

崩壊型土石流の流出解析

RUNOFF ANALYSIS OF THE DEBRIS FLOWS PRODUCED BY SLOPE FAILURES

橋本晴行¹・高岡広樹²・朴埼璨³・永野博之⁴

Haruyuki HASHIMOTO, Hiroki TAKAOKA, Kichan PARK and Hiroyuki NAGANO

¹正会員 工博 九州大学助教授 大学院工学研究院 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

²学生員 工修 九州大学大学院 工学府 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

³正会員 工博 九州大学助手 大学院工学研究院 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

⁴正会員 工修 八千代エンジニアリング(株) 名古屋支店 (〒460-0003 名古屋市中区錦 3-10-33)

Many landslides occurred on mountain slopes of the Umi River basin in Fukuoka Prefecture, because of heavy rains on July 19, 2003. Most of the landslides changed into the debris flows and then moved down the mountain valleys. They caused significant sediment deposition at the check dams and then changed into the flood flows in the downstream reach. As a result many houses and roads were inundated along the river. In order to measure the disaster we have to predict the hydrograph of the debris and flood flows.

In the present study we develop a runoff analysis method of the debris flows produced by many slope failures and investigate the effect of the slope failures on their hydrograph. Firstly, the river basin is divided into two parts; one is mountain slopes and the other river channels. Secondly, a kinematic wave method is used for the runoff analysis from the mountain slopes. This method considers sediment erosion on the slopes without landslides and rapid sediment supply on the slopes with landslides. Finally, a dynamic wave method is also used for the runoff analysis from the river channels.

We find that slope failures increase peak discharge of the debris flows. However little dependence of sediment runoff on the slope failures can be found in the downstream reach.

Key Words: slope failure, debris flow, runoff analysis, sediment runoff, sediment deposition, the Umi River

1. はじめに

2003 年 7 月九州各地で集中豪雨が発生し、福岡県宇美川流域や水俣市水俣川流域では上流の山地斜面において多数の斜面崩壊が発生し、大量の土砂と流木が土石流となって流下した。その結果、下流では流木による河道や橋梁の閉塞、土砂堆積による河床上昇などに起因して氾濫が発生し、田畑や住宅街などの浸水被害を発生させた。

従来、崩壊起源の土石流の土砂流出解析については姫川流域を対象とした高橋・中川・里深・鈴木¹⁾の研究があるが、崩壊地毎の崩壊土量の実測資料が乏しく、崩壊発生のタイミングを含めて不明な点が多く存在する。従って、崩壊が土砂流出に及ぼす影響を十分に調べられるまでには至っていないのが現状である。

福岡県 2 級河川多々良川水系宇美川流域では 2003 年 7 月 19 日の集中豪雨により多数の崩壊・土石流が発生した(写真-1)。災害後、応用地質学会九州支部は崩壊地毎に、その位置の特定化や、崩壊土量、崩壊面積などの調査を行った²⁾。本研究の目的は、この災害を事例として、多数の崩壊により流下した土石流の流出解析を行うことである。まず、崩壊斜面については、崩壊地毎の崩壊土量の実測値を用い、流出土砂濃度や崩壊時間などをパラメ



写真-1 宇美川上流域の崩壊状況
(国際航業(株)撮影)

ータとして流出解析を行う。次に、無崩壊斜面については雨水流による斜面侵食を考慮した流出解析を行う。最後に、土砂の粒径をパラメータとして河道を流下する土石流の河床変動と流出解析を行い、パラメータの土砂流出への影響について考察する。

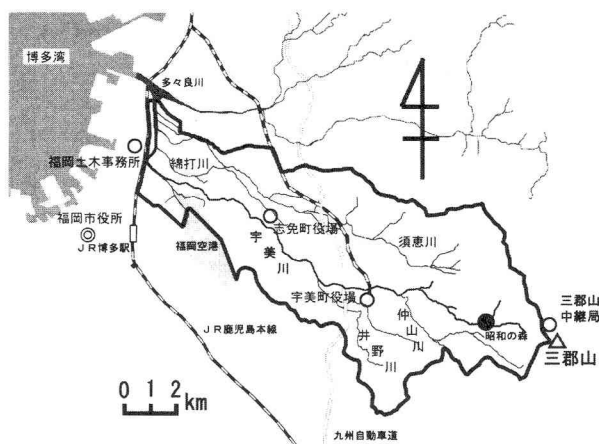


図-1 宇美川流域

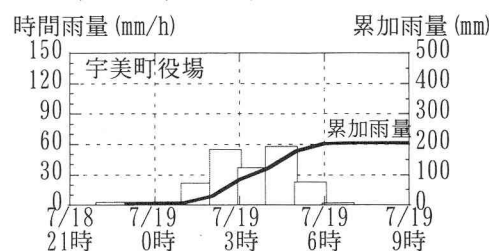
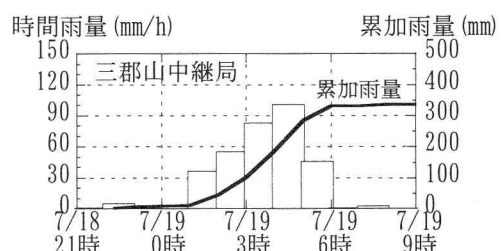


図-2 降雨の状況



写真-2 「昭和の森」河川プールでの堆砂状況(犬塚斉氏撮影)

2. 降雨状況と宇美川流域の災害概要

図-1 は宇美川流域を示している。宇美川は流域面積 71.5 km^2 、幹川流路延長 20 km の2級河川である。源流を標高 936 m 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博多湾に注いでいる。

図-2 は三郡山中継局および宇美町役場における災害当日の降雨状況を示している。前者では、7月18日21時～19日8時までの連続累加雨量 336 mm 、19日4時～5時に時間最大雨量 101 mm を、後者では18日22時～19日7時までの連続累加雨量 204 mm 、19日4時～5時に時間最大雨量 58 mm をそれぞれ記録した。この結果、流域において浸水被害等が発生したが、災害の主な特徴を列挙すると次のようである。

(1) 三郡山系において多数の崩壊が発生するとともに(写真-1)、レクリエーション施設「昭和の森」河川プールでは顕著な土砂堆積が発生した(写真-2)。

(2) 宇美町障子岳地区(図-3 中○印)では午前4時頃、「川からゴトン、ゴトンという音がした」り、5時半頃には「道路を流木、土砂、水が氾濫していた」ようである。

(3) 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分頃吉原橋上流で堤防の損壊が発生し

た。また、堆砂による河床上昇が著しく、大きい所で 1 m ほどの厚さで堆積した。

さて、宇美川およびその支川の縦断勾配を求めると、三郡山頂付近では $1/1.9$ (約 27°) の勾配を示し、このような斜面で多数の崩壊が見られた。崩壊土砂の多くは勾配 $1/4.6$ (約 12°) の河道を土石流となって流下した。

「昭和の森」付近では勾配が $1/10$ (約 6°) と急減し、土砂堆積が顕著であった。それより下流の仲山川との合流点までの区間は勾配 $1/25$ (約 2.8°) を示し、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 $1/730$ の勾配となっている。

3. 解析対象流域と崩壊の状況

解析対象は宇美川と仲山川との合流点から上流の流域である。それを図-3のように斜面部と河道部とに分割する。図中の矢印は斜面崩壊の発生場所を示す。図-4は、宇美町のレクリエーション施設「昭和の森」地点の流域における崩壊地および土石流流下河道を拡大して示したものである。ここに、図中の黒塗りの部分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流下河道を

示している。崩壊により生産された土砂の多くは土石流となって流下し、「昭和の森」河川プールに流れ込み、著しい土砂堆積を引き起こした(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て解析する(図-5)。

斜面部では崩壊が発生した斜面とそうでない斜面とに分け、崩壊斜面では、図-6 のように一定な濃度、流量の土石流が上流端から一気に流下するものとし、無崩壊斜面では図-7 のように雨水の斜面侵食によって土砂が流出するものとする。斜面部は斜面長 L_s 、勾配 θ_s の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解析を行う。

河道部では、dynamic wave 法を用いて、斜面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う。

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。

計算条件を表-1に示す。計算は斜面崩壊の有無および崩壊継続時間を変えた3ケースについて行う。各ケースに対し、崩壊斜面からの流出土砂濃度を $C_m=0.5$ 、崩壊斜面以外からの流出土砂濃度を $C_m=0.0, 0.05, 0.1$ の3通りとする。河道部での河床堆積物の平均粒径は $d=0.05, 0.1, 0.2\text{m}$ の3通りとする。以下、斜面部と河道部について流出解析法をそれぞれ述べる。

(1) 崩壊斜面における流出解析

解析対象斜面は実斜面を様な勾配と幅をもつ矩形斜面として取り扱われる。このようなモデル斜面について厳密な河床変動解析を行っても精度はあまり上がらないものと考えられる。従って、崩壊斜面では、一定な濃度、流量の土石流が上流端から斜面侵食することなく一気に河道に流下するものとする(図-6)。崩壊の位置は、航空写真や現地調査により特定し、崩壊土量は応用地質学会九州支部土砂災害ワーキンググループにより測定された数値データを用いる²⁾。

a) 基礎式

水深を h 、泥水の単位幅当りの流出流量を q_m 、有効雨量強度を $r(t)$ とし、河床変動を無視すると水と土砂を合わせた連続式は

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

となる。ここに x は上流端から水平に測った距離、 θ_s は斜面勾配である。崩壊は三郡山頂付近で発生しており、 $r(t)$ として三郡山中継局における雨量を用いる(図-1 中○印)。

運動方程式は、流れを擬等流として取り扱うと

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

と表される。ここに、マンニングの粗度係数 $n_s=0.6$ である。

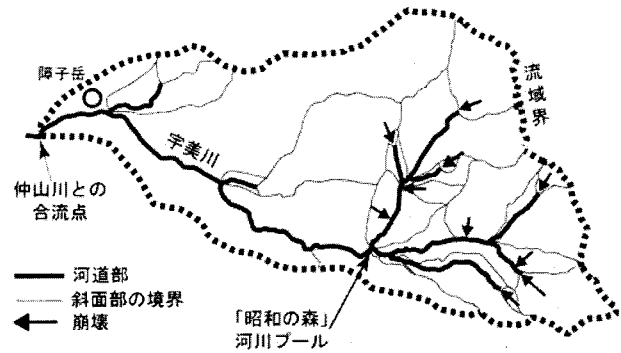


図-3 解析対象流域

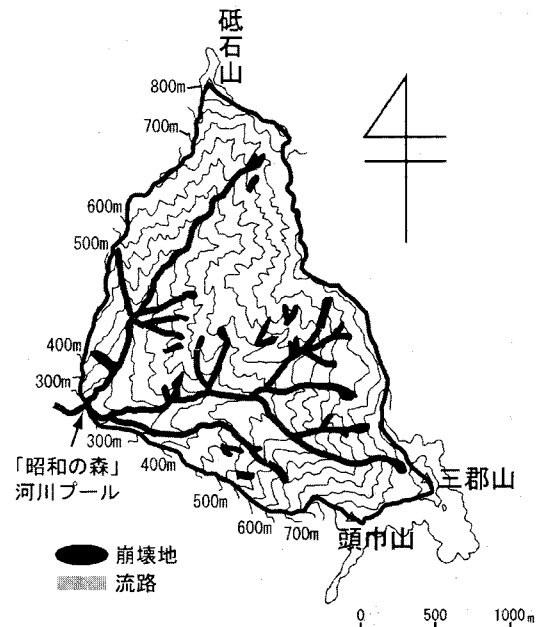


図-4 崩壊の分布と土石流の流下河道

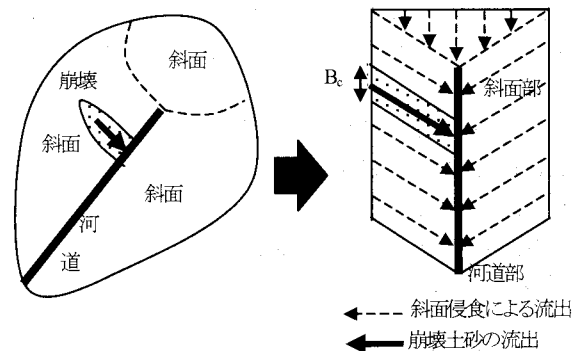


図-5 流出解析モデル

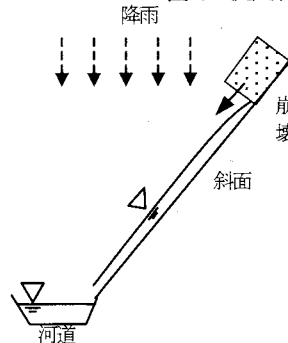


図-6 崩壊による土砂流出モデル

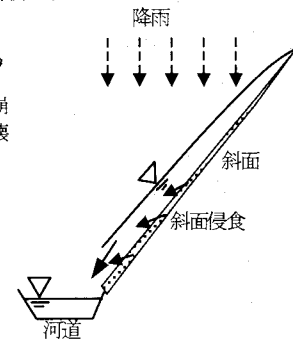


図-7 斜面侵食による土砂流出モデル

表-1 計算条件

	崩壊の有無	崩壊継続時間 T (分)	崩壊斜面からの 流出土砂濃度 C_{in}	崩壊斜面以外からの 流出土砂濃度 C_{in}	河床堆積物の平均粒径 d (m)
Case A	無	-	-	0.0, 0.05, 0.1	0.05, 0.1, 0.2
Case B	有	2	0.5	0.0, 0.05, 0.1	0.05, 0.1, 0.2
Case C	有	1	0.5	0.0, 0.05, 0.1	0.05, 0.1, 0.2

ここでは崩壊土砂は乱流化した土石流となって流下したものと仮定しており、運動方程式として乱流状態において適可能なマニング式を用いた。

b) 初期・境界条件

初期条件は斜面をドライベッドとして取り扱う。

境界条件は、崩壊土砂が一定な流量と濃度で斜面上流端から流入するものとする (図-6)。すなわち、斜面上流端において、崩壊発生時 t_p に T 時間だけ流量 Q_0 の矩形波形を与える。すなわち $x=0$ において

$$t_p \leq t \leq t_p + T \text{ の場合}$$

$$q_{in} = Q_0 / B_c$$

$$t < t_p, t_p + T < t \text{ の場合}$$

$$q_{in} = 0$$

ここに、 B_c は斜面幅である。崩壊発生時刻 t_p と崩壊継続時間 T は、崩壊斜面毎に異なると考えられるが、それらの評価は極めて困難である。ここでは便宜上、崩壊発生時刻については、高橋・中川・里深らと同様に雨量強度が最大となる時刻に崩壊が発生するものと仮定する¹⁾。崩壊継続時間 T については2つのケースを想定し、 $T=2$ 分または1分と仮定する (表-1)。

2003 年水俣市集川で発生した斜面崩壊では崩壊土砂の約70%が流出したと観測されている³⁾。崩壊規模は異なるが、これを参考にして、本解析では崩壊土量 V_s の70%が流出するものとする。従って、流量 Q_0 は

$$Q_0 = 0.7V_s / (C_{in}T) \quad (3)$$

であり、 T が短いほど、 Q_0 は大きくなる。ここに、 C_{in} は表-1 に示すように $C_{in} = 0.5$ と仮定する。その結果、 $Q_0 = 2.5 \sim 290 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。

河道への土砂流出は斜面末端において、 $q_{sn} = C_{in}q_{in}$ として与えられる。

(2) 無崩壊斜面における流出解析

崩壊が発生していない斜面では、雨水侵食により一定濃度 C_{in} の土砂が雨水により流出するものとする (図-7)。

a) 基礎式

連続式は、水深を h 、斜面の高さを z 、泥水の単位幅当りの流出流量を q_m 、有効雨量強度を $r(t)$ とすると

$$\frac{\partial(z \cos \theta_s + h)}{\partial t} + \frac{\partial q_{in}}{\partial x} \cos \theta_s = r(t) \cos \theta_s \quad (4)$$

となる。ここに、 $r(t)$ として上流域では三郡山中継局における雨量を、下流域では宇美町役場における雨量をそれぞれ用いる。

運動方程式は擬等流として取り扱い

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

とする。ここに、マニングの粗度係数 $n_s = 0.6$ である。

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⁴⁾を用いて解析する。

$$\frac{\partial z}{\partial t} = -k_c C_{in}^2 v \quad (6)$$

ここに、 k_c は補正係数で $k_c = 0.0028$ 、 $v = q_m/h$ は断面平均流速、 C_{in} は斜面からの流出土砂濃度で一定とした。河道への単位幅当りの土砂流出量 q_{sn} は $q_{sn} = C_{in}q_{in}$ である。式(6)は、水路実験により得られた、平均的な斜面侵食速度と水路下流端における平均的な流出土砂濃度との関係を示している。

雨水流による斜面侵食を伴う場合の斜面からの流出解析においては、未知変数は流量、水深、河床高および流砂濃度の4個となり、与えられる式は、土砂と水についての2個の連続式、運動方程式および侵食速度式の計4個となる。しかしながら、解析対象斜面は実斜面を一般的な勾配と幅をもつ矩形斜面として平均化されて取り扱われる。従って、このようなモデル斜面をもとに厳密な流出解析を行っても精度はあまり上がらないものと考えられる。本研究においては、前報⁴⁾に従い、斜面からの土砂流出評価に重点を置き、他の事項についてはできるだけ簡便に処理することとした。従って、前者を考慮する意味で式(4)を用い、他の事項は、近似式あるいは流砂濃度を仮定することとした。この解析法は厳密性に欠ける部分があり、今後、斜面のモデル化を含めて検討を行っていく必要がある。

b) 初期・境界条件

初期条件はドライベッドとする。

境界条件は斜面上流端において $q_{in} = 0$ とする。

(3) 河道部における河床変動と流出解析

a) 基礎式

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与えられる。

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial vQ}{\partial x} \cos \theta = -gBh \cos \theta \left[\frac{\partial(h \cos \theta + z)}{\partial x} \right] - (B + 2h) \frac{v^2}{\phi^2} \quad (7)$$

$$B \frac{\partial(h + z \cos \theta)}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} \cos \theta = q_{in} \quad (8)$$

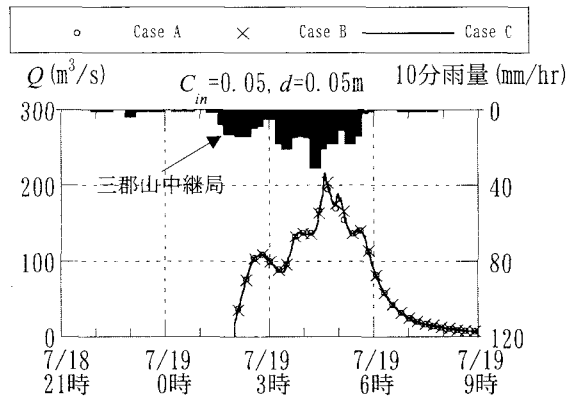


図-8(a) 仲山川合流点における流量ハイドログラフ

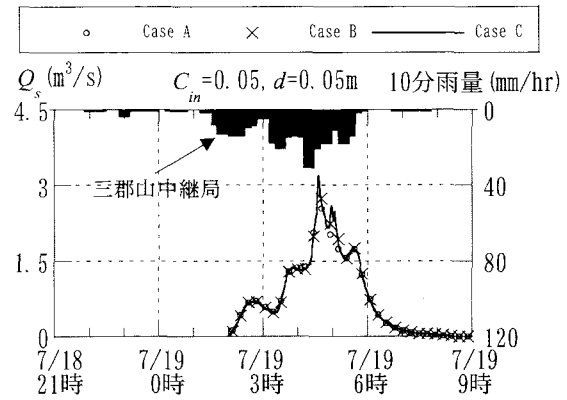


図-8(b) 仲山川合流点における流砂量ハイドログラフ

$$B \frac{\partial(C_* z \cos \theta)}{\partial t} + \frac{\partial Q_s}{\partial x} \cos \theta = q_{sin} \quad (9)$$

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 :流れ方向の流速、 q_m 、 q_{sm} は側方からの流入流量、流砂量であり、前節に述べた各斜面における流出解析結果を用いる。流速係数 ϕ は $\phi=7$ とする⁴⁾。

また、座標系は、 x 軸は上流端から水平にとった距離を、 z は基準水平面から垂直上向きに測った河床高を用いる。このような座標系を用いた理由は、地形図から得られた標高データを変換することなく直接利用できるようにするためである。

b) 流砂量式

流砂量式としては、広範な流砂形態に適用可能な次式

$$\frac{Q_s}{\sqrt{s} g d^3} = B \frac{\bar{u}_\delta}{u_*} \tau_*^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_*}{\tau_c}\right) \frac{1}{(\alpha - I_f) \cos \theta} G\left(I_f, \frac{h}{d}, \frac{w_0}{u_*}\right) \quad (10)$$

を用いる⁵⁾。ここに、 s :粒子水中比重、 τ_* :無次元掃流力、 τ_c :無次元限界掃流力、 θ :河床勾配、 I_f :エネルギー勾配、 w_0 :粒子の沈降速度である。 $\alpha=0.875$ 、 $\bar{u}_\delta/u_*=4.7$ である。また G は I_f 、 h/d 、 w_0/u_* の関数で

$$G\left(I_f, \frac{h}{d}, \frac{w_0}{u_*}\right) = 1 + 0.1 \left(\ln\left(\frac{h}{d}\right)\right)^2 (I_f)^{-0.8} \exp\left\{-2.5 \left(\frac{w_0}{u_*}\right)^{0.5}\right\} \quad (11)$$

と近似されている。

河床堆積層厚の評価は困難であるので、ここでは従来の研究⁶⁾を参考にして、一様に2mと仮定し、その下に岩盤が存在するとして、それ以下には侵食は起こらないものとする。

b) 初期・境界条件

初期条件は河床をドライベッドとして取り扱う。

境界条件は、上流端においてそれに接する斜面からの流出量を与え、水深 h は等流水深を、河床勾配は初期河床勾配を一定として与える。すなわち

$$Q_{x=0} = (A_0/l_0) \cdot q_{in} \quad (12)$$

$$h_{x=0} = \left(\frac{Q}{\phi B \sqrt{g \sin \theta_0}} \right)^{2/3} \quad (13)$$

$$\left. \frac{\partial z}{\partial x} \right|_{x=0} = \text{const} \quad (14)$$

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。

c) 合流の取り扱い

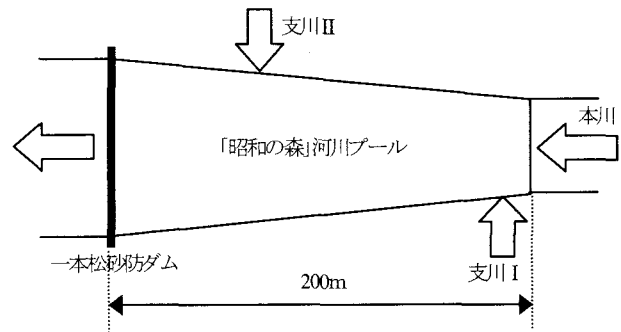


図-9 「昭和の森」河川プールの模式図

合流点での計算は、まず支川下流端における流量 Q_0 、流砂量 Q_{s0} を計算し、本川の合流点に側方流入として与える。

d) 河床高および川幅の評価

河床高 z は1/25000の地形図より求める。川幅 B は、現地調査から得られた実測値がある場合はその値を用い、実測値がない場合は実測値から補間した値を用いる。

e) 計算格子間隔

空間格子間隔 Δx は20m、時間格子間隔 Δt は0.05secとする。

5. 計算結果

(1) 仲山川との合流点におけるハイドログラフ

図-8は仲山川との合流点（三郡山頂から約6km下流）における流量および流砂量ハイドログラフの計算結果である。雨量のピークから20分後の4時40分に流量、流砂量のピークとなっている。ピークの値は、Case A, B, Cの順に大きくなり、崩壊により増加することが分かる。しかしながら、河道土砂の粒径 d の違いによる大きな差異は見られなかった。現地調査による聞き取り調査結果によると、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」り、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

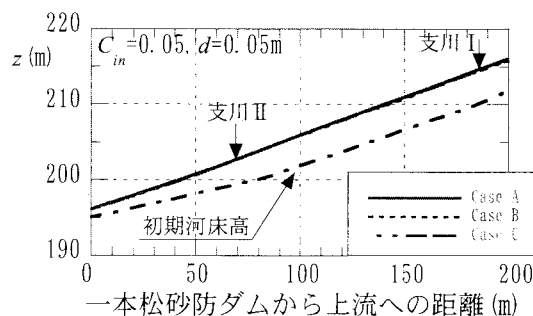


図-10 「昭和の森」河川プールにおける
計算河床高の縦断面図

算結果では、前者は増水期における、ピーク到達前の土石流先端部かあるいはその前兆現象と考えられ、後者はピーク到達後の現象と考えられる。氾濫は遅くともピーク時に発生したと考えられるので、計算結果の妥当性が理解される。

(2) 「昭和の森」河川プールの堆砂状況

「昭和の森」河川プールには本川および2つの支川から土石流が流入している(図-9)。下流には一本松砂防ダムがあり、そこから上流200mの広い範囲に渡って堆砂が確認されている。

図-10は「昭和の森」河川プール付近における河床高の縦断面図を示している。支川Iが合流している所で堆砂が顕著であるが、砂防ダム天端付近では堆砂量は少ないことが分かる。これは現地調査での観察結果とも一致している。計算ケースの違いによる大きな差異は見られず、崩壊土砂の影響はみられない。これは、崩壊土砂が斜面直下の河道に堆積するためであると考えられる。

表-2は、Case Cの場合における「昭和の森」河川プールでの土砂収支を示す。無崩壊斜面からの流出土砂濃度 C_{in} が大きいほど、また河道土砂の粒径 d は小さいほど流入土砂量や堆砂量が大きいことが分かる。

計算では砂防ダムによる効果を考慮していないため、堆砂は勾配の減少などの地形効果によって発生したと考えられる。実際の堆砂量は約3.5万 m^3 と推測されており、堆砂量の約50%が地形効果によるもので、残りが砂防ダムの施設効果によるものと考えられる。

6. 結語

本研究では、斜面からの土砂流出モデルとして、崩壊斜面では上流端から一定な流量の土石流を流下させ、それ以外の斜面では斜面侵食により土砂が流出するとした。このモデルを用いて2003年7月に宇美川上流域で発生した崩壊型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、三郡山頂から約6km下流の仲山川との合流点では、雨量のピークから20分後に流量のピークとなることが示され、聞き取り調査結果と概ね一致した。崩壊

表-2 「昭和の森」河川プールにおける土砂収支

	無崩壊斜面からの 流出土砂濃度	平均粒径 d (m)	流入土量 (万 m^3)	流出土量 (万 m^3)	堆砂量 (万 m^3)
Case C	$C_{in}=0$	0.05	6.8	4.9	1.9
		0.1	4.9	3.3	1.6
		0.2	3.1	1.8	1.3
	$C_{in}=0.05$	0.05	7.0	4.9	2.1
		0.1	5.1	3.3	1.8
		0.2	3.2	1.8	1.4
	$C_{in}=0.1$	0.05	7.7	5.3	2.4
		0.1	5.6	3.5	2.1
		0.2	3.5	1.9	1.6

土砂は流出ハイドログラフのピーク値の増大に寄与するが、斜面侵食による流出土砂濃度や河道土砂の粒径による差異はあまり見られなかった。

また、「昭和の森」河川プールにおける堆砂状況については、地形効果により著しい土砂堆積が発生した。斜面侵食による流出土砂濃度が大きいほど、また河道土砂の粒径が小さいほど堆砂量は増加するが、崩壊土砂による堆砂量への影響は見られなかった。堆砂量の計算値は1.3~2.4万 m^3 であり、実測堆砂量は約3.5万 m^3 と推測され、堆砂量の約50%が地形効果によるもので、残りが砂防ダムの施設効果によるものと考えられた。

今後の課題として、河床変動計算における砂防ダムの効果や粒径別流砂量を考慮した河床変動解析が必要である。

謝辞：本調査研究に際しては、福岡県砂防課、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。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。江崎哲郎九州大学大学院教授には崩壊について貴重な助言をいただいた。また、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補助金を使用した。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巻、pp.177~182、1999。
- 2) 応用地質学会九州支部土砂災害ワーキンググループ：福岡県三郡山系における崩壊斜面に関する資料、2003。
- 3) 北園芳人・鈴木敦巳・荒牧昭二郎：2003年7月水俣地方の集中豪雨による斜面崩壊、平成15年度科学研究費補助金特別研究促進費研究成果報告書、2003年7月九州豪雨災害に関する調査研究(代表者 橋本晴行)、pp.167~172、2004。
- 4) 橋本晴行・朴埼瑛・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巻、pp.745~750、2003。
- 5) 橋本晴行・朴埼瑛・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巻、pp.571~576、2003。
- 6) 高橋保・井上素行・中川一・里深好文：山岳流域における土砂流出の予測、水工学論文集、第44巻、2000。

(2004.9.30 受付)