

雲仙水無川における土砂堆積の数値計算について

九州大学大学院 学生員○恩田 邦彦 九州大学工学部 正 員 平野 宗夫
九州大学工学部 正 員 橋本 晴行 東京電力(株) 正 員 河野 通斉

1.はじめに

雲仙水無川においては、上流で発生した土石流は下流域へ流出し、勾配が2°程度の河道で堆積することが知られている。小規模な土石流の場合、そのような河道で観察される流れは必ずしも土石流の定義に一致するものではなく、掃流状集合流動に近い領域の流砂現象と考えられる。そこで橋本・河野らの研究¹⁾によりそれらの領域における流れの抵抗則と流砂濃度の理論的考察および実験から流砂量式が導かれたが、本研究では、その流砂量式を用い1992年6月7日の雲仙水無川の小規模土石流に適用して、河床変動の数値計算を行い、実際の現場での現象と比較を行った。また、土石流の基礎式として浮遊土砂を考慮しないものと考慮したものの2通りのケースを考える。計算法としては1次元流れの解析手法として広く用いられているMacCormack法を採用した。

2.基礎式および諸条件

土石流の流れを規定する基礎式を以下に示す。固相連続方程式において浮遊土砂の時間変化を考慮しないものをケース1とし浮遊土砂の時間変化を考慮したものをケース2とする。ケース2の固相連続方程式以外の基礎式はケース1と同様となっている。また、あわせて表-1、表-2に境界条件および計算条件も示す。

基礎式ケース1

$$\begin{aligned} \blacklozenge \frac{\partial Q_t}{\partial t} + \frac{\partial VQ_t}{\partial X} &= gBh \left[\frac{\partial(h+Z)}{\partial X} \right] - (B+2h) \frac{V^2}{\phi^2} & \text{：運動方程式} & \quad \blacklozenge B \frac{\partial(h+Z)}{\partial t} + \frac{\partial Q_t}{\partial X} = 0 & \text{：全相連続方程式} \\ \blacklozenge B \frac{\partial(C_s Z)}{\partial t} + \frac{\partial(Bq_s)}{\partial X} &= 0 & \text{：固相連続方程式} & \quad \blacklozenge \frac{q_s}{\sqrt{sgd^3}} = \frac{14}{3} \tau_*^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_*}{\tau_{*c}} \right) \frac{1}{(\alpha - \tan \theta) \cos \theta} & \text{：流砂量式} \end{aligned}$$

基礎式ケース2

$$\begin{aligned} \blacklozenge B \frac{\partial(C_s Z + Ch)}{\partial t} + \frac{\partial(Bq_s)}{\partial X} &= 0 & \text{：固相連続方程式} \\ \blacklozenge \text{固相連続方程式以外の基礎式はケース1と同様} \end{aligned}$$

ここに t ：時間、 X ：河床方向に沿う流れ方向の座標、 Q_t ：総流量、 h ：水深、 Z ：河床高、 B ：川幅、 V ：流速、 q_s ：単位幅流砂量、 s ：水中比重、 τ_* ：掃流力、 C ：断面平均濃度、 θ ：河床勾配、 $\alpha = 0.875$

表-1 境界条件

上流端	下流端
$Q_t = 18 \text{ (m}^3/\text{s)}$	Q_t は疑似等流計算
$h = \left(\frac{Q_0}{\phi B_0 \sqrt{g(Z_0 - Z_{10m}) \Delta X}} \right)^{2/3}$	h はBOX型スキームを適用
$Z_{X=0} = 76.5 \text{ (m)}$ (初期条件)	Z はBOX型スキームを適用

表-2 計算条件

時間格子間隔	$\Delta t = 1.0 \text{ (s)}$
空間格子間隔	$\Delta X = 10 \text{ (m)}$
流速係数	$\phi = 10$
しきい値	$\varepsilon = 0.02 \text{ (m)}$
収束値	$\lambda = 0.00001$
平均粒径	$d = 0.01 \text{ (m)}$
粒子比重	$\sigma = 2.65$
重力加速度	$g = 9.8 \text{ (m/s}^2\text{)}$
最密充填濃度	$C_* = 0.75$
限界掃流力	$\tau_{*c} = 0.05$
繰返し計算回数	$J = 3600$

計算区間は国道57号線が横切る地点から河口までの長さ2100mで初期条件としては現地での測定により初期河床高、河床幅を決定している。また計算区間の全断面にわたってクーラン数を算出しVon Neumannの安定式を満たすよう計算格子間隔を決定した。

3. 数値計算

以上の条件のもとでMacCormack法により基礎式を差分化して数値計算を行った。ケース1の基礎式では差分式は完全な陽解法で計算を進めることができるが、ケース2の基礎式では固相連続方程式の差分式が陰的な形となっており、ニュートン-ラプソン法による収束計算を行って計算している。

図-1、図-2はそれぞれ計算区間の上流端から800mおよび1490m下流にくだった地点での河床高の時間変化を示している。図中の実線はケース1、破線はケース2の基礎式を用いた計算結果である。図-1では堆砂、図-2では洗掘していることがわかる。それぞれの図でケース1とケース2を比較すると堆砂、洗掘いずれにおいてもケース2の方が、やや河床高が大きいようであるが、その差は(mm)単位であり、計算に用いた土砂の平均粒径が0.01mであることを考えると両者の差異は無いと考えられ、その結果、固相連続方程式において浮遊土砂の時間変化の項は無視できると言える。

図-3は土砂流入より1時間後の600m地点から1200m地点の河床変動を示している。基礎式はケース2を用いている。計算上で最も堆砂が多かったのが計算区間上流端から下流に向かって810m地点であり、約84cmの堆砂があった。これは現場では大南橋付近にあたり、実際の土石流の際、堆砂が目立った地点である²⁾。他の場所でも河床変動の傾向は概ね現場と一致している結果が得られた。

また表-3に土砂の堆砂および流入、流出による土砂収支を示す。ケース1、ケース2の両者とも収支は、ほぼ一致しているといえる。

4. おわりに

以上、理論的考察および実験で導かれた流砂量式を2通りの基礎式のもとで小規模土石流に適用し数値計算を行った。そして、固相連続方程式において浮遊土砂の影響は無視できるという結論が得られた。また、河床変動の傾向は現場と概ね一致していた。最後に数値計算について多大な助言を頂いた九州大学工学部助手の朝位氏に深く謝意を表します。

<参考文献>

- 1) 橋本晴行・平野宗夫：急勾配水路における流砂量と抵抗則、土木学会第50回年次学術講演会講演概要集第2部(A), 1995.
- 2) 研究代表者 平野宗夫：雲仙の土石流・火砕流災害に関する調査研究、1994.

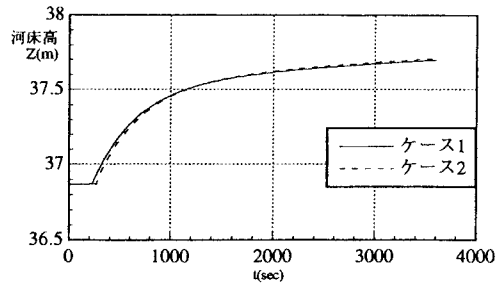


図-1 河床変動の経時変化
(上流端から800m地点)

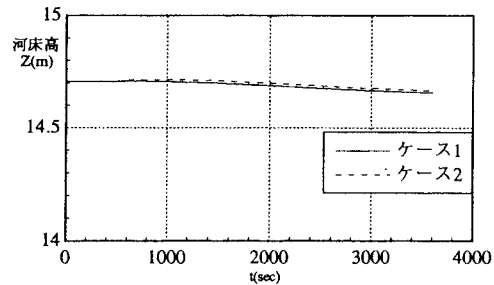


図-2 河床変動の経時変化
(上流端から1490m地点)

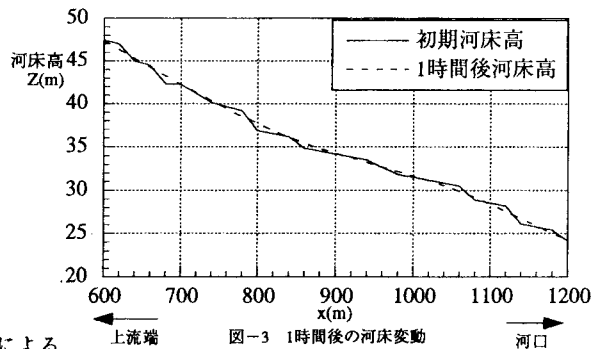


表-3 土砂収支

	ケース1	ケース2
流入土砂量 V_{in}	954.57(m ³)	1102.71(m ³)
流出土砂量 V_{out}	125.02(m ³)	144.67(m ³)
$V_{in} - V_{out}$	829.55(m ³)	958.04(m ³)
総堆砂量(1時間後)	858.83(m ³)	1015.44(m ³)