

姫川支川蒲原沢土石流のシミュレーション

NUMERICAL SIMULATION OF DEBRIS FLOW AT THE GAMAHARAZAWA IN THE HIME RIVER BASIN

江頭進治¹・本田尚正²・宮本邦明³

Shinji EGASHIRA, Naomasa HONDA, Kuniaki MIYAMOTO

¹正会員 工博 立命館大学教授 理工学部土木工学科 (〒525-77 滋賀県草津市野路東 1-1-1)

²正会員 大阪府立工業高等専門学校講師 建設工学科 (〒572 大阪府寝屋川市幸町 26-12)

³正会員 工博 鳥取大学助教授 地域共同研究センター (〒680 鳥取県鳥取市湖山町南 4-101)

Running out process of debris in an actual basin is discussed, based on the results of field survey and numerical analysis. In Gamaharazawa river, a tributary of R. Hime, a hazardous debris flow which was triggered by a landslide took place in December 6, 1996. Field survey and numerical analysis are conducted in order to investigate debris flow processes such as occurrence, development, and so on. The numerical results show that the slid debris deposits along the reach and forms a debris flow due to water supply. The flow discharge increases rapidly by eroding the slid debris and original river-bed material.

Key Words : occurrence of debris flow, development of debris flow, sediment yield, debris flow deposition, sediment hazard, debris flow control

1. 緒言

新潟県と長野県の県境に位置する姫川左支川蒲原沢において、1996年12月6日午前10時30分頃、山腹斜面の崩壊に起因して大規模な土石流が発生した。この土石流は、溪流内の谷止工を次々に破壊しながら流下し、国道148号国界橋付近の姫川との合流地点付近で、前年7月に発生した豪雨災害関連の復旧工事に従事していた建設作業員14名の尊い人命を一瞬にして奪うという大惨事を引き起こした。

ところで、我が国では、地形条件や気象条件の厳しさから、毎年のように各地で山腹崩壊や土石流による土砂災害が頻発している。そのため、それらに関する現地調査や基礎研究も活発に行われ、それらの実態や物理機構についてはかなり明らかにされてきている^{1)~9)}。それらの成果はさまざまな形で土砂災害対策に活用されている。しかし、この蒲原沢土石流の場合には、向寒期に発生したこと、大量の水の供給なしで生じたことなど、解明すべき課題が少なくない。さらに、我が国においては、同様の災害が生じる条件を備えている所が多数存在することが推察されるため、今後、より有効な土砂災害対策を

推進するためには、このような土石流の実態の解明と基礎研究が不可欠である。

本研究では、1996年12月6日の蒲原沢における土石流に着目し、主として、数値シミュレーションに基づいて、その発生・発達・減衰過程について検討する。

2. 土石流の概要

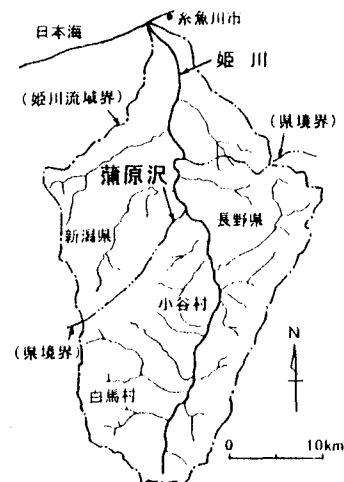


図-1 蒲原沢位置図

蒲原沢は新潟県と長野県の県境に位置し、流域面積 3.7km²(国界橋地点)、主流路延長約 4.2km、平均河床勾配 1/3.5 の急流河川である(図-1)。

蒲原沢周辺には標高 1,500m 以上の山々が連なり、姫川河床との高低差は 1,000m にも達する(図-2)。その傾斜面は地質的に不安定な地盤が多く、降雨や融雪による水の供給により、山腹崩壊や地すべりの危険性に常にさらされている。

蒲原沢は地形的には険しいV字谷を刻み、直線的に流下する急勾配の湍流であり、姫川合流点との近傍には扇状地が形成されており、過去における土砂流出の多さを示している。最近では、1995年7月豪雨によって、約 11 万 m³ の土砂が流出し、流域が荒廃したのは記憶に新しい。

今回の土石流は、標高 1,300m 付近の蒲原沢右岸側の山腹崩壊を発端として発生した。土石流発生前後の空中写真による判読結果¹⁰⁾によれば、崩壊土砂量は約 39,000m³、そのうち約 31,000m³が河道に到達し、土石流を形成して流下したとされている(図-2)。

崩壊土砂がどんなプロセスで土石流になったかについては、水収支や崩壊土砂の挙動に関する検討が必要であるが、崩壊面の勾配を摩擦角 $\tan\phi_s = 0.50$ として与え、水の飽和度を 0 とした宮本ら¹¹⁾の計算によれば、図-3 に示すように、崩壊地点とその下流約 1,200m の領域に堆積するという結果を得ている。この計算結果は、通常の砂礫 ($\tan\phi_s = 0.80 \sim 0.90$) が水で飽和しているとした場合の計算結果とほぼ同じ結果を与えることから考えて、崩壊土砂は一旦湍床に堆積した後、水の供給を受けて流動化し、土石流を形成した可能性が高いものと思われる。

流下過程において河道侵食が起こり、上流谷止工(図-2、崩壊発生地点より約 2,300m 下流)の上流部における土砂流出量は、約 63,000m³と見込まれている。このうち、約 15,000m³が砂防ダムに堆積し、流路工を通過した土砂量は約 48,000m³と推定されている。さらに、このうちの約 40,000m³が姫川本川へ流出したとみなされている¹⁰⁾。

蒲原沢と姫川との合流点付近に設置されていた雨量計による降雨量および降水量に関する山田ら¹¹⁾の解析結果によれば、12月5日午前0時から土石流発生時(6日10時30分頃)までの間に、38.5mmの降雨量と34.5mmの融雪があり、合わせて73.0mmの総降水量があったと推察される。そして、これらが土石流を発生させる水の供給源となったと考えられる。

土石流は数波にわたって発生しており、このうち第一波目の規模が最も大きく、上述の土砂流出の大部分は、この土石流によるものである。また、現地調査結果や報道機関のビデオ画像の解析結果¹²⁾を参考にすれば、土石流は直径数 cm ~ 10 数 cm の石礫と微細砂を主体とした泥水との混合物から構成されているものと考えられる。

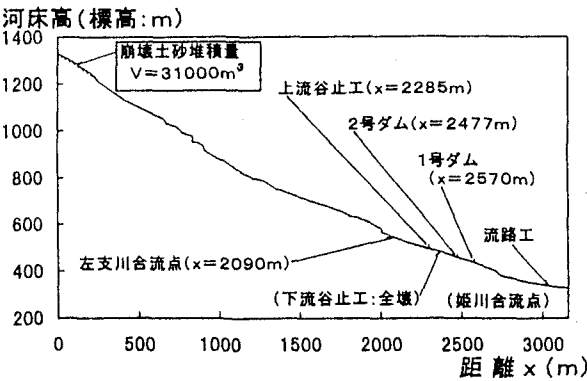


図-2 河床縦断形状

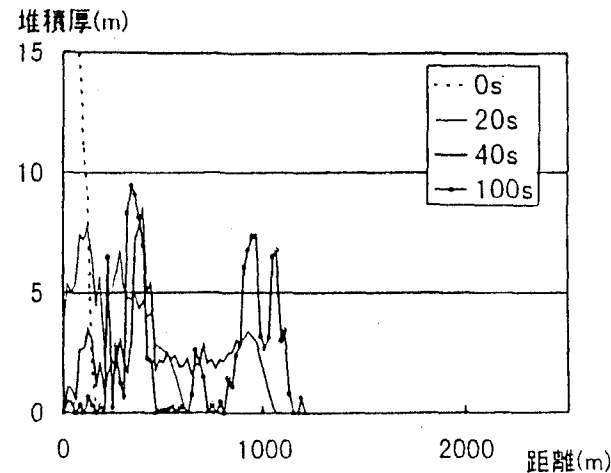


図-3 崩壊土砂の運動に関する解析の一例¹¹⁾

3. 支配方程式および計算条件

(1) 支配方程式

土石流の面的な挙動を議論する場合には二次元的な支配方程式が用いられ、河道に沿う議論で十分な場合には一次元支配方程式が用いられる。本研究では江頭・芦田ら^{6),9)}による一次元支配方程式を用いる。すると、土石流の質量保存則、運動保存則および河床位方程式は、それぞれ次式で与えられる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial Bvh}{\partial x} = \frac{E}{c_s} \quad (1)$$

$$\frac{\partial ch}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial cBvh}{\partial x} = E \quad (2)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} \\ &= g \sin\theta_x - \frac{1}{\rho_m} \frac{1}{h} \frac{\partial P}{\partial x} - \frac{vE}{c_s h} - \frac{\tau_b}{\rho_m h} \end{aligned} \quad (3)$$

$$\frac{\partial Z_b}{\partial t} = -\frac{E}{c_*} \cos \theta_x \quad (4)$$

$$\theta_x = \sin^{-1} \left(-\frac{\partial Z_b}{\partial x} \right) \quad (5)$$

$$\rho_m = (\sigma - \rho)c + \rho \quad (6)$$

ここに、 t は時間、 x は流れに沿う座標、 h は水深、 B は流動幅、 v は断面平均流速、 E は侵食速度であり、これが負の場合には堆積を示す。 c は土石流の砂礫粒子体積濃度、 c_* は砂礫の静止体積濃度、 θ_x は河床勾配、 g は重力加速度、 ρ_m は泥水と砂礫の混合物の密度、 σ は砂礫の密度、 ρ は泥水の密度、 P は全圧力、 τ_b は河床せん断力、 Z_b は河床高である。

上述の支配方程式による土石流の追跡の精度は、河床せん断力 τ_b と侵食速度 E がいかに与えられるかに大きく依存する。ここでは、次に示す江頭らの式^{6),9)}を用いることとする。

$$\tau_b = \tau_y + \rho f v^2 \quad (7)$$

$$\frac{E}{v} = c_* \tan(\theta_x - \theta_e) \quad (8)$$

ここに、

$$\tau_y = \frac{1}{1+\alpha} \rho (\sigma/\rho - 1) c g h \cos \theta_x \tan \phi_s \quad (9)$$

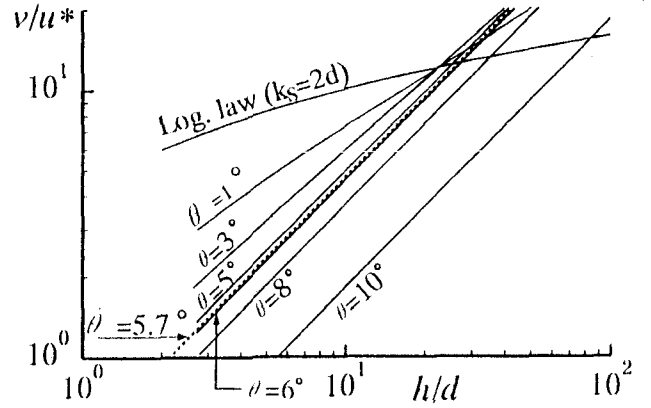
$$f = \frac{25}{4} \left\{ k_f \frac{(1-c)^{5/3}}{c^{2/3}} + k_g \frac{\sigma}{\rho} (1-e^2) c^{1/3} \right\} \left(\frac{h}{d} \right)^{-2} \quad (10)$$

$$\tan \theta_e = \frac{(\sigma/\rho - 1)c}{(\sigma/\rho - 1)c + 1} \tan \phi_s \quad (11)$$

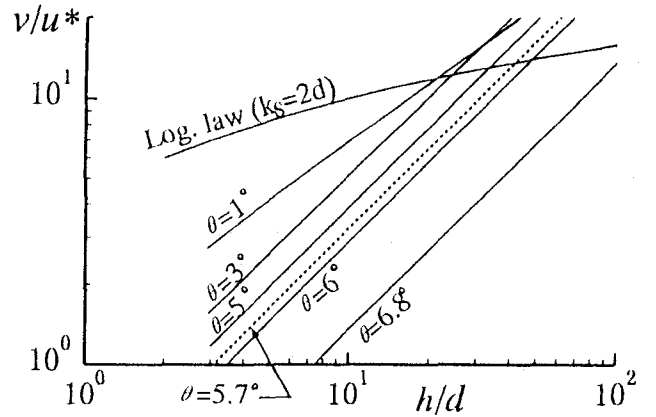
ここに、 θ_e は土石流の濃度 c に対する平衡河床勾配、 ϕ_s は砂礫の内部摩擦角、 e は砂礫の反発係数、 d は砂礫の代表粒径、 α 、 k_f 、 k_g は係数で、 $\alpha=0.25$ 、 $k_f=0.16$ 、 $k_g=0.0828$ である。

(2) 抵抗則の修正

上述の式(9)、(10)によれば、水深～粒径比 h/d が大きくなると流速係数 v/u_* ($u_* = \sqrt{gh \sin \theta_x}$) が過大になり、それは現実に合わなくなる。これは、同式が濃度一様の固定床を想定して導かれたものであって、数値シミュレーションを容易に行うために移動床へそのまま拡張するからである。江頭・宮本・伊藤の構成則⁹⁾を用いれば、流速分布と粒子濃度の



a) $\rho = 1.50 \text{ g/cm}^3$ (微細砂濃度 30%) の場合



b) $\rho = 1.83 \text{ g/cm}^3$ (微細砂濃度 50%) の場合

図-4 水深～粒径比と流速係数との関係

鉛直分布の連立解から流速係数が求められ、それは粒子濃度、粒子径および間隙水の密度の影響を強く受ける。図-4は、その結果の一例を示している。図の結果から推察されるように、蒲原沢土石流における微細砂濃度を30%～50%程度に見積もり、 v/u_* を厳密に算定すると、これが8を越えるような条件はほとんどない。そこで、これらのことを念頭に置いて、シミュレーションにおいては、式(9)、(10)をそのまま採用するが、 v/u_* の上限値を8とする。

(3) 計算条件

a) 計算対象区間

計算対象区間は、標高1,300m付近の崩壊発生地点から姫川合流地点までの約3,160mとする(図-2)。この区間の平均河床勾配は $\theta_x = 16^\circ$ 程度で、下流部

には谷止工（ダム高 $H=4.3\text{m}$ ，ただし，土石流による半壊後の残存部），2号砂防ダム（ $H=10.2\text{m}$ ），1号砂防ダム（ $H=9.3\text{m}$ ），流路工（流路幅 $B=20\text{m}$ ）が設置されている。なお，計算に用いる流動幅は， $1/25,000$ の地形図から読み取った谷幅および谷の実測横断面図¹⁰⁾をもとに推定した。

b) 崩壊土砂の河道堆積の初期条件

崩土の移動開始から土石流の発生・流動過程を連続して解析するためには，図-3の結果を河道堆積物の初期条件として与える方法も考えられる。しかし，ここではあいまいさを避けるため，次のように条件を設定する。

- ・崩壊による堆積土砂量 $V=31,000\text{m}^3$
- ・堆積形状 谷の縦断形状に平行に堆積，
 $H=11.0\text{m}$ ， $B=12.0\text{m}$ ， $L=250.0\text{m}$

c) 元河床の侵食条件

土石流に取り込まれる材料が元河床にどのように分布しているかは，この種のシミュレーションにおいて極めて重要である。ここでは，勾配が 22° を越える領域は岩盤になっているものとし，これよりも緩い領域の河床には厚さ 4.0m の河床材料が分布していると仮定し，限界侵食深を 4.0m とする。なお，左支川合流地点（図-2，崩壊発生地点より約 $2,100\text{m}$ 下流）から下流では，河床付近に岩盤の露出が見られることから，これより下流では土石流による河床侵食は起こらないものとする。

d) 計算上流端における水の供給条件

降雨および融雪量に関する山田ら¹¹⁾の解析結果や宇治橋¹¹⁾の解析に基づいて，降水量を 73.0mm/day とし，崩壊発生地点より上流の流域面積（ 0.7km^2 ），山地域の流出率（ 0.3 程度）から見積もると，上流端流量は $0.2\text{m}^3/\text{s}$ 程度となる。土石流による土砂流出が短時間のうちに終わることを念頭に置けば，水の供給は定常的であってもさしつかえないものと考えて，計算においては供給水量 $Q_{in}=0.2\text{m}^3/\text{s}$ を定常的に与え，そのときの土砂濃度は便宜上 5% とする。

e) 砂防ダム地点の計算条件

本計算では，砂防ダムの堆砂域が満砂状態となるまでは土砂（水と土砂の混合物）を堆積させ，満砂後には，ダム直下流地点において，ダムを通過した流量（水+土砂）に対応する等流水深を式(3)により与えた。

f) 物理定数および数値計算の条件

その他計算に用いた物理定数は，以下のとおりである。

- ・砂礫の密度 $\sigma = 2.65\text{g}/\text{cm}^3$
- ・泥水の密度 $\rho = 1.50\text{g}/\text{cm}^3$ （微細砂濃度 30% ）
- ・砂礫の内部摩擦角 $\phi_s = 33^\circ$
- ・堆積物の静止堆積濃度 $c_s = 0.50$
- ・堆積物の代表粒径 $d = 10.0\text{cm}$

数値計算は，leap-frog 法によって行った。差分スキームを図-5に示す。差分の条件は， $\Delta t = 0.02$ 秒， $\Delta x = 4.0\text{m}$ である。

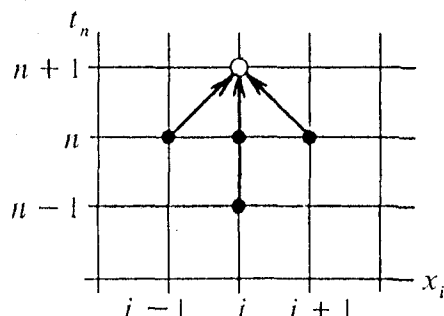


図-5 差分スキームの模式図

4. 計算結果および考察

(1) 土石流の発生・流動過程

図-6は，上流端を 0m とした距離 $x=600\text{m}$ ， $1,000\text{m}$ ， $1,400\text{m}$ ， $1,800\text{m}$ ， $2,200\text{m}$ ， $2,400\text{m}$ ， $2,520\text{m}$ ， $2,600\text{m}$ ， $2,800\text{m}$ ， $3,000\text{m}$ および $x=3,160\text{m}$ （下流端，姫川合流点）における流量（水+土砂）の時間変化を示し，図-7，図-8，図-9は，それぞれ流量の場合と同じ断面における水深，流速および土砂濃度（体積濃度）の時間変化を示している。これらの計算結果を参考にすれば，蒲原沢土石流の発生・流動過程は次のようである。

a) 上・中流部における土砂流出特性

標高 $1,300\text{m}$ 付近の河道内に一旦堆積した崩壊土砂は，水の供給を受けてほどなく流動化し，通水開始から 55 秒後には $x=600\text{m}$ 地点に到達して，ピーク流量約 $550\text{m}^3/\text{s}$ ，水深約 5.5m の土石流が形成されている（図-6，図-7）。

土石流は，河床侵食を伴いながら時間の経過とともに大規模化し， 95 秒後には $x=1,800\text{m}$ 地点において，ピーク流量約 $1,800\text{m}^3/\text{s}$ ，水深約 7.5m ，流速約 $27\text{m}/\text{s}$ にまで発達している（図-6，図-7，図-8）。なお，土砂濃度についてみると，全区間にわたって約 50% となっており，非常に高濃度の流れとなっていることがわかる（図-9）。

b) 下流部における土砂流出特性

左支川合流地点（ $x=2,090\text{m}$ ）より下流域では，谷止工および砂防ダムの調節効果によって，土石流の規模は著しく減じられている（図-6，図-7）。

図-6 および図-7において，谷止工上流の $x=2,200\text{m}$ 地点および1号ダム上流の $x=2,520\text{m}$ 地点では，流量および水深にふた山のピークがみられるが，これは，土石流はこれらのダムに捕捉されたが，すぐにダム堆砂域を満砂状態にし，ダムを越流して下流に流下したものと考えられる。

図-6において、 $x=2,200\text{m}$ 地点のひと山目のピーク流量の形状は、 $x=2,520\text{m}$ 地点に比べてシャープであり、空容量の小さい谷止工（ダム高 $H=4.3\text{m}$ ）が瞬時に満砂状態となったことを示している。なお、2号ダム上流の $x=2,400\text{m}$ 地点では同様の傾向がみられないのは、谷止工に比べて空容量が大きく（ダム高 $H=10.2\text{m}$ ）、1号ダムに比べて堆砂域の延長が長かったためと考えられる（図-2）。

これら3基の谷止工および砂防ダムは、合計約 $17,000\text{m}^3$ の土砂を堆積させ、その結果、流路工区間内の $x=3,000\text{m}$ 地点では、ピーク流量約 $550\text{m}^3/\text{s}$ 、水深約 2.2m 、流速約 16m/s まで減少している。さらに姫川合流地点の $x=3,160\text{m}$ 地点では、ピーク流量約 $450\text{m}^3/\text{s}$ 程度となっている（図-6、図-7）。しかし、土砂濃度は約 50% となっており、依然として高濃度の流れの状態を保っている（図-9）。

流路工の兩岸には、水深 $2.6\text{m}\sim 3.4\text{m}$ 程度の流下痕跡が残っており¹²⁾、土石流の流下時の跳ね上がりおよび流路工の湾曲による偏流の影響などを考慮すれば、計算水深はほぼ妥当であると考えられる。次に、流下痕跡と図-4を用いて、流路工区間におけるピーク流量 Q_p を推定してみる。いま、流路工の河床勾配を 5.7° 、流路幅を 20m 、ピーク時の水深を $2.0\sim 3.0\text{m}$ 程度とする。代表粒径 $d=10.0\text{cm}$ として、図-4を用いれば、

・ $\rho=1.50\text{g}/\text{cm}^3$ （微細砂濃度 30% ）の場合、

$$Q_p=500\sim 1050\text{m}^3/\text{s},$$

・ $\rho=1.83\text{g}/\text{cm}^3$ （微細砂濃度 50% ）の場合、

$$Q_p=360\sim 920\text{m}^3/\text{s},$$

となる。数値計算による結果（ $x=3,000\text{m}$ 地点、 $Q_p=\text{約 }550\text{m}^3/\text{s}$ ）は、これらの範囲内であり、計算結果の妥当性を示している。そして、このことは、流路工内では泥水による浮力の増大によって土砂が流れやすい状態にあり、流路工内の土砂堆積量が総土砂流出量に比して少量であったことを都合よく説明するものである。

(2) 土砂収支

土砂収支についてみると、谷止工上流の左支川合流地点（ $x=2,090\text{m}$ ）の通過土砂量は約 $76,000\text{m}^3$ であり、このうち河床侵食量は約 $45,000\text{m}^3$ である。これらの土砂のうち、谷止工および砂防ダムには、合計約 $17,000\text{m}^3$ が堆積し、流路工には約 $6,000\text{m}^3$ が堆積している。そして、姫川本川には約 $53,000\text{m}^3$ が流出している。

表-1は、土砂収支について、計算結果と前出の空中写真による判読結果を比較したものである。これによれば、河床侵食による土砂量に若干の差はあるものの、本計算結果は蒲原沢土石流の発生・流動過程をほぼ適切に再現しているものと評価される。

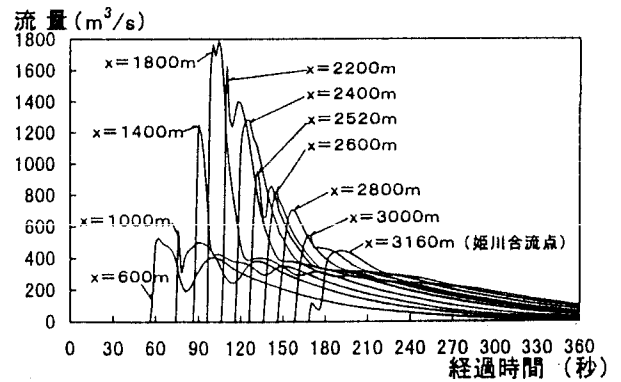


図-6 流量(水+土砂)の時間変化

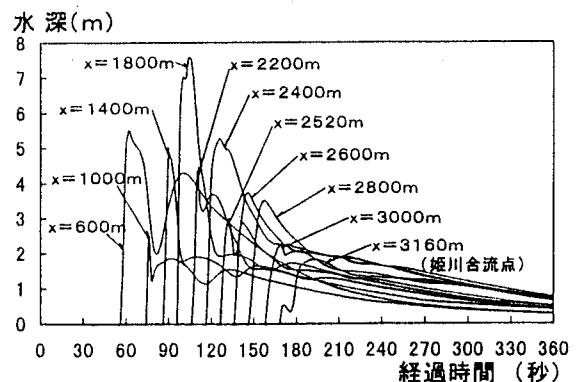


図-7 水深の時間変化

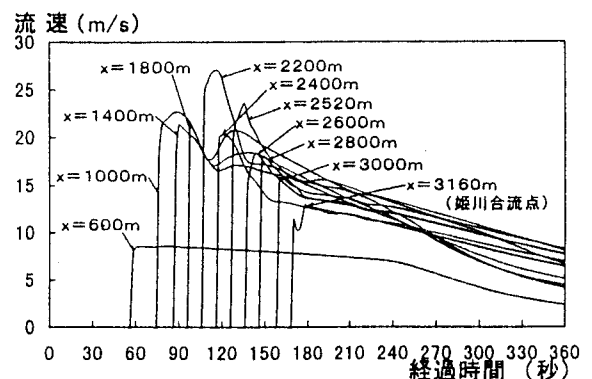


図-8 流速の時間変化

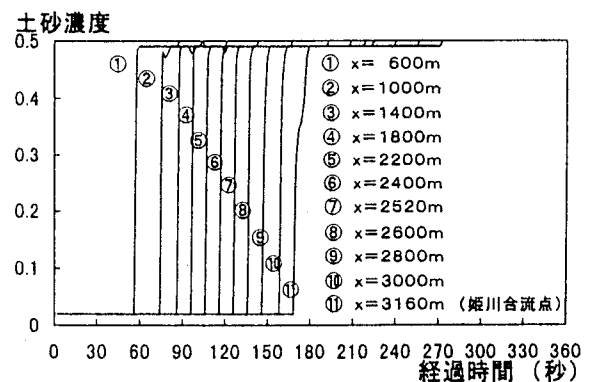


図-9 土砂濃度(体積濃度)の時間変化

表-1 土砂収支の比較

	数値計算結果	空中写真判読
崩壊土砂量	———	31,000 m ³
河床侵食量	45,000 m ³	32,000 m ³
ダム堆積量	17,000 m ³	15,000 m ³
流路工堆積量	6,000 m ³	8,000 m ³
姫川流出量	53,000 m ³	40,000 m ³

5. 結 語

本研究においては、蒲原沢土石流の数値計算を行い、その結果と若干の調査結果に基づいて、土石流の発生・流動過程における特性に関する検討を行った。その結果、いくつかの興味ある知見が得られた。それらを列挙すると次のとおりである。

1) 蒲原沢土石流の第一の特徴として、大量の水の供給なしで生じたことが挙げられるが、今回の解析結果によれば、土石流の発生源となる崩壊土砂が、少量の水の供給によって流動化し、土石流が形成されたことが示された。

2) 同じく第二の特徴は、土石流の引き金となった崩壊土砂が規模の大きな土石流となって流出したことである。これは、溪床・溪岸侵食によって土石流が発達したためと思われる。数値解析では、便宜上、河床侵食のみを考慮したが、シミュレーションにおいても、土石流の発達には河床侵食による土砂の取り込みが大きく寄与していることが示された。

3) 土石流は砂防ダムを満砂状態にし、ダムを越流して下流に流下するほどの規模を有していたが、数値計算の結果、計 3 基の砂防ダム群は、下流への流量軽減等、いずれのダムも土石流調節効果を発揮したことが確認された。

4) 土石流は石礫と微細砂を多量に含む泥水との混合物から構成されるものとして計算を行った。このような仮定の妥当性は、引き続き発生した土石流の画像解析によって得られたデータによって間接的に検証されているが、勾配の緩い流路工内への土砂の堆積が比較的少なかったことによっても裏付けられる。

一方、今後解明すべき重要な問題も残されている。まず、数値計算にあたって設定した数々の条件は、その多くが現地での詳細なデータが乏しい中での推定であり、数値解析の精度の向上を図るためには、さらに詳細な条件の設定とデータ解析が必要である。

とくに、河床の侵食条件は、溪床堆積物の深さをいかに設定するかにかかっているばかりでなく、堆積物中の巨石の存在にも依存するはずである。

謝 辞: 本研究は、一部(社)土木学会姫川支川蒲原沢土石流災害調査特別委員会の活動として行っているものである。各委員の皆様には、資料の提供ばかりでなく、種々御議論いただいている。また、京都大学防災研究所 里深好文氏には、溪床堆積物と土石流堆積物の粒度分布に関する資料をいただいた。立命館大学大学院学生 伊藤隆郭君には、数値処理等にご協力を願った。以上、記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 高橋 保: 土石流の発生と流動に関する研究, 京大防災研究所年報, 第 20 号 B-2, pp. 405-435, 1977.
- 2) 高橋 保: 土石流の停止・堆積機構に関する研究(3), 京大防災研究所年報, 第 25 号 B-2, pp. 327-348, 1982.
- 3) 椿東一郎・橋本晴行・末次忠司: 土石流における粒子間応力と流動特性, 土木学会論文報告集, 第 317 号, pp. 79-91, 1982.
- 4) 橋本晴行・椿東一郎・平野宗夫: 土砂の集合流動について, 第 30 回水理講演会論文集, pp. 235-240, 1986.
- 5) 高橋 保・中川 一・佐藤広章: 土石流および土砂流扇状地の形成に関する研究, 第 32 回水理講演会論文集, pp. 497-502, 1988.
- 6) 江頭進治・芦田和男・佐々木 浩: 土石流の流動機構, 水工学論文集, 第 32 巻, pp. 485-490, 1988.
- 7) 江頭進治・芦田和男・矢島 啓・高濱淳一郎: 土石流の構成則に関する研究, 京大防災研究所年報, 第 32 号 B-2, pp. 487-501, 1989.
- 8) 江頭進治・芦田和男・高濱淳一郎・田野中新: 連続体モデルに基づく流砂量式の誘導, 水工学論文集, 第 35 巻, pp. 441-446, 1991.
- 9) 江頭進治・宮本邦明・伊藤隆郭: 掃流砂量に関する力学的解釈, 水工学論文集, 第 41 巻, pp. 789-794, 1997.
- 10) (社) 砂防学会: 12. 6 蒲原沢土石流災害調査報告書, pp. 33, 1997.
- 11) (社) 土木学会: 姫川支川蒲原沢土石流災害と危機管理に関する調査研究—中間報告—, 1997.
- 12) 川上 浩: 1996 年長野県小谷村の土石流災害調査研究, 文部省科学研究費補助金研究成果報告書(課題番号 08300017), pp. 7-1 - 7-20, 1997.

(1997.9.30 受付)