

# 2003年7月福岡県宇美川上流域で発生した崩壊型土石流の流出解析

RUNOFF ANALYSIS OF THE DEBRIS FLOWS IN THE UMI RIVER BASIN

ON JULY 19, 2003.

高岡広樹<sup>1</sup>・橋本晴行<sup>2</sup>・朴 埼璨<sup>2</sup>・江崎哲郎<sup>3</sup>

Hiroki TAKAOKA, Haruyuki HASHIMOTO, Kichan PARK and Tetsuro ESAKI

<sup>1</sup>九州大学 大学院工学府都市環境システム工学専攻 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

<sup>2</sup>九州大学 大学院工学研究院環境都市部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

<sup>3</sup>九州大学 大学院工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

## 1. はじめに

2003年7月19日の集中豪雨により、御笠川流域の太宰府市四王寺山系や宝満山系において多数の崩壊・土石流が発生し、三条原川では死者1名を出す事態となった。同じく、隣接した2級河川多々良川水系宇美川流域においても三郡山系において多数の崩壊が発生し(写真-1), 大量の流木と土砂が土石流となって下流に流下した。その結果、流域の宇美町、志免町、福岡市東区においては、流木による河道や橋梁の閉塞、河床上昇による氾濫が発生し、田畠や住宅街などの浸水被害が発生した。

従来、斜面崩壊による土砂流出については姫川流域を対象とした高橋ら<sup>1)</sup>の研究があるが、崩壊土砂の流出については十分明らかになっていない。

本研究は、宇美川流域の水害の原因となった上流域での崩壊・土石流に焦点を当て、斜面崩壊による土砂流出についてモデル化を行った。次いで崩壊により発生した土石流の再現計算を行い、土砂流出と河床変動について考察した。

## 2. 降雨と宇美川流域の災害概要

図-1は宇美川流域の概要を示している。宇美川は流域面積71.5km<sup>2</sup>、幹線流路延長20kmの2級河川である。源流を標高936mの三郡山に発し、糟屋郡宇美町、志免町、福岡市東区を通過して多々良川に合流している。

図-2は三郡山中継局および宇美町役場における降雨波形を示している。前者では18日21時~19日



写真-1 三郡山頂付近の崩壊状況  
(国際航業(株)撮影)

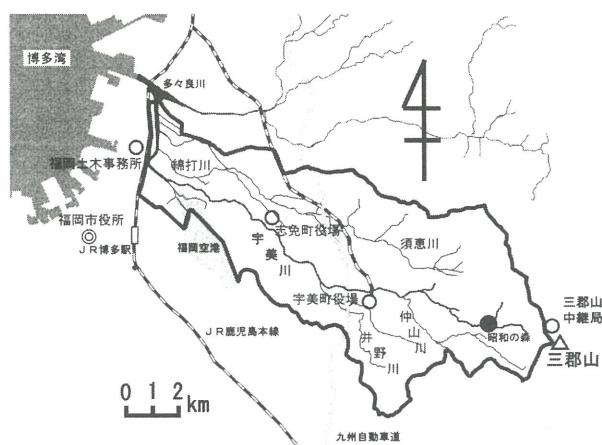


図-1 宇美川流域

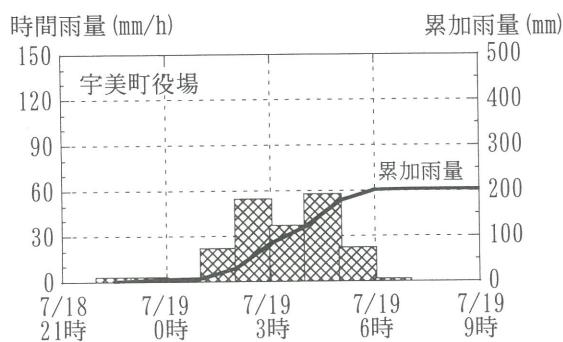
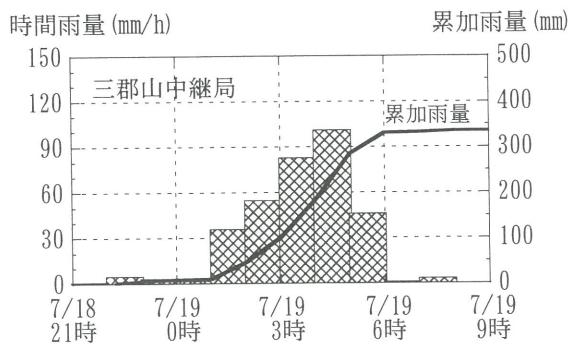


図-2 降雨の状況

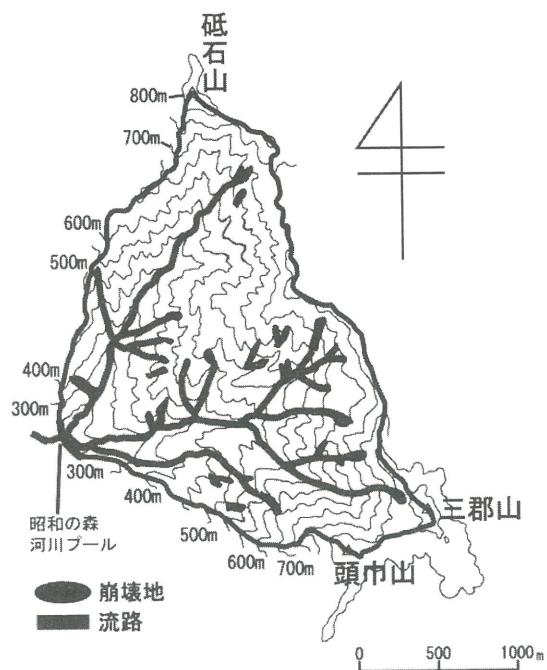


図-3 崩壊の分布と土石流の流下状況

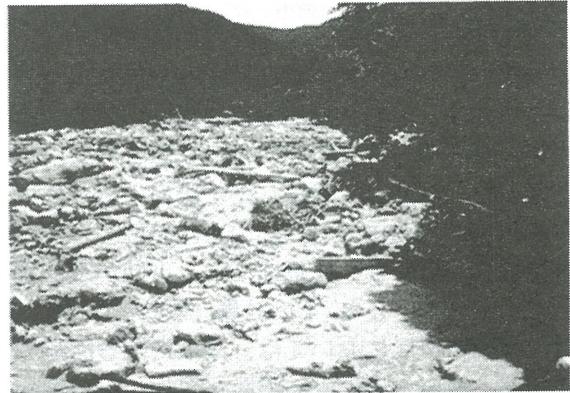


写真-2 昭和の森・河川プール付近での堆砂状況(犬塚斉氏撮影)

9時までの累加雨量 336mm, 19日 4時～5時に時間最大雨量 101mm を、後者では 18日 21時～19日 9時までの累加雨量 204mm, 19日 4時～5時に時間最大雨量 58mm をそれぞれ記録している。その結果、下流の宇美町障子岳地区では午前 4時頃「川からゴトン、ゴトンという音がした」、5時半頃には「道路を流木、土砂、水が氾濫していた」という。下流の志免町では、5時 10分頃瀬戸井堰付近で越流があり、5時 45分頃吉原新橋上流で堤防の損壊が発生した。

宇美川およびその支川の縦断勾配を調べた。三郡山頂付近では  $1/1.9$  (約  $27^\circ$ ) の勾配を示し、このような斜面で多くの崩壊が発生し、勾配  $1/4.6$  (約  $12^\circ$ ) の河道を土石流となって流下した。「昭和の森」付近では勾配は  $1/10$  (約  $6^\circ$ ) と急減しており、土砂堆積が顕著であった。それから下流の仲山川との合流点までの区間は勾配  $1/25$  (約  $2.8^\circ$ ) の扇状地の様相を呈している。仲山川との合流点付近は勾配

変化点となっている。それから下流の勾配については、宇美町では  $1/106$ 、志免町では  $1/420$ 、福岡市では  $1/730$  となっている。志免町では堆砂による河床上昇が著しく、大きい所では 1m ほど堆積していた。

### 3. 崩壊の状況

図-3 は宇美町昭和の森より上流における土石流が流下した流路の平面図を示している。図中の黒塗りは大規模な斜面崩壊の発生した場所を、灰色の部分は土石流の流下した範囲を示している。

斜面崩壊による土砂流出により土石流が発生し、昭和の森・河川プールに流れ込んでいる。河川プール付近では土砂の堆積が顕著であった(写真-2)。

## 4. 土石流の流出解析モデル

対象流域を斜面部と河道部とに分け(図-4), 斜面部では斜面を崩壊が発生した斜面とそうでない斜面とに分け, 斜面長  $L_s$ , 勾配  $\theta_s$  の一様な矩形斜面として取り扱い, kinematic wave 法を用いて雨水と土砂の流出計算を行った.

河道部では dynamic wave 法を用いて側方からの土砂と水の流入を伴う場合の 1 次元河床変動計算を行った.

宇美川流域を図-5 のように斜面部と河道部とに分割した. 今回の災害では下流域ではほとんど雨が降っていないため, 下流域の勾配の小さい斜面において kinematic wave 法を用いても計算結果にはほとんど影響ないと考えられる. 図中の矢印は斜面崩壊の発生場所を示す. 計算対象時間は 7 月 18 日 21 時から翌 19 日 9 時までである. 計算は斜面崩壊による土砂流出モデルの異なる Case A, B と土砂流出を考慮しない Case C の 3 ケース行った(表-1). 以下, 斜面部と河道部における流出計算法について述べる.

### (1) 斜面崩壊による土砂流出計算

航空写真や現地調査により崩壊発生場所の特定を行い, 崩壊斜面からのみある時間において土砂と水が河道へ流出するとした. 崩壊土砂の流出モデルとしては, 斜面侵食による土砂流出モデル (Case A) と, 上流端からの土砂供給モデル (Case B) の 2 ケースを仮定した. 各ケースの模式図を図-6 に示す.

#### a) 斜面侵食による土砂流出モデル<sup>2), 3), 4)</sup>

Case A では斜面崩壊による土砂が斜面に堆積し, 水の流出による斜面侵食によって急激に土砂が流出するとした(図-6(a)). 用いた基礎式を以下に示す.

水深を  $h$ , 斜面の高さを  $z$ , 泥水の単位幅当たりの流出流量を  $q_{in}$ , 有効雨量強度を  $r(t)$  とすると水と土砂を合わせた連続式は

$$\frac{\partial(z \cos \theta_s + h)}{\partial t} + \frac{\partial q_{in}}{\partial x} \cos \theta_s = r(t) \cos \theta_s \quad (1)$$

となる. ここに,  $x$  は上流端から水平に測った距離,  $z$  は基準水平面から垂直上向きに測った時の斜面の標高である.  $r(t)$  として上流域では三郡山中継局における雨量を, 中流域では宇美町役場, 志免町役場における雨量を, 下流域では福岡土木事務所における雨量をそれぞれ用いた(図-1 中○印).

運動方程式は擬等流として取り扱い

$$q_{in} = \frac{1}{n_s} \sqrt{\sin \theta_s} h^{5/3} \quad (2)$$

とする. ここに  $n_s$  はマニングの粗度係数で  $n_s=0.6$  とした.

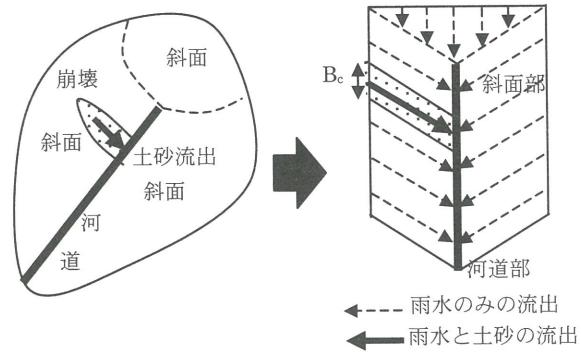


図-4 流出解析モデル



図-5 斜面部と河道部に分けられた宇美川流域

表-1 計算条件

崩壊土砂の流出モデル	
Case A	斜面侵食による土砂流出
Case B	斜面上流端からの土砂供給
Case C	雨水のみの流出

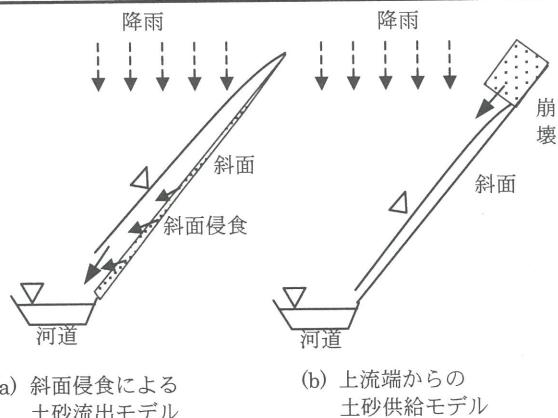


図-6 崩壊土砂の流出モデル

斜面における河床変動は, 土砂の連続式は用いず, 侵食速度式として次式を用いて解析した.

$$\frac{\partial z}{\partial t} = -k_c C_{in}^2 v \quad (3)$$

ここに,  $k_c$  は補正係数で  $k_c=0.0028$ ,  $v=q_{in}/h$  は断面平均流速,  $C_{in}$  は斜面からの流出土砂濃度である. 土砂流出はある時刻  $t_p$  から  $T_a$  の間のみ発生するとし,

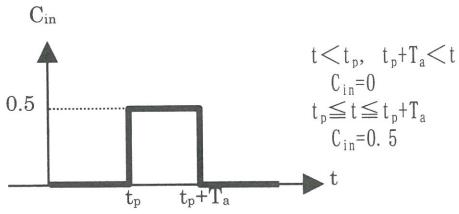


図-7 斜面侵食による土砂流出モデル

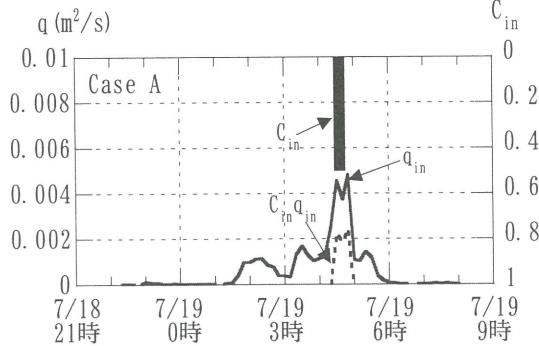


図-8 Case A における流出計算結果

その時の流出土砂濃度  $C_{in}=0.5$  とした。それ以外では土砂は流出しないとしている。すなわち、

$t < t_p, t_p + T_a < t$  の場合

$$C_{in}=0 \quad (\text{雨水のみの流出})$$

$t_p \leq t \leq t_p + T_a$  の場合

$$C_{in}=0.5 \quad (\text{雨水と土砂の流出})$$

である(図-7)。河道への斜面単位幅当たりの流出土砂量  $q_{sin}$  は  $q_{sin}=C_{in}q_{in}$  である。

ここに、 $t_p$  は雨量強度が最大となる時刻で近似した<sup>1)</sup>。 $T_a$  は土砂流出の継続時間で、実測の崩壊土量  $V_s$  がすべて河道へ流入したと仮定し、次式

$$V_s = \int_{t_p}^{t_p+T_a} B_c q_{sin} dt = \int_{t_p}^{t_p+T_a} B_c C_{in} q_{in} dt \quad (4)$$

を満たすよう崩壊斜面それぞれについて  $T_a$  を算出した。 $T_a=15$  分～37 分である。 $B_c$  は崩壊土砂が河道へ流出する幅である。Case A の斜面下流端における流出計算結果を図-8 に示す。

### b) 斜面上流端からの土砂供給モデル

Case B では崩壊土砂が一定流量で斜面上流端から流入するとした(図-6(b))。すなわち、斜面上流端において、雨量強度が最大となる時刻から  $T_b$  間だけ流量  $Q_0$ 、濃度  $C_T=0.5$  の矩形波形で流入するとした。従って斜面上流端  $x=0$  で境界条件として

$t < t_p, t_p + T_b < t$  の場合

$$q_{in}=0$$

$t_p \leq t \leq t_p + T_b$  の場合

$$q_{in}=Q_0/B_c, C_T=0.5$$

を与えた(図-9)。ここで、 $T_b$  は2分とした。また、実測の崩壊土砂  $V_s$  の 70% が流出したと仮定し、

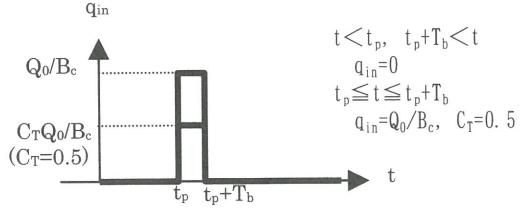


図-9 斜面上流端からの土砂供給モデル

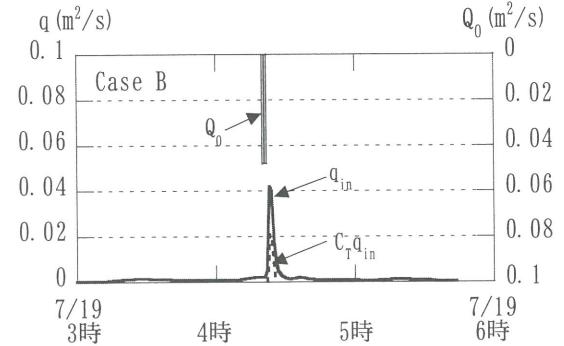


図-10 Case B における流出計算結果

$V_s=1/0.7C_T Q_0 T_b$  となるよう斜面毎に  $Q_0$  を算出した。 $Q_0=2.5 \sim 145 \text{ m}^3/\text{s}$  である。土砂流出は斜面上流端で与えた波形の先頭が下流端に到達してから  $T_b$  間であり、 $q_{sin}=C_T q_{in}$  ( $C_T=0.5$ ) である。用いた基礎式は式(1), (2)であり、河床変動は無視し、 $z=\text{const}$  とした。Case B の斜面下流端における流出計算結果を図-10 に示す。

### (2) 崩壊斜面以外における流出計算

崩壊斜面以外では土砂の流出は考慮せず、雨水のみの流出とした。用いた基礎式は式(1), (2)であり、式(1)中の  $z$  は  $z=\text{const}$  としている。また、Case C では斜面崩壊が発生していないと仮定し、すべての斜面において雨水のみの流出とした。

### (3) 河道部における河床変動計算

運動方程式、全相連続式、固相連続式はそれぞれ以下のようになる。

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial v Q}{\partial x} \cos \theta = -g B h \cos \theta \left[ \frac{\partial(h \cos \theta + z)}{\partial x} \right] - (B + 2h) \frac{v^2}{\varphi^2} \quad (5)$$

$$B \frac{\partial(h + z \cos \theta)}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} \cos \theta = q_{in} \quad (6)$$

$$B \frac{\partial(C_* z \cos \theta)}{\partial t} + \frac{\partial Q_s}{\partial x} \cos \theta = q_{sin} \quad (7)$$

ここに、 $Q$ ：全流量、 $h$ ：水深、 $z$ ：河床高、 $B$ ：流路幅、 $C_*$ ：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、各斜面における流出計算結果を用いた。また、 $x$  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

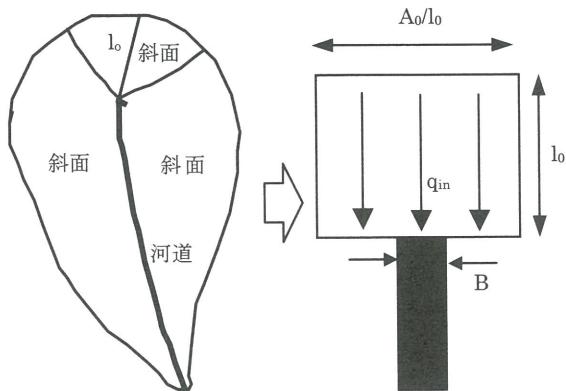


図-11 河道部上流端での模式図

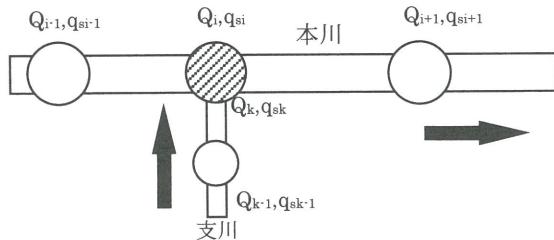


図-12 支川が本川に合流する模式図

上向きに測った河床高である。初期条件はドライベッドとした。上流端における境界条件は図-11 のようにそれに接する斜面からの流出量とし、水深  $h$  は等流水深、河床勾配は初期河床勾配を一定として与えた。すなわち

$$Q_{x=0} = A_0 / l_0 \cdot q_{in} \quad (8)$$

$$h_{x=0} = \left( \frac{Q}{\varphi B \sqrt{g \sin \theta_0}} \right)^{2/3} \quad (9)$$

$$\left. \frac{\partial z}{\partial x} \right|_{x=0} = \text{const} \quad (10)$$

ここに  $A_0$  : 上流端に接する斜面の面積、  $l_0$  :  $A_0$  の斜面長である。

合流点での計算は、まず支川下流端における流量  $Q_k$ 、流砂量  $Q_{sk}$  を計算し、本川の合流点に側方流入として与える（図-12）。すなわち合流点では全相連続式、固相連続式は

$$B \frac{\partial(h + z \cos \theta)}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} \cos \theta = q_{in} + \frac{Q_k}{\Delta x} \quad (11)$$

$$B \frac{\partial(C_s z \cos \theta)}{\partial t} + \frac{\partial Q_s}{\partial x} \cos \theta = q_{sin} + \frac{Q_{sk}}{\Delta x} \quad (12)$$

となる。ここで、 $\Delta x$  は空間格子間隔である。

流路幅は、現地調査から得られた実測値がある場合は実測値を用い、実測値がない場合は実測値から補間した値を用いた。

流砂量式としては、広範な流砂形態に適用可能な次式

$$\frac{Q_s}{\sqrt{s g d^3}} = B \frac{\bar{u}_d}{u_*} \tau_*^{3/2} \left( 1 - \frac{\tau_{sc}}{\tau_*} \right) \frac{1}{(\alpha - I_f) \cos \theta} G \left( I_f, \frac{h}{d}, \frac{w_0}{u_*} \right) \quad (13)$$

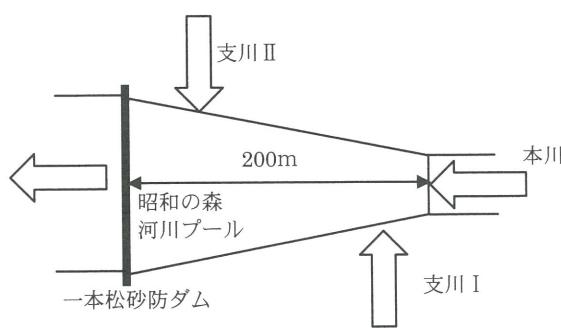


図-13 昭和の森・河川プールの模式図

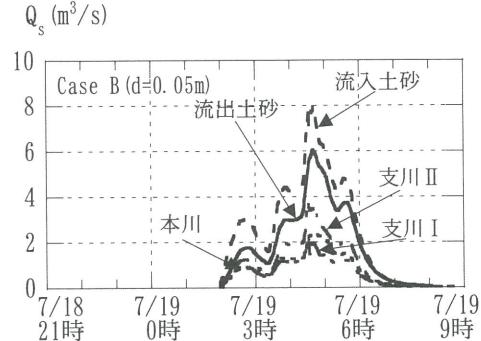
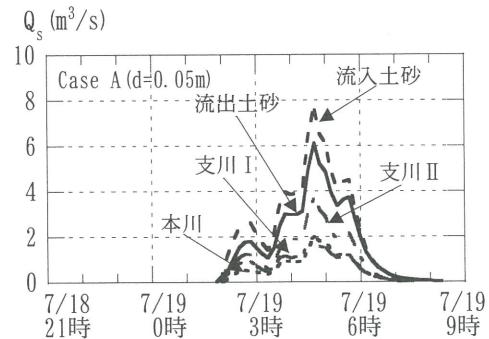


図-14 昭和の森・河川プールに  
流入・流出する流砂量の時間変化

$$G \left( I_f, \frac{h}{d}, \frac{w_0}{u_*} \right) = 1 + 0.1 \left( \ln \left( \frac{h}{d} \right) \right)^2 (I_f)^{-0.8} \exp \left\{ -2.5 \left( \frac{w_0}{u_*} \right)^{0.5} \right\} \quad (14)$$

を用いた<sup>5)</sup>。ここに、 $s$  : 粒子比重、 $g$  : 重力加速度、 $\tau_*$  : 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、 $\alpha = 0.875$ 、 $\bar{u}_d/u_* = 4.7$  である。

河道部での計算では堆積層厚を考慮し、初期河床から 2m 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。また、河床材料の平均粒径  $d = 0.05m$  とした。

## 5. 計算結果

現地調査によると一本松砂防ダムから上流 200m の広い範囲に渡って堆砂が確認されている。昭和の森・河川プールでは図-13 のように、本川および 2 つの支川から土砂が流入している。下流には一本松砂防ダムがあり、そこから土砂が流出する。

表-2 土砂収支計算結果

	流入土砂量( $m^3$ )			流出土砂量 ( $m^3$ )	堆砂量 ( $m^3$ )
	本川	支川Ⅰ	支川Ⅱ		
Case A	1.4万	1.6万	2.8万	4.3万	1.5万
Case B	1.8万	1.6万	2.8万	4.3万	1.9万
Case C	1.1万	1.6万	2.8万	4.1万	1.4万

図-14はCase A, Bにおける本川と支川から河川プールへ流入する流砂量および一本松砂防ダムから流出する流砂量の時間変化を示す。雨量のピークは19日4時20分～30分であり、これに対応して20分後の4時40分に流砂量のピークとなっている。

表-2は昭和の森・河川プールにおける土砂収支の計算結果を示す。流入土砂量はCase Aでは5.8万 $m^3$ , Case Bでは6.2万 $m^3$ , Case Cでは5.5万 $m^3$ であり、流出土砂量はCase Aでは4.3万 $m^3$ , Case Bでは4.3万 $m^3$ , Case Cでは4.1万 $m^3$ となった。従って、Case Aでは1.5万 $m^3$ , Case Bでは1.9万 $m^3$ , Case Cでは1.4万 $m^3$ ほど土砂が堆積した。計算では砂防ダムによる堆砂効果を考慮していないため、地形効果によって堆砂したと考えられる。しかしながら、実際の堆積土量は約5万 $m^3$ と推測されており、一本松砂防ダムにより下流への土砂流出が制御され、流入土砂のほとんどが堆積したことが分かる。

図-15は昭和の森・河川プール付近における計算終了時の初期河床高からの変化量( $\Delta z$ )である。図中には $\int_{0}^{200} \Delta z B dx$ より求めた堆砂量も示している。各ケースとも河床が上昇し、堆砂が発生している。

図は省略するが、仲山川との合流点（三郡山頂から6km下流）では、雨量のピークから30分後の4時50分に流量のピークとなっている。現地調査による聞き取り結果では、宇美町障子岳地区において19日4時頃「川からゴトン、ゴトンという音がした」、5時半頃「道路を流木、土砂、水が氾濫していた」とのことである。計算結果によると、前者は増水期に、後者はピーク直後の時期にそれぞれ相当している。氾濫は遅くともピーク時に発生したと考えると、前者は土石流の先頭部かあるいは前兆現象と考えられ、後者は氾濫後の現象であり、計算結果の妥当性を暗示している。

## 6. 結論

本研究では、斜面崩壊による土砂流出モデルとして、斜面侵食による土砂流出モデルと上流端からの土砂供給モデルの2ケースを仮定し、2003年7月19日に宇美川上流域で発生した土石流を対象に再現計算を行い、土砂流出・河床変動について考察した。

その結果、本計算では砂防ダムの効果を考慮していないが、河川プール付近では勾配が緩くなっている。

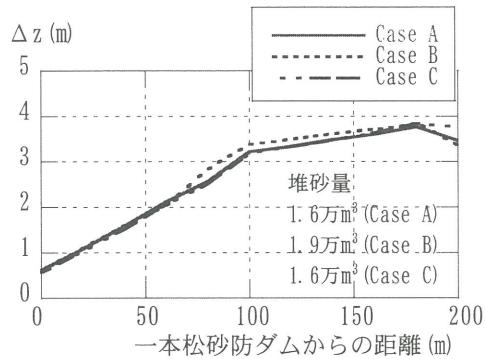


図-15 昭和の森・河川プールにおける初期河床高からの変化量

るため、地形効果により土砂が堆積した。堆砂量は1.4万～1.9万 $m^3$ であった。実測の堆積土量は約5万 $m^3$ と推測され、一本松砂防ダムによって流入土砂のほとんどが堆積したと考えられる。

三郡山頂から6km下流の仲山川との合流点では、雨量のピークから30分後に流量のピークとなることが分かり、現地調査による聞き取り結果と概ね一致した。

今後の課題として砂防ダムによる堆砂効果の考慮や粒径別流砂量式を用いるなど粒径についての評価が必要である。

## 謝辞

本調査に際しては、福岡県消防防災課、同県砂防課、宇美町より被害状況などの災害資料を、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。また崩壊資料については応用地質学会九州支部土砂災害ワーキンググループより提供をいただいた。

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。また、平成16年度、(財)砂防・地すべり技術センター研究開発助成金を使用した。ここに記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 高橋保・中川一・里深好文・鈴木信昭：豪雨時における水系一貫の土砂流出予測に関する研究、河川技術に関する論文集、第5卷、pp. 177～182、1999。
- 2) 橋本晴行・朴埼瓈・高岡広樹・荒渡光貴：山地流域における豪雨時の水と土砂の流出解析、水工学論文集、第47卷、pp. 745～750、2003。
- 3) K. Park and H. Hashimoto: Runoff analysis of debris flows at Mt. Unzendake volcano, Japan, DEBRIS-FLOW HAZARDS MITIGATION: Mechanics, Prediction, and Assessment, pp. 695～704, 2003.
- 4) 朴埼瓈: 山地流域における豪雨時の土砂流出と氾濫解析に関する研究、九州大学博士論文、2004。
- 5) 橋本晴行・朴埼瓈・池松伸也・田崎信忠：急勾配移動床水路における種々の流砂形態に対する統合的流砂量式、水工学論文集、第47卷、pp. 571～576、2003。

(2004. 6. 18 受付)