

土石流の停止・堆積機構に関する研究 (1)

—勾配の急変による堆積—

高 橋 保・吉 田 等

STUDY ON THE DEPOSITION OF DEBRIS FLOWS (1)

—DEPOSITION DUE TO ABRUPT CHANGE OF BED SLOPE—

By Tamotsu TAKAHASHI and Hitoshi YOSHIDA

Synopsis

Stoppage and deposition of debris flows due to an abrupt flattening of channel slope are theoretically and experimentally studied.

A critical slope is defined as a function of concentration, angle of repose and densities of debris and water. On a channel steeper than that slope debris can flow without any deposition. The capacities of the conveyance of the channels in such cases are discussed.

Another critical slope, on a channel flatter than which a debris flow deposits with that slope angle is obtained. This critical slope is a function of water discharge in the debris flow and the physical properties of the deposit. Depositting processes in such cases are mathematically modeled.

A debris flow can flow with partial deposition on the channel of which slope is between the two critical slopes. The process of channel bed variation in such a case is also treated.

Theoretically obtained results are proved valid by the experiments.

1. 緒 論

最近の水害のうち、人命の損失を伴うほど激甚なものは主として土石流によっており、その生起する場所は渓流出口の、いわゆる土石流扇状地上に展開する集落である¹⁾。上流の急勾配の渓谷に発生した土石流は、谷の出口に至って、急激な拡幅と勾配の急変により、停止し、氾濫・堆積をする。土石流は通常巨礫を含んでいるから、堆積地点近傍においても、その破壊力は強大であって、直撃を受ける範囲内では壊滅的被害を受ける。したがって、土石流災害の防止・軽減には土石流の堆積範囲を予測し、しかるべき対策を講ずることが肝要である。

従来、土石流の最終到達地点における堆積勾配の最小値は 4° 程度であることが知られているが、このような堆積勾配を決定する機構は明らかになっていない。さらに、扇状地においては横方向の拘束力が作用しないので、土石流は障害物に出合って、いわゆる首振り現象を惹起することがあるし、直進する場合でも、流下に伴って流れは拡がって行く。扇状地において、土石流がどのように拡がって行くのかを知ることには危険範囲を知る上に不可欠である。このような点に関して、池谷・米沢谷²⁾ は昭和51年の小豆島災害における多くの堆積形状の調査から、堆積長や流下幅に対する経験式を求めている。しかしながら、これらの式に対する力学的な根拠は乏しく、条件によっては全然適合しない場合が生ずる危険もあり、是非とも力学的な考察に基づく予測式の確立が必要である。

一方、土石流の停止・堆積機構に関する理論的・実験的研究では、とくに停止機構に対して、土石流全体を一個の質点として取扱う奥田ら³⁾ の解析、滑動土塊の長さは考慮するが形は不変であるとする吉川・福岡⁴⁾ や山口⁵⁾ の解析等があるが、崩壊土塊の停止過程の解析にはある程度適用できるとしても、変形の激しい土石流の堆積過程の解析には、ほとんど無力である。土石流を連続した流れとして水理学的に取扱った例

としては、椿ら⁵⁾の拡散近似モデルがある。しかしながら、理論値の適合性が確かめられている実験ケースは上流側勾配も緩く、むしろ掃流状態に近いものであったと考えられ、土石流に対する適用性及適用条件に対して疑問が残されている。

その他、土石流の停止・推積に関する実験に基づく定性的な検討は、田畑・市の瀬⁷⁾、東⁸⁾や Hooke⁹⁾によってなされているが、いずれも推積範囲や勾配を定量的に評価できる状況にはほど遠いものがある。

本論文は上記のような状況にかんがみ、土石流の停止・推積の力学的な機構を総合的に明らかにし、危険範囲の予知等、防災・減災対策の基礎を確立しようとする研究の一環として、流下幅は一定であるが、勾配が急変する場合の停止・推積に対する理論的考察を展開し、実験によって、その検証を試みるものである。

なお、本論文では、停止とは段波状を呈して流下してきた土石流先端部が、勾配の変化点にさしかかって減速し、初めて運動を休止する状態を指し、推積とは停止した物質、および先端部の停止によって生じた推積物上を新しく土石流が乗り越えて来て停止するという過程によって生ずる新しい形態ならびにその変形過程を指すものとする。

2. 水路勾配変化部における土石流の停止機構

上流の急勾配 (θ_u) の水路から下流の緩勾配 (θ) の水路へ土石流が流出してきたとき、Fig. 1 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 の直線状の形態をとって、 $x = x_L$ 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 は上流水路でのそれ (c_{du}) がそのまま保持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

$$\frac{d}{dx} \left[\frac{1}{2} (h + h_f) x \right] = q_T (= v_u h_u) \quad \dots\dots\dots (1)$$

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、非定常の運動量保存式は、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考えれば

$$\begin{aligned} \frac{d}{dt} \left[\frac{1}{2} (h + h_f) x \frac{\gamma_0}{g} v \right] &= \frac{1}{2} (h_f + h) x \gamma_0 \sin \theta + \frac{\gamma_0}{g} q_T v_u \cos (\theta_u - \theta) \\ &+ \frac{1}{2} g h^2 \cos \theta_u \cos (\theta_u - \theta) [(\sigma - \rho) c_{du} k_a + \rho] - F \quad \dots\dots\dots (2) \end{aligned}$$

となる。ここに、 t : 時間、 g : 重力加速度、 γ_0 : 土石流の単位体積重量、 σ : 砂礫密度、 ρ : 水の密度、 k_a : 主動土圧係数、 F : 底面摩擦力、であり、他の記号は図中に示されていたり、既に説明したとおりである。なお、(2) 式において、左辺は断面 I と II の間の部分の運動量変化、右辺第 1 項は水路方向の重力による力、第 2 項は断面 I 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である。

ここで問題となるのは底面摩擦力 F である。質点力学的取扱いは Coulomb 摩擦力のみを考えたり⁴⁾⁵⁾ それに流体力学的抵抗力として v^2 に比例する項を加えたり³⁾ して取り扱われている。また、雪崩の流体力学的解析においても、摩擦力は上と同様に取り扱われたり¹⁰⁾¹¹⁾、流速に比例すると考えられたりしている¹²⁾。土石流が流体の流れであるとする立場からは、 F は流速の 2 乗あるいは 1 乗に比例すると考えるのが至当であるようにも見えるが土石流では、すでに著者が明らかにしたように¹³⁾、濃度が平衡状態あるいはそれ以上に達しているときには抵抗則を規定するのは、主として石礫同士の衝突による効果であり、流体部分

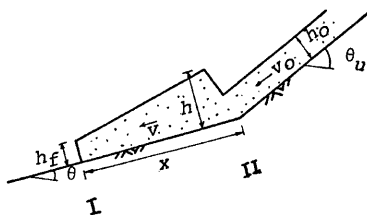


Fig. 1. Front velocity retardation on the flatter channel.

で受持たれるせん断力は二次的であって、Bagnold が提案したダイラタント流体モデル¹⁴⁾ が成立する。すなわち、停止過程では底面に作用する力は、砂礫の衝突条件に規定される角度 α を考えて、Coulomb 摩擦力同様に

$$F \approx \frac{1}{2}(\sigma - \rho)g c_{du}(h_f + h)x \cos \theta \cdot \tan \alpha \quad \dots\dots\dots(3)$$

と表わされる。

さて、(1)式を $t=0$ で $x=0$ という条件のもとに積分して

$$\frac{1}{2}(h + h_f)x = q_r t \quad \dots\dots\dots(4)$$

が得られる。

(3)式および(4)式を(2)式に用いると

$$\frac{dv}{dt} + \frac{1}{t}v = \frac{V}{t} - G \quad \dots\dots\dots(5)$$

を得る。ここに、

$$\left. \begin{aligned} G &= \frac{(\sigma - \rho)g c_{du} \cos \theta \tan \alpha}{(\sigma - \rho)c_{du} + \rho} - g \sin \theta \\ V &= v_u \cos(\theta_u - \theta) \left\{ 1 + \frac{[(\sigma - \rho)c_{du} k_d + \rho] \cos \theta_u g h_u}{2[(\sigma - \rho)c_{du} + \rho] v_u^2} \right\} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(6)$$

である。

(5)式を初期条件、

$$t=0 \quad \text{で} \quad v=V \quad \dots\dots\dots(7)$$

のもとに解けば

$$v = -\frac{1}{2}Gt + V \quad \dots\dots\dots(8)$$

となる。したがって、 $v=0$ となる t を t_L と書けば、

$$t_L = \frac{2V}{G} \quad \dots\dots\dots(9)$$

であり、到達距離 x_L は

$$x = -\frac{1}{4}Gt^2 + Vt \quad \dots\dots\dots(10)$$

より、

$$x_L = \frac{V^2}{G} \quad \dots\dots\dots(11)$$

である。これより、下流側水路勾配 θ が 0 に近いとき、 x_L は短くなることがわかる。

t_L および 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、(6)式より、

$$\tan \theta < \frac{(\sigma - \rho)c_{du}}{(\sigma - \rho)c_{du} + \rho} \tan \alpha \quad \dots\dots\dots(12)$$

でなければならない。さもなければ、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。上流の流路での土石流が、その勾配に対する平衡濃度に達している場合には、

$$C_{du} = \frac{\rho \tan \theta_u}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta_u)} \quad \dots\dots\dots(13)$$

であるから¹³⁾、(12)式は

$$\tan \theta < \frac{\tan \alpha}{\tan \phi} \tan \theta_u \quad \dots\dots\dots(14)$$

とも書くことができる。一般に、堆積層の静止摩擦角 ϕ は α よりも大きいから、上流水路で平衡濃度に達して流下してきた土石流は、そのままの濃度を保持しながら、堆積することなく、もっと緩い勾配の下流水

路を流下することができることになる。

勾配急変点 ($x=0$) における流動厚さ h の時間的变化は (4) 式および (10) 式から

$$h = \frac{8qt}{-Gt + 4V} - h_f \quad \dots\dots\dots (15)$$

となる。 h_f は流下に伴って変化しないものとすれば、 $t=0$ で連続条件を満足しなければならないので、

$$h_f = \frac{q\tau}{V} \quad \dots\dots\dots (16)$$

である。

(16) 式を (15) 式に入れ、 $t=t_L$ とすれば、 h の最大値として、

$$h_{\max} = 3h_f \quad \dots\dots\dots (17)$$

を得る。このときの表面の勾配 $\theta_{\max}$ は

$$\begin{aligned} \theta_{\max} &= \theta + \frac{2h_f}{x_L} \\ &= \theta + \frac{2Gh_f}{V^2} \quad \dots\dots\dots (18) \end{aligned}$$

である。

土石流が停止すれば、もはや c_{du} という濃度を保持することはできず、推積濃度 c_* となる。その結果、余分の水は絞り出され、表面流となるから、 $\theta_{\max}$ が後述の土石流推積勾配 γ よりも急勾配であれば、実際には表面勾配が $\theta_{\max}$ となって停止することは不可能であり、表面近傍は容易に変形して、より緩勾配になってはじめて安定するはずである。すなわち、このような場合には停止過程と後述の推積過程が共存するような形で現象が推移することになる。一方、 $\theta_{\max}$ が γ に達していない場合には、先端部の停止までは、上の解析モデルが適用可能のはずであるが、先端の停止後もなお上流水路から土石流が供給され続ける場合には、この停止推積物の上方へ新たに土石流が乗り上げてくる。すなわち、この場合には、先端の停止は推積過程の始まりを意味している。なお、流下土石流が $x=0$ での最大高さ $3h_f$ を乗り越えるのに十分な速度をもっていない場合には、まだ先端部が流動を続けている時点で上流水路内への遡上が始まり、ここで採用したモデルは多少修正する必要があるが、ここでは省略する。また、ほとんど均一な材料からなる土石流では先端部はここでモデル化したような顕著な段波となっておらず、さらに停止時における水抜け作用による変形も著しい。したがって、停止過程を詳細に解析するためには、実際の現象に即してモデルの洗練を図る必要があるが、継続時間の長い土石流を対象とする場合には、むしろ停止後の推積過程が重要であるので、ここではこれ以上議論しないことにする。

3. 堆積過程および疎通能力

3.1 堆積・流下過程の分類

下流側水路勾配が緩く、かつ土石流の継続時間が長い場合には、先端部の停止後の堆積過程による堆積形状や堆積範囲の変化が顕著となる。

すでに述べたように、土石流が堆積すれば、空隙率が土石流として流動している場合よりも小さくなるから、減少した空隙容積に相当する水が停止・堆積層上を表面流として流れることになる。このとき、もし、生じた堆積層表面の勾配が、発生した表面流によって集合流動を生ずるほどに急勾配であれば、この堆積層の表面付近は安定ではあり得ず、さらにもっと安定な勾配にまで変形して初めて落ち着くはずである。すなわち、この安定勾配はもはや集合流動を生じないような勾配であり、集合流動と各個運搬との生起領域を区分するような勾配 γ に等しいものと考えられる。著者は既に、このような勾配が、

$$\tan \gamma = \frac{c_*(\sigma - \rho)}{c_*(\sigma - \rho) + \rho(1 + h_0/d)} \tan \phi \quad \dots\dots\dots (19)$$

で与えられることを示した¹³⁾¹⁵⁾。ここに、 h_0 : 土石流から絞り出されて生じた表面流の水深、 d : 平均粒径

である。(19) 式はまた、表面流の単位幅流量を q_0 、摩擦損失係数を f とすれば、

$$\tan \gamma = \frac{c_*(\sigma - \rho) \tan \phi}{c_*(\sigma - \rho) + \rho \left[1 + \left(\frac{f}{8 \sin \gamma} \right)^{1/3} \left(\frac{q_0^2}{gd^3} \right)^{1/3} \right]} \quad \dots\dots\dots (20)$$

のようにも書ける。(20) 式は堆積勾配が土石流の流量によって変化し、規模の大きい土石流ほど緩勾配で堆積することを示している。

(12) 式および (20) 式より、上流水路から供給される土石流の特性と下流側水路勾配とによって、次の三種類の場合が生ずることがわかる。

- 1) $\theta \leq \gamma$: 流出土石は勾配 γ で堆積する。
- 2) $\gamma < \theta < \theta_c$: 流出土石の一部は堆積し、一部は流下して行く。堆積勾配は θ_c と γ の間の値となる。
ただし、 θ_c は (12) 式の不等号を等号に置き換えたときの θ の値である。
- 3) $\theta \geq \theta_c$: 流出土石はそのまま流下する。

3. 2 $\theta \leq \gamma$ の場合の堆積過程

上流の急勾配の水路を流下して来た土石流は、下流の堆積物に出会うとジャンプしてそれを乗り越え、勾配 γ で堆積するものと考えて、Fig. 2 のような形状をとるものとしてモデル化する。土石流段波先端部が勾配急変点にさしかかった当初は、停止過程の解析で行ったようなモデル化がより妥当であると考えられるが、下流勾配が緩い場合には停止に至る距離が短かく、堆積過程が相対的に重要となって、勾配急変点から直ちに堆積が始まると仮定する本モデルによっても、誤差はさほど大きくならないものとみなされる。ここで、堆積の上流側の勾配 δ は不明であるが、一応一定値をとるものと仮定しておく。

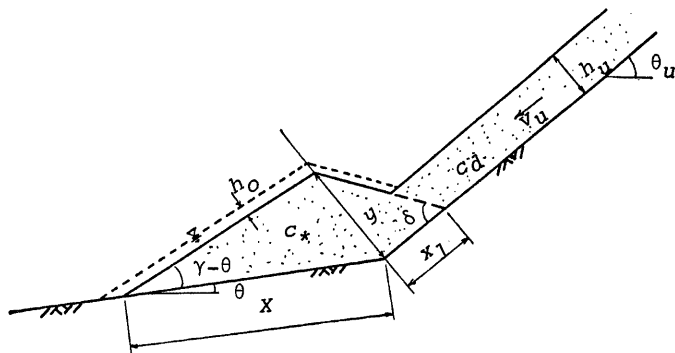


Fig. 2. Depositting process at the channel transition.

図を参照して、砂礫保存の式を導くと、

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{2} X^2 A &= q_T \frac{c_{du} t}{c_*} \\ A &= \frac{\tan(\gamma - \theta)}{\tan(\gamma - \theta) \tan(\theta_u - \theta) + 1} + \frac{1}{\tan \delta \cos^2(\theta_u - \theta)} \left[\frac{\tan(\gamma - \theta)}{\tan(\gamma - \theta) \tan(\theta_u - \theta) + 1} \right]^2 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (21)$$

となる。これより、

$$X = \sqrt{\frac{2 q_T c_{du} t}{c_* A}} \quad \dots\dots\dots (22)$$

$$\gamma = \frac{1}{\cos(\theta_u - \theta)} \frac{\tan(\gamma - \theta)}{\tan(\gamma - \theta) \tan(\theta_u - \theta) + 1} X \quad \dots\dots\dots (23)$$

$$x_1 = \frac{\gamma}{\tan \delta} \quad \dots\dots\dots (24)$$

が得られ、時刻 t を与えれば、 X , y , x_1 が求まり、堆積形状が求まることになる。

このモデルにおいては、堆積高さ y は時間とともに増加して行く。しかしながら、上流から供給される土石流のエネルギーは有限であるから、ある限界高さ以上になるとジャンプできなくなってしまう、堆積部の遡上が生じ、かつ堆積高さが高くなって行くものと考えられる。遡上しながら堆積が進行している過程を Fig. 3 のようにモデル化する。ここに、 H は土石流のジャンプ高さである。図を参照して、砂礫の保存則を用いると、微小項を無視して、

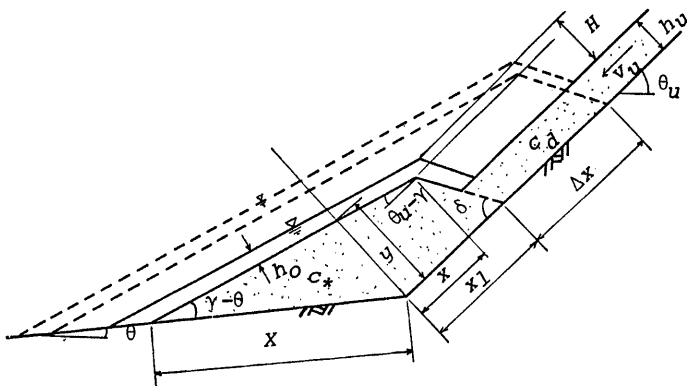


Fig. 3. Depositing process at the channel transition with back sand phenomena.

$$\frac{dx}{dt} = \frac{C'}{A'x + HB'} \quad \dots\dots\dots (25)$$

を得る。ここに、

$$\left. \begin{aligned} A' &= \frac{\cos(\theta_u - \theta)}{\sin(\gamma - \theta)} \tan(\theta_u - \gamma) + \frac{1}{\cos(\theta_u - \gamma)} \\ B' &= \frac{\cos(\theta_u - \theta)}{\sin(\gamma - \theta)} + \frac{1}{\sin(\theta_u - \gamma)} \\ C' &= q_0 \frac{c_d u}{c_*} \frac{1}{\sin(\theta_u - \gamma)} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (26)$$

である。これは遡上速度が堆積の進行とともに遅くなることを示している。

(25) 式を $t=t_0$ で $x=0$ として積分すると、

$$x^2 + H \frac{2B'}{A'} x - \frac{2C'}{A'} (t - t_0) = 0 \quad \dots\dots\dots (27)$$

となる。また、 x_1 , X はそれぞれ次のように求まる。

$$x_1 = x + \frac{H}{\tan \delta} \quad \dots\dots\dots (28)$$

$$X = [H + x \tan(\theta_u - \gamma)] \frac{\cos(\theta_u - \gamma)}{\sin(\gamma - \theta)} \quad \dots\dots\dots (29)$$

なお、遡上開始時刻 t_0 は、(23) 式による y が、

$$y \geq \alpha' \frac{v_0^2}{2g} \cos \theta_u + h_u - \frac{h_0}{\cos(\theta_u - \gamma)} - \frac{v_0^2}{2g} \cos \gamma - h_L \quad \dots\dots\dots (30)$$

を満足する時である。ここに、 α' : 土石流のエネルギー補正係数であって、ダイラタント流体では 1.7 となる、 v_0 : 堆積層表面流の流速、 h_L : ジャンプによる損失水頭である。また、

$$H = \alpha' \frac{v_u^2}{2g} \cos \theta_u - \frac{v_0^2}{2g} \cos(\theta_u - \gamma) - h_L \cos \theta_u \quad \dots\dots\dots (31)$$

である。

3.3 $\gamma < \theta < \theta_c$ の場合の堆積過程

停止機構に対するモデルでは、下流水路へ流下して来た土石流は、全体の深さにわたって減速し停止に至るものとした。そして、 θ が θ_c に近いときには、停止距離はかなり長くなる。しかし、実際の流動では、水路底に近い部分ほど作用せん断力と抵抗力との差が小さくなっているため、底面近傍ほど停止しやすく、減速運動中に底面近傍で停止する機会が増加するものと考えられる。底面付近で停止すれば、その付近の濃度が増大し、水分が上方へ輸送される結果、上方の土石流濃度が減少して、上部の土石流は流動性を増す。ここで対象としているような比較的急勾配の水路では、このような機構によって、一部堆積、一部流下という現象が進行して行くものと考えられる。

いま、堆積は勾配急変点から下流にかけて生ずるものとし、そこから下流向きに x 、下流水路底から垂直上方に測った堆積厚さを y 、その上の土石流の流動深を h 、土石流中の水のみ流量を q 、砂礫のみの流量を q_n としたとき、水および砂礫に関する連続式は、それぞれ

$$\text{水} : (1 - c_d) \frac{\partial h}{\partial t} + (1 - c_*) \frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (32)$$

$$\text{砂礫} : c_d \frac{\partial h}{\partial t} + c_* \frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial q_n}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (33)$$

となる。また、 q_n と q との関係は

$$q_n = \frac{c_d}{1 - c_d} q \quad \dots\dots\dots (34)$$

である。(32), (33), (34) 式より、

$$(c_* - c_d) \frac{\partial y}{\partial t} + \frac{q}{1 - c_d} \frac{\partial c_d}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (35)$$

を得る。

ところで、 c_d については、各点、各時刻で平衡状態が満足されているものとするれば、近似的に

$$c_d = \frac{\rho(\tan \theta - \partial y / \partial x)}{(\sigma - \rho)(\tan \alpha - \tan \theta + \partial y / \partial x)} \quad \dots\dots\dots (36)$$

が成立する¹³⁾から、 $(\tan \alpha - \tan \theta)$ にくらべて $\partial y / \partial x$ が小さいものとするれば、(35) 式および (36) 式から

$$\frac{\partial y}{\partial t} = \frac{q}{(c_* - c_d)(1 - c_d)} \frac{\rho}{\sigma - \rho} \frac{\tan \alpha}{(\tan \alpha - \tan \theta)^2} \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \quad \dots\dots\dots (37)$$

を得る。

ここで、 q および c_d は変数であるから、このままでは解析解を求めることはできない。しかし、いま対象としているのは、上下流の勾配差があまり大きくない場合であるので、 c_d および q の変化は小さいものと考えられ、これらは水路の上下流での平均値で代用し得るとの仮定を設ける。すなわち、上流水路から供給される土石流の濃度および水量を、それぞれ、 c_{du} および q_u とし、下流水路で平衡状態に達している濃度および水量を c_{dd} および q_d として、

$$\bar{c}_d = \frac{c_{du} + c_{dd}}{2}, \quad \bar{q} = \frac{q_u + q_d}{2} \quad \dots\dots\dots (38)$$

と書いて、(37) 式のかわりに、

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial y}{\partial t} &= \frac{\bar{q}}{(c_* - \bar{c}_d)(1 - \bar{c}_d)} \frac{\rho}{\sigma - \rho} \frac{\tan \alpha}{(\tan \alpha - \tan \theta)^2} \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \\ &\equiv K \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (39)$$

とする。(39) 式は定数係数の拡散方程式に他ならない。ただし、

$$\left. \begin{aligned} c_{dd} &= \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \alpha - \tan \theta)} \\ q_d &= \frac{c_* (1 - c_{dd})}{c_* - c_{dd}} q \quad (q: \text{上流端供給水量}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (40)$$

である¹³⁾。

$x=0$ での堆積勾配は上流水路勾配に等しいものとすれば, (39) 式を解くべき境界条件は,

$$x=0 \text{ で } \frac{\partial y}{\partial x} = \tan \theta - \tan \theta_u \dots\dots\dots (41)$$

となる。また, 初期条件は

$$t=0 \text{ で } y=0 \text{ あるいは } \frac{\partial y}{\partial x}=0 \dots\dots\dots (42)$$

である。

(41), (42) 式のもとにおける (39) 式の解は

$$\frac{y}{2\sqrt{Kt}} = (\tan \theta_u - \tan \theta) \cdot \text{ierfc} \left(\frac{x}{2\sqrt{Kt}} \right) \dots\dots\dots (43)$$

で与えられる。(43) 式はまた

$$\zeta = 2 \cdot \text{ierfc}(\xi) \dots\dots\dots (44)$$

のようにも書ける。ここに,

$$\left\{ \begin{aligned} \zeta &= \frac{y}{M\sqrt{Kt}}, \quad \xi = \frac{x}{2\sqrt{Kt}} \\ M &= \tan \theta_u - \tan \theta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (45)$$

である。

なお, このような堆積は勾配が集合流動の発生限界勾配よりも大きいから, 実際の土石流のように, 先端部の流下後, かなり濃度の薄い流れが長時間にわたって供給されるような場合は容易に再移動し, さらに緩い勾配にまで変形するものである。

3. 4 $\theta > \theta_c$ の場合の疎通能力

この場合には, 上流から供給される土石流が堆積することなく, そのまま流下し得る。しかしながら, 安全に流下させるためには, 当然下流側水路が十分な疎通能力をもっていなければならない。下流のどこかに疎通能力の小さい場所があれば, その地点に堆積し, さらに堆積が遡上して由々しき問題を惹起することは桜島の例でも明らかである¹⁶⁾。

土石流の流動に対して, ダイラント流体の流動式を用いるならば,

$$\frac{Q_{rd}}{Bg^{1/2}h^{5/2}\sin^{1/2}\theta} = \frac{2}{5} \left(\frac{1}{a_i \sin \alpha} \right)^{1/2} \left[c_d + (1 - c_d) \frac{\rho}{\sigma} \right]^{1/2} \left[\left(\frac{c_*}{c_d} \right)^{1/3} - 1 \right] \dots\dots\dots (46)$$

が成立する¹³⁾。ここに, B は水路幅, Q_r は土石流流量である。

Fig. 4 は (46) 式の数値計算例であるが, 同一濃度に対して, 水路幅 B , 流動深 h および勾配 θ が一定のとき, σ/ρ が変化しても流し得る流量は顕著には変化しない。しかし, σ/ρ が変化すると, 堆積限界勾配 θ_c は顕著に変化し, ρ が大きい場合には, かなり緩勾配においても堆積が生じなくなることが判る。このことは, 例えば流路工地点へ上流から, $c_d=0.4$, $\sigma/\rho=2.65$ の土石流が供給された場合, 流路工勾配が 13.4° 以上でなければ堆積を生ずるが, 流路工上流端で高濃度の泥水を補給し, 流量を2倍にして, $c_d=0.2$, $\sigma/\rho=2.0$ にしてやれば, 5.7° 以上の勾配であれば堆積を生じなくなことを示している。また, このとき, $Q_{rd}/Bg^{1/2}h^{5/2}\sin^{1/2}\theta$ の値が0.46から1.14へ約2.5倍となるから, 同一の B と h で流下能力が約2.5倍となり, 条件次第では, このような泥水の添加によって, さもなければ氾濫・堆積した土石流を安全に流下させることができる場合のあることを示唆している。もちろん, 泥水の混合法の問題や流動式自身の問題など今後に残された課題は多いが, 災害防止の一つの可能性として検討に値するものと考えらる。

4. 実 験

（１）実験水路

上流側に土石流発生水路，下流側に堆積水路を持つ鋼製水路で実験を行った。上流水路は，幅 50 cm，深さ 40 cm，長さ 17 m で，勾配を $0^\circ \sim 30^\circ$ まで連続的に変化させることができる。実際に実験に使用したのは下流側 7 m の区間であり，この部分は水路内に仕切り板を入れて幅 20 cm にしてある。１側面はガラス張りであり，水路底は実験砂と同等の粗度が貼り付けてある。

下流水路は上流水路の下流端にヒンジで取り付けられており，他端をウィンチで吊ったもので，全長 3 m，幅は最大 50 cm まで連続的に可変であるが，本研究においては上流同様 20 cm 幅を用いている。勾配は上流水路とは独立に $0^\circ \sim 20^\circ$ まで任意に設定できる。側壁は両面ガラス張りである。水路床には上流水路と同様に粗度がつけてある。

（２）実験材料

平均粒径 $d_m = 5.05$ mm， $\sqrt{d_{84}/d_{16}} = 1.3$ ， $\sigma = 2.65$ g/cm³ のほぼ均等な材料を用いた。この材料の静止摩擦角は数回の試験から $\phi = 36^\circ$ であり，実験時に敷きならしたときの砂礫容積濃度は平均 $c_* = 0.7$ であった。

（３）実験方法および実験条件

実験材料を上流側水路の下流端から 2 m ～ 6 m の区間に厚さ 10 cm で敷きならした後，上，下流水路を所定の勾配に設定する。堆積層の下流端は堆積層表面に天端高を合わせた堰板で固定し，づり落ちることのないようにしてある。水路上流端より，水道水によって，丁度堆積層表面まで水面が達するように，予め浸透流を与えておき，定常的な状態が達成された時点に，所定の流量で，急激に表面流を供給する。これによって，土石流段波が形成される。4 m の堆積層の区間内ではほぼ平衡状態に達した土石流は，堆積層を止めている下流端の堰板を乗り越えて，固定床部分を流下し，下流側水路の上流端へ供給される。下流側水路の勾配が緩いときには，直ちに堆積過程が始まるが，その状況を側面から，16 ミリ高速度カメラおよび 35 ミリモータードライブカメラによって記録し，解析に供する。

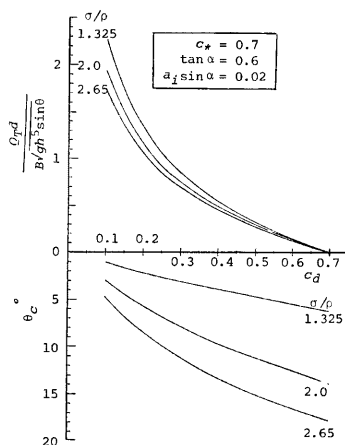


Fig. 4. Channel capacity of debris flow conveyance.

Table 1. Kinds of experiments.

Run No.	Supply Q (l/s)	Seepage Q_i (cm ³ /s)	Channel slope	
			Upstream	Downstream
1	1.94	22.0	17°	15°
2	1.96	21.0	17°	11°
3	1.95	22.0	17°	7°
4	2.04	21.6	17°	5°
5	1.95	21.0	17°	3°
6	4.20	20.0	17°	3°
7	5.30	21.0	17°	3°

行った実験の条件を Table 1 に示す。

5. 実験結果と考察

5. 1 $\tan \alpha$

現在のところ、土石流中の礫同上の衝突条件から決まる係数 $\tan \alpha$ の的確な値は不明である。Bagnold はパラフィン製の中立粒子を用いた実験によって、 $\tan \alpha = 0.32$ を得た¹⁴⁾が、その後の考察によって、 α は安息角に等しいとしている¹⁷⁾。著者は移動床上で平衡状態に達した土石流についての多くの実験結果から、定数 a_i として Bagnold の 0.042 を採用したとき、ばらつきは大きい、平均的には $\tan \alpha = 0.54$ 程度であることを見出した¹⁸⁾。

今回の実験は固定床上の流下・堆積を対象としているので事情が少し異なることも予想される。そこで、まず $\tan \alpha$ の値について調べてみることにしよう。

Run 1 では下流側水路にわずかに堆積が見られたのみで、ほとんどすべてがそのまま流下した。このことは、下流側水路勾配 15° が丁度この場合の流下限界勾配 θ_u に等しかったものと解釈される。上流側水路内では、 17° に対する平衡状態が達成されていたと考えられるので、このとき、(14) 式の不等号を等号に換えた式が成立するはずである。(14) 式に $\theta_u = 17^\circ$ 、 $\phi = 36^\circ$ 、 $\theta = 15^\circ$ を入れて、 $\tan \alpha = 0.6$ を得る。このことは、 α はやはり安息角程度であることを示している。

5. 2 最終堆積勾配 γ

著者は先に急勾配で相対水深の小さい流れにおいて、

$$f = 1.12 \sin \theta \tag{47}$$

という関係を得ているので、勾配 γ の堆積層上でもこれを適用すれば、(20) 式は

$$\tan \gamma = \frac{c_* (\sigma - \rho) \tan \phi}{c_* (\sigma - \rho) + \rho \left[1 + 0.52 \left(\frac{q_0^2}{gd^3} \right)^{1/3} \right]} \tag{48}$$

となる。実験に用いた材料に対して、 ρ を変化させて、(48) 式を γ と q_0^2/gd^3 の関係として示したのが Fig. 5 である。 ρ が大きいほど、また、表面流量が大きいほど、堆積勾配 γ が小さくなることからわかる。

通常の土石流では、 $\sigma/\rho = 2.0$ 程度、 q_0^2/gd^3 は 2000 程度以下と考えられるので、従来、経験的事実として知られている土石流の堆積勾配の最小値が 4° 程度であるということの意味が理解されよう。

さて、堆積層上の表面流量 q_0 と上流端からの供給水量 q との関係は、(40) 式にも示したように、

$$q_0 = \frac{c_* (1 - c_d \gamma)}{c_* - c_d \gamma} q \tag{49}$$

で与えられる。ここに、 $c_d \gamma$ は勾配 γ での流下可能土石流濃度、

$$c_d \gamma = \frac{\rho \tan \gamma}{(\sigma - \rho) (\tan \alpha - \tan \gamma)} \tag{50}$$

に等しい。また、実験においては、 q はポンプによる供給流量と、浸透流量のうち堆積層の侵食によって表面流に転化された流量の和であるが、後者は僅少であって無視できる程度である。

実験では q_0 が実測されていないので、実測された γ と q および前述のようにして求められた $\tan \alpha$ の値を用いて、(50) 式と (49) 式から q_0 を求め、 q_0^2/gd^3 と実測の γ との関係を Fig. 5 上にプロットしている。用いた材料はほぼ 5 mm の均一粒径であり、 ρ はほとんど 1 であったと考えられるから、実験から得

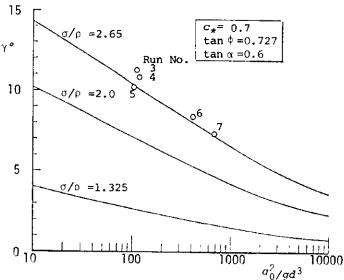


Fig. 5. Angle of deposition of debris flow as a function of discharge and relative density of solid in flow.

られた各点が $\sigma/\rho=2.65$ の理論値の近くにプロットされていることは、ここで行った議論が正しいことを裏づけている。

なお、実際の流域では、 q は降雨流出によってもたらされる。したがって、的確な洪水流出計算がなされるならば、ここでの議論を応用して、実際の土石流の堆積勾配の予測ができるものと考えられる。

5. 3 $\theta \leq \gamma$ の場合の堆積過程

比較的細い材料を用いた今回の実験では、停止過程と堆積過程を分離して確認することは困難であり、また、停止距離も短いので、先端部の到達と同時に堆積過程が始まると考えた前述のモデルの適用性を調べる。結果を Figs. 6, 7, 8 に示す。ただし、遡上開始の時刻を決めるジャンプ高さ H とジャンプの角度 δ は実験値から、それぞれ 10.0 cm、および 25° とした。また、 $\gamma=10.8^\circ$ 、 $\theta_u=17^\circ$ 、 $q_T=418 \text{ cm}^2/\text{s}$ ($v_u=110 \text{ cm/s}$ 、 $h_u=3.8 \text{ cm}$) として計算した。

図より、堆積開始直後においては、実験値と理論値のへだたりが少し大きく、停止過程の影響が出ているものとみなされるが、遡上開始時はほぼ合致しているものとみなしてよいであろう。ただし、Run 3, Run 4

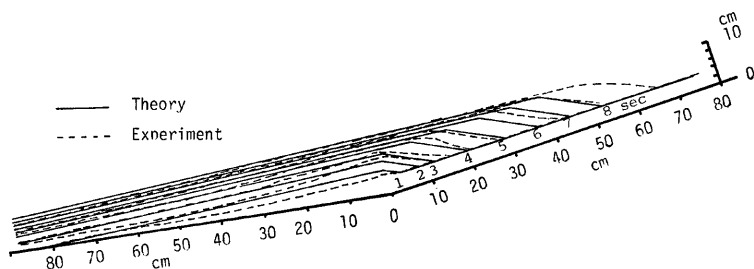


Fig. 6. Comparison between the theory and experiment in the profile of deposition (Run 3).

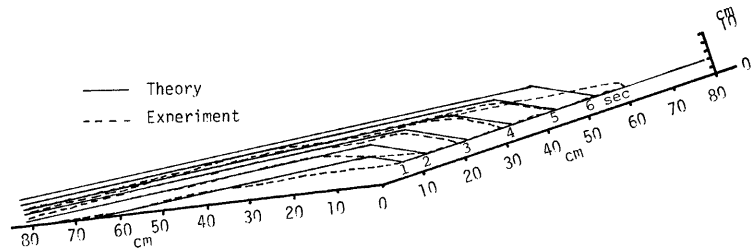


Fig. 7. Comparison between the theory and experiment in the profile of deposition (Run 4).

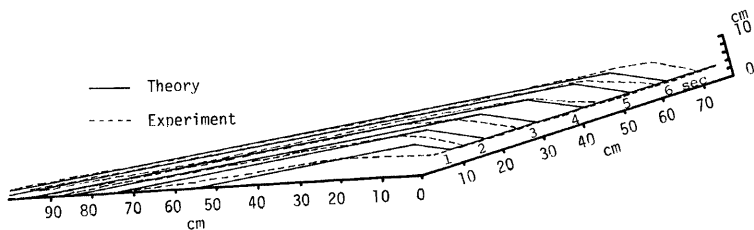


Fig. 8. Comparison between the theory and experiment in the profile of deposition (Run 5).

では実験値の方が理論値より少し小さい傾向が現われている。この原因としては、実験フィルムの読み取り誤差やケース毎の q_T の値のばらつきが考えられる。

5. 4 $\gamma < \theta < \theta_c$ の場合の堆積過程

Run 2 がこの場合に相当する。

(41) 式と各時刻の実験値とを比較したのが Fig. 9 である。先端部到達後しばらくは停止過程の影響により、ここで用いている堆積過程のモデルでは説明できず、ほとんど堆積を生ぜず流下しているが、時間の経過に従って、モデルの適用性がよくなっていることがわかる。

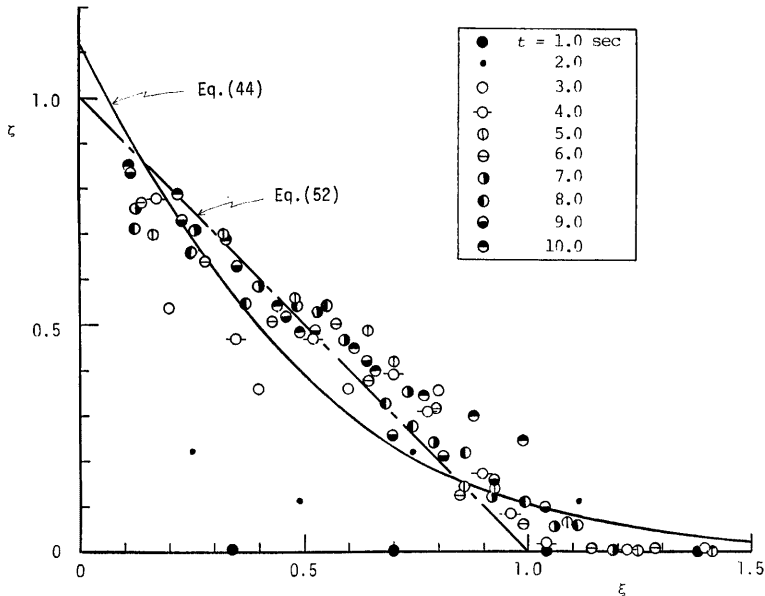


Fig. 9. Profiles on the channel steeper than the stable slope of deposition.

しかしながら、全体の傾向としては、勾配急変点近傍での堆積高さがモデルによるものよりも低く、堆積部の中央付近で高くなっており、むしろ図中に引いた鎖線の傾向に近いとも言えるようである。この鎖線は

$$\zeta = -\xi + 1 \quad \dots\dots\dots (51)$$

すなわち、

$$y = -\frac{M}{2}x + M\sqrt{Kt} \quad \dots\dots\dots (52)$$

を表わしており、堆積勾配が上流の水路勾配と下流の水路勾配の平均値になっていることを示している。実験ケースが一つしかないので問題は残されているが、(52) 式はこのような場合の実用的な堆積算定式とみなすことができよう。

6. 結 論

土石流の停止、氾濫、堆積の過程を経合的に解析する手はじめとして、幅は一様であるが、勾配が急変する流路における土石流の挙動について、理論的・実験的検討を加えた。得られた成果を列挙して結論とす

る。

１）土石流先端部が勾配変化点にさしかかった直後から、それが停止するまでの間における機構について、単純な思考モデルを作成し、運動量解析によって、停止距離、停止時間等を求めた。その結果、下流側水路勾配が緩い場合は急激に停止するが、ある限界勾配以上であれば、土石流はそのまま流下することが判明した。

２）上記の限界勾配 θ_c は、(12) 式のように土石流中の砂礫の相対密度、供給砂礫濃度、および砂礫の衝突条件によって決まる係数 $\tan \alpha$ によって規定されるが、実験の結果、 α は砂礫の安息角にほぼ等しいことが判明した。

３）下流側水路勾配が最終堆積勾配 γ よりも緩い場合には、堆積勾配は γ となる。この γ の値は (48) 式のように、土石流を構成する材料の性質と土石流中の水の流量によって規定され、大規模でかつ微細粒子を多量に含んだ土石流では、堆積勾配が 4° 程度といった緩い角度となることも説明される。

４）堆積勾配が γ となるような場合に対する堆積の時間的変化を解析するモデルを提案し、実験結果がよく説明された。

５）下流側水路勾配が θ_c と γ の間にある場合の堆積過程を拡散方程式で近似し、先端部の到達直後を除けば、比較的良好に現象が説明されることを述べた。また、実用的にはもっと簡単に、堆積勾配が上流側水路勾配と下流側水路勾配の平均の値をとることもよさそうであることもわかった。

６）下流水路勾配が θ_c よりも大きい場合の流路の土石流疎通能力について検討し、泥水の混合によって疎通能力を増加させることの可能性を示唆した。

最後に、本研究の実験に際して、吉田義則技官および有井孝典君の寄与が大きい。また、本研究の一部は文部省科学研究費自然災害特別研究「土石流災害の防止・軽減法に関する研究」、研究代表者芦田和男教授、の研究費によりなされた。記して感謝する次第である。

参 考 文 献

- １）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年度災害科学総合研究河川分科会シンポジウム論文集，1979，pp. 15-19.
- ２）池谷 浩，米沢谷誠悦：土石流危険区域設定に関する考察——小豆島災害を例として——，土木技術資料，Vol. 19，No. 12，1977，pp. 21-27.
- ３）奥田節夫，土石流研究グループ：土石流の現地調査について，京都大学防災研究所年報，第16号 A，1972，pp. 53-69.
- ４）吉川秀夫，福岡捷二：山腹崩壊土砂の到達長さについて，「昭和46年台風25号による千葉県下災害の実態調査」報告書，1972，pp. 17-23.
- ５）山口柏樹：土砂災害に対する土質工学的実態調査，「昭和46年台風25号による千葉県下災害の実態調査」報告書，1972，pp. 75-82.
- ６）椿東一郎，平野宗夫，内村 好：溪谷堆積土砂の流動（第3報），土木学会第28回年次学術講演会講演概要集，第2部，1973，pp. 331-332.
- ７）田畑茂清，市ノ瀬彦彦：溪床幅，溪床勾配の変化が土石流堆積におよぼす影響について，新砂防，85，1972，pp. 25-27.
- ８）東 三郎：扇状地における土石分散工に関する研究，北海道大学演習林研究報告，第30巻，第2号，1973，pp. 233-295.
- 9）Hooke, R.L.: Processes on Arid-Region Alluvial Fans, Journal of Geology, Vol. 75, 1967, pp. 438-460.

- 10) Salm, B.: Contribution to Avalanche Dynamics, Symposium International sur les Aspects Scientifiques des Avalanches et la Glace, Pub. No. 69 de AIHS, 1966, pp. 199-214.
- 11) Danilova, E.M. and M.E. Eglit: The Motion of Snow Avalanches in the Conditions of Limiting Friction, Izvestiya Akademii Nauk SSSR, Mekhanika Zhidkosti i Gaza, No. 5, 1977, pp. 30-37.
- 12) Bakhvalov, N.S., Kulikovskiy, A.G., Kurkin, V.N., Sveshnikova, Ye, I. and M.E. Eglit: Movement of Snow Avalanches, Soviet Hydrology, No. 4, 1975, pp. 243-248.
- 13) 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, 第20号 B-2, 1977, pp. 405-435.
- 14) Bagnold, R.A.: Experiments on a Gravity-free Dispersion of Large Solid Spheres in a Newtonian Fluid under Shear, Proc. Roy. Soc. of London, A, Vol. 225, 1954, pp. 49-63.
- 15) Takahashi, T.: Mechanical Characteristics of Debris Flow, Proc. ASCE, Vol. 104, No. HY8, 1978, pp. 1153-1169.
- 16) 山崎達雄, 椿東一郎, 平野宗夫, 河原田礼次郎: 昭和51年の豪雨による鹿児島県の土砂および土石流災害に関する調査研究報告書, 1977, pp. 97-103.
- 17) Bagnold, R.A.: The Shearing and Dilatation of Dry Sand and the 'Singing' Mechanism, Proc. Roy. Soc. of London, Vol. 295A, 1966, pp. 219-232.
- 18) 高橋 保: 土石流の発生・流動に関する実験的検討, 「土石流の発生機構に関する研究」, 文部省科学研究費自然災害特別研究(計画研究)報告書, 1978, pp. 25-40.