left\{ \frac{g \sin \theta}{a_i \sin \alpha} \left[c_d + (1 - c_d) \frac{\rho}{\sigma} \right] \right\}^{1/2} \left[\left(\frac{c^*}{c_d} \right)^{1/3} - 1 \right] h^{3/2} \dots\dots\dots (25)$$

である。25式と21式とから、表面流量を与えて、土石流の水深および流速を求めることができる。

図-9 は固定床において、 $d = 4\text{mm}$ の均等粒径を用いて土石流を発生させ、側面から粒子の運動軌跡を高速度カメラでとらえて求めた流速分布形と水深の実験値を理論値と比較したものである。図示したもの他に、各種の濃度について実験を行ったが、いずれも24式がよく適合し、実験定数 a_i も Bagnold の与えたものに近いことが判明した。ただし、 α は空气中で測定した安息角に等しいとした。移動床においても、流速分布形は24式によく一致することが判っているが a_i の値は堆積層の飽和度に支配され、堆積層への浸透流がある場合には、 a_i は1 オーダー以上大きくなることもある。なお、図-9 の実験値の読み取りでは、後述の転波列状の波の部分を除外した比較の様な水深の部分を用いている。

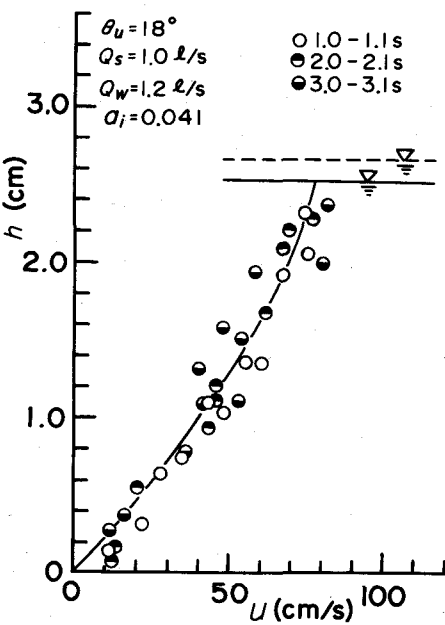


図-9 流速分布

ところで、24式は23式の第2の式を積分して求められたが、当然、第1の式からも導かれなければならない。そのためには、

$$c_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho) (\tan \alpha - \tan \theta)} \dots\dots\dots (26)$$

でなければならない。換言すれば、26式が成立しないときには、安定な定常的な流れは存在し得ないことになる。26式と20式では α と ϕ とが違っている。Bagnold の定義から明らかなように、 α は動摩擦角に相当し、 ϕ は静摩擦角であるから、一般には、 $\alpha < \phi$ であり、20式と26式は矛盾しているようにも見える。しかし、厳密には、底面に作用するせん断力は、粒子の衝突によって受持たれる T と粒子間の流体の乱れによって受持たれるせん断力 τ との和であり、23式の第2式の左辺には τ が加えられるべきなのである。したがって、20式で示される濃度では τ が残り、底面の砂礫を流体力によって取り込んで26式で示される濃度に近づこうとする性質があると考えられるが、実際には、おそらく粒子間距離が小さく、ほとんど新らしく粒子を取り込むことができないままで、20式の濃度に近い状態で平衡状態に達して流れているのであろう。なお、Bagnold¹⁷⁾ は α は安息角に等しく、 ϕ ともほぼ等しいとしている。このように考えると20式と26式とは同じものになることはもちろんである。

4-2. 先端部の縦断形状

十分に発達して、定常的な流動に遷移してからの、先端部の縦断形状について考察してみよう。

連続方程式および運動方程式は水流の場合と同じ形式で、それぞれ

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{a(Uh)}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (27)$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} = g \sin \theta - g \cos \theta \frac{\partial h}{\partial x} - k \frac{U^2}{h} \quad \dots\dots\dots (28)$$

と書くことができる。ただし、 k は抵抗係数である。

先端の流下速度 V と同じ速度で移動している座標系に変換すれば

$$\frac{\partial}{\partial X} [(U-V)h] = 0 \quad \dots\dots\dots (29)$$

$$(U-V) \frac{\partial U}{\partial X} = g \sin \theta - g \cos \theta \frac{\partial h}{\partial X} - k \frac{U^2}{h} \quad \dots\dots\dots (30)$$

となる。ここに、

$$X = x - Vt \quad \dots\dots\dots (31)$$

である。

先端部分では侵食を生じないから、 $V = U$ である。したがって、

$$\frac{dh}{dX} = \tan \theta - \frac{k}{\cos \theta} \frac{U^2}{gh} \quad \dots\dots\dots (32)$$

となり、 k は一定と仮定して、 $x=0$ で $h=0$ という境界条件で解くと、

$$h + h_{\infty} \ln \frac{|h - h_{\infty}|}{h_{\infty}} = \tan \theta \cdot X \quad \dots\dots\dots (33)$$

が得られる。ここに、 h_{∞} は定常等流部分の水深であり、

$$h_{\infty} = \frac{k U^2}{g \sin \theta} \quad \dots\dots\dots (34)$$

である。

また、(34)式に(25)式を入れると、

$$k = \frac{25 a_i \sin \alpha}{4 [c_d + (1 - c_d) \frac{\rho}{\sigma}] \left[\left(\frac{c^*}{c_d} \right)^{1/3} - 1 \right]^2} \left(\frac{d}{h_{\infty}} \right)^2 \quad \dots\dots\dots (35)$$

となる。

$d = 5 \text{ mm}$ の一樣粒径を用いた実験で得られた h_{∞} 、

a_i 、 $\tan \alpha$ の値を用いて k を計算し、(33)式によって縦断形状を計算して実験値と比較したのが図-10である。

よく合っていると言えよう。

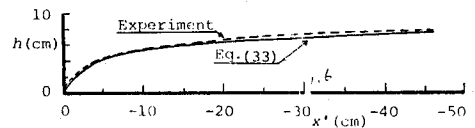


図-10 先端部の形状

4-3. 先端部への巨礫の集中機構

前述のように、自然界に生ずる土石流では先端部に巨礫が集中し、後続部は比較的細い粒子からなっているのが特徴である。このような現象の起る機構を水路実験による観察から記述すれば以下のようなのである。

粒度範囲の広い混合砂礫からなる堆積層上に土石流が発生すると、流動層内部で、大きな粒子は上方へ、小さな粒子は下方へ移動する。流動層の流速分布は上方が速く、底面近傍が遅いから、上方へ輸送された

大きい粒子は、あたかも、ブルドーザーのキャタピラーについた土塊のように、平均流速よりも速く輸送され、やがて先端部へ到達する。一方、小さい粒子は底面近傍を平均流速よりも遅く輸送される。土石流先端部は段波状のもり上がりとなっており、表面近傍を通過して輸送されて来た粒子は地表面に落下し、段波内に取り込まれる。しかし、もしその粒子が周囲の粒子よりも大きいならば、それは粒径選別作用によって直ちに上方へ輸送され、上述の過程を繰返すことになる。このような過程を繰返しながら流下していくにつれ、土石流先端部には、土石流を構成している粒子のうちの最大級のものがあつまり、後方に近づくほど粒径が細くなって行くことになる。

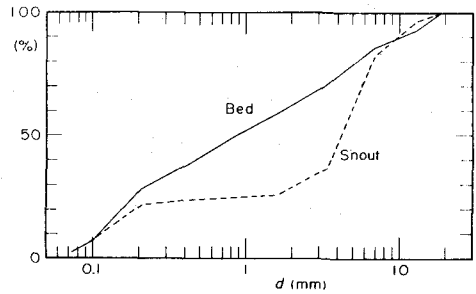


図-11 堆積層と土石流先端部の粒度分布

図-11は実験水路に敷きならした堆積層の粒度分布と、そこに発生した土石流の先端部の粒度分布を比較したものの一例である。0.2 mm以下の非常に細い成分はほとんど水と同様の挙動をして、選別作用を受けていないが、0.2 mm～2 mmの中間の粒径成分が先端部に含まれていないことが判る。

上述の観察の結果から理解されるように、巨礫の先端集中機構に対しては、水深方向の粒径選別作用が基本的であるので、つぎにその解析について述べる。

図-12のように、粒径 d_m の粒子からなる土石流中に、粒径 d_1 の粒子があるとして、その粒子の y 方向の運動を考える。 y 方向の速度を w とし、 d_1 粒子の周りの粒子配列は常に同様に保持されるものと仮定すれば、運動方程式は次のように書けるであろう。

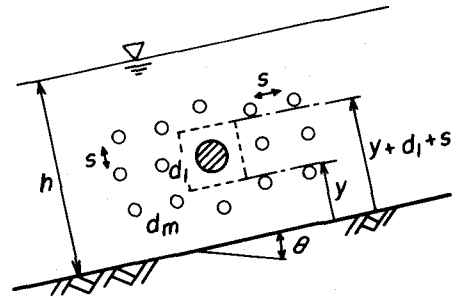


図-12 土石流中の粒子配列モデル

$$\frac{\pi}{6} d_1^3 \left\{ \sigma + \frac{1}{2} [(\sigma - \rho) c_d + \rho] \right\} \frac{dw}{dt} = -f_1 - f_2 + f_3 - f_4 \quad \dots\dots\dots (36)$$

(36)式において、 f_1 は d_1 粒子の水中重量の y 成分で、

$$f_1 = \frac{\pi}{6} (\sigma - \rho) g d_1^3 \cos \theta \quad \dots\dots\dots (37)$$

である。

f_2 は d_1 粒子が一層上の d_m 粒子と衝突することによる下向きの分散力であり、Bagnoldと同様に1回の衝突による運動量変化と単位時間内の衝突回数を考えることにより、¹⁸⁾

$$f_2 = \frac{2 \cdot r}{1 + r} a_t \lambda^2 \sigma d_m^4 \left[\frac{1}{2} \left(\frac{d_1}{d_m} \right) + \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{\lambda} \right) \right]^2 \frac{(d_1/d_m + 1/\lambda)^2}{(1 + 1/\lambda)^2} \left(\frac{dy}{dy} \Big|_{y+d_1+s} \right)^2 \cos \alpha \quad \dots\dots\dots (38)$$

となる。ここに、 $r = (d_1/d_m)^3$ 、 $du/dy|_{y+d_1+s}$ は d_1 粒子の上層における速度勾配、 $\lambda = [(c_*/c_d')^{1/3} - 1]^{-1}$ である。

f_3 は同様に d_1 粒子の下層における衝突に基づく上向きの分散力であり、

$$f_3 = \frac{2}{1+r} a_i \lambda^2 \sigma d_m^4 \left[\frac{1}{2} \left(\frac{d_1}{d_m} \right) + \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{\lambda} \right) \right]^2 \frac{(d_1/d_m + 1/\lambda)^2}{(1 + 1/\lambda)^2} \left(\frac{du}{dy} \Big|_y \right)^2 \cos \alpha \cdots (39)$$

である。

f_4 は抗力であつて、抗力係数を C_D とすれば、

$$f_4 = \frac{1}{2} C_D [(\sigma - \rho) c_d + \rho] \frac{\pi}{4} d_1^2 w |w| \cdots (40)$$

と書けるであろう。

以上から、 $d_1 = d_m$ のときには、

$$a_i \lambda^2 \sigma d_m^2 \left(\frac{du}{dy} \Big|_y \right)^2 \cos \alpha = c_d (\sigma - \rho) (h - y) g \cos \theta \cdots (41)$$

が成立することを用いて、(36)式を整理すると、

$$\frac{d^2 y}{dt^2} = K_1 g - \frac{K_2}{d_m} \frac{dy}{dt} \Big| \frac{dy}{dt} \Big| \cdots (42)$$

となる。ただし、

$$\left. \begin{aligned} K_1 &= \frac{(\sigma - \rho) \cos \theta}{\left\{ \sigma + [(\sigma - \rho) c_d + \rho] / 2 \right\}} \left[\frac{2}{1+r} \frac{(0.5 r^{1/3} + 0.5 + \lambda^{-1})^2 (r^{1/3} + \lambda^{-1})^3}{(1 + \lambda^{-1})^5} - 1 \right] \\ K_2 &= \frac{3}{4} C_D \frac{(\sigma - \rho) c_d + \rho}{\left\{ \sigma + [(\sigma - \rho) c_d + \rho] / 2 \right\}} r^{-1/3} \end{aligned} \right\} \cdots (43)$$

である。

(42)式を $w \geq 0$ に対しては、 $y=0$ で $w=0$ 、 $w < 0$ に対しては、 $y=h$ で $w=0$ という境界条件で解けば、それぞれ、

$$\frac{w^2}{g d_m} = \frac{K_1}{K_2} \left[1 - \exp \left(-K_2 \frac{h}{d_m} \frac{y}{h} \right) \right] \cdots (44)$$

$$\frac{w^2}{g d_m} = - \frac{K_1}{K_2} \left\{ 1 - \exp \left[-K_2 \frac{h}{d_m} \left(1 - \frac{y}{h} \right) \right] \right\} \cdots (45)$$

が得られる。

(44)式および(45)式は、 $K_1 > 0$ ならば $w > 0$ を、 $K_1 < 0$ ならば $w < 0$ を表わしており、 $K_1 > 0$ と $K_1 < 0$ はそれぞれ $r > 1$ および $r < 1$ に対応している。すなわち、 $d_1 > d_m$ であれば、 d_1 粒子は上方へ移動し、 $d_1 < d_m$ ならば、 d_1 粒子は下方へ移動することになる。そして、 K_1/K_2 の値の r による変化特性を調べてみると、 $r > 1$ の場合の上昇速度は、 r の増加とともに比較的急激に大きくなるが、 $r < 1$ の場合の下降速度は小さく、しかも、 r が変化しても顕著に変化しない性質のあることが判る。

上記の理論を、 $d_m = 15 \text{ mm}$ 、 $d_1 = 22 \text{ mm}$ の場合と、 $d_m = 5 \text{ mm}$ 、 $d_1 = 15 \text{ mm}$ の場合の実験に適用してみた結果、 $C_D = 2,000$ とすれば理論がよく適合することが判明した。¹⁸⁾ しかしながら、 r がどの程度の範囲まで適用可能なのか、 C_D の値は常にこの程度なのかといった点については、実験ケースも少なく今後の課題として残されている。

4-4. 流れの不安定性

土石流においても、水流と同様に、フルード数が大きいき、流れが不安定となって転波列が形成される。図-13, 14, 15, 16 はそれぞれ無次元波速、無次元周期、無次元最大波高、および最大波高と等流

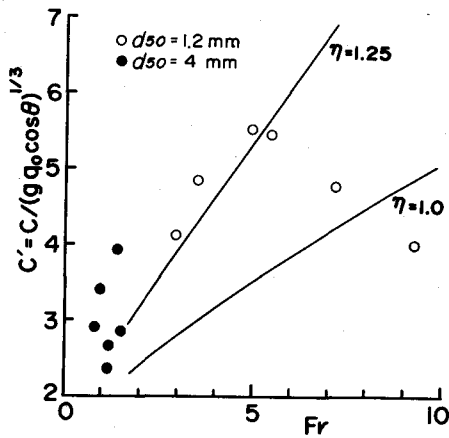


図-13 波速

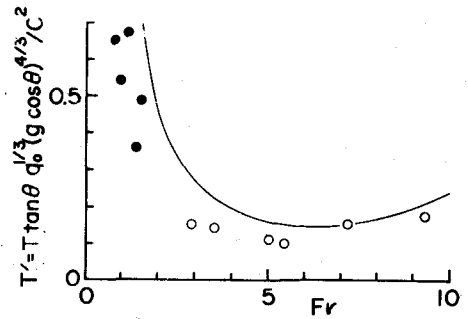


図-14 周期

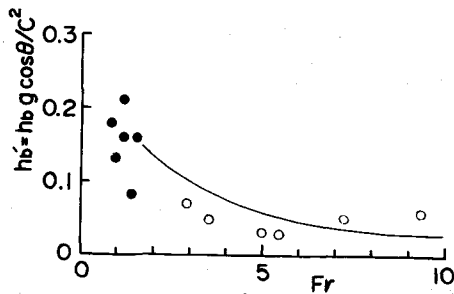


図-15 最大波高

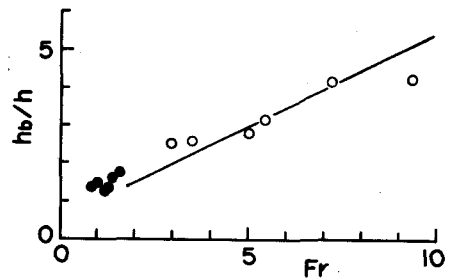


図-16 最大波高と等流水深の比

水深の比，とフルード数との関係を示したもので， q_0 は単位幅流量， h_b は最大波高， T は周期， h_0 は等流水深， c は波速である。図中の実線は水流に対して得られている理論値を示す。¹⁹⁾ただし，図-13において，運動量の流速分布による補正係数 $\eta = 1.25$ は，ダイラタント流体の流速分布式²⁴⁾から求めたものである。これらの図から，転波列の特性は水流のものと顕著な違いはないと言える。なお，実験は幅20 cm，勾配 18° および 15° ，使用材料は $d_{50} = 1.2$ mmの混合粒径と $d_{50} = 4$ mmの一様粒径の2種類，土石流総流量2.2 l/sとして，濃度を適当に変化させて行った。図-13でフルード数の大きい場合に， $\eta = 1.0$ の線に近いのは濃度が薄く，水流との差が小さくなったものと解される。

5 堆積機構

5-1. 先端部到達距離

谷の出口におけるように，上流の急勾配(θ_u)の水路から，下流の緩勾配(θ)の地点へ土石流が流出してきたとき，図-17のように，先端部の流動深が h_f ，勾配変化部の流動深が h ，また，平面的には幅 B の長方形のような直線的な形態をとって， $x = x_L$ の位置まで到達して停止するものとする。ただし，流動中の土石流の濃度 c_d は上流水路での濃度 c_{du} がそのまま保存されるものと仮定する。

先端部が勾配変化点から x の距離にあるとき，連続式は微小項を省略して，

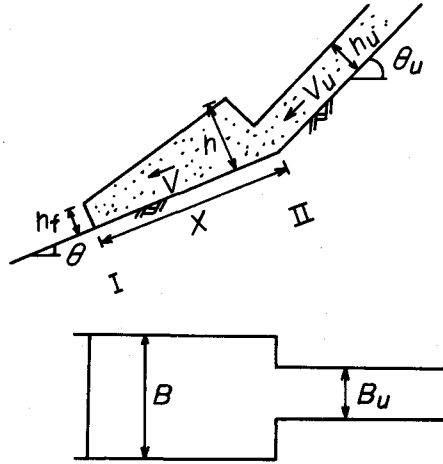


図-17 土石流の停止過程

$$\frac{1}{2} (h + h_f) x B = q_T t B_u \quad \dots\dots\dots (46)$$

である。

断面Ⅰと断面Ⅱとの間に挟まれた部分についての運動量保存式は、この部分が一体となって v の速度で移動しているものとすれば、

$$\begin{aligned} \frac{d}{dt} \left[\frac{1}{2} (h + h_f) x \frac{r_0}{g} v B \right] = & \frac{1}{2} (h + h_f) x r_0 \sin \theta \cdot B + \frac{r_0}{g} q_T v_u \cos (\theta_u - \theta) B_u \\ & + \frac{1}{2} g h_u^2 \cos \theta_u \cos (\theta_u - \theta) [(\sigma - \rho) c_{du} \kappa_a + \rho] B_u \\ & - \frac{1}{2} (\sigma - \rho) g c_{du} (h + h_f) x \cos \theta \tan \alpha \cdot B \quad \dots\dots\dots (47) \end{aligned}$$

となる。ここに、 r_0 ：土石流の単位体積重量、 κ_a ：主働土圧係数である。なお、(47)式において、左辺は断面ⅠとⅡの部分の運動量変化、右辺第1項は流下方向の重力による力、第2項は断面Ⅱから流入する運動量による力、第3項は断面Ⅱに水路方向に作用する土圧および静水圧による力、第4項は底面摩擦による力である。通常、水流においては、底面摩擦は流速の2乗に比例するが、土石流においては、抵抗則を規定するのは、すでに述べたように、主として石礫同士との衝突の効果であり、第4項のようにするのが適当であらう。

(47)式に(46)式を用いると、

$$\frac{dv}{dt} + \frac{1}{t} v = \frac{V}{t} - G \quad \dots\dots\dots (48)$$

を得る。ここに、

$$\left. \begin{aligned} G &= \frac{(\sigma - \rho) g c_{du} \cos \theta \tan \alpha}{(\sigma - \rho) c_{du} + \rho} - g \sin \theta \\ V &= v_u \cos(\theta_u - \theta) \left\{ 1 + \frac{[(\sigma - \rho) c_{du} \kappa_a + \rho] \cos \theta_u}{2[(\sigma - \rho) c_{du} + \rho]} \frac{g h_u}{v_u^2} \right\} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (49)$$

である。

(48)式を初期条件, $t = 0$ で $v = V$ として解き, 到達距離 x_L を求めると,

$$x_L = \frac{V^2}{G} \dots \dots \dots (50)$$

となる。

x_L が物理的に意味を持つためには, $G > 0$ でなければならないから, (49)式より,

$$\tan \theta < \frac{(\sigma - \rho) c_{du}}{(\sigma - \rho) c_{du} + \rho} \tan \alpha \dots \dots \dots (51)$$

でなければならない。(51)式が成立しないとき, 流下土石流は停止することなく流動を続けることになる。

(50)式によって, 土石流先端部の到達距離がかなり精度よく計算できることが実験で確かめられている。²⁰⁾

5-2. 堆積勾配

土石流が停止すれば, 砂礫濃度は c_{du} から c_* へ増加するから, 余分の水は空けきから絞り出されて堆積層の表面を流れる。したがって, もし堆積勾配がこのようにして生じた表面流によって集合流動を生ずるような状態であったとすれば, その堆積層は安定ではあり得ず, さらに安定な勾配に向って変形するはずである。逆に, 先端停止時の堆積表面勾配が, 集合流動発生の限界勾配よりも緩い場合には, 表面流によって掃流輸送は生ずるが, 後続の土石流がその上に堆積し, 次第に急勾配となってついには集合流動発生限界勾配に等しくなるものと予想される。すなわち, 堆積のごく初期の段階を過ぎると, 堆積はほぼ集合流動の発生限界勾配に等しい勾配をとりながら進んでいくものと考えられる。集合流動の発生限界勾配 r は (6)式の a_L を d と置いたものであり, 非粘着材料では,

$$\tan r = \frac{c_* (\sigma - \rho)}{c_* (\sigma - \rho) + \rho (1 + h_0/d)} \tan \phi \dots \dots \dots (52)$$

である。

(52)式は(8)式と, 著者が得た急勾配水路における摩擦損失係数と勾配の関係, $f = 1.12 \sin \theta$ を用いると,¹⁴⁾

$$\tan r = \frac{c_* (\sigma - \rho) \tan \phi}{c_* (\sigma - \rho) + \rho \left[1 + 0.52 \left(\frac{q_0^2}{gd^3} \right)^{1/3} \right]} \dots \dots \dots (53)$$

とも書くことができる。

図-18は下流水路幅が上流水路幅と同じになっている実験水路で $d = 5 \text{ mm}$ のほぼ均一な材料を用いて, (53)式の適用性を調べた例である。よく適合していることがわかる。図より, ρ が大きいほど, また, 表面流量が大きいほど, 堆積勾配が小さくなることがわかる。通常の土石流では, $\sigma/\rho = 2.0$ 程度, q_0^2/gd^3 は 2,000 程度以下と考えられるので, 従来から経験的に言われているように, 土石流の堆積勾配が 4° 以上のものが多いということの意味が理解される。しかしながら, 非常に大規模な土石流では, 表面流量が大きくなることから, もっと緩勾配でも堆積できるようになる。

5-3. 堆積過程

(1) 水路幅一定の場合

下流水路勾配が緩いとき、先端到達距離 x_L は短かく、先端部が勾配変化点に到着直後から堆積過程が始まると考えてよい。先の議論から堆積勾配は既知であるから、堆積高さ y がある程度の高さになるまでは、図-19 のような形状をとりながら堆積が進行するものと考えられる。また、 y がある限界以上に達すると、上流から供給される土石流のすべてがジャンプして下流水路部分へ輸送されることはなくなり、堆積が上流へ遡上しながら堆積高さが高くなって行く。その過程は図-20 に示すようである。実験によれば、堆積が遡上しだす限界の y は、ジャンプによるエネルギー損失をほとんど無視して、上下流のエネルギー保存則を立てることによって求められ、また、時間的な堆積形状の変化は、単純な幾何学的条件から、砂礫の連続式を考慮することによって得られるが詳細は割愛する。²¹⁾

(2) 土石流扇状地

谷出口のように、勾配が緩くなると同時に谷幅が大きくなっておれば、そこに土石流扇状地が形成される。谷出口が一定勾配の平坦な面をなしている場合を対象とした実験によれば、²⁰⁾ 土石流先端部はほぼ上流水路の延長線上を、谷幅の2倍程度に広がりながら、53式で予測されるような距離まで到達して停止する。以後、堆積が次第に遡上するが、同時にいわゆる首振り現象が生じ、谷出口から先端停止点までを直径とする円内のほぼ全域に亘って堆積が生じ、図-21 に示されているような、左右対称の土石流扇状地が形成された。

図でも明らかなように、扇状地の中央部には幅が谷幅

の約2倍の平坦な部分が存在し、その前方およびその側方は比較的急な斜面となっている。このような形状が形成される原因の1つは、扇状地内で粒径の選別が顕著に生じていることによる。すなわち、扇状地周縁部では、中央の台地状の部分にくらべて粒径が粗く、52式でも説明されるように、その部分での堆積勾配が急となり、台地部分では緩となる。なお、実験から得られた粒度分布と、台地部分の幅と計算表面流量を用いて53式を適用した結果、台地部分および前縁部の堆積勾配が説明できることも判明した。

(3) 浸透堆積

土石流構成材料が粗く、かつ粒径が均等に近い場合には、堆積厚が厚くなると、上流から供給される水がすべて浸透流となってしまい、表面流が発生しなくなる。表面流がなければ砂礫は輸送されないから、表面流が谷出口で消失した時点以後は、堆積はすべて上流水路内で生ずることになる。このときの谷出口に

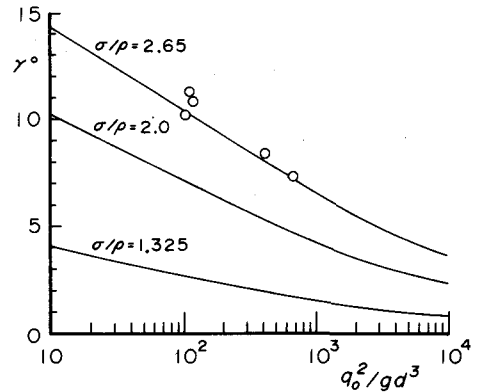


図-18 53式の適合性

$c_* = 0.7 \quad \tan \phi = 0.73, \quad \sigma/\rho = 2.65$

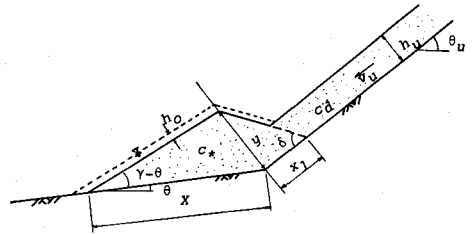


図-19 堆積高さの低い場合の堆積形状

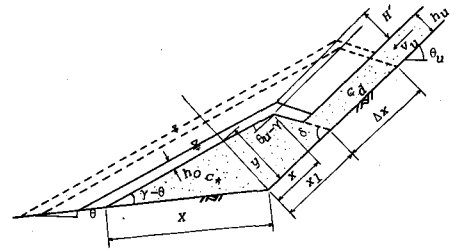


図-20 遡上しながら進行する堆積

おける堆積勾配は、丁度浸透流の水面が堆積の表面にまで達しているときの安定限界勾配に等しく、(4)式で表わされる。そして、均等粒径材料を用いた実験では、扇状地の等高線は谷出口の中央を中心とするきれいな同心円となっており、典型的な土石円錐の形状を呈した。

6. 結 語

土砂礫と水とが一体となって流れ下る土石流について、その発生、流動、および堆積の機構を、砂礫同士の衝突の効果が重要であると考えて、Bagnold によって提唱された分散圧力の概念を応用して説明した。このような概念によれば、緒論で述べた土石流の多くの顕著な性質が矛盾なく説明され、かつ、発生限界、平衡濃度、流れの抵抗則、到達距離、堆積勾配等がある程度定量的にも予測できることがわかった。しかしながら、冒頭にも述べたように、一般に土石流と呼ば

れている現象は、地すべりや崩壊から洪水によるいわゆる土砂流までの、いわば広いスペクトラム中に、ある幅をもって存在している現象であり、ここで述べたような取扱い方法が必ずしも適合しないようなものも少なくないであろう。さらに、ここで対象とした理論についても、さらに精練の余地の多いことも明白である。この面において、本論において、他の取り扱い方法や、さらに基礎的な研究について述べなかったのは片手落ちの誇りを免れないかも知れないが、その一部については他の文献¹¹⁾を参照してもらえれば幸甚である。

また、土石流は、現在のわが国における重大な災害原因になっており、その防止・軽減策を講ずることが急務である。この点で、土石流危険範囲の予測、危険降雨パターンの推定、砂防ダムその他の構造物の機能およびそれ等に及ぼす土石流の衝撃力等に関する研究は非常に重要である。これらについても、現在、各方面で研究が進められているが、紙幅の都合で割愛した。

本講によって、土石流に関心を持たれる方が増し、また、いささかのお役に立てるとすれば著者の望外の喜びである。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所砂防研究室：日本・インドネシアにおける火山泥流に関するシンポジウム論文集，1978。
- 2) 奥田節夫，他：土石流の総合的観測，その3，京都大学防災研究所年報，20号B-1，1977。
- 3) Curry, R. R.: Observation of Alpine Mudflows in the Tenmile Range, Central Colorado, Bull. Geol. Soc. Am. 77, 1966.
- 4) Sharp, R. P., Nobles, L. H.: Mudflow of 1941 at Wrightwood, Southern California, Bull. Geol. Soc. Am., 64, 1953.

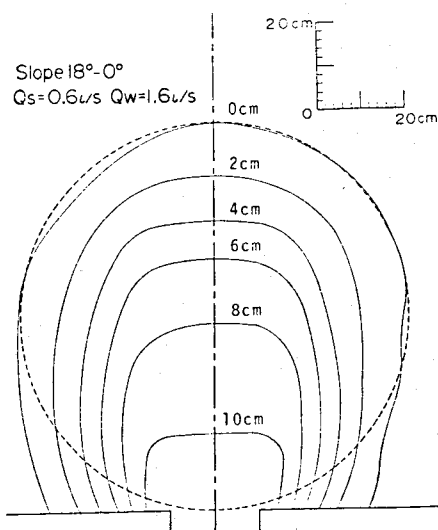


図-21 土石流扇状地の堆積形状

- 5) 河野文弘, 藤間聰: 9月降灰火山灰層と泥流土質の特性調査, 1978年10月24日有珠山泥流災害調査, 昭和53年度文部省科学研究費自然災害特別研究報告書, 1979.
- 6) 芦田和男, 他: 台風5号, 6号による仁淀川流域の土砂流出災害に関する研究, 昭和50年8月風水害に関する調査研究報告書, 昭和50年度文部省科学研究費, 1976.
- 7) 芦田和男, 高橋保: 扇状地における洪水, 土砂災害の問題点, 昭和53年度河川災害に関するシンポジウム, 1979.
- 8) 奥田節夫, 他: 1979年焼岳上々堀沢における土石流観測について, 京都大学防災研究所年報, 23号B-1, 1980.
- 9) Bagnold, R. A.: Experiments on a Gravity-Free Dispersion of Large Solid Spheres in a Newtonian Fluid under Shear, Proc. Roy. Soc. London, A 225, 1954.
- 10) Lowe, D. R.: Grain Flow and Grain Flow Deposits, Journal. Sed. Pet., Vol. 46, 1976.
- 11) Takahashi, T.: Debris Flow, Annual Review of Fluid Mechanics, Vol. 13, 1980.
- 12) 芦田和男, 高橋保, 水山高久: 急勾配水路における混合砂礫の移動限界掃流力に関する研究, 新砂防, 103, 1977.
- 13) 芦田和男, 道上正規: 移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 206, 1972.
- 14) 高橋保: 土石流の発生と流動に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 20号B-2, 1977.
- 15) 高橋保, 長谷川伸: 固定床一様水路における土石流の流動特性, 第35回土木学会年次学術講演会概要集, 1980.
- 16) 橋本晴行, 椿東一郎, 中山比佐雄: 土石流に関する実験的考察, 第33回土木学会年次学術講演会概要集, 1978.
- 17) Bagnold, R. A.: The Shearing and Dilatation of Dry Sand and the Singing Mechanism, Proc. Roy. Soc. London, A 295, 1966.
- 18) Takahashi, T.: Debris Flow on Prismatic Open Channel, Journal of Hydraulics Div., ASCE, Vol. 106, 1980.
- 19) 岩垣雄一: 雨水流による地面侵食機構に関する研究, 1955.
- 20) 高橋保: 土石流の停止・堆積機構に関する研究(2)ー土石流扇状地の形成過程ー, 京都大学防災研究所年報, 23号B-2, 1980.
- 21) 高橋保, 吉田等: 土石流の停止・堆積機構に関する研究(1)ー勾配の急変による堆積ー, 京都大学防災研究所年報, 22号B-2, 1979.