

建設省土木研究所 ○北原一平

建設省土木研究所 矢沢昭夫

建設省土木研究所 水山高久

建設省土木研究所 原 義文

## 1. はじめに

山地の多い我が国では、長崎災害に見られるように、扇状地における土石流災害が大きな問題となっている。土石流災害を防止するためには、想定される土石流の氾濫区域を予測することが必要であり、また、保全対象を守るために、対策工を配置するうえにおいても、それらの施設が土石流に対しどのような効果を発揮するかを確かめる必要がある。そこで本研究では、開発中の土石流氾濫シミュレーションモデルによって以下のことを検討した。(1) 扇状地における土石流のモデル実験との比較による土石流氾濫区域の再現性の確認 (2) 土石流対策工の効果評価 (3) 計算の刻み時間についての検討 (4) 他のシミュレーションモデルとの比較 その結果、土石流氾濫区域の予測及び土石流対策施設の効果評価に対し、本シミュレーションは、実用上十分使用しうることを確認した。また、将来の砂防計画への応用も考えられる。

## 2. 計算モデル

x方向の運動方程式

y方向の運動方程式

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \beta \frac{\partial(M \cdot u)}{\partial x} + \beta \frac{\partial(M \cdot v)}{\partial y} = -g \cdot h \cdot \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{F_x}{\gamma} \quad (1) \quad \frac{\partial N}{\partial t} + \beta \frac{\partial(N \cdot u)}{\partial x} + \beta \frac{\partial(N \cdot v)}{\partial y} = -g \cdot h \cdot \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{F_y}{\gamma} \quad (2)$$

水の連続式

砂れきの連続式

$$\frac{\partial}{\partial t}((1-C_d) \cdot h) + (1-C_d) \cdot \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial \theta_x}{\partial x} + \frac{\partial \theta_y}{\partial y} = 0 \quad (3) \quad \frac{\partial}{\partial t}(C_d \cdot h) + C_{*} \cdot \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial \theta_{sx}}{\partial x} + \frac{\partial \theta_{sy}}{\partial y} = 0 \quad (4)$$

ここに、M：x方向の流量フラックス、N：y方向の流量フラックス、u：x方向の平均流速、v：y方向の摩擦抵抗力、 $C_d$ ：土石流に含まれる砂れきの容積濃度、h：流動深、 $C_x$ ：堆積層の砂れきの容積濃度、z：河床高、 $\theta_x$ 、 $\theta_y$ ：それぞれx及びy方向の水のみの単位幅当たりの流量、 $\theta_{sx}$ 、 $\theta_{sy}$ ：それぞれx及びy方向の砂れきのみの単位幅当たり流量（流砂量）

式(1)、(2)の摩擦抵抗力は、クーロン摩擦項に流体運動による摩擦項を付加して

$$F_x = (\sigma - \eta \rho) \cdot h \cdot g \cdot C_{dn} \cdot \cos \theta_x \cdot \tan \alpha + k \cdot \frac{D}{d} \cdot u^2 \quad (5) \quad F_y = (\sigma - \eta \rho) \cdot h \cdot g \cdot C_{dn} \cdot \cos \theta_y \cdot \tan \alpha + k \cdot \frac{D}{d} \cdot v^2 \quad (6)$$

とした。ここに、 $\sigma$ ：砂れきの密度、 $\eta \rho$ ：土石流中の微細砂の影響で増加する水のみかけの密度、 $C_{dn}$ ：土石流中で浮遊せず、クーロン摩擦に寄与する粒子の容積濃度、 $\theta_x$ 、 $\theta_y$ ：それぞれx及びy方向の堆積域の勾配、D：堆積域の粗度高さ、d：土石流の代表粒径、 $\alpha$ ：砂れきの衝突条件に基づく角度、k：流体抵抗に関する定数

(1)～(4)式をリーアフログ法により差分化し、解を求めた。

土砂濃度は、流送形態を勾配によって土石流と土砂流に区分し、次式によって算定した。

$$\text{土石流: } C_d = \frac{\tan \theta}{(\sigma/\rho - 1)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad (7) \quad \text{土砂流: } C_d = \frac{15.0 \cdot \tan^2 \theta / (\sigma/\rho - 1)}{1 + 15.0 \cdot \tan^2 \theta / (\sigma/\rho - 1)} \quad (8)$$

ここに、 $\theta$  : 砂れきの内部摩擦角である。式(7)と式(8)の領域区分は、

$$\tan \theta = \frac{C^*(\sigma - \rho)}{C^*(\sigma - \rho) + \rho(1 - \lambda^{-1})} \tan \phi \quad (9)$$

で与える。ここに、 $\lambda$  : 実験実数である。

メッシュ幅は、千分の一の地形図上で1cm (現地規模で10m)とした。

### 3、実験の概要

実験対象地は、長野県上高地の八右衛門沢扇状地である。模型の縮尺は、鉛直方向、水平方向ともに50分の1とし、実験上の諸量は、フルード相似則により決定した。実験ケースは、表1に示す

| ケースNo | 災害      | 施設                  |
|-------|---------|---------------------|
| 1     | 昭和50年災害 | 無施設                 |
| 2     | 昭和54年災害 | 床固工、鋼製スリット(一部)      |
| 3     | 計画      | 床固工、鋼製スリット、導流堤      |
| 4     | 計画      | 床固工、鋼製スリット、導流堤、河道掘削 |

表2 ケース1及びケース2の実験条件

| 支川別 | 流 量                               |                                | 土 砂 量                           |                                 | 実 験 時 間           |                      |
|-----|-----------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|-------------------|----------------------|
|     | 土石流                               | 後続流                            | 土石流                             | 後続流                             | 土石流               | 後続流                  |
| 右支川 | 17.3m <sup>3</sup> /S<br>(1.0g/S) | 17.3m <sup>3</sup> /S<br>(0.5) | 18,800m <sup>3</sup><br>(0.120) | 46,000m <sup>3</sup><br>(0.191) | 6分56秒<br>(45秒×2回) | 1時間15分4秒<br>(10分37秒) |
| 左支川 | 21.5<br>(1.2)                     | 6.5<br>(0.37)                  | 9,400<br>(0.060)                | 17,800<br>(0.071)               | 4分44秒<br>(40.2秒)  | 1時間15分4秒<br>(10分37秒) |

ように、昭和50年災害及び54年災害の再現実験と計画規模の土石流に対し、計画施設の効果を検討する実験を2通り行なった。各ケースの実験条件を表2, 3に示す。

表3 ケース3及びケース4の実験条件

| 支川別 | 流 量                               |                                | 土 砂 量                                  |                                 | 実 験 時 間              |                   |
|-----|-----------------------------------|--------------------------------|--|---------------------------------|----------------------|-------------------|
|     | 土石流                               | 後続流                            | 土石流                                    | 後続流                             | 土石流                  | 後続流               |
| 右支川 | 24.3m <sup>3</sup> /S<br>(1.4g/S) | 12.2m <sup>3</sup> /S<br>(0.7) | 25,000m <sup>3</sup> ×2回<br>(0.120×2回) | 25,500m <sup>3</sup><br>(0.120) | 5分18秒×2回<br>(45秒×2回) | 46分47秒<br>(6分37秒) |
| 左支川 | 30.3<br>(1.7)                     | 15.2<br>(0.85)                 | 12,500<br>(0.060)                      | 18,500<br>(0.090)               | 3分32秒<br>(30秒)       | 46分47秒<br>(6分37秒) |

注1. ( ) : 模型値

注2. 土砂量は空際込みの値で、模型値は空際を含まない値

### 4、土石流氾濫シミュレーションと実験の比較

ケース1 : 無施設状態で氾濫であり、土石流、後続流ともに土砂の堆積範囲、流水範囲をかなり正確に再現している。図1に後続流流下後の土砂堆積範囲を示す。数字は、シミュレーションによる計算値であり、実線は、実験における土砂の堆積範囲を、破線は、その中で土砂堆積深が2cm以上の範囲を示す。

ケース2 : 土石流、後続流の土砂堆積範囲は、計算の方が実験より小さめになった。流水範囲は、計算と実験がほとんど一致した。後続流流下後の土砂堆積範囲(図2)を見ると、実験では下流の保全対象付近における堆積厚2cm以上の範囲が無施設時(図1)に較べ小さくなっている。一方、計算では、下流において堆積の厚い部分が実験と必ずしも一致していない。しかし、無施設時(図1)に較べると下流の土砂堆積範囲が小さくなっており、施設効果が表われていると考えられる。

ケース3 : 土石流第1波と第2波については、計算と実験の対応は、あまり良くない。これは、扇頂部に設置された鋼製スリットダムの効果を計算では再現しえなかったためと考えられる。しかし、後続流流下後の土砂堆積範囲(図3)では、計算と実験は、上流部右岸側を除き良く一致している。施設効果としては、導流堤による導流作用が表われ、下流での土砂堆積範囲がケース1, 2に比べ小さく、河道が比較的安定している。

ケース4 : 土砂の堆積状況は、ケース3とほとんど同じであるが、河道掘削をしたため、第1と第2床固工の河道がより安定しており、その効果が表現されている。

### 5、土石流対策工の効果評価

八右衛門沢扇状地において、ケース1の流量、流砂量条件を用い、(1)無施設 (2)扇頂部に

砂防ダムを設置する (3) その砂防ダムの上流を掘削し、貯砂容量を大きくする (4) 扇状部に幅の広い床固工群を設置し、河床勾配を緩和する (1) - (4) の結果を図5-8に示す。保全対象は、下流の渠道、渠道橋及び帝国ホテルである。流出土砂量(92000m<sup>3</sup>)が大きく、砂防ダムだけでは貯砂容量を拡大した場合(12500m<sup>3</sup>)でもあまり土砂堆積範囲が変わっていない。それに対し、扇状部床固工群を設置した場合は、勾配の緩和によってかなりの土砂を堆積させ、下流の河道を安定させることが分かる。

#### 6. 計算の刻み時間の検討

土石流氾濫シミュレーションは、後続流を長く流す場合、大型計算機(本研究で使用したHITAC M-280 Hは、12MIPS)でも数十分を要し、コストとして数十万円がかかる。そのため、計算の刻み時間 $\Delta t$ を大きくできる限界を検討した。 $\Delta t$ を変えて計算を行ない、計算終了後における土石流流入点の流速、流動深、土砂堆積範囲、流水範囲等を調べた。その結果、

$$x/\Delta t < |u| + \sqrt{gh}$$

を満足する場合、流動深、 $|u| + \sqrt{gh}$ 、土砂堆積範囲、流水範囲がほぼ一定になることが分かった。ここに、 $\Delta x$ :メッシュ間隔、 $u$ :流速、 $g$ :重力加速度、 $h$ :流動深である。

#### 7. 他の手法との比較

今村らのRANDOM WALK MODELを基本に、土石流の停止堆積条件、後続流による土石流堆積物の侵食、一回の流出における土石流の首ふり等の条件を加えて、ケース7についてシミュレーションを行なった。土石流については、実験の土砂堆積範囲と一致し、後続流については、流水範囲と一致した。これは、土石流には停止条件があるのに対し、後続流にはないためである。しかし、洪水の氾濫範囲を予測するという意味では、十分使用しうると考えられる。

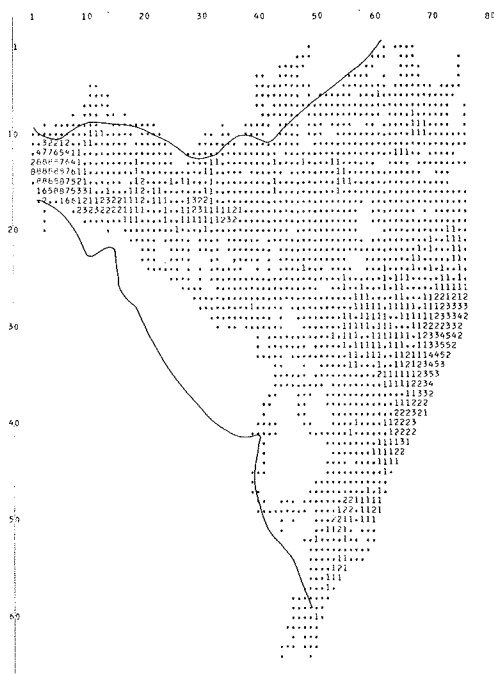


図9 RANDOM WALK MODELによる土砂堆積シミュレーション

#### 参考文献

- 1) 下東久巳、水山高久、井戸清雄: 土石流氾濫シミュレーション、昭和60年度砂防学会研究発表会概要集、P92-95
- 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号 昭和55年3月 P17-26

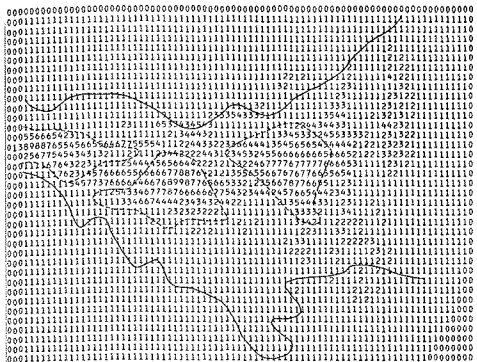


図1 ケース1の後続流下後の土砂堆積範囲

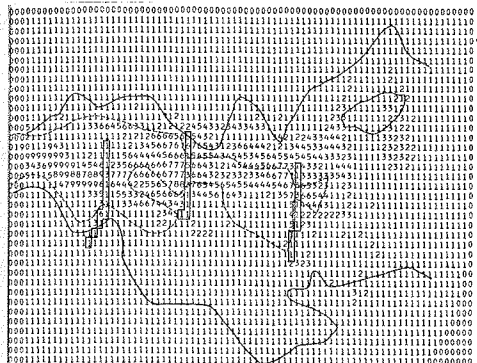


図2 ケース2の後続流下後の土砂堆積範囲

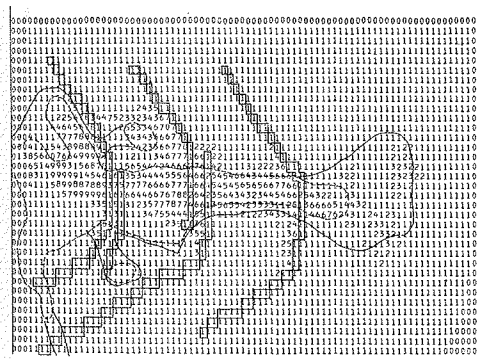


図3 ケース3の後続流下後の土砂堆積範囲

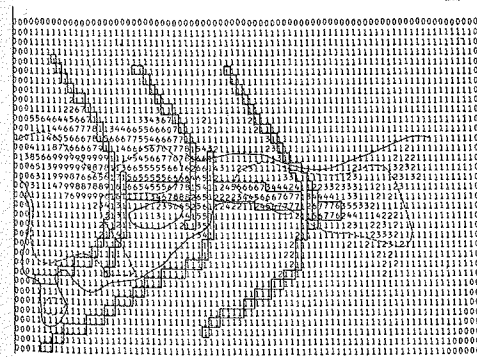


図4 ケース4の後続流下後の土砂堆積範囲

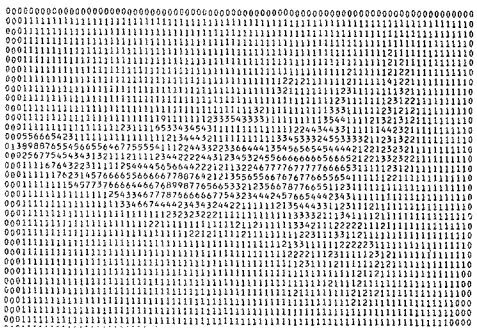


図5 無施設時における後続流下後の土砂堆積範囲

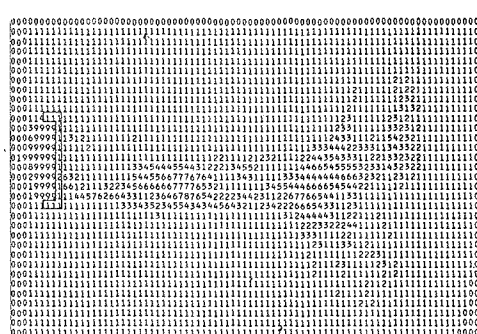


図6 砂防ダム設置時における後続流下後の土砂堆積範囲

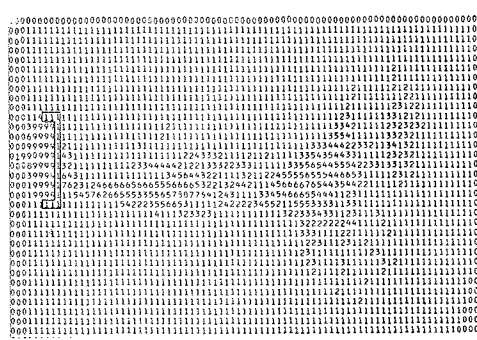


図7 砂防ダム(拡幅)設置時における後続流下後の土砂堆積範囲

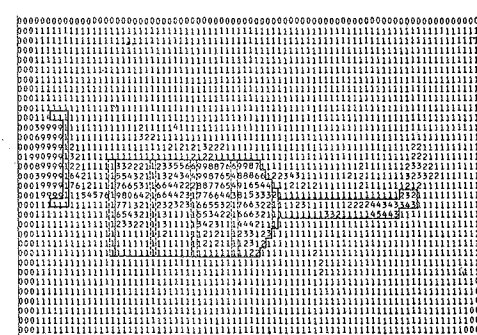


図8 床工設置時における後続流下後の土砂堆積範囲