

## 80 雲仙水無川における土砂堆積の数値計算

九州大学工学部 ○橋本 晴行 九州大学工学部 平野 宗夫  
日本鋼管(株) 恩田 邦彦 日本道路公団 寺中 孝司

### 1. はじめに

水無川の下流河道は現在、河床の掘り下げと堤防の嵩上げ工事により、以前の河道にくらべて河積が大幅に拡大し、貯砂能力は格段に上昇している。しかしながら、現河道での土石流の実測はまだ成功しておらず、実測データは平野・橋本ら<sup>1),2)</sup>による旧河道上のものだけである。今後の土石流対策策定の参考のためにも、旧河道上ではあるが、土石流の再現計算の手法を開発することが重要であろう。

水無川旧河道で従来観察された土石流は、広域農道の茶屋の松橋付近を境にして、上流側の勾配2.9°の区間までは通過し、下流側の勾配2.0°～1.5°の区間では堆積することが知られている。このような下流域の河道で観察される流砂形態は必ずしも土石流の定義に一致するものではなく、規模によっては、比較的高濃度の掃流砂や浮流砂とも考えることができる。本研究は、そのような流砂形態の流砂量式を用いて、堆積土砂の粒径分布が広く取り扱いが容易な1992年6月7日発生の小規模土石流について河床変動の計算を行ったものである。

### 2. 基礎式

計算対象区間は国道57号線が横切る水無川橋から河口までの長さ2,100mの区間である。河道は、勾配が2°前後の急勾配河道であり、横流入もなく、また、著しい湾曲もないので線形も直線に近い。また断面形は厳密には台形であるが、水深に対して幅が広いので矩形で近似できる。したがって、流れは1次元漸変流として取り扱われ、その結果、基礎式は以下ようになる。

$$\text{運動方程式: } \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial VQ}{\partial x} = gBh \left[ -\frac{\partial(h+Z)}{\partial x} \right] - (B+2h)\frac{V^2}{\varphi^2} \quad (1)$$

$$\text{全相連続式: } B\frac{\partial(h+Z)}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2) \quad \text{固相連続式: } B\frac{\partial(C \cdot Z)}{\partial t} + \frac{\partial(Bq_s)}{\partial x} = 0 \quad (3)$$

ここにt: 時間、x: 河床に沿って取られた流れ方向の座標、Q: 全流量、h: 水深、Z: 河口を基準とした河床の高さ、B: 川幅、V: 断面平均流速、q<sub>s</sub>: 単位幅流砂量、C: 最密充填濃度、φ=10: 流速係数

式(3)では非定常項B∂(Ch)/∂tが無視されている。ここにCは断面平均濃度である。しかし、精度上の問題はなく、またその差分形は完全な陽解法で計算を進める利点があるので、本計算では式(3)で十分である。問題は流砂量q<sub>s</sub>の評価であるが、勾配が2°程度の急勾配河道に適した掃流砂量式や浮流砂量式については4.で述べられる。

### 3. 基礎式の差分化と初期・境界条件

基礎式の差分化にはMacCormack法を採用した。MacCormack法は予測子段階と修正子段階とからなり、ここでは前者の段階で前進差分を、後者の段階では後退差分をそれぞれ用いた。

計算格子間隔については、計算区間の全縦断面にわたってC.F.L条件を満たすように、Δt=1sec、Δx=10mとした。その結果、1992年6月7日発生 of 土石流の継続時間は2時間24分40秒であったので、最大時間ステップ数は8700とした。また計算区間は水無川橋から河口までの長さ2,100mの区間であるので、空間格子点数は211とした。

初期条件はQ=0、h=0とし、河床高Zについては、堆積土砂除去後の河床高を初期河床とした。流れの先端では水深hが0に近くなり、計算の不安定を引き起こす要因となるので、これについてはしきい値εを設定し、h<ε=0.002mなる点ではQ=0、h=0とおいた。

境界条件は、上流端では、流入流量Qとして1992年6月7日発生 of 土石流の実測流量<sup>1)</sup>の平均を与え、水深hは上流端の2点の河床勾配から等流水深を計算し、河床高Zは初期値を一定値として与える。すなわち

$$h_1^n = \left( \frac{Q_1^n}{\varphi B_1 \sqrt{g(Z_1^n - Z_2^n)/\Delta x}} \right)^{2/3} \quad Q_1^n = 18 \text{ m}^3/\text{s}, \quad Z_1^n = 76.7 \text{ m} \quad (4)$$

ここに、記号の右上添字は時間を、右下添字は空間座標を表す。一方下流端では、下流端の2点の河床高を用いて

$$Q_{211}^{n+1} = B_{211} h_{211}^{n+1} \varphi \left[ \frac{g B_{211} h_{211}^{n+1} (Z_{210}^{n+1} - Z_{211}^{n+1})}{(B_{211} + 2h_{211}^{n+1}) \Delta x} \right]^{1/2} \quad (5)$$

の等流近似を行い、流量Qを求める。また水深hと河床高Zは、連続式(2)、(3)を次のように差分化して求める。

$$a_1 \frac{B_{211}(h_{211}^{n+1} + Z_{211}^{n+1} - h_{211}^n - Z_{211}^n)}{\Delta t} + a_2 \frac{B_{210}(h_{210}^{n+1} + Z_{210}^{n+1} - h_{210}^n - Z_{210}^n)}{\Delta t} + b_1 \frac{Q_{211}^{n+1} - Q_{210}^{n+1}}{\Delta x} + b_2 \frac{Q_{211}^n - Q_{210}^n}{\Delta x} = 0 \quad (6)$$

$$a_1 \frac{B_{211} C \cdot (Z_{211}^{n+1} - Z_{211}^n)}{\Delta t} + a_2 \frac{B_{210} C \cdot (Z_{210}^{n+1} - Z_{210}^n)}{\Delta t} + b_1 \frac{B_{211} q_{s211}^{n+1} - B_{210} q_{s210}^{n+1}}{\Delta x} + b_2 \frac{B_{211} q_{s211}^n - B_{210} q_{s210}^n}{\Delta x} = 0 \quad (7)$$

ここに $a_1, a_2, b_1, b_2$ は重み係数で、 $a_1 + a_2 = 1$ 、 $b_1 + b_2 = 1$ である。 $a_1 = a_2 = 0.5$ 、 $b_1 = b_2 = 0.5$ の場合、通常のBox型スキームとなる。ここでは陽解法にするため $a_1 = a_2 = 0.5$ 、 $b_1 = 0$ 、 $b_2 = 1$ とおく。

#### 4. 計算結果と考察

##### 4.1 掃流砂の場合

急勾配河道については橋本・平野<sup>3)</sup>により掃流砂量式が得られており、それを不定流の場合に拡張すると

$$\frac{q_s}{\sqrt{sgd^3}} = \frac{14}{3} \tau_c^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_c}{\tau_c^*}\right) \frac{1}{(\alpha - I_f)} \quad (8)$$

となる。流砂量式としてこれを用いて計算した結果が図-1である。なお河床砂の比重 $\sigma/\rho = 2.65$ 、最密充填濃度 $C = 0.75$ 、限界掃流力 $\tau_{c*} = 0.05$ 、平均粒径 $d = 1\text{cm}$ とした。図-1は土石流流下後(8,700秒後)の $x = 400\text{m} \sim 1,200\text{m}$ 地点の河床高である。図中の実線が初期河床高、破線が土石流流下後の河床高である。全体的に堆砂量が少ないが、 $x = 800\text{m}$ 付近で堆積傾向にあることが分かる。

##### 4.2 浮流砂の場合

急勾配河道における浮流砂量式はまだ明らかではないので、まず浮流砂量式を導く。従来より提案されたモデルを拡張して適用し、高濃度の浮流砂流を底面付近の粒子間力層とその上の慣性力層の2層流にモデル化する<sup>4),5)</sup>。簡単のため濃度分布は一様とすると、粒子間力層における力のつりあい式より濃度 $C$ は

$$C = \frac{\tau_c}{\left(\alpha \frac{\delta_0}{d} - h \tan \theta\right)} \left(1 - \frac{\tau_c}{\tau_c^*}\right) \quad (9)$$

となる。ここに $\delta_0$ ：粒子間力層厚である。 $\delta_0/d$ は粒子濃度 $C$ の関数であるので<sup>4)</sup>、反復法により $C$ が求められる。そこで粒子比重 $\sigma/\rho = 2.65$ 、粒子間の衝突に関する係数 $\alpha = 0.875$ として<sup>4)</sup>上式の簡便な近似式を求め、さらに単位幅流砂量 $q_s = ChV$ を求めると

$$\frac{q_s}{\sqrt{sgd^3}} = \frac{h}{d} \tau_c^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_c}{\tau_c^*}\right) \frac{\varphi}{[4.3 + (0.93h/d - 3)\tan\theta]} \quad (10)$$

となる。不定流の場合には $\tan\theta$ をエネルギー勾配 $I_f$ に置き換える必要がある。流砂量式として式(10)を用いて計算した結果が図-2である。ここに平均粒径 $d = 4\text{mm}$ とした。図-2は、 $t = 0, 1,080, 3,600, 8,700\text{sec}$ における $x = 400\text{m} \sim 1,200\text{m}$ での河床変動を示しており、時間の経過とともに堆砂が遡上していることがわかる。掃流砂の場合の図-1と比較すると著しい堆砂が見られ、 $x = 800\text{m}$ で約3mの最大堆積高を示す。 $x = 800\text{m}$ 地点は現場では大南橋付近にあたり、実際の土石流でも堆砂が目立った地点である。

土砂収支について調べると、1992.6.7の土石流発生後の河道掘削土量は $15,000\text{m}^3$ であり、概ね浮流砂の場合に近い値を示すが、計算値が過大になっている。それは、式(9)の誘導の際、濃度分布を一様と仮定したため、式(10)の流砂量の評価が過大になったことによる。

#### 5. おわりに

1次元漸変流の運動方程式、全相連続式、固相連続式を用いて、1992年6月7日水無川で発生した小規模土石流の再現計算を行った。掃流砂と浮流砂の2種類の流砂形態について検討し、その結果、浮流砂の場合に現地観察と概ね一致した。したがって、1992年6月7日発生の小規模土石流は、下流河道では浮流砂に近い流れであったものと推定される。今後は、式(10)を改良して計算を行うとともに、大規模土石流の計算法を開発する予定である。

##### 参考文献

1)平野宗夫・橋本晴行・村上浩史、水工学論文集、第37巻、1993。2)平野宗夫・橋本晴行・河野通斎、水工学論文集、第38巻、1994。3)橋本晴行・平野宗夫、土木学会第50回年次学術講演会第2部(A)、1995。4)橋本晴行・平野宗夫、水工学論文集、第39巻、1995。5)江頭進治・佐藤隆宏・千代啓三、京大防災研年報、第37号B-2、1994。6)樫東一郎・橋本晴行・末次忠司、土木学会論文報告集、No.317、1982。

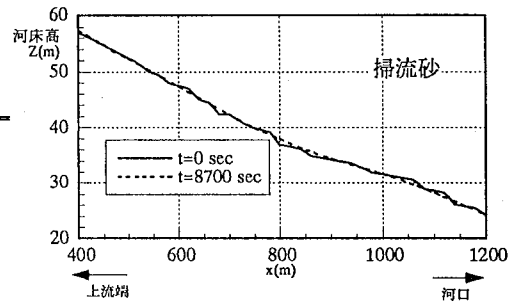


図-1 掃流砂による堆積高の縦断面図

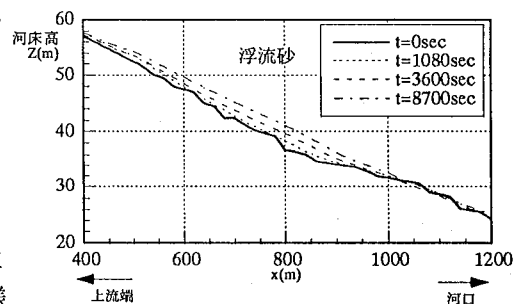


図-2 浮流砂による堆積高の縦断面図