

愛媛大学大学院 学生員○高橋拓也
愛媛大学工学部 正会員 門田章宏
愛媛大学工学部 フェロー 鈴木幸一
大洲市役所 正会員 宇都宮啓三

1. はじめに

急勾配の山岳地帯に建築されたダム貯水池は、上流から流入する土砂が多く、洪水時にはダム上流部で跳水現象が見られ、貯水容量の減少やダム上流の河床上昇に伴う洪水危険度の増大などの問題がある。本研究では、実験による跳水を伴うダム貯水池内での堆砂の現象をある時間間隔で平均化した時の河床変動が掃流砂量、浮遊砂量を考慮した一次元河床変動計算でどの程度再現できるか検討する。

2. ダム堆砂現象に関する実験

長方形一様断面水路にダム模型を設置し、上流から一定量の給砂を行うことによって、跳水断面上下流の河床変動の状況および水面形状を測定する。実験に用いた水路は全長 10m (測定区間 7m)、高さ 30cm、幅 15cm で、側壁が透明なアクリル製の可変勾配型循環式水路である。まず、水路勾配を 1/50 に固定し、水路の下流端に高さ 7cm および 10cm の 2 種類のダム模型を設置する。また、単位幅流量は $200, 266, 333 \text{ cm}^2/\text{s}$ の 3 種類について実験を行った。実験に用いた砂は、平均粒径が 0.1mm の細砂と 2.5mm の粗砂の 2 種類の混合砂を用い、 $0.11 \text{ cm}^2/\text{s}$ の一定急砂を上流端から行った。また、河床縦断方向の測定については、河床形状測定器を用いて、水路の中央線、中央から左右に 5.5cm 離れた 2 つの測線の計 3 測線を 10cm 間隔で 30 分毎に行い、河床縦断形状の連続的な測定を行った。

3. ダム堆砂の数値シミュレーション

(1) 一次元河床変動計算

微小時間 Δt 内で流れは定常であるとし、次式に表されるエネルギー式を差分化して水深を計算する。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[z + h \cos \theta + \frac{\alpha v^2}{2g} \right] = -I_e \quad (1)$$

ここに、 z : 河床高、 h : 水深、 $\tan \theta$: 河床勾配、 α : エネルギー補正係数、 v : 断面平均流速、 g : 重力加速度、 I_e : エネルギー勾配である。ここで、水深が計算されると断面積が求まるから断面平均流速 v が求まる。流速分布として対数分布則を仮定すると、断面平均流速 v と摩擦速度 u_* との比 v/u_* は次式のように表される。

$$\frac{v}{u_*} = 6.0 + 5.75 \log \left(\frac{h}{k_s} \right) \quad (2)$$

ここに、 k_s は相当粗度で河床の凸凹の程度を表す。また、跳水位置の決定は跳水前後の水深が共役水深の関係となる場所が跳水の生じる場所である。一方、平衡流砂量式として式形の簡単な Meyer-Peter&Müller 型の流砂量式¹⁾を掃流砂に対して用いる。

$$q_B = 8 \sqrt{sgd^3} (\tau_* - 0.047)^{3/2} \quad (3)$$

ここに、 q_B : 単位幅掃流砂量、 s : 砂の水中比重、 d : 砂粒径、 $\tau_*(=u_*/sgd)$: 無次元掃流力である。また、流砂の一次元連続式は次式によって表される。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \frac{\partial q_B}{\partial x} = 0 \quad (4)$$

ここに、 λ : 砂の空隙率、 x : 流下方向座標、 t : 時間である。この式を差分化し、微小時間 Δt 内の河床の変化 Δz を求めた。

(2) 浮遊砂による河床変動計算

貯水池内において浮遊砂は渦流、偏流、密度流現象などが複雑に関連しており、堆砂の理論的予測法をたてることは難しい。そこで本研究では浮遊砂の軌跡をたどって貯水池内の堆砂位置を定めて堆砂させる方法で行う²⁾。

図-1 に示すようにデルタ肩を原点とし x, y 座標軸をおき、原点での水深と河床幅を h_0, B_0 とする。また、 x 断面における貯水池幅を B とする。河床から y_0 の位置 (A 点) にあった浮遊砂が、出発して t 秒後において A_1 点 (x, y) に達し、 A_2 では完全に水平速度成分を失って A_3 点に堆積するものとする。また計算上、i) 貯水池は広幅長方形断面をもち、幅は流れ方向に変化する、ii) デルタ肩移動水平線を境界として貯水池を上下に二分し、上部を流水域、下部を静水域とみなす、iii) 流水域内での流速分布は対数分布則が成立する、iv) 浮遊粒子は孤立して運動し、沈降速度は常に一定とする、v) 貯水池内では渦流、偏流、密度流の影響を無視する、と仮定して計算を行う。

(3) 計算結果と実験値との比較

図-2 は単位幅流量 $q=266\text{cm}^2/\text{s}$ でダム高さ (W) の異なるケース (7cm および 10cm) についての実験値と計算値の各時間における水面形と堆砂形状の比較を表している。実線が計算値、破線が実験値をそれぞれ表している。 $W=10\text{cm}$ のケースにおいては跳水位置に若干誤差が出てしまったが、比較的良好な結果が得られた。また、 $W=7\text{cm}$ のケースに

ついては、1, 2 時間の結果は良い結果が得られたが、3 時間のときの細砂の層に誤差が見られた。堆砂上流端においては多少の誤差が見られたが、細砂の層も計算によりある程度現わされていることが分かる。このことからダム貯水池内での堆砂についてほぼ再現できたといえる。

4. おわりに

本研究は、実験による跳水を伴う貯水池内の堆砂現象を掃流砂、浮遊砂を考慮した一次元河床変動計算によってどの程度再現できるかについて検討を行った。

参考文献

- 1) Meyer-Peter & Müller : Formulas for bed-load transport, Proc. of 2nd Cong. of IAHR, pp.61-62, 1947
- 2) 杉尾・岡部 : 浮遊砂による貯水池の堆砂過程 ; 受託研究報告書, 吉野川北岸河状調査, 第二章, 1974.

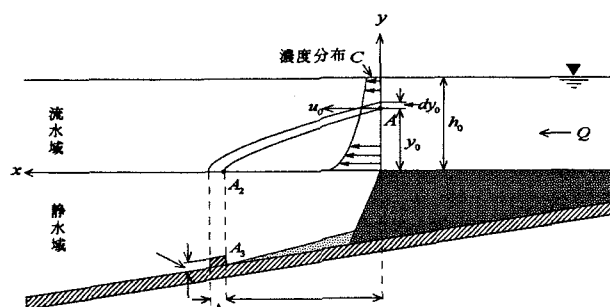


図-1 浮遊砂の堆砂の概略図

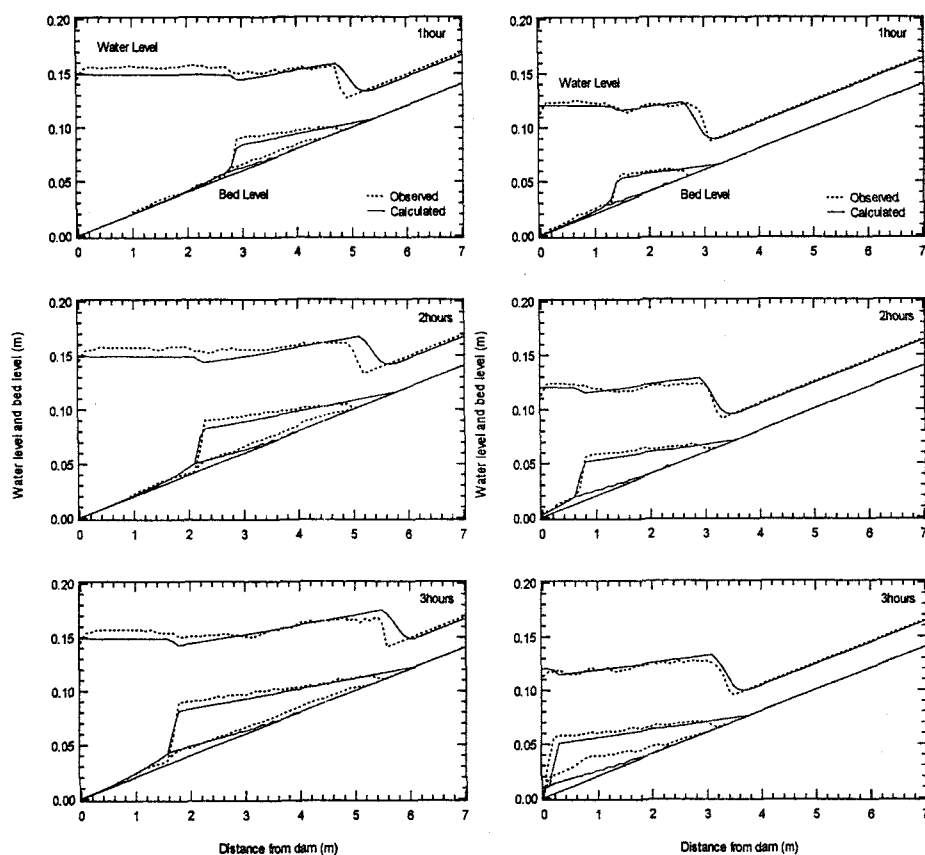


図-2 水面形と堆砂形状の実験値と計算値の比較