

2003年7月水俣市集川で発生した土石流のピーク流量の推定

九州大学大学院工学府 ○高岡広樹  
九州大学大学院工学研究院 橋本晴行・朴埜璨  
九州大学大学院工学府 城戸正一郎

1. はじめに

2003年7月20日未明、熊本県水俣市において、局地的な集中豪雨により河川の氾濫や斜面崩壊、土石流が市内各地で発生した。特に、水俣川流域の宝川内集地区では20日4時20分頃、続いて深川新屋敷地区では4時30分頃それぞれ崩壊・土石流が発生した。その結果、前者の集地区の集落では死者15名を、後者では4名の死者を出す大きな災害となった。

著者らは、宝川内集地区において、災害発生後の7月24日および8月1日に現地調査を行い、土石流の流下した流路に沿って写真撮影や流路横断面の簡易測量などを行った。さらに防災関係機関より災害資料を収集した。本研究は宝川内集地区で発生した土石流の特性、特にピーク流量について調べたものである。

2. 土石流の発生・流下・堆積状況

図-2は集川において土石流が流下した流路の平面図を示す。図中の灰色の部分には土石流の発生・流下した範囲である。No.1~9は、流路の横断面形状を測定した位置を示す。

図-3はNo.3, 4, 5, 7, 9における簡易測量により測定した流路の横断面図を示す。実線は災害後の横断面を、点線は2500分の1の地形図より求めた同じ測定場所における横断面図を示す。図中には水位の痕跡も示している。

崩壊は集川の右岸側で発生しており、災害後の調査では、まだ崩壊土砂と倒木が崩壊斜面に残留しているのが見られた。崩壊土砂は一部土砂を斜面や河道に堆積させながらも土石流化し、No.1~3の河道を一気に流下したものと考えられる。

その後、河道は湾曲区間(No.4~7地点)となり、右・左に湾曲しながらそれぞれ左・右岸側において比高13.6m, 13.3mも水位を上昇させている。土石流流下域では河床や側岸の侵食が顕著であることが分かる。特に上流付近では岩盤の露出も見られた。3基の治山堰堤(No.1, 2, 6)はいずれも破壊されていた。

下流端(O点)から約500mの区間は土砂堆積、特に巨礫の堆積が顕著であった。No.9付近では、大きいところで8m程度堆積しているのが分かる。

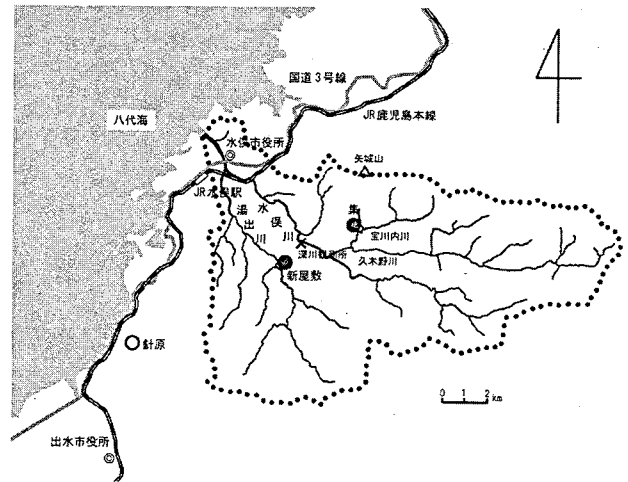


図-1 水俣川流域

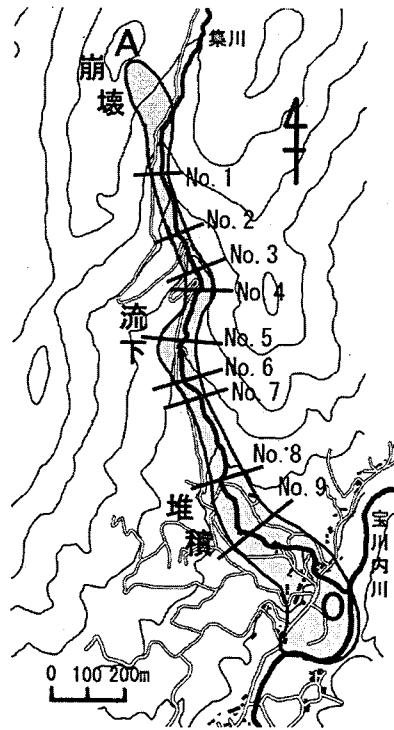


図-2 土石流の流下状況の平面図

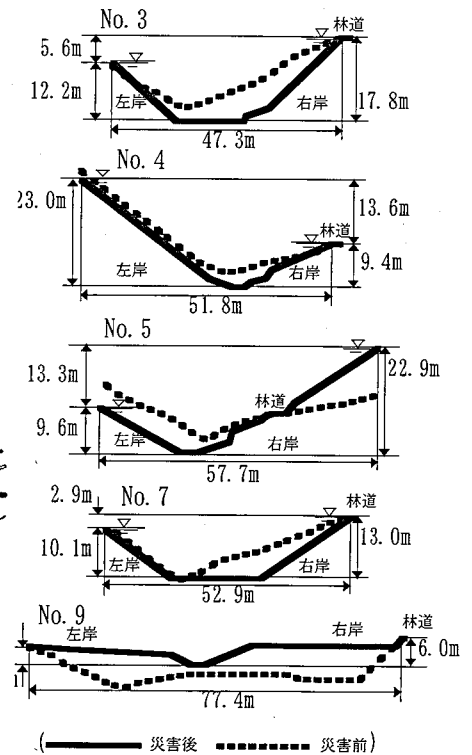


図-3 流路の横断面図

3. ピーク流量の推定

図-3の実測の痕跡水位を用いて、ピーク流量の推定を行った。ピーク流量の推定には流速係数を用いる方法や湾曲部の水位差を用いる方法などがある。以下にそれらについて述べる。

3.1 流速係数を用いる場合

等流と仮定し流速係数を用いて断面平均流速、ピーク流量を推定した。その際、流速係数 $v/u$ の値をどのように評価するかが問題となってくる。

橋本らは、土石流や泥流など非粘着性粒子の高濃度流の挙動を統一的に表すことのできる無次元量として $N_L \equiv L/d\sqrt{\rho_t/\sigma F(C)}$ を導入した<sup>1), 2), 3)</sup>。ここに、 $L$ :代表長さ、 $d$ :平均粒径である。また、 $\rho_t$ は流れの密度で、 $C$ :流下時の土砂濃度、 $\sigma$ :粒子の

密度,  $\rho$ : 清水の密度として,  $\rho_t = \sigma C + \rho(1-C)$  である. また  $F(C)$  は濃度の増加関数であり,  $c$ : 土砂の最密充填濃度として,  $F(C) = (C/c_*)^2 / (1-C/c_*)$  である.

流れの無次元量  $N_L$  が小さいと粒子間応力が卓越し典型的な砂礫型土石流となり,  $N_L$  が大きくなると乱流混合が卓越し泥流型土石流となることが知られている. 水路実験により求めた流速係数を無次元量  $N_L$  により整理したものが図-4 である<sup>2,3</sup>. ここで代表長さ  $L$  として水深  $h$  を用いた. 広範な条件下で行われた実験結果は, 単一の無次元量  $N_L$  によりうまく整理されているのが分かる. そこで,  $L$  として径深  $R$  の平均値  $R=7.8\text{m}$ ,  $\sigma/\rho=2.65$ ,  $c_*=0.7$  とし, 濃度  $C$  をパラメータとして無次元量  $N_R$  をプロットしたものが図-5 である. 代表粒径として  $d=0.2\sim 0.5\text{m}$  を採用すると,  $N_R=10\sim 50$  となり典型的な砂礫型土石流の領域にあることが分かる. その結果, 図-4 より流速係数は  $v/u_* = 2\sim 5$  となることが推測される.

以上の考察により, 流速係数  $v/u_* = 2\sim 5$  として流量を算定した結果が表-1 である. 精度上の問題はあがるが, No. 1 を除いて土石流の平均流速  $v=8\sim 23\text{m/s}$ , ピーク流量  $Q_p=4000\sim 12000\text{m}^3/\text{s}$ , 平均的に  $Q_p \approx 7000\text{m}^3/\text{s}$  と推定される. 紙面の都合上, 図は省略するが, 橋本らは現地観測に基づく流速係数と流量との関係を調べている<sup>4,5</sup>. 上で推測された流量  $Q_p=4000\sim 12000\text{m}^3/\text{s}$  を用いて流速係数を推測すると大略  $v/u_* = 3\sim 10$  となる. 図-4, 5 より得られた  $v/u_* = 2\sim 5$  の値はこの範囲内に入っており, 表-1 の推算流量はほぼ妥当な値と判断される.

### 3.2 湾曲部の水位差を用いる場合

土石流が湾曲部に流れ込むと左右岸で水位差を生じる. その水位差の最大値を次式で推定することが提案されている<sup>6,7</sup>.

$$\Delta h = \alpha \frac{v^2 b}{g r_c} \quad (1)$$

ここに,  $\alpha$ : 係数 ( $=1$ ),  $\Delta h$ : 水位差 (m),  $v$ : 平均流速 (m/s),  $b$ : 流路幅 (m),  $g$ : 重力加速度 ( $=9.8\text{m/s}^2$ ),  $r_c$ : 曲率半径 (m) である. ここで, 流路幅  $b$ , 水位差  $\Delta h$  は図-3 の結果を用いた. 空中写真より流路中央の曲率半径  $r_c$  を求めた. また, 式(1)を用いて平均流速  $v$ , ピーク流量  $Q_p$  を求めた結果を表-2 に示す. 土石流の流速は  $v=13.9\sim 15.0\text{m/s}$ ,  $Q_p=5100\sim 6200\text{m}^3/\text{s}$  と推定される. この推測値は表-1 の推測値と比較して大きくずれておらず, 概ね推測値は妥当な値と考えられる.

### 4. おわりに

2003年7月20日宝川内集地区で発生した土石流について現地調査を行い, 土石流が流下した流路の横断面図を測定した. さらに, この図を用いて, 高濃度流の挙動を規定する無次元量  $N_L \equiv L/d \sqrt{\rho_t / \sigma F(C)}$  を求めた. その結果, 集川の土石流は典型的な砂礫型土石流であったことが推定された. また, ピーク流量は  $Q_p=4000\sim 12000\text{m}^3/\text{s}$ , 平均的に  $Q_p \approx 7000\text{m}^3/\text{s}$  と推定された.

### 謝辞

本調査に際して, 国土交通省九州地方整備局, 熊本県砂防課, 同県防災消防課, 水保市役所には被害状況などの種々の災害資料を, 気象庁福岡管区気象台には降雨データをそれぞれ提供していただいた. 熊本大学工学部北園芳人教授には資料収集において多大の便宜を図っていただいた. また, 本研究は一部, 文部科学省科学研究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」(代表 九州大学 橋本晴行)の補助の下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) 橋本・平野, 水工学論文集, 第39巻, 1995.
- 2) Hashimoto and Hirano, Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment, Proceedings of First International Conference, ASCE, August 7-9, 1997.
- 3) 橋本, 第20回混相流シンポジウム講演論文集(招待講演), pp61-68, 2001.
- 4) 橋本・平野・Park, 第17回日本自然災害学会学術講演会, 1998.
- 5) Park・橋本・平野, 自然災害西部地区部会報・論文集, 23号, 1999.
- 6) 水山・上原, 土木技術資料, 23-5, 1981.
- 7) 芦田・高橋・新井, 京都大学防災研究所年報, 第24号B-2, 1981.

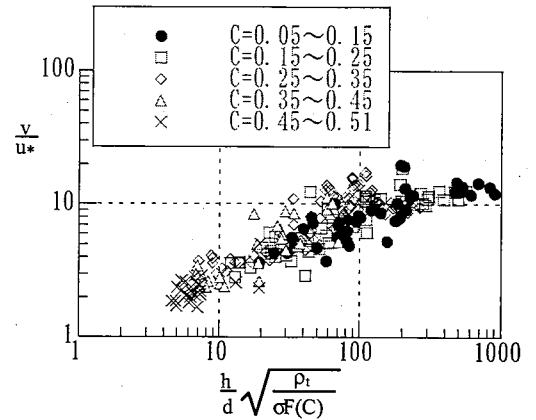


図-4 流速係数の水路実験結果<sup>2,3</sup>

$c_*=0.7$ ,  $\sigma/\rho=2.65$ ,  $R=7.8\text{m}$

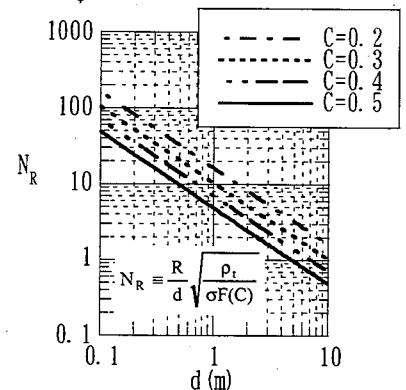


図-5 無次元量  $N_R$  と平均粒径  $d$  との関係

表-1 流路の横断面積とピーク流量

横断面	断面積 $A$ (m <sup>2</sup> )	勾配 $\theta$ (°)	潤辺 $s$ (m)	径深 $R$ (m)	流速係数 $v/u_*$	平均流速 $v$ (m/s)	ピーク流量 $Q_p$ (m <sup>3</sup> /s)
No. 1	309	14.0	52.8	5.9	2~5	7.4~18.6	2300~5800
No. 2	467	16.6	62.3	7.5	2~5	9.2~22.9	4300~11000
No. 3	465	14.0	59.3	7.8	2~5	8.6~21.6	4000~10000
No. 7	588	9.0	58.3	10.1	2~5	7.9~19.7	4600~12000

表-2 流下痕跡から推定した湾曲部の平均流速とピーク流量

横断面	曲率半径 $r_c$ (m)	流路幅 $b$ (m)	水位差			平均流速 $v$ (m/s)	ピーク流量 $Q_p$ (m <sup>3</sup> /s)
			痕跡高さ		$\Delta h$ (m)		
			左岸 (m)	右岸 (m)			
No. 4	75	51.8	23.0	9.4	13.6	13.9	5100
No. 5	100	57.7	9.6	22.9	13.3	15.0	6200