

土石流氾濫・堆積の数値シミュレーション

高 橋 保・辻 本 浩 史

NUMERICAL SIMULATION OF FLOODING AND DEPOSITION OF A DEBRIS FLOW

By *Tamotsu* TAKAHASHI and *Hirobumi* TSUJIMOTO

Synopsis

To establish so-called soft countermeasures for debris flow hazards, it is essential to delineate the hazardous zone at the debouchment of a ravine due to a potential debris flow. Because the natural and man-made features of the areas and the scale and properties of the debris flows are different place to place, data of the actual experiences sometimes contribute little to the issue. This is a reason one needs more general method which is capable of predicting the hazardous zone or hopefully the distribution of potential hazards within the zone.

This paper presents a numerical simulation method which can calculate the two-dimensional overland flow, stopping of the front and deposition of the sediments forming a debris cone on an arbitrarily complex surface feature. The application of the method to the results of laboratory experiments verified the method. The processes of the Hora-dani debris flow hazard have been reappeared by the computer simulation. Although there remain some points to be refined, this would be the first and promising method for the approach to the mitigation of the debris flow hazards.

1. 緒 論

土石流災害対策として、避難システムの確立を中心とするソフト対策が注目され、現在すでに実施に移されている土石流発生危険渓流の指定にとどまらず、災害危険範囲の予測や安全な避難場所の設定といった、もう一歩進んだ対策を立てたいという実際上の要請が非常に強くなってきている。これに応えるためには、土石流の堆積域での挙動を解明し、その機構にのっとった予測手法を確立することが不可欠である。

従来から、二次元的な土石流堆積範囲の予測を念頭に置いた研究もいくつかなされてきている。例えば、武居¹⁾は、土砂堆積が予想される地域を同一の単位面積メッシュに分割し、各メッシュの中心点の標高を与えた上で、土石流の運動方程式として、質点力学的な

$$\frac{dv}{dt} = g(\sin i - \mu \cos i) - \alpha kv^2 \dots\dots\dots(1)$$

を用いて、あるメッシュから隣接する各メッシュの中心点へ向う方向の流速を計算し、それぞれの流速に比例する確率で実際の進行方向が決定されるというランダムウォークモデルを採用している。ただし、(1)式において、 v : 土石流先端部の流速、 i : あるメッシュの中心から周辺の各メッシュの中心を見た場合の傾斜角、 μ : 動摩擦係数、 k : 抵抗係数、 α : 土石流の進行方向が変化する場合に与える補正係数、 g : 重力加速度、 t : 時間である。本手法においては、一連の計算が、あるメッシュから次のメッシュへ至る(1)式による流速がすべての方向に対して0になるか、あるいは、堆積土量があらかじめ定められた総流出量に等しくなる時点まで続行される。ただし、土石流先端部が通過したメッシュには現地の条件に応じて適当に定めた厚さの堆積が生ずると仮定している。なお、先端が停止した後にも土石流が継続して流下してくる場合には、先

の試行によって求められた堆積面を原地形面として、その面上を残余の土石流が流動するものとして同様の計算を行う。このような一連の計算を同一の初期条件と流入端の境界条件に対して数百回繰り返すと、それぞれの場合で異なったメッシュを通過する結果となるので、各メッシュを土石流が通過した回数と全計算回数の比によって、それぞれのメッシュの危険度が評価できるというわけである。この方法においては、先端通過メッシュにいくらの堆積厚さを与えればよいか、メッシュ幅をどのように決定するか、 μ , k および α をどのようにして決めるか、進行方向の確率配分をどう決めるか等困難な問題が含まれているが、さらに、他のランダムウォークモデル²⁾でも同様であるが、一次元的な式にもとづいているという基本的な問題点を持っている。すなわち、一回の一連の計算の結果求められる堆積形状は、複雑な地形条件と土石流の確率的な運動とを反映して、複雑な曲線形状（先端停止後も流出が続く場合には数本の曲線となる）は呈するが、あくまでも採用したメッシュ幅に規定される線状の堆積となって、先端部自身が流動中に幅を広げていったり、流路から面的な溢流をしたり、障害物によって枝別れしたりする等の面的な流動現象を説明するものではないのである。

一方、高橋³⁾は、一様な平坦面に形成される土石流扇状地は流路出口と流路軸方向の堆積最遠点とを結んだ線分を直径とする円内にほぼ収まる性質のあることを実験的に見出し、この円を堆積危険範囲とする考え方を提案している。そして、その直径は、流出土量が少ない場合には、一次元的な運動量保存則から求められた先端到達距離の予測式を用いて求めることができ、流出土量が多いときには、土石流扇状地の流路軸方向の地表面勾配がほぼ集合流動の発生限界勾配に等しくなるので、総流出土量を与えれば求めることができる。本手法を昭和54年に発生した洞谷の土石流に適用した結果、ほぼ堆積範囲が予測できることが判明した⁴⁾。しかしながら、洞谷土石流では複雑な地形条件を反映して、予測危険範囲からはみ出して堆積している部分のあることも事実であり、より詳細な堆積範囲の予測法の開発が必要であることもまた明らかにされたのである。

上記のような知識の段階と実際上の要請とにかんがみ、本論文では、より実際の現象に忠実であり、また、複雑な地形条件や時間的に変化する土石流ハイドログラフにも対応できる堆積予測モデルを考える。そして、そのモデルの適合性を水路実験と実際の土石流とについて検討する。なお、実際の土石流堆積範囲の予測には流出土砂量の予測が不可欠であるが、これ自体困難な問題を含んでいて今後の研究にまたなければならない面が多いので、ここでは流出土石流のハイドログラフは既知であるものとして議論を進めることにする。また、実際の土石流では、一旦堆積した土砂が再侵食を受けて土砂流扇状地を形成することが多い。したがって、防災の面からは土砂流扇状地の形成過程を含めた予測モデルであることが望ましいが、ここでは再侵食と再堆積の過程は考慮しないことにする。これに関する簡便な取り扱い方法については文献を参照された⁵⁾。

2. 基礎方程式

土石流は流路勾配が急激に緩くなる地点に到達すると、まず先端部がある距離を流下後に停止し、その後、後続流が堆積する。この過程は比較的急激に起り、土石流を構成している砂礫と水の分離は、土石流体が停止してから発生するものと考えてもよい。すなわち、土石流は停止の瞬間までは一種の連続流体であるとしての取り扱いが可能であると考えられる。

二次元平面上の連続流体の漸変流の運動量方程式は、

x 方向：

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \beta \frac{\partial(MU)}{\partial x} + \beta \frac{\partial(MV)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{F_x}{\rho_0} \quad \dots\dots\dots(2)$$

y 方向：

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \beta \frac{\partial(NU)}{\partial x} + \beta \frac{\partial(NV)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{F_y}{\rho_0} \quad \dots\dots\dots(3)$$

であり、連続式は

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad \dots\dots\dots(4)$$

である。ここに、 $M=Uh$ 、 $N=Vh$ 、 U : x 方向の平均流速、 V : y 方向の平均流速、 h : 流動深、 ρ_0 : 土石流の密度、 F_x : x 方向の抵抗力、 F_y : y 方向の抵抗力、 $H=z+h$ 、 z : 流動底面の標高、 β : 運動量補正係数で、土石流の場合1.25程度になる⁹⁾。

(2)式および(3)式において土石流に特徴的なことは、右辺の抵抗項の作用によって流れが停止してしまう場合の生ずることである。この抵抗項の評価として高橋ら⁷⁾は、一次元解析において、粒子群の水中重量が底面に作用することによって発生するクーロン摩擦力を考慮し、平滑な面上の到達距離がほぼ正しく説明できることを見出している。一方、奥田⁸⁾や武居¹⁾は基礎方程式としては質点力学的なものを用いてはいるが、抵抗項としては(1)式のように、土石流の水と砂礫を含めた全荷重が底面に有効に作用するとしたクーロン摩擦力と流速の2乗に比例する流体的な抵抗力の両方を考慮したいいわゆる二変数モデルを採用している。クーロン摩擦のみを考慮する一変数モデルを探るか、二変数モデルを探るのがよいかは今のところ明らかではないが、底面粗度が大きく変化する場合や、樹間を通過する場合等に対しても対応できるようにするには二変数モデルの方が好都合であると思われるので、ここでは二変数モデルを用いることにし、

$$F_x = (\sigma - n\rho)ghCd_n \cos \theta_x \tan \alpha + k \frac{D}{d} U \sqrt{U^2 + V^2} \quad \dots\dots\dots(5)$$

$$F_y = (\sigma - n\rho)ghCd_n \cos \theta_y \tan \alpha + k \frac{D}{d} V \sqrt{U^2 + V^2} \quad \dots\dots\dots(6)$$

とする。ただし、 σ : 砂礫密度、 ρ : 水の密度、 n : 微細砂が浮遊することによって生ずる密度の増加係数、 Cd_n : 土石流中の粗粒分の容積濃度であり、固体分の全容積濃度 Cd とは

$$Cd_n = \frac{Cd(\sigma - \rho) + (1 - n)\rho}{(\sigma - n\rho)} \quad \dots\dots\dots(7)$$

という関係がある⁹⁾。さらに、 θ_x : x 方向の地表面勾配、 θ_y : y 方向の地表面勾配、 $\tan \alpha$: 動摩擦係数、 D : 堆積域の相当粗度高さ、 d : 土石流中の50%粒径である。従来の実験によれば、滑面上では、 $D=0$ 、 $\tan \alpha = 0.6$ である。

3. 解 析 法

3.1 差分スキーム

(2)、(3)、(4)、(5)および(6)式を与えられた境界条件のもとで解けば土石流の挙動が説明されるはずであるが、これらの式は解析的に解くことができないので数値計算を行う。数値計算法にも種々のものが提案されており、一長一短があるものと思われるが、ここでは岩佐ら¹⁰⁾によって氾濫解析用に開発されたマルチレベルの explicit な staggered scheme を用いることにする。これを用いた理由は、洪水氾濫解析にある程度の実績を持っていること、陽的な解法であるためプログラムの作成が容易でわかりやすいことなどである。このモデルの詳細については文献に詳しいのでここでは説明は省略するが、例えば x 方向の運動量式の差分表示は、

$$\begin{aligned} & -\frac{M_{i,j+1/2}^{n+2} - M_{i,j+1/2}^n}{2\Delta t} + \frac{\beta}{\Delta x} \left[\frac{1}{h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1}} \left(\frac{M_{i+1,j+1/2}^n + M_{i,j+1/2}^n}{2} \right)^2 \right. \\ & \quad \left. - \frac{1}{h_{i-1/2,j-1/2}^{n+1}} \left(\frac{M_{i,j+1/2}^n + M_{i-1,j+1/2}^n}{2} \right)^2 \right] \\ & + \frac{\beta}{\Delta y} \left[\frac{(M_{i,j+1/2}^n + M_{i,j+3/2}^n)(N_{i+1/2,j+1}^n + N_{i-1/2,j+1}^n)}{h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j+3/2}^{n+1} + h_{i-1/2,j+3/2}^{n+1}} \right. \\ & \quad \left. - \frac{(M_{i,j+1/2}^n + M_{i,j-1/2}^n)(N_{i+1/2,j}^n + N_{i-1/2,j}^n)}{h_{i-1/2,j-1/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j-1/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1}} \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{-g(h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n+1})(H_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} - H_{i-1/2, j+1/2}^{n+1})}{2\Delta x} \\
&\quad - k \frac{D}{d} \bar{U}_{mi, j+1/2} \sqrt{(U_{mi, j+1/2})^2 + (V_{mi+1/2, j})^2} \\
&\quad - g \frac{\sigma - \eta \rho}{\rho_0} C_{dn} \cos \theta_s \tan \alpha \frac{h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n+1}}{2} \dots\dots\dots (8)
\end{aligned}$$

である。ここで、

$$\bar{U}_{mi, j+1/2} = \frac{M_{i, j+1/2}^{n+2} + M_{i, j+1/2}^n}{h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n+1}} \dots\dots\dots (9)$$

$$U_{mi, j+1/2} = \frac{4M_{i, j+1/2}^n}{h_{i+1/2, j+1/2}^{n-1} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n-1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n+1}} \dots\dots\dots (10)$$

$$V_{mi+1/2, j} = \frac{4N_{i+1/2, j}^n}{h_{i+1/2, j+1/2}^{n-1} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n-1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n+1}} \dots\dots\dots (11)$$

である。

3.2 境界条件

急勾配の狭い流路から流路幅が急拡し、かつ、地表面勾配が急に緩くなる地点へ土石流が流出する場合を取扱うが、その際、流路出口が一応の境界条件設定メッシュとなるはずである。出口に接する下流側のメッシュにおいては、流量フラックス M および N の値、および流速 U, V が上流の流路内におけるものと同じになると仮定して、これを境界条件とする。しかしながら、土石流の場合には、下流側で堆積が進行すれば、やがて上流の溪床内にも堆積が遡上する現象が生じ、流下してきた流量の一部は溪床内に堆積し、残りが流出して行くようになる。このような時点以後においては、流路出口で境界条件を与えるのは不都合となるので、遡上が始まれば境界条件の設定メッシュはさらに上流の流路内に与える必要が生ずる。

つぎに、移動境界、すなわち、氾濫の先端部の取り扱いが問題となるが、洪水氾濫の解析でも行われているように^{10,11)}、水深の計算値にある閾値を設け、この水深以下の水深になっているメッシュからの流量フラックスは0とする。

3.3 土砂堆積による地盤高の変化

土石流氾濫が洪水氾濫と大きく異なる点は、流下してきた土石流自体が土砂を堆積させながら地盤条件を時々刻々変化させることである。後続の土石流は新しく形成された地盤上を流下するので、地盤高の変化をプログラムに組込む必要がある。その際、土石流は集合流動体であって、掃流の場合のように、もし流砂量が過大であれば一部の土砂を堆積して濃度を薄めて流動を継続するといった鋭敏な変化をとり難い性質を持っており、濃度が過大であれば全体が停止するといったような性質を持っていることを考慮すれば、掃流砂を対象とする河床変動計算のような手法よりも、物理的な厳密さには欠けるが、むしろ Fig. 1 のように、(1) 停止、(2) 堆積、(3) 遡上堆積の3段階に区分し、それぞれの過程での地盤高変化のモデルを考えるのが妥当であるとも考えられる。

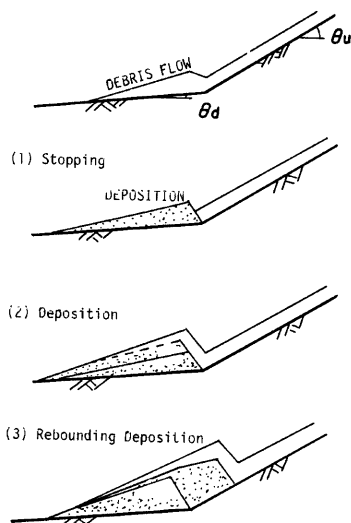


Fig. 1 Three stages in deposition of a debris flow

(1) 停止過程

勾配変化点にさしかかった土石流は全体的に減速しながら堆積せずに流下を続け、ある距離を流下した後、先端部が停止するとはほぼ同時に、先端部と勾配変化点とにある部分全体が凍結するように停止する。したがって、土石流が停止したかどうかの判定は、先端部の流量フラックスの値が0になったかどうかによって行うことができる。各時間ステップ毎の勾配変化点から最も離れた格子点を $(IMAX, JMAX)$ とすると、判定条件は

$$M_{IMAX, JMAX} = 0 \quad \dots\dots\dots (12)$$

となる。(12)式が満足された時点で流路出口よりも下流のすべてのメッシュ上にある土石流が凍結するものと考え、各メッシュの流動深 h を地盤高に変換する。その際、水が絞り出されることにより、地盤高は h よりも減少する。ここでは、

$$ZPLUS(I, J) = h(I, J) \times C_{dn} / C_* \quad \dots\dots\dots (13)$$

とした。ここで、 $ZPLUS(I, J)$ は (I, J) メッシュでの地盤高の増加を示し、 C_* は停止した土石流中の粗粒子の容積濃度である。なお、微細な粒子は浮遊を続け、水とともに土石流中から絞り出されて流下を続けるものとしている。

(2) 堆積過程

先端部の停止に伴って、堆積域上にあるすべての部分が停止した時刻以後に流出してくる土石流は、停止によって高くなった地盤上を流下することになる。そのような土石流もまたある距離を流下すれば停止して、土砂堆積の範囲が次第に広がって行くと同時に、堆積の厚さも厚くなっていく。このとき、堆積範囲の外縁部では流動層全体が停止するものと考えられるので、(1)で取り扱ったように、流下方向の流量フラックスの値で地盤高に変換するかどうかの判定を行えるが、勾配変化点付近では、表面は常に流動を続けながら底面付近で一部の土砂を堆積させて地盤が上昇していくために、外縁部のような取り扱いはできない。そこで、Fig. 2 に示したように、勾配変化点での流動深 h_{B1} が常に上流の境界で与えられる h_B とほぼ同じ値

$$h_{B1} = h_B \times \frac{\cos \theta_u}{\cos \theta_d} \quad \dots\dots\dots (14)$$

をとると仮定し、もしも h_{B1} より大きい水深 h_1 が計算された場合は

$$ZPLUS1 = (h_1 - h_{B1}) \times \frac{C_{dn}}{C_*} \quad \dots\dots\dots (15)$$

を勾配変化点での地盤高の増分とする。そして、Fig. 1 中に破線で示したように、勾配変化点での地盤高と、外縁部近傍の流動層全体が停止したと判断されたメッシュの地盤高を用いて、その間のメッシュにおける地盤高さは上の二つの地盤高を直線で結んだ高さに一致するものと近似する。

(3) 遡上過程

堆積過程では勾配変化点まで流下してきた土石流が堆積土砂に衝突してジャンプし、そのまま堆積土砂の上を流下していくが、流路出口での堆積厚さが $HMAX$ を越え、流下土石流の全部は堆積土砂上に乗り上げることができなくなり、一部が上流の溪床内に堆積して、堆積の遡上過程が始まる。上流の溪床は下流の堆積域と比較して幅も狭く、一次元的な取り扱いで十分であろう。

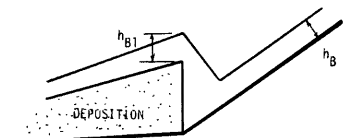


Fig. 2 Conceptual diagram of the accumulation of sediments at the debouch

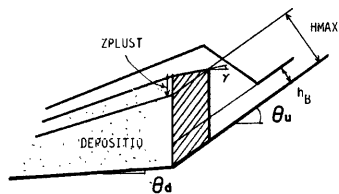


Fig. 3 Process of rebounding deposition

そこで、一次元の遡上過程に対する高橋らのモデル⁷⁾を用いて下流の堆積域との接続を行う。すなわち、**Fig. 3**のように遡上過程をモデル化する。勾配変化点で地盤が *ZPLUS1* だけ上昇すると、上流溪床内に単位幅当り図中に斜線を施した部分の面積に相当する土砂を新たに堆積させる。その土量 S は

$$S = \frac{C_* \cos \gamma}{2 \sin(\theta_u - \gamma)} \left[2 \cdot HMAX \cdot ZPLUS1 + (ZPLUS1)^2 \cos \theta_u - 2 \frac{C_{dn}}{C_*} h_B \cdot ZPLUS1 \right] \quad \dots\dots(16)$$

である。ここで、 γ は溪床内の堆積の表面勾配であり、

$$\tan \gamma = \frac{C_*(\sigma - np)}{C_*(\sigma - np) + np(1 + h_0/d)} \tan \phi \quad \dots\dots(17)$$

で与えられるものとする⁷⁾。ただし、 h_0 は土石流から絞り出されて生ずる表面流の水深である。また、 $HMAX$ はエネルギー線の高さの 0.8 倍で近似できるものとして、

$$HMAX = \left(\alpha' \frac{v_B^2}{2g} \cos \theta_u + h_B \right) \times 0.8 \quad \dots\dots(18)$$

で与えられるものと仮定する。ここに、 α' はエネルギー補正係数で、石礫の多い土石流では 1.7 である。 v_B は上流溪床上での土石流の流速である。

遡上過程では、結局、下流の堆積域へ流出する単位幅流量 q_{B1} は、ほぼ

$$q_{B1} = q_B - \frac{S}{C_* \cdot DT \cdot STEP} \quad \dots\dots(19)$$

となる。ここに、 q_B は上流流路を流下してくる土石流の単位幅流量、 DT は計算時間メッシュ間隔、 $STEP$ は(15)式を計算する時間ステップ間隔である。

4. 実験による堆積過程の検討

4.1 実験の概要

使用した水路は上流の土石流発生水路と下流の氾濫台の組合わせからなるもので、上流水路は幅 10 cm、勾配は $0^\circ \sim 30^\circ$ で可変であり、下流の氾濫台は幅 2 m、長さ 6 m で、上流水路の勾配とは独立に、 $0^\circ \sim 10^\circ$ の勾配に自由に設定できるようになっている。上流水路および氾濫台の底面には発泡スチロール板を敷きつめている。

所定の勾配に設定された上流水路の下流端から 4 m の位置に、高さ 10 cm の堰板を設け、その上流に実験用土砂を敷きならす。その粒度分布を **Fig. 4** に示す。敷きならした土砂をあらかじめ 30~50 cc/sec 程度の浸透流で十分飽和させた後に、上流から所定の水量 Q_w を与えて土石流を発生させる。土砂を敷きならした部分で形成された土石流は、その下流に続く固定床部分を流下し、さらに下流の氾濫台上に氾濫して堆積する。**Fig. 5** に示した位置で高速度ビデオおよび通常の

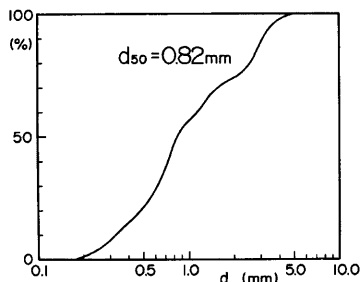


Fig. 4 Grain size distribution in the experimental material

のビデオ装置を用いて撮影を行い、高速度ビデオによって氾濫台へ供給される土石流の流動深と流速を読みとった。流速は 0.5 秒間隔で流動中の粒子の移動速度から求めた。氾濫台上には直径約 5 mm の標尺を、横断方向に 10 cm 間隔、縦断方向に 20 cm 間隔に配置し、通常のビデオ装置による斜めの画像から、堆積の周縁および堆積の厚さの時間的な変化を読みとった。なお、標尺が堆積過程にほとんど影響を与えないことは予備実験によって確かめている。

実験条件としては、流下する土石流の特性を変化させるために、上流水路の勾配 θ_u と供給水量 Q_w をそれぞれ 2

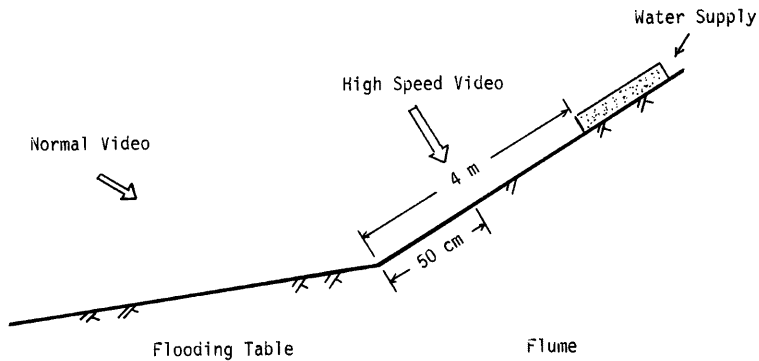


Fig. 5 Experimental setup

Table 1 Results of experiments

RUN NO.	$\theta_u(^{\circ})$	$\theta_d(^{\circ})$	$Q_u(l/s)$	Duration (s)	Roughness	L (cm)	B (cm)	$C_{d\pi}(\%)$
1	16	0	0.5	20	NO	40	60	49
2	16	0	0.7	20	NO	90	90	41
3	20	4	0.5	20	NO	105	75	41
4	20	4	0.7	20	NO	130	70	47
5	20	0	0.5	20	NO	40	80	49
6	20	0	0.7	20	NO	90	80	51
7	16	4	0.5	20	NO	70	70	48
8	16	4	0.7	20	NO	130	60	41
9	16	2	0.5	20	NO	90	70	42
10	16	2	0.7	20	NO	90	80	43
11	20	2	0.5	20	NO	80	70	47
12	20	2	0.7	20	NO	150	90	47
13	16	0	0.5	20	YES	30	60	48
14	16	0	0.7	20	YES	70	80	40
15	16	2	0.5	20	YES	30	60	48
16	16	2	0.7	20	YES	55	75	49
17	16	4	0.5	20	YES	55	70	54
18	16	4	0.7	20	YES	100	60	45
19*)	16	2	0.5	20	NO	120	50	50
20*)	16	2	0.7	20	NO	150	80	48
21**)	20	0	0.5	10	NO	75	55	49
22***)	20	0	0.5	10	NO	60	70	51

*) Channel Works

) Lateral gradient of the flooding table = 3° *) Lateral gradient of the flooding table = 5° L = Maximum arrival distance of the front B = Maximum width of the deposit

通りずつ変化させた。氾濫台側の条件としては、各種の勾配に設定された平滑面の場合、直径約 13 mm の軽量骨材を一面に張り付けた粗面の場合、平滑な面であるが横断方向に片流れの勾配を持っている場合、および上流水路の延長上に深さ 5 cm, 幅 10 cm の直線状の流路工を設けた場合について実験を行った。

4.2 実験結果

実験結果の総括を **Table 1** に示すが、実験によって認められた現象の概要を記述すれば以下のようである。

今回の実験にはじめて高速ビデオカメラが用いられた。これはシャッタースピードが1/2000であり、粒子の動きが鮮明に観察される。これによって、流下土石流のハイドログラフがかなり精確に求められるが、

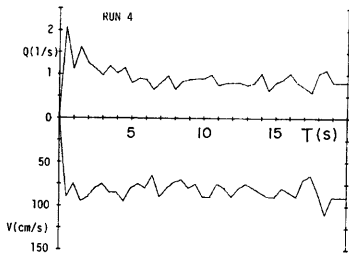


Fig. 6 One example of the hydrograph and mean velocity of a debris flow

その一例を **Fig. 6** に示す。先端部には大きな礫が集中し、段波状になって流下しているが、後続流との粒径の差は顕著である。また、先端部の濃度は後続部分に比較してかなり高いが流速は遅く、後続部に押されるような形で流下する。流下してきた土石流が停止するまでの時間は1秒～3秒の間であるが、この間に先端部を押し進めるような後続の流れがあるかないかによって先端到達距離が影響を受ける。このことは先端部を質点的に取り扱うことの困難さを示唆するものである。

氾濫台上の堆積形状には勾配 θ_d に応じて顕著な差がある。すなわち、RUN 1, RUN 2 など θ_d が小さい場合は、勾配変化点付近が最も堆積厚が大きく、かつ堆積

幅も広い形状となるが、Run 3, Run 4 など θ_d が大きい場合には上流水路からやや流下した地点で丘状に盛り上った形状となり、堆積幅もこの地点で最大となる。

氾濫台上に粗度を貼付した場合には停止距離が平滑面の場合にくらべて短くなっている。このことは、(5)式および(6)式のような二変数モデルの採用の妥当性を推察させるものである。

5. 数値シミュレーションの適合性

5.1 実験結果との比較

計算にあたって境界条件として与える流量および流速は **Fig. 6** に例を示したような高速ビデオによる読み取り値を直接用いている。また、基礎方程式に含まれる係数の値としては、 $n=1.4$, $\tan\alpha=0.6$, $k=0.05$ とした。ただし、 k の値は Run 13-Run 18 の実験値を比較よく説明するように試行錯誤によって求めたものであり、実験がただ一種類の人工粗度に対してのみ行われているので、はたして (5) 式の右辺第2項のような表現が適切かどうか今後の検討にまかななければならない。また、濃度は停止距離に対して支配的な影響を与えるが、実測データを得ることができなかったため、高速ビデオで読みとった U と h の値から、土石流の流速を与える。

$$U = \frac{2}{5\alpha} \left[\frac{g \sin \theta}{a \sin \alpha} \left\{ C_{dn} + (1 - C_{dn}) \frac{\eta \rho}{\sigma} \right\} \right]^{1/2} \left\{ \left(\frac{C_{dn}^*}{C_{dn}} \right)^{1/3} - 1 \right\} k^{3/2} \dots\dots\dots (20)$$

を用いて求めた⁶⁾。その値は **Table 1** 中に示しているが、先端が停止するまでの時間は1～3秒であるので、 h および U の値は2.5秒までの平均値を用いた。

計算領域は氾濫台上、縦断方向に 200 cm, 横断方向に 130 cm とし、メッシュの間隔は $DX=DY=5$ cm, $DT=1/1000$ sec とした。これらの値は Courant-Friedrichs-Lewy の安定条件を満足している。しかしながら、実際に計算を進めると、勾配変化点付近で、(2)式および(3)式の $\beta\partial(MV)/\partial y$ および $\beta\partial(NU)/\partial x$ の項が原因となって発散してしまうことになった。ところが、これらの項を省略すれば計算が安定に行えるのみ

ならず、これらの項を考慮に入れた式の発散するまでの計算結果と比較しても両者に差がほとんど見られないことが判明したので、これらの非線形項は省略することにした。同様のことは洪水氾濫計算でも行われている。

Figs. 7~17 は実験による堆積厚さと計算による堆積厚さの時間的な変化の様子を 2 cm ごとの等高線の形で比較したものである。これらの図から、ここで用いたような計算法によって、かなりの精度で堆積形状

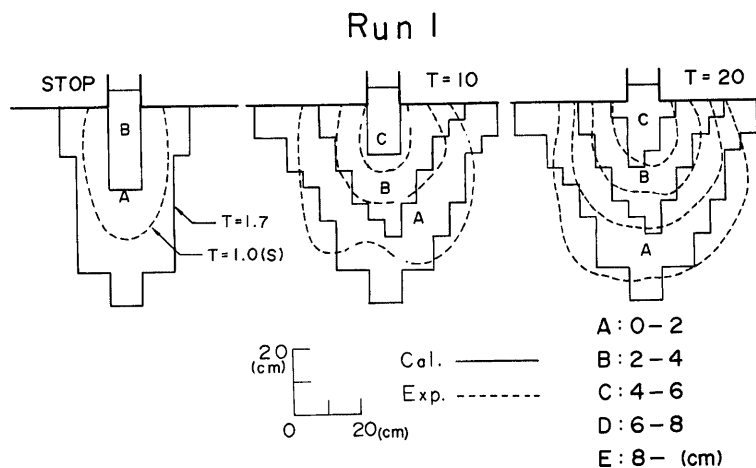


Fig. 7 Comparison between the shapes of the deposition in the experiment and in the calculation

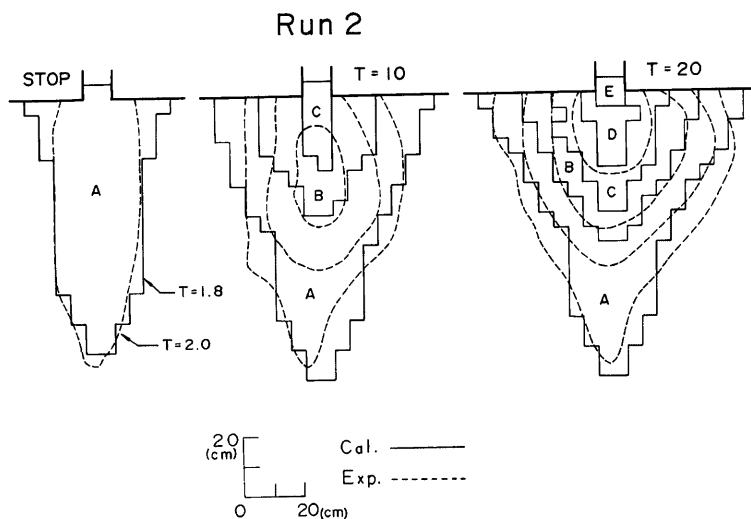


Fig. 8 Comparison between the shapes of the deposition in the experiment and in the calculation

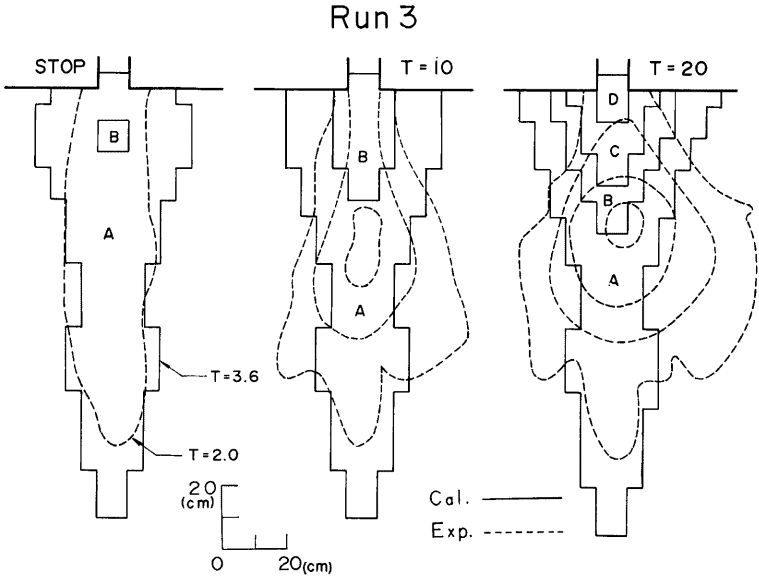


Fig. 9 Comparison between the shapes of the deposition in the experiment and in the calculation

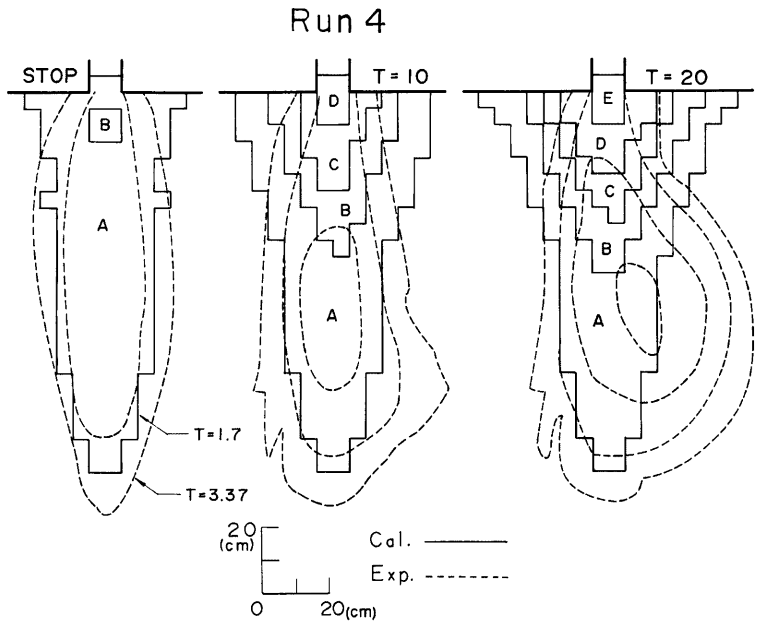


Fig. 10 Comparison between the shapes of the deposition in the experiment and in the calculation

Run 9

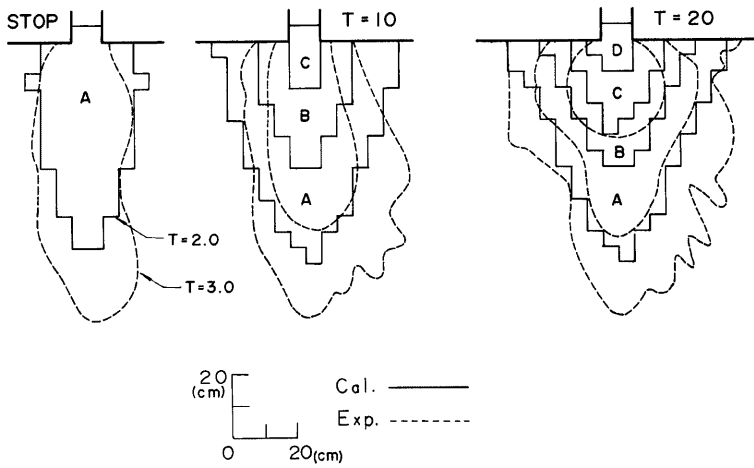


Fig. 11 Comparison between the shapes of the deposition in the experiment and in the calculation

Run 12

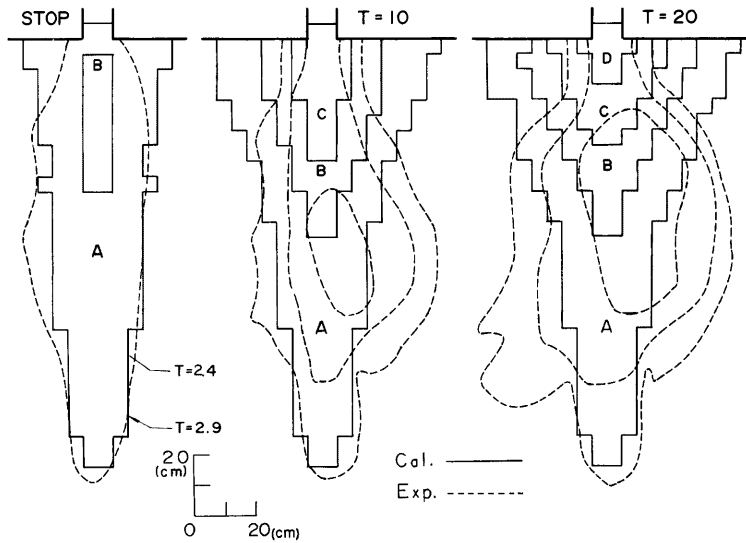


Fig. 12 Comparison between the shapes of the deposition in the experiment and in the calculation

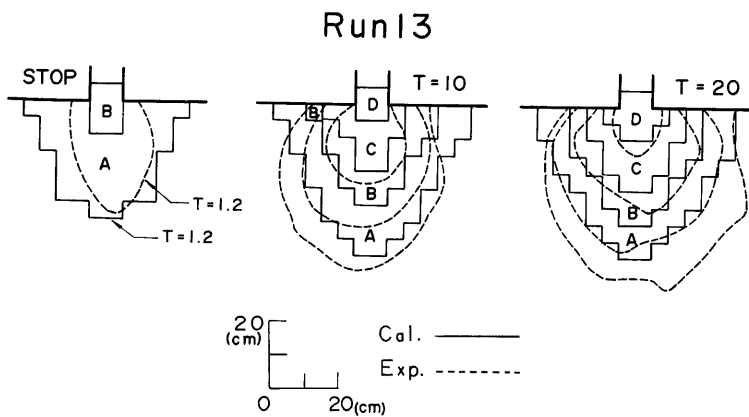


Fig. 13 Comparison between the shapes of the deposition in the experiment and in the calculation

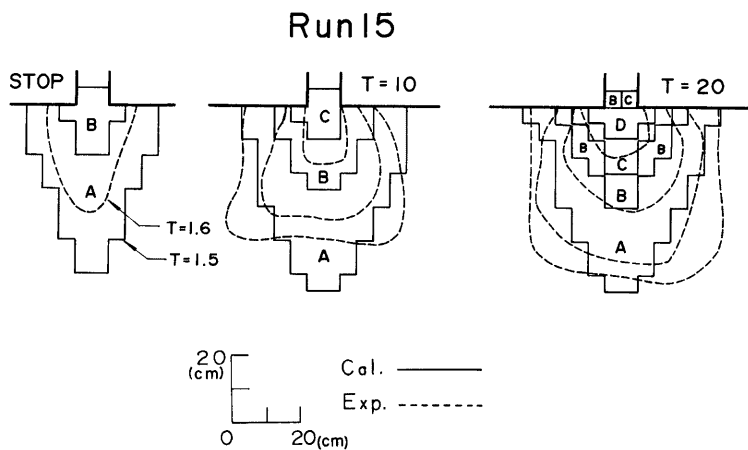


Fig. 14 Comparison between the shapes of the deposition in the experiment and in the calculation

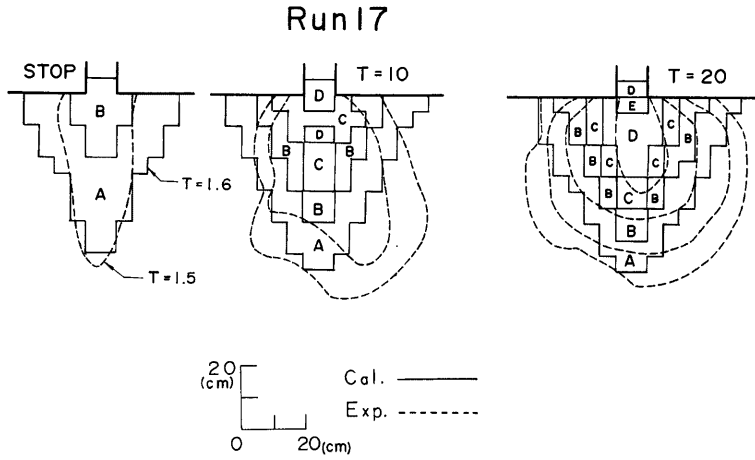


Fig. 15 Comparison between the shapes of the deposition in the experiment and in the calculation

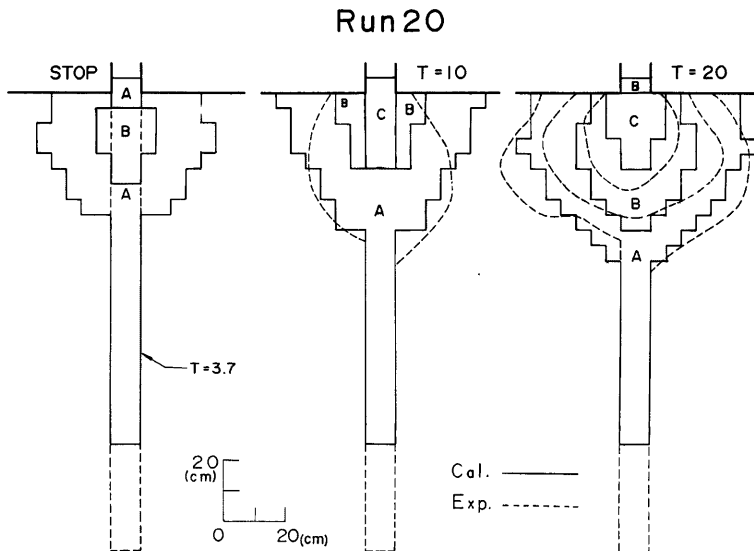


Fig. 16 Comparison between the shapes of the deposition in the experiment and in the calculation

Run 22

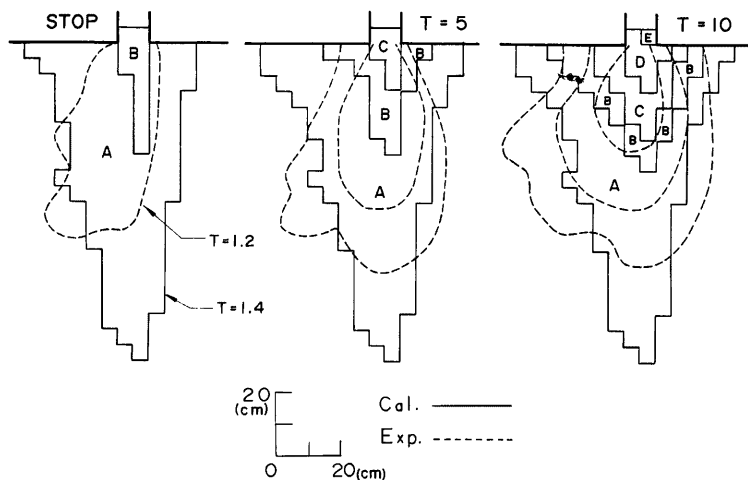


Fig. 17 Comparison between the shapes of the deposition in the experiment and in the calculation

の時間的な変化が求められることがわかる。とくに本法によれば複雑な地盤条件に対しても計算が可能である点など、応用範囲は極めて広いものと思われる。ただし、次のような問題点も残されている。まず、堆積場の縦断勾配が急なとき、実験では勾配変化点よりもやや下流側で堆積厚さ、幅ともに最大となるが、計算では勾配変化点で両者とも最大となっている。また、Fig. 17 のように、氾濫台が横断方向に傾斜をもっている場合、実験では先端が停止するまでに傾斜のついている方向へ曲って行くのに対して、計算では幾分傾斜方向に堆積が偏る傾向はあるものの先端は直線的に進む結果となっている。これらは、あるいは流路出口において土石流が高速で飛び出してくるにもかかわらず圧力が静水圧分布をしていると仮定していることや、非線形項を省略していることの影響であるとも考えられ、計算法についてさらに検討を要する点である。さらに、堆積厚が大きくなったとき、実際には底の方へ水が抜けていって土石流の濃度が高くなり、比較的短い距離内で堆積する場合があると予想されるが、そのような現象が計算式には考慮されていない点、本計算法では停止、堆積、遡上の3段階に区分して取り扱ったが、とくに堆積と遡上の過程に対しては物理的にややあいまいな仮定によって近似計算が行われている点、土石流先端部にはしばしば巨石が含まれているが、それが停止する場所は多分に偶然に支配される可能性があり、一旦それが停止すればそれ自身が障害物となって堆積形状を変化させる結果をまねくことも予想されるのにもかかわらず、そのような事態を考慮していない点なども今後の改良課題となろう。

5.2 実際の土石流への適用例

本シミュレーション法の実際の適用性を調べるために、昭和54年8月22日岐阜県上宝村栃尾の洞谷で発生した土石流を対象に計算を実行してみる。本土流による総流出土量は約70,000 m³であるが、現地での聞き取り調査や堆積構造の調査から、土砂流出は7時45分頃から8時30分頃までの約45分間にわたって6回に分れて発生したが、全流出土砂量の約60%は最初の約10分の間に生じた第3波までの土石流によって堆積し、残りの3波は流出形態も土砂流的であったことが明らかにされている¹²⁾。そこで、氾濫シミュレーションでは第1波から第3波までの10分間を対象とする。Fig. 18 は計算対象領域を示し、Fig. 19 に現地調

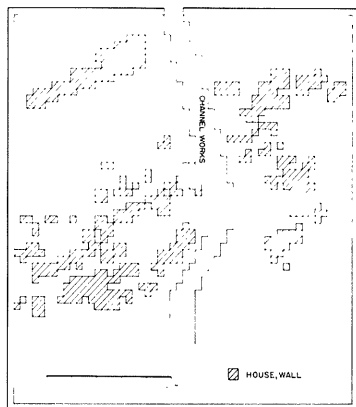


Fig. 18 The domain of calculation

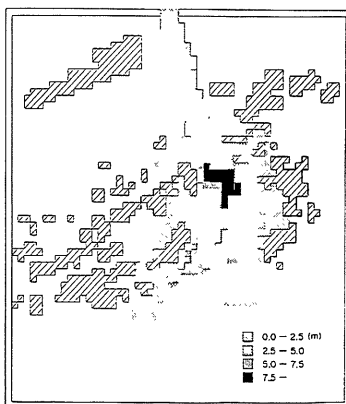


Fig. 19 Thickness of deposition on the cone of the Hora-dani after the 1979 debris flow

査データから得られた第3波までの堆積厚の分布を示している。**Fig. 19** より、流路工が彎曲する付近の土砂堆積量が多く、現地の証言が得られているように、流路工を埋めつくした土石流が彎曲地点付近から周辺に氾濫を始めたことがわかる。なお、流路工の勾配は彎曲地点から上流が約 10° 、下流は約 3° 程度である。

本シミュレーションにおいては、**Fig. 18** に示しているように、計算メッシュと斜交するような流路工が存在しており、その流路工内を流下する土石流についても計算をすることにした。そのため、流路工内の計算に際して次のような工夫が必要となった。すなわち、流路工が流下方向（ X 方向）に対して傾いているために、流路工自体は幅が一定であるにもかかわらず、**Fig. 20** の (a) に示したように、断面 I でずれを生ずることになり、このまま計算を行うと、この箇所で発散してしまう。これは、実際には **Fig. 20** の (b) に示すように、実際にはスムーズに流下していく流れが、計算においては流れの断面が急激に変化し、同じ断面で急縮部と急拡部が生ずるような形になっているためであると考えられる。このようなことを防ぐためには計算領域を決める際に、二次元の座標軸のどちらか一方を流路工に沿ってとればよいが、流路が彎曲している場合には避けることができない。そこで、ここでは **Fig. 20(a)** に斜線で示されているようなメッシュを流路工に含み、断面の変化の影響を緩衝する区間を断面 I と II の間に設けることによって発散を防いだ。また、土石流が活発に流動していると思われる流路工の上流部では、**Fig. 20(a)** に示されている流量フラックス N が大きな値を持つために、図の×印の点から流路工外へ溢流することがある。しかし、実際の流れではこのような断面の急変部は存在しないから、流れも比較的直線的であると思われる。実際にも、第3波までの土石流では上流の流路工からの溢流はほとんどなかったのである。そこで、今回の計算では上流から

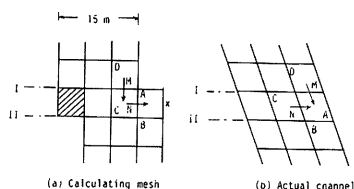


Fig. 20 Calculation mesh in an oblique channel

彎曲部付近までの間では溢流しないように流路工に沿って計算対象外メッシュ（高い壁や建物があるのと同じ取り扱い）を配置した。後出の計算結果において、上流部の流路工部分の堆積厚が大きくなっているのはこの影響であると思われる。

さらに、断面 I を通過する流量を考えると、実際には **Fig. 20(a)** に示すように、メッシュ A においても周辺のメッシュとほぼ同じ流量が流れていると思われるが、計算ではメッシュ A は窪んだ格好になっており、流下

方向の流量フラックス M が入ってこないことになる。そこで横断方向の流れを平滑化するプログラムを次のように考えた。

もし、 (I, J) メッシュが流路工内のメッシュであれば、流動深、流量フラックスともに、その周囲の $(I-1, J)$, $(I+1, J)$, $(I, J-1)$, $(I, J+1)$ の4つのメッシュの中で流路工内にあるものの値を用いて相加平均をとる。つまり、Fig. 20(a) でメッシュ A の流動深、流量フラックスは、A, B, C, D の4つのメッシュのそれぞれの値を用いて平滑化する。このようにすると横断方向にも流れが平均化され、安定な計算を行う。

実際に計算を進める場合に与える境界条件および土石流の特性値は、従来の検討結果⁴⁾を参考に、 $Q = 72.7 \text{ m}^3/\text{s}$, $V_a = 6.04 \text{ m/s}$, $C_{ds} = 35\%$, $\eta\rho = 1.25 \text{ g/cm}^3$, $\sigma = 2.65 \text{ g/cm}^3$, $d = 10 \text{ cm}$ とした。また、底面の条件については土石流が氾濫したのは流路工や県道上であったことを考察して滑面とした。メッシュ間隔は $DX = DY = 5 \text{ m}$, $DT = 1/100 \text{ s}$ とした。

以上のようにして氾濫シミュレーションを行った結果を Fig. 21(a)~(g) に示す。Fig. 21(a), (b) から、

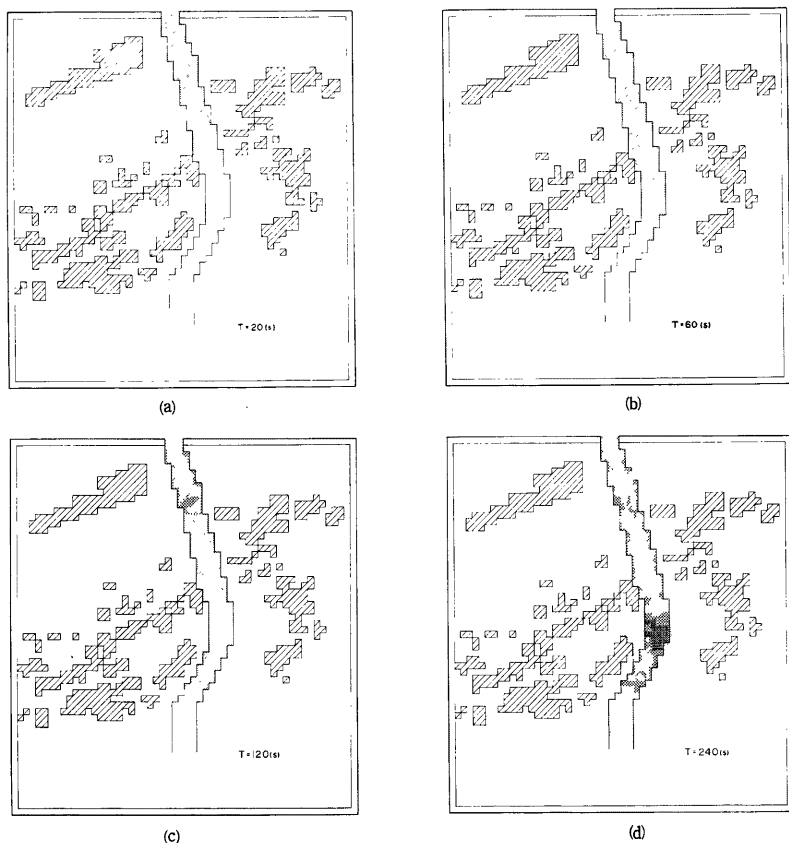


Fig. 21 Results of the numerical simulation of the Hora-dani debris flow. The legend should be referred to Fig. 19.

勾配の急な流路工内においても計算が可能であることがわかる。また、境界から 130 m の距離を20秒で流下しており、流速が約 6.5 m/s となるが、この値は計算の境界メッシュで与えた流速にほぼ等しい。このことは、境界から約 120 m 付近までは勾配が約 10° と急で土石流が依然として流動過程にあることを示すものである。**Fig. 21(b), (c)** からわかるように、その後の先端の進行速度が急激に減少しているのは、流路工の勾配が平均約 3° と緩くなっているためであり、流路工彎曲部付近で停止過程に移り、境界メッシュから 160 m 付近で土石流先端部は停止している。しかし、先端が停止した後も、土石流は先に生じた堆積物を乗り越えて流下しており、**Fig. 21(e)** では流路工を埋めつくした土石流が流路工彎曲部の県道橋付近から溢流し氾濫している。**Fig. 21(f)~(g)** では堆積範囲が周辺に拡大し、右岸の道路沿いに土石流が進行しているのがわかる。ここで、氾濫の時間変化について、数値シミュレーションと現地の証言から得られたデータを比較すると **Table 2** のようになり、よく一致している。また、溢流開始地点も両者ではほぼ一致しており、本計算法の妥当性の証左と言える。

ただし、**Fig. 21(f)~(g)** で横方向への部分的な突出が目立つ部分がある。これは、流路工が彎曲する部

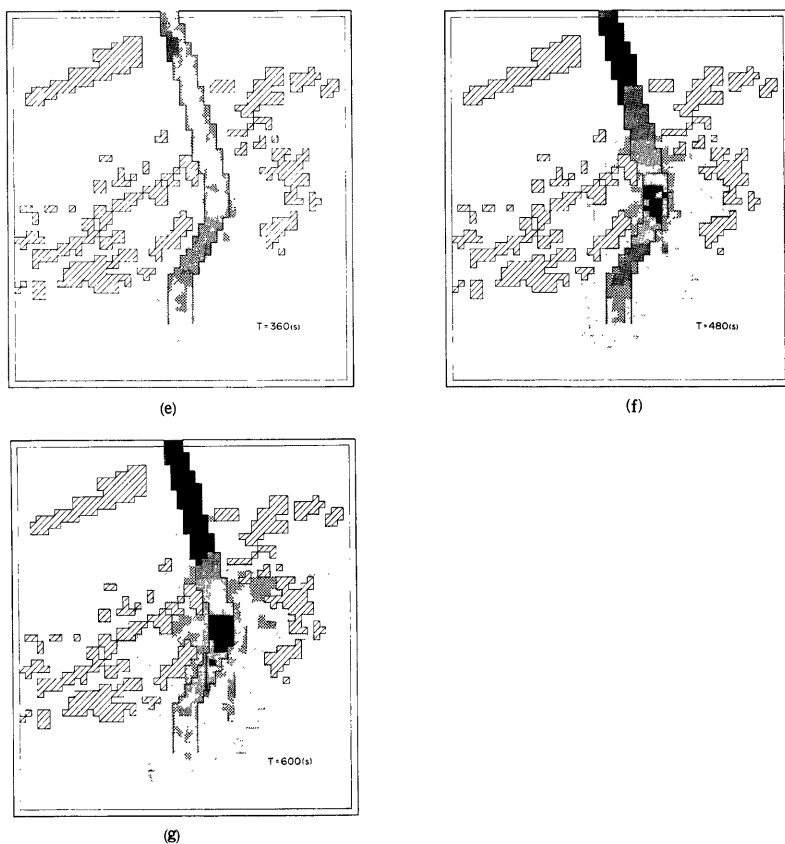


Fig. 21 Continued

Table 2 Comparison of the happening times of some typical phenomena in the simulation and in the actual data

	Simulation	Field data
Occurrence	7 : 45	7 : 45
Stopping	7 : 45 : 40	7 : 45 ~ 7 : 47 or 48
Flooding	7 : 47 : 40	7 : 47 or 48 ~ 7 : 50
Flow on the road	7 : 48 ~ 7 : 55	7 : 50 ~

分では流量フラックス $N_{i,j-1}$ が大きな値を持つが、越流する部分の流量フラックス $N_{i,j}$ を計算する際に、差分式中で $N_{i,j-1}$ を用いるために $N_{i,j}$ も大きな値となってしまう。ところが、越流部分の流動深 $h(I, J)$ は小さいために、この部分の流速が過大に評価される結果となるためである。これを解決するためには、一例として次のような方法も考えられよう。すなわち、流動深 $h(I, J-1)$ が流路工の深さ H_c を越えたとき、 $N_{i,j}$ は次式で求める。

$$N_{i,j} = \frac{h_{i,j-1} - H_c}{h_{i,j-1}} N_{i,j-1} \dots\dots\dots (21)$$

これは越流する流動深の全流動深に対する比を用いて溢流する流量 $N_{i,j}$ を求めるという考え方であるが、その妥当性についてはさらに検討を要する。

6. 結 論

本論文において、土石流氾濫の数値シミュレーションの方法を考察し、実験によってその適合性を確かめるとともに、実際の適用性のよいことについても例を挙げて説明した。得られた結果を要約すると以下のようである。

- 1) 土石流は停止の瞬間までは、土砂と水が一体となった連続流体のような挙動をしており、二次元流れの解析は抵抗項の違いを別にすれば、水流に対するものと同様に取扱うことができる。
- 2) 土石流氾濫解析が洪水氾濫解析と顕著に違う点は、土石流の場合、その堆積によって流動・堆積の地形条件が時々刻々に変化することであるが、その変化過程は、停止、堆積、遡上堆積の3段階に区分することができる。
- 3) 先端部の停止および堆積周縁部の拡がりに対する判定は当該メッシュでの流量フラックスが0になる条件で行うことができ、流路出口付近での堆積厚さの変化は流動厚さが上流の流路内のそれとほぼ等しいという条件から求めることができる。
- 4) 本シミュレーション法では、氾濫域の勾配が緩い場合の適合性が高いことが明らかになったが、勾配が比較的急な場合には、実際よりも流路出口で少し拡がり易い傾向が出ることがわかった。洪水氾濫の計算に際しても同様の傾向のあることがわかっているため、基礎方程式および差分計算法についてさらに検討を進める必要がある。
- 5) 本シミュレーション法を実際の土石流氾濫に対して適用したところ、十分の適用性を持っており、家屋の間の道路上を流下する様子など、かなりきめ細かい部分までの現象の再現性を持っていることがわかった。本手法が今後の土石流対策を考えていく上で有力な手段を提供するものであることが判明したが、まだ、計算テクニック上、細い点では改良点が残されており、さらに、堆積域での粒度分布特性の予知などさらに進んだ段階への適用を可能にするためには、モデルの改善を図っていく必要がある。

最後に、本研究の推進に際して、計算プログラムに関して中川一助手、実験に対して山路昭彦君の助力を得た。記して感謝の意を表する。

参 考 文 献

- 1) 武居有恒：確率論的手法による危険範囲の予測，「扇状地における洪水・土砂災害の発生とその防止軽減に関する研究」報告書，研究代表者芦田和男，自然災害特別研究研究成果，1982，pp. 82-91。
- 2) 今村遼平：杉田昌美：Random walk model による土砂堆積シミュレーションについて，新砂防，114，1980，pp. 17-26。
- 3) 高橋 保：土石流の停止・堆積機構に関する研究(2)―土石流扇状地の形成過程―，京都大学防災研究所年報，第23号，B-2，1980，pp. 443-456。
- 4) 高橋 保：洞谷土石流について，新砂防，118，1981，pp. 42-46。
- 5) 高橋 保：土石流の停止・堆積機構に関する研究(3)―土石流扇状地の二次侵食―，京都大学防災研究所年報，第25号，B-2，1982，pp. 327-348。
- 6) 高橋 保：土石流の力学的機構，水工学シリーズ80-A-1，土木学会水理委員会，1980，pp. A-1-1-A-1-17。
- 7) 高橋 保・吉田 等：土石流の停止・堆積機構に関する研究(1)―勾配急変による堆積―京都大学防災研究所年報，第22号，B-2，1979，pp. 315-328。
- 8) 奥田節夫：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，1973，pp. 53-69。
- 9) 高橋 保：八木秀樹：土石流における微細砂の役割，土木学会関西支部年次学術講演会講演概要，1983，pp. II-3-1-II-3-2。
- 10) 岩佐義朗・井上和也：水鳥雅文：氾濫水の水理の数値解析法，京都大学防災研究所年報，第23号，B-2，1980，pp. 305-317。
- 11) 高橋 保・中川 一：市街地における洪水氾濫水の挙動に関する研究，京都大学防災研究所年報，第26号，B-2，1983，pp. 245-259。
- 12) 建設省神通川水系砂防工事々務所・株式会社地域開発コンサルタント：8.22洞谷土石流被災区域調査および崩壊地調査報告書，1979，pp. 1-128。