

九州大学大学院工学研究院
九州大学大学院工学府
九州大学大学院工学研究院
八千代エンジニアリング(株)

○橋本晴行
高岡広樹
朴崎塚
永野博之, 城戸正一郎

1. はじめに

2003年7月九州各地で集中豪雨が 발생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部において多数の斜面崩壊が发生し、大量の土砂と流木が土石流とともに流下した。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ら¹⁾の研究があるが、崩壊が土砂流出に及ぼす影響は十分に調べられていない。

本研究は、2003年7月19日の集中豪雨により多数の崩壊・土石流が発生した福岡県2級河川多々良川水系宇美川流域を事例とし、まず、崩壊斜面からの土砂流出についてモデル化を行い、斜面からの流出解析を行う。次いで、河道を流下する土石流の河床変動と土砂流出解析を行う。

2. 土石流の流出解析モデル

解析対象は仲山川との合流点から上流の流域である。それを図-1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。

崩壊の位置は、航空写真や現地調査により特定し、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る。崩壊斜面では、図-2のように土石流が上流端から一気に河道まで流下するものとし、無崩壊斜面では図-3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。計算条件を表-1に示す。

(1) 崩壊斜面における流出解析

斜面において、水深を h 、泥水の単位幅当りの流出流量を q_{in} 、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

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

となる。運動方程式は擬等流として取り扱い

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

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。

初期条件は斜面をドライベッドとして取り扱う。

上流端($x=0$)における境界条件として、流量 q_b は崩壊流量 q_{b0} とする。崩壊土砂の流出量 q_{s0} は、斜面幅を B_c とすると、崩壊土量 V_s との間には

$$\int_{t_p}^{t_p+T} B_c q_{s0} dt = V_s \quad (3)$$

の関係がある。ここに、 t_p は崩壊発生時刻であり、ここでは、高橋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⁾。

また、 T は崩壊継続時間である。

式(3)を書き直し、 $\delta(t) = B_c q_{s0} / V_s$ とくと

$$\int_{t_p}^{t_p+T} \delta(t) dt = 1 \quad (4)$$

となる。 T が0に近い場合 $\delta(t)$ はデルタ関数に、 T が有限値ならば $\delta(t)$ は瞬間単位関に相当する。ここでは、 $\delta(t)$ として

$$\delta(t) = \frac{B_c q_{s0}}{V_s} = \frac{1}{T} \quad (5)$$

とし、 $T=1$ 分、2分と仮定する。また、 q_{s0} は $q_{s0} = C_0 q_{b0}$ と表され $C_0=0.5$ とする。

(2) 無崩壊斜面における流出解析

運動方程式は擬等流として取り扱い、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を用いる^{2), 3), 4)}。用



図-1 解析対象流域

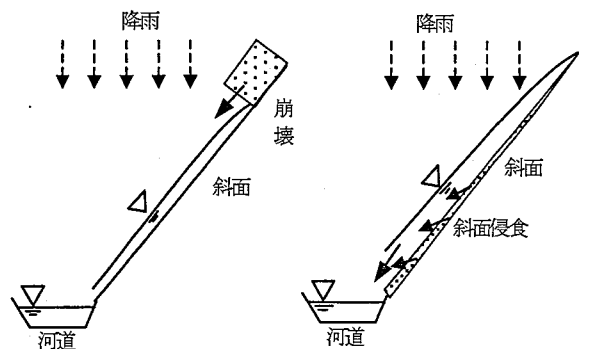


図-2 崩壊による土砂流出モデル

図-3 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_0	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

いた基礎式を以下に示す。

$$\frac{\partial(z \cos \theta_s + h)}{\partial t} + \frac{\partial q_{in} \cos \theta_s}{\partial x} = r(t) \cos \theta_s \quad (6)$$

$$q_{in} = \frac{1}{n_s} \sqrt{\sin \theta_s} h^{5/3} \quad (7)$$

$$\frac{\partial z}{\partial t} = -k_c C_{in}^2 v \quad (8)$$

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一定とした。

初期条件はドライベッドとし、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

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。

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial vQ}{\partial x} \cos \theta = -gBh \cos \theta \left[\frac{\partial(h \cos \theta + z)}{\partial x} \right] - (B+2h) \frac{v^2}{\varphi^2} \quad (9)$$

$$B \frac{\partial(h+z \cos \theta)}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} \cos \theta = q_{in} \quad (10)$$

$$B \frac{\partial(C_* z \cos \theta)}{\partial t} + \frac{\partial Q_s}{\partial x} \cos \theta = q_{sm} \quad (11)$$

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_{in} 、 q_{sm} 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解析結果を用いる。流速係数 φ は $\varphi=7$ とする^{2),3),4)}。流砂量式としては、広範な流砂形態に適用可能な式⁵⁾を用いる。河床堆積層厚は一律に2mとし、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。

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。

3. 計算結果

図4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分に流量のピークとなっている。ピークの値は、Case Cが最大となり、崩壊の発生により流量が増大されることが分かる。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(図-1中○印)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。

図5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が合流している箇所では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。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。計算による堆積土量は1.3~2.4万 m^3 であった。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。

4. おわりに

本研究では、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、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。崩壊土砂により流出ハイドログラフのピーク値は増大する。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。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。

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・中川・里深・鈴木, 河川技術に関する論文集, 第5巻, 1999.
- 2) 橋本・朴・高岡・荒渡, 水工学論文集, 第47巻, 2003.
- 3) Park and Hashimoto, DEBRIS-FLOW HAZARDS MITIGATION: Mechanics, Prediction, and Assessment, 2003.
- 4) 朴, 九州大学博士論文, 2004.
- 5) 橋本・朴・池松・田崎, 水工学論文集, 第47巻, 2003.

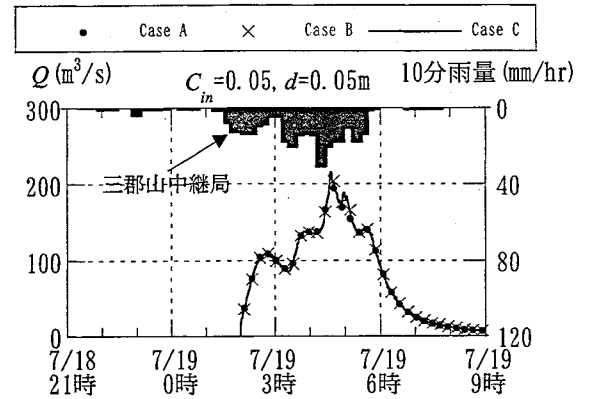


図4 仲山川合流点における流量ハイドログラフ

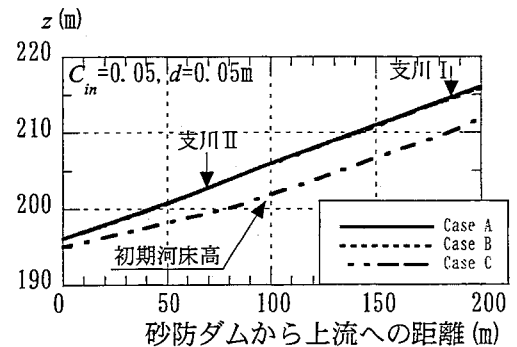


図5 「昭和の森」河川プールにおける計算河床高の縦断面図