

2003 年 7 月水俣市集川で発生した土石流の流動・氾濫シミュレーションについて

九州大学大学院工学部 学生員 ○高岡広樹 学生員 城戸正一郎
九州大学大学院工学研究院 正 員 橋本晴行 正 員 朴 琦臻
鹿児島工業高等専門学校 正 員 疋田 誠

1. はじめに

2003 年 7 月 20 日未明、熊本県水俣川流域において、局地的な集中豪雨により斜面崩壊が各地で発生し、大量の流木と土砂が土石流となって流下した。その結果、土砂の流出・堆積による河道閉塞、流木による橋梁の閉塞・氾濫が発生した。特に宝川内集地区では 20 日 4 時 20 分頃、崩壊・土石流により、死者 15 名を出す大きな災害となった。

この災害については、ハザードマップの作製や砂防ダムの施設整備など、ソフト、ハード両面からの対策が実施されつつあるが、その計画策定に当たっては、土石流による流路変動、土砂の流出・氾濫などの予測を正確に行う必要がある。

本研究の目的は、宝川内集地区の土石流について、その流動・氾濫シミュレーションを実施し、その流出規模と氾濫特性について検証を行い、そのシミュレーション手法を確立することである。

2. 流動・氾濫シミュレーション

計算対象流域を図-1 に示す。集川には 3 基の治山ダムが設置されていた。その最下流の治山ダムを境界にして、まず、その上流では 1 次元流路変動計算を行い、最下流の治山ダムにおける流量、流砂量を計算する。流路変動計算では流路の拡幅を考慮する。

次に、治山ダムから下流について、1 次元流路変動計算によって求めた流量、流砂量を境界条件として氾濫計算を行なう。

2.1 1 次元流路変動計算

計算区間は、上流端から最下流の治山ダムまでである。計算時間は崩壊発生より 3 分間である。崩壊土砂の流入については矩形波形で流入させるものとする。

1) 基礎式

流路を長方形で近似すると基礎式は次のようになる。

(運動方程式)

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial vQ}{\partial x} \cos \theta = -gh \cos \theta \left[\frac{\partial B(h + \cos \theta)}{\partial x} \right] - (B + 2h) \frac{v^2}{\phi^2} \quad (1)$$

(全相連続式)

(固相連続式)

$$\frac{\partial (Bh + Bz \cos \theta)}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} \cos \theta = q_{in} + h_i s \quad (2) \quad \frac{\partial (BCh + BC_* z \cos \theta)}{\partial t} + \frac{\partial (C_T Q)}{\partial x} \cos \theta = q_{sin} + C_* h_i s \quad (3)$$

また、水路実験より得られた以下の河床侵食速度式、側岸侵食速度式を用いる¹⁾。

(河床侵食速度式)

$C_{T\infty} > C_T$ のとき

$$\frac{\partial z}{\partial t} = -k_b (C_{T\infty} - C_T)^{0.6} \cdot v \quad (4)$$

$C_T > C_{T\infty}$ のとき

$$\frac{\partial z}{\partial t} = k_b (C_T - C_{T\infty})^{0.6} \cdot v \quad (5)$$

$$\frac{\partial B}{\partial t} = k_s \cdot v \quad (6)$$

ここに、 Q : 全流量、 h : 水深、 z : 河床高、 B : 流路幅、 C : 断面平均濃度、 C_T : 流砂濃度、 C_* : 最密充填濃度、 v : 流れの x 方向流速、 q_{in} 、 q_{sin} は側方からの流入流量、流砂量であり、斜面における流出解析の計算結果を用いる。 x 軸は上流端から水平にとった距離、 z は基準水平面から垂直上向きに測った河床高である。濃度分布は一様と仮定し、 $C = C_T$ としている。

また、 ϕ : 流速係数で $\phi = 3$ 、 k_b 、 k_s : 係数で、 $k_b = 0.02$ 、 $k_s = 0.01$ である。また、 $C_{T\infty}$ は平衡流砂濃度であり、 $C_{T\infty} = (Bq_s)/Q$ で表される。 q_s は単位幅あたりの平衡流砂量で、広範な流砂形態に適用可能な次式を用いる²⁾。

$$\frac{q_s}{\sqrt{s}gd^3} = 4.7\tau_*^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \frac{1}{(\alpha - I_f) \cos \theta} G \left(I_f, \frac{h}{d}, \frac{w_0}{u_*} \right) \quad (7) \quad G \left(I_f, \frac{h}{d}, \frac{w_0}{u_*} \right) = 1 + 0.1 \left(\ln \left(\frac{h}{d} \right) \right)^2 (I_f)^{-0.8} \exp \left\{ -2.5 \left(\frac{w_0}{u_*} \right)^{0.5} \right\} \quad (8)$$

ここに、 s : 粒子比重、 g : 重力加速度、 τ_* : 無次元掃流力、 I_f : エネルギー勾配、 w_0 : 粒子の沈降速度である。また、 $\alpha = 0.875$ である。河床材料は均一と仮定し、平均粒径 $d = 0.4\text{m}$ とした。計算では初期河床から 2 m 下に岩盤が存在するとし、それ以上河床低下は起こらないとした。

2) 初期・境界条件

初期条件は崩壊発生時刻における流量、水深の計算結果を用いる³⁾。初期の流路幅は 5 m とする。河床高は 2500 分の 1 の地形図より読み取った値を用いる。

上流端における境界条件は、それに接する斜面における流出量とする。また、水深 h は等流水深、流砂濃度 C_T は $C_T = 0$ とする。

3) 崩壊土砂の河道への流入

崩壊土砂の流入は斜面下流端において矩形の波形で与える。実測の流出土砂量 $V_s = 30500\text{ m}^3$ を用い⁴⁾、また流出土砂濃度 C_m を $C_m = 0.5$ と仮定すると流入流量 Q_0 は $Q_0 = V_s / (C_m T)$ と表される。ここに、 T は崩壊継続時間であるが、崩壊継続時間の評価

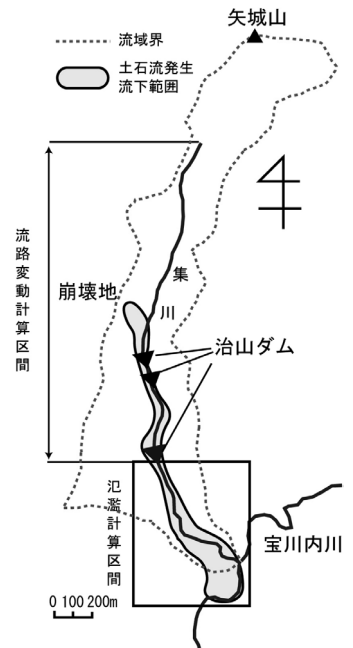


図-1 計算対象流域

(側岸侵食速度式)

は非常に困難である。例えば、高橋ら⁵⁾は姫川流域において、崩壊継続時間を30秒としている。そこで本研究では崩壊継続時間として $T = 30$ 秒、60秒の2つのケースについて調べる。

4) 計算結果

図-2は治山ダムにおける流量、流砂量の時間変化である。流量は崩壊発生から75秒後にピークに達し、その値は約3500 m³/sであることがわかる。紙面の都合上、図は省略するが、崩壊継続時間60秒としたケースでは、30秒としたケースに比べてピーク流量は小さくなる。

現地調査による断面の測定結果をもとに土石流のピーク流量の推定を行ったところ、著者らの研究⁶⁾では $Q_p = 6000$ m³/s、北園⁷⁾によると $Q_p = 1300 \sim 4700$ m³/sであった。計算結果のピーク流量は推定値に近い値であることが分かる。

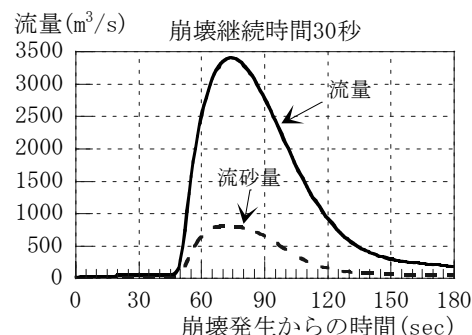


図-2 治山ダムにおける流量・流砂量の時間変化

2.2 土石流の氾濫計算⁸⁾

計算対象区間は治山ダムより下流 800m×550m の範囲であり、計算時間は崩壊発生から3分間である。

1) 基礎式

用いた基礎式は次のようになる。

(x方向運動方程式)

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial(UM)}{\partial x} + \frac{\partial(VM)}{\partial y} = -gh \frac{\partial(h+z)}{\partial x} - \frac{U\sqrt{U^2+V^2}}{\phi^2} \quad (9)$$

(y方向運動方程式)

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial(UN)}{\partial x} + \frac{\partial(VN)}{\partial y} = -gh \frac{\partial(h+z)}{\partial y} - \frac{V\sqrt{U^2+V^2}}{\phi^2} \quad (10)$$

(全相連続式)

(固相連続式)

$$\frac{\partial(h+z)}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (11) \quad C_* \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial C_T M}{\partial x} + \frac{\partial C_T N}{\partial y} = 0 \quad (12)$$

ここに M : x方向の単位幅当流量 ($M = Uh$)、 N : y方向の単位幅当流量 ($N = Vh$)とする。また、 h : 水深、 z : 地盤高、 U : x方向の断面平均流速、 V : y方向の断面平均流速、 ϕ : 流速係数 ($\phi = 3$)、 C_T : 流砂濃度である。

流砂濃度 C_T は $C_T = q_s / \sqrt{M^2 + N^2}$ で表される。 q_s は単位幅当りの流砂量であり、式(7)、(8)を用いる。河床材料は均一と仮定し、平均粒径 $d = 0.4$ mである。計算の空間格子間隔は $\Delta x = \Delta y = 25$ m、時間格子間隔は $\Delta t = 0.01$ secとする。

2) 初期・境界条件

初期条件はドライベッドとする。地盤高は2500分の1地形図より読み取った値を用いる。

境界条件は1次元流路変動計算によって求めた最下流の治山ダムにおける流量・流砂量の計算結果(図-2)を与える。

3) 計算結果

図-3は崩壊発生から3分後における水深を示す。土石流は崩壊発生から3分後には集川下流まで到達していることが分かる。また、右岸側の高台の地点にまで氾濫している。計算結果によると、この付近での最大水深は4 m程度である。左岸側にも流れは達しているものの右岸側と比べると、水深の値は小さい。

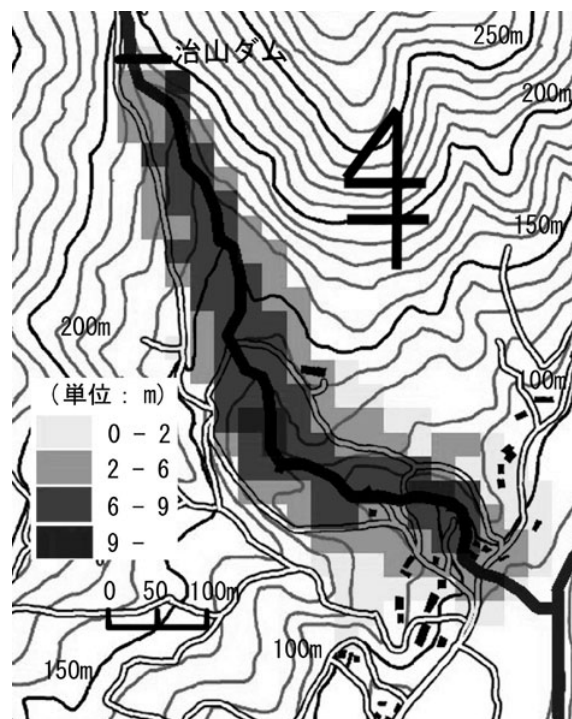


図-3 崩壊発生から3分後における水深の計算結果

3. おわりに

2003年7月に水俣市集川で発生した土石流を対象として土石流の流出・氾濫シミュレーションを行った。シミュレーションの結果、土石流は崩壊発生から3分後には下流域の集落に達し、高台の地域にまで氾濫したことが分かった。左岸側の高台では流れは達しているものの右岸側と比べ、水深の値は小さいことが分かった。

謝辞：本研究は、一部、文部科学省科学研究費補助金特別研究促進費「2003年7月九州豪雨災害に関する調査研究」(研究代表者九州大学 橋本晴行)の補助のもとに行われたものである。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) TAKAOKA, HASHIMOTO, Park and IKEMATSU: the Ninth International Symposium on River Sedimentation, 2004.
- 2) 橋本・朴・池松・田崎: 水工学論文集, 第47巻, 2003.
- 3) 橋本・朴・高岡・荒渡: 水工学論文集, 第47巻, 2003.
- 4) 北園・鈴木・荒牧: 2003年7月九州豪雨災害に関する調査研究-平成15年度科学研究費補助金研究成果報告書, 2004.
- 5) 高橋・中川・里深・鈴木: 河川技術に関する論文集, 第5巻, 1999.
- 6) 高岡・橋本・朴・池松・城戸・疋田: 第2回土砂災害に関するシンポジウム論文集, 2004.
- 7) 北園: 河川災害に関するシンポジウム, 2004.
- 8) 朴: 九州大学博士論文, 2004.