

FDSを用いた1次元河床変動数値モデル

NUMERICAL MODEL BASED ON FDS TECHNIQUE FOR 1D BED VARIATION

重枝 未玲¹・秋山 壽一郎²・山崎 勉³

Mirei SHIGE-EDA, Juichiro AKIYAMA and Tsutomu YAMASAKI

¹学生会員 修士(工) 九州工業大学大学院 工学研究科博士後期課程 日本学術振興会特別研究員
(〒 804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

²正会員 Ph.D. 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科 (同上)

³学生会員 九州工業大学大学院 工学研究科博士前期課程 (同上)

A 1D numerical model based FDS technique for bed variation in channel as well as reservoir is constructed. The model is applied to test problem on the directions of bed wave propagations. The model is found to reproduce the bed wave, which propagate down stream for $F_r < 1$ and upstream for $F_r > 1$. The model is also verified against experimental data on aggradation due to sediment overloading as well as reservoir sedimentation. It shows that the model can reproduce the bed variations as well as the behavior of flows with reasonable accuracy. The numerical experiments of hydraulic flushing for a reservoir is also performed.

Key Words : numerical model, Flux-Difference Splitting, bed variation, reservoir, sediment transport

1. はじめに

わが国のダム貯水池では、堆砂による貯水容量の減少のために利水および治水機能の低下が問題となっている。このため、掘削・浚渫などの堆砂排除に加え、フラッシング排砂やバイパス排砂等による土砂管理が計画・実施されている¹⁾。このような土砂管理を効果的に行うためには、ダム貯水池での堆砂状況や流域特性等を的確に把握する必要があるが、フラッシング排砂では、出し平ダムの例¹⁾からも明らかなように、排砂時期や排砂量のみならず、排砂された土砂がダム下流の河川環境に与えるインパクトの評価も重要となる。

これまで、ダム堆砂や河床変動を予測するために、多くの1次元河床変動数値モデル^{2),3),4),5),6),7),8),9),10)}が提案されてきた。これらは大別すると、流れと河床変動の相互干渉を考慮したモデル^{3),4),7),8)}と考慮しないモデル^{2),5),6),9),10)}に分けられる。

ダム貯水池での堆砂や排砂時には、そこでの流れが貯水池水位との関係で跳水を含む常射混在流となる場合がある。このような流れの場合での河床変動計算では、日下部ら⁵⁾がMacCormack法を用いて行った堆砂計算のように、計算手法によっては流れが射流から常流に遷移する堆砂前面で数値振動が発生し、計算が困難とな

ることがある。このため、そこでの河床変動計算では、跳水を含む常射混在流の計算を安定して行えることが必要条件となる。これに加え、流れの特性速度と河床擾乱の伝播速度の関係が相対的に無視できなくなるために、流れと河床の相互干渉を考慮する必要もあると言われている^{3),7)}。しかし、流れと河床の相互干渉を考慮した数値モデルでは、流れと河床変動の特性速度に関する3次方程式を解く必要があるため、数値モデルが煩雑なものになると同時に、時間ステップ毎にこれを解く必要があるため、西本ら⁷⁾が指摘するように計算効率の悪化にもつながる。加えて、平面2次元モデルへの拡張も容易でないという大きな問題がある。その一方で、Kassem and Chaudhry⁶⁾は、相互干渉を考慮しない河床変動数値モデルと相互干渉を考慮した数値モデルの計算結果の比較を行い、相互干渉を考慮しないモデルでも実用上十分な精度で河床変動を予測可能なことを明らかにしている。これは、流れと河床変動の相互干渉については、流れと河床変動の時間スケールが大きく異なるため、相互干渉の影響が小さいためであると考えられる。

本研究は、非定常な流入条件下での跳水を伴う常射混在流におけるダムフラッシュ排砂の量と質の時系列を予測できる平面2次元排砂数値モデルの構築を最終

的な目的としたものであるが、ここでは、常射混在流を安定して計算できる FDS¹¹⁾法に基づき、信頼性の高い実験データが存在する 1 次元河床変動を対象に、1 次元河床変動数値モデルの構築とその予測精度の検証および数値実験を行った。上述したように、相互干渉を考慮しない河床変動数値モデルは平面 2 次元数値モデルへの発展も容易に行えることを踏まえ、流れと河床変動計算を別々に行う方法で数値モデルを構築した。このように FDS 法に基づき構築された相互干渉を考慮しない河床変動数値は存在しない。以上の観点から、まず、相互干渉を考慮しない河床変動数値モデルが河床高の擾乱を適切に取り扱えるかどうかを検証する目的で、河床高の擾乱の伝播方向に関するテスト問題に本数値モデルを適用した。次に、本数値モデルを河道内の河床変動および常射流が混在する貯水池での堆砂の実験結果に適用し、その再現性について定量的に検討を加えた。最後にダム放流によるフラッシュ排砂に伴う貯水池内の河床変動に関する数値実験を行った。

2. 基礎方程式

(1) 流れの基礎方程式

流れの連続の式と運動方程式は次式で表される。

$$\begin{aligned} \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial E}{\partial x} + S &= 0 \\ U &= \begin{pmatrix} h \\ uh \end{pmatrix}; E = \begin{pmatrix} uh \\ u^2h + \frac{1}{2}gh^2 \end{pmatrix}; \\ S &= \begin{pmatrix} 0 \\ -gh(S_{ox} - S_{fx}) \end{pmatrix} \end{aligned} \quad (1)$$

ここに、 t は時間、 x は流下方向、 U は保存量ベクトル、 E は流束ベクトル、 S は発生・消滅項ベクトルである。ここで、 h は水深、 u は流速、 g は重力加速度、 S_{ox} は河床勾配、および S_{fx} は摩擦勾配である。河床勾配 S_{ox} は、基準水平面からの河床高を z_b を用いると次式で表される。

$$S_{ox} = -\frac{\partial z_b}{\partial x} \quad (2)$$

(2) 流砂の基礎方程式

流砂の連続の式は次式で表される。

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{1 - \lambda_b} \frac{\partial q_B}{\partial x} = 0 \quad (3)$$

ここに、 λ_b は河床材料の空隙率、 q_B は単位幅掃流砂量である。

(3) 流砂量式

流砂量式には、次式の Meyer-Peter・Müller 式¹²⁾を用いる。

$$\frac{q_B}{\sqrt{sgd^3}} = 8(\tau_{*e} - \tau_{*c})^{1.5} \quad (4)$$

ここに、 s は砂の水中比重、 d は粒径、 $\tau_*(=u_*^2/sgd)$ は無次元掃流力、 $\tau_{*e}(=u_{*e}^2/sgd)$ は無次元有効掃流力、 $\tau_{*c}(=u_{*c}^2/sgd)$ は無次元限界掃流力、 u_* は摩擦速度、 u_{*e} は有効摩擦速度である。また、限界摩擦速度 u_{*c} は次式で表される岩垣の式¹³⁾により求める。

$$\begin{aligned} R_* > 671 & \quad u_{*c}^2 = 0.05sgd \\ 162.7 < R_* \leq 671 & \quad u_{*c}^2 = (0.015sg)^{25/22} \nu^{-3/11} d^{31/22} \\ 54.2 < R_* \leq 162.7 & \quad u_{*c}^2 = 0.034sgd \\ 2.14 < R_* \leq 54.2 & \quad u_{*c}^2 = (0.12sg)^{25/32} \nu^{7/16} d^{11/32} \\ R_* \leq 2.14 & \quad u_{*c}^2 = 0.14sgd \end{aligned} \quad (5)$$

ここに、 $R_* = \sqrt{sg}d^{3/2}/\nu$ および ν は水の動粘性係数である。

(4) 摩擦勾配

摩擦勾配は Krishnappan¹⁴⁾に従い次式で表す。

$$S_{fx} = a_1 \left(\frac{R}{d_*} \right)^{a_2} \left(\frac{u^2}{gR} \right)^{a_3} \quad (6)$$

ここに、 d_* は平均粒径、 R は径深である。また、 a_1, a_2, a_3 は河床形態に応じた係数であり、Manning の抵抗則を用いる場合、 $a_1 = n^2g/d_*^{1/3}$ 、 $a_2 = -1/3$ 、 $a_3 = 1.0$ となる。

摩擦速度 u_* は摩擦勾配 S_{fx} により次式で表すことができる。

$$u_*^2 = ghS_{fx} \quad (7)$$

ここでは無次元有効掃流力を $\tau_{*e} = \tau_*(u_* = u_{*e})$ と近似した。

3. 数値モデル

流れと河床変動の時間スケールは大きく異なるため、流れと河床変動の相互干渉の影響は小さいと考えられる。そこで、以下に示すような流れと河床変動を個別に解く方法を採用する。

(1) 流れの数値モデル

式 (1) を流束差分法 (FDS)¹¹⁾に基づき離散化すると次式が得られる。

$$U_i^{n+1} = U_i^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} (E_{*i+1/2}^n - E_{*i-1/2}^n) - \Delta t S_{*i}^n \quad (8)$$

ここに、 n, i はそれぞれ時間および空間に関する添字、 $\Delta t, \Delta x$ はそれぞれ時間および空間の刻幅である。また、 E_* は次式で表される数値流束である。

$$E_{*i+1/2}^n = \frac{1}{2} (E_{i+1} + E_i - \sum_{k=1}^2 \tilde{\alpha}_{i+1/2}^k \Psi(\tilde{\lambda}_{i+1/2}^k) \tilde{e}_{i+1/2}^k) \quad (9)$$

ここに、 λ , e は E のヤコビアン $J = \partial E / \partial U$ の固有値と固有ベクトルであり、それぞれ次式で表される。

$$\lambda^1 = u + c; \lambda^2 = u - c \quad (10)$$

$$\tilde{e}^1 = \begin{pmatrix} 1 \\ \tilde{\lambda}^1 \end{pmatrix}; \tilde{e}^2 = \begin{pmatrix} 1 \\ \tilde{\lambda}^2 \end{pmatrix} \quad (11)$$

ここで $c = \sqrt{gh}$ である。また、記号 $\sim$ は、次式で表される Roe の平均が施されていることを表す。

$$\tilde{u}_{i+1/2} = \frac{\sqrt{h}u_{i+1} + \sqrt{h}u_i}{\sqrt{h_{i+1}} + \sqrt{h_i}}; \tilde{c}_{i+1/2} = \sqrt{g \frac{h_{i+1} + h_i}{2}} \quad (12)$$

また、 $\tilde{\alpha}$ はセル境界における物理量の跳躍量であり、次式で表される。

$$\begin{aligned} \tilde{\alpha}_{i+1/2}^1 &= -\frac{1}{2\tilde{c}} \left\{ \tilde{\lambda}_{i+1/2}^2 (h_{i+1} - h_i) - (uh_{i+1} - uh_i) \right\} \\ \tilde{\alpha}_{i+1/2}^2 &= -\frac{1}{2\tilde{c}} \left\{ -\tilde{\lambda}_{i+1/2}^1 (h_{i+1} - h_i) + (uh_{i+1} - uh_i) \right\} \end{aligned} \quad (13)$$

流束差分法では膨張衝撃波が発生することがあり、その場合に流れが非物理的に不連続となることが良く知られている¹⁵⁾。式(9)中の ψ は、この膨張衝撃波の発生を防ぐために導入されたエントロピー補正量である¹⁶⁾。

$$\begin{aligned} \Psi(\tilde{\lambda}^j) &= \begin{cases} |\tilde{\lambda}^j| & \text{if } |\tilde{\lambda}^j| \geq \frac{1}{2}\delta^j \\ \frac{(\tilde{\lambda}^j)^2}{\delta^j} + \frac{1}{4}\delta^j & \text{if } |\tilde{\lambda}^j| < \frac{1}{2}\delta^j \end{cases}; \\ \delta^j &= \max(0, 4(\lambda_{i+1}^j - \lambda_i^j)) \end{aligned} \quad (14)$$

式(8)の S_* は、次式で示される発生・消滅項ベクトルに対応する数値流束である。

$$S_{*i}^n = S_{Ei+1/2} + S_{Ei-1/2} + S_{Ki} \quad (15)$$

$$S_{Ei+1/2} = \frac{1}{2}(g\tilde{h}_{i+1/2}(z_{bi+1} - z_{bi}) + \sum_{k=1}^2 \tilde{\beta}_{i+1/2}^k \tilde{\Lambda}_{i+1/2}^k \tilde{e}_{i+1/2}^k) \quad (16)$$

$$S_{Ei-1/2} = \frac{1}{2}(g\tilde{h}_{i-1/2}(z_{bi} - z_{bi-1}) - \sum_{k=1}^2 \tilde{\beta}_{i-1/2}^k \tilde{\Lambda}_{i-1/2}^k \tilde{e}_{i-1/2}^k) \quad (17)$$

$$S_{Ki} = \begin{pmatrix} 0 \\ gh_i S_{fxi} \frac{u_i}{|u_i|} \end{pmatrix} \quad (18)$$

ここに、 $\Lambda^k = |\lambda^k|/\lambda^k$, $\tilde{h}_{i+1/2} = \frac{h_{i+1} + h_i}{2}$ である。また、 $\tilde{\beta}$ は発生項に対応する物理量の跳躍量であり、次式で表される。

$$\begin{aligned} \tilde{\beta}_{i+1/2}^1 &= -\frac{1}{2\tilde{c}} \left\{ -g\tilde{h}(z_{bi+1} - z_{bi}) \right\} \\ \tilde{\beta}_{i+1/2}^2 &= -\frac{1}{2\tilde{c}} \left\{ g\tilde{h}(z_{bi+1} - z_{bi}) \right\} \end{aligned} \quad (19)$$

(2) 河床変動の数値モデル

式(3)は次式のように離散化される。

$$z_{bi}^{n+1} = z_{bi}^n - \frac{1}{1 - \lambda_b} \frac{\Delta t}{\Delta x} (q_{B*i+1/2} - q_{B*i-1/2}) \quad (20)$$

ここに、 q_{B*} は次式で表される流砂量に対応する数値流束である。

$$q_{B*i+1/2} = \frac{1}{2}((\bar{q}_{Bi+1} + \bar{q}_{Bi}) - \frac{1 - F_r}{|1 - F_r|}(\bar{q}_{Bi+1} - \bar{q}_{Bi})) \quad (21)$$

ここで、 $\bar{q}_B = q_b \cdot u/|u|$ である。

4. 境界条件

セル境界線の左と右側をそれぞれ L と R で表し、セル右側が境界条件となる場合を考える。

a) 開境界条件

流れの開境界条件は、常流と射流の場合とに対してそれぞれ次のように与えられる。

常流では流入条件と流出条件のいずれについても、水深または単位幅当たりの流量を与える。水深が与えられたときには、式(22)より流速を求める。一方、単位幅あたりの流量 q が与えられたときには、式(22)と c_R の積である式(23)を解くことで水深と流速を求める。

$$u_R = u_L + 2(c_L - c_R) \quad (22)$$

$$2c_R^3 - (u_L + 2c_L)c_R^2 + gq = 0 \quad (23)$$

一方、射流では流入条件として水深と流速の両方を与えるが、流出条件は特に与える必要はない。

河床変動の境界条件には、河床高 z_{bR} または単位幅当たりの流砂量 q_{BR} を与える。

b) 閉境界

閉境界条件として、式(24)を与える。

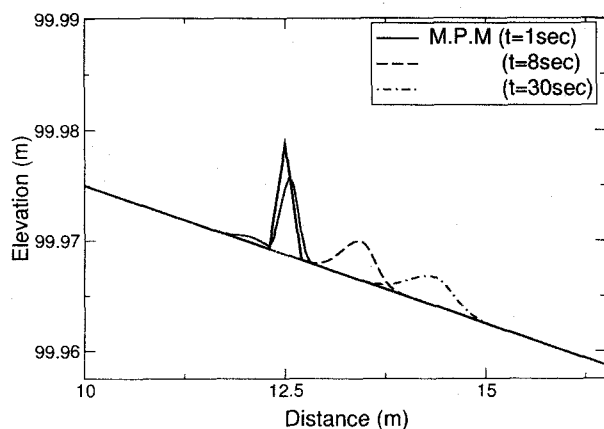
$$u_R = -u_L; h_R = h_L; z_R = z_L \quad (24)$$

5. モデルの検証

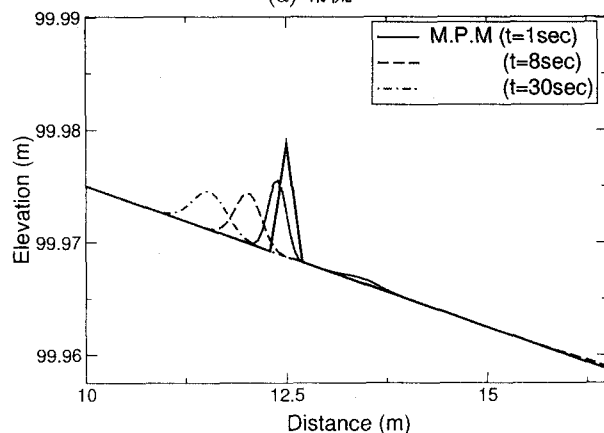
(1) 河床擾乱の伝搬方向

河床高の擾乱の伝播方向は、常流では下流へ、射流では上流へ向かって伝播する。この伝播特性の再現性について西本ら⁷⁾と同様なテスト問題を用いて検討を行う。

河床高の初期条件として、図-1に示すような $S_{ox}=1/400$ の河床に長さ 0.4m、高さ 0.01m の三角形のマウントを設けた形状を与えた。流れの初期条件として、Case A および B の水深をそれぞれ $h=1.53$ m および 7.58m とし、流れの状態が常流 (Case A : フルード数 0.9) および射流状態 (Case B : フルード数 1.1) となるように流速を設定した。また、砂の粒径 d 、空隙率



(a) 常流



(b) 射流

図-1 河床擾乱の伝搬方向

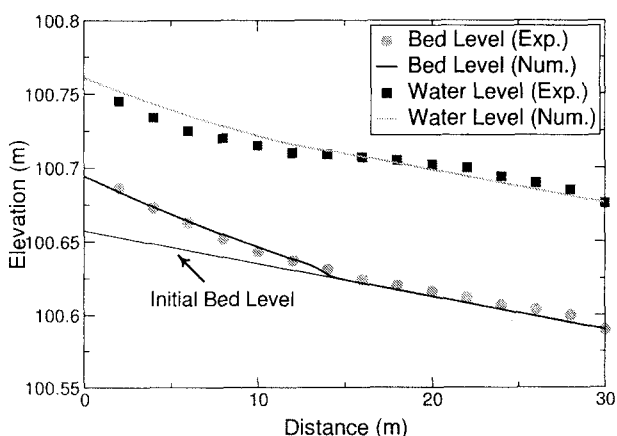


図-2 流砂量の増加に伴う河床上昇の実験結果¹⁷⁾との比較

λ_b および水中比重 s には、それぞれ 5.0mm, 0.4 および 1.65 を与えている。境界条件には、水路上下流端ともに、一定水深および河床高を与えている。計算で用いた Manning の粗度係数は $n=0.02$ である。

図-1 に常流および射流の場合の計算結果をそれぞれ示す。これらの図から、本数値モデルが、常流の場合には主に下流側に、射流の場合には主に上流側に伝搬する河床高の擾乱を良好に再現できることがわかる。また、これらの方向とは逆に小規模な河床擾乱が生じて

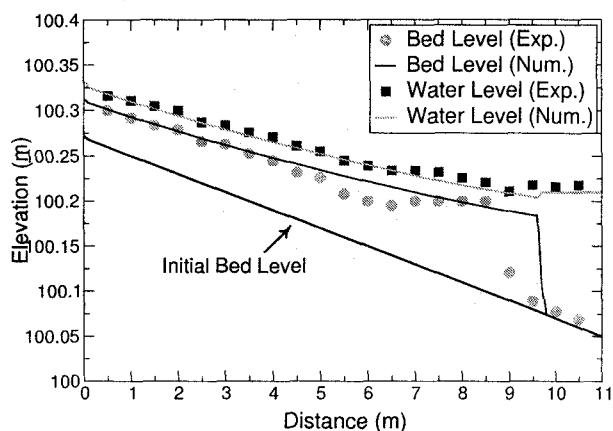


図-3 ダム貯水池内での堆砂の実験結果¹⁸⁾との比較

いる。これは、西本ら⁷⁾が指摘するように、河床波に対応する特性速度が常に上下流側に伝播するためである。また、限界流 ($F_r=1$ 付近) が発生する条件では同規模の河床擾乱が上下流方向に伝播することが確認された。これらのことから、本数値モデルが常流・射流の場合の河床変動のシミュレーションに有用であることがわかる。

(2) 流砂量の増加に伴う河床上昇

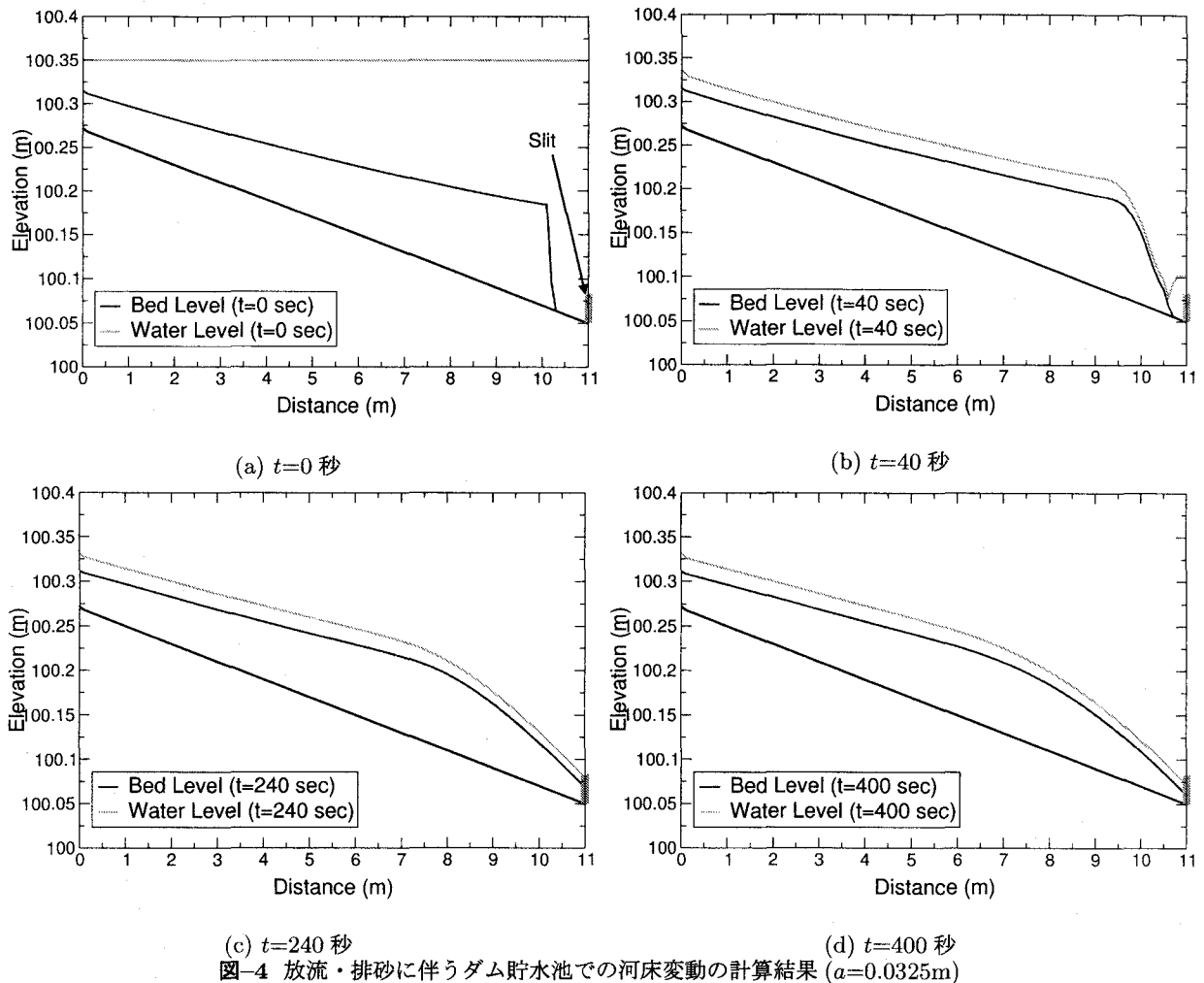
ダム放流・排砂に伴う流砂量の増加によって生じる河床上昇を想定し、本数値モデルを流砂量の増加に伴う河床上昇の実験結果¹⁷⁾に適用する。実験は、長さ 30m の水路で行われており、粒径 0.32mm の砂が初期勾配 2.25×10^{-3} で敷き詰められている。水路上流端から単位幅流量 $0.036(\text{m}^2/\text{sec})$ を流入させ、流れを等流とした後、平衡流砂量より過剰に給砂することで単位幅あたりの流砂量を増大させ、河床上昇を生じさせている。等流水深および給砂量は、それぞれ 0.0860(m) および平衡流砂量の 3.5 倍の $0.000066(\text{m}^2/\text{sec})$ である。

計算では対象領域を 201 個のセルで分割し、境界条件として、水路上流端で一定流量と流砂量を、下流端では水深と河床高を与えている。また、計算に用いた Manning の粗度係数は $n=0.022$ である。

図-2 は、計算開始から 3000 秒後の計算結果を示したものである。この図から、上流から供給された砂が下流に運ばれることで、河床が上昇していることが確認できる。また、計算結果は、水面形および河床高の実験結値をほぼ再現していることも確認できる。また、その予測精度は従来の研究^{6),8)}と同程度である。このことから、本数値モデルが、境界での流砂量変化に伴う河床変動を適切に取り扱えることがわかる。

(3) ダム貯水池内での堆砂

本数値モデルをダム貯水池内での堆砂の実験結果¹⁸⁾に適用する。実験は、長さ 11m の水路で行われており、粒径 1.0mm の砂が初期勾配 1/50 で敷き詰められてい



る。水路上流端での流入単位幅流量，単位幅給砂量および水路下流端での水深は，それぞれ $0.00938(\text{m}^2/\text{sec})$ ， $0.00003575(\text{m}^2/\text{sec})$ および $0.16(\text{m})$ である。計算では対象領域を 111 個のセルで分割し，境界条件として，水路上流端で一定流量と流砂量を，下流端では水深と河床高を与えている。流れの初期条件には，河床変動を計算せず求めた流れの定常解を与えた。計算に用いた Manning の粗度係数は $n=0.015$ である。また，本数値モデルでは従来のモデル^{5),19)}で問題とされていた堆砂フロント部分での数値振動の発生は認められなかった。このように本数値モデルには，人工粘性のような特別な処理を施すことなく，従来のモデル^{5),19)}に比べより安定した計算が行えるという利点がある。

図-3 は，計算開始から 7200 秒後の結果を示したものである。これらの図から，計算結果と実験値との間には堆砂のフロントで若干の違いが認められる。これは，本数値モデルがフロント部での巻き込みのような鉛直方向の流速の影響²⁰⁾や水中安息角の影響を考慮していないためである。また，同様な理由で $x=5\sim 7\text{m}$ の河床のくぼみも再現できていない。しかしながら，全体的には計算結果は実験値をほぼ再現している。

(4) 放流・排砂に伴うダム貯水池の河床変動

最後に，ダムからの放流による排砂に伴うダム貯水池内での河床変動に関する数値実験を行った。河床高の初期条件には前述したダム貯水池での堆砂の計算結果 (7200 秒後) を，水位および流速の初期条件には一定水位 $100.35(\text{m})$ および $0(\text{m}/\text{sec})$ を与えた。境界条件としては，上流端では一定流量および平衡流砂量，下流端では境界の一つ前のセルの水深と河床高を与え，その水深 h_s を用いてゲートから流出する単位幅流量 $q_{out} = C_h a \sqrt{2gh_s}$ を求めた。ここに， C_h は流量係数， a はスリット高である。計算では $C_h=0.6$ を用いた。その他の条件は前述したダム貯水池での堆砂計算と同様である。

図-4 は，スリット高 $a=0.0325\text{m}$ とした場合の計算結果を各時間ごとに示したものである。この図から，放流により水深が低下した後，水深の浅い堆砂のフロント部分から侵食がはじまり，その土砂が流出する様子が確認できる。また，ゲートでの河床高は，いずれの時間においてもスリット幅よりも低いこともわかる。

図-5 は，スリット幅 a を $0.025\text{m}\sim 0.0325\text{m}$ に変化させた時に流出される単位幅流砂量の時間変化の比較

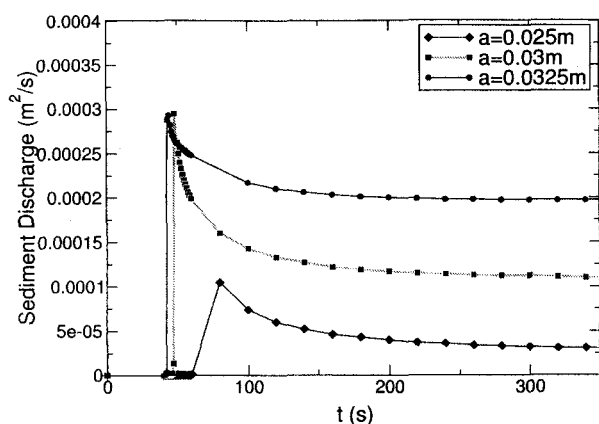


図-5 排砂量の時間変化

を行ったものである。この図から、いずれのスリット幅においても、流出流砂量は急激に増加した後、時間の経過とともに減少し、その後一定となること、スリット幅が大きくなるほど、流出する単位幅流砂量が多くなること、排砂が開始される時間が早くなること、スリット幅がある程度大きくなると単位幅排砂量のピーク値が変化しなくなること、などがわかる。

6. おわりに

本研究では、流れと河床変動計算を別々に行う1次元河床変動数値モデルをFDS法に基づき構築した。数値モデルが河床高の擾乱の伝播方向を適切に取り扱えるかどうかについて検討を加えた後に、河道内での河床変動および貯水池での堆砂の実験結果に本数値モデルを適用し、その予測精度について検証を行った。その結果、本数値モデルが河床高の擾乱の伝播方向を適切に取り扱えること、河道内での河床変動や貯水池での堆砂の実験結果を再現できること、常射混在流下での厳しい条件であっても安定した河床変動計算が行えることなどを明らかにした。また、ダムからの放流による排砂に伴うダム貯水池内での河床変動に関する数値実験も行った。その結果、いずれのスリット幅においても、流出流砂量は急激に増加した後、時間の経過とともに減少し、その後一定となること、スリット幅が大きいほど流出する単位幅流砂量が多くなること、スリット幅が大きくなるほど排砂が開始される時間が早くなることなどがわかった。

今後は、平面2次元や鉛直2次元数値モデルの構築を行い、1次元数値モデルでは再現することができない2次元的な河床変動や放流ゲート付近の流れやそこでの河床変動等についても検討する予定である。また、流れと河床の相互干渉や非一様粒径粒子を考慮したフラッシュ排砂の数値モデルを構築するとともに、これらの予測精度や適用限界について定量的に検討する予定である。

参考文献

- 1) 斎藤博之, 進藤裕之: 黒部川宇奈月ダム・出し平ダムの連携排砂と環境調査について, 河川技術論文集, 第8巻, pp. 197-200, 2002.
- 2) Bhallamudi, M. and Chaudhry, M.: Numerical modeling of aggradation and degradation in alluvial channels, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 117, No. 9, pp. 1145-1164, 1991.
- 3) 岡部健士, 芦田和男: 流れの遷移を伴う一次元河床変動の数値解法, 土木学会論文集, No. 434/II-16, pp. 37-45, 1991.
- 4) Correia, L., Krishnappan, B. and Graf, W.: Fully coupled unsteady mobile boundary flow model, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 3, pp. 476-494, 1992.
- 5) 日下部重幸, 道上正規, 藤田正治, 檜谷治, 宮本邦明: マックコーマック法を用いた砂防ダム上流の堆砂計算法に関する研究, 水工学論文集, Vol. 40, pp. 977-982, 1996.
- 6) Kassem, A. and Chaudhry, M.: Comparison of coupled and semicoupled numerical models for alluvial channels, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 8, pp. 794-802, 1998.
- 7) 西本直史, 森明巨, 板倉忠興, 田原達人: FDS法による1次元河床変動解析, 土木学会論文集, No. 677/II-55, pp. 103-113, 2001.
- 8) Cao, X., Day, R. and Egashira, S.: Coupled and decoupled numerical modeling of flow and morphological evolution in alluvial rivers, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 128, No. 3, pp. 306-321, 2002.
- 9) 井上卓也, 清水康行: 貯水池の水位変化を伴う貯水池の排砂に関する研究, 水工学論文集, 第46巻, pp. 791-795, 2002.
- 10) 高橋保, 中川一, 里深好文: 貯水池逆流システムによるフラッシング排砂, 水工学論文集, 第46巻, pp. 785-790, 2002.
- 11) Roe, P. L.: Approximate Riemann solvers, parameter vectors and difference schemes, *Journal of Computational Physics*, Vol. 43, pp. 357-372, 1981.
- 12) Meyer-Peter, E. and Müller, R.: Formulas for bed-load transport, *Proceedings of 2nd IAHR Meeting*, pp. 39-64, 1948.
- 13) 岩垣雄一: 限界掃流力に関する流体力学的研究, 土木学会論文集, Vol. 41, pp. 1-21, 1958.
- 14) Krishnappan, B.: Modelling of unsteady flows in alluvial streams, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 111, No. 2, pp. 257-266, 1985.
- 15) Jha, A. K., Akiyama, J. and Ura, M.: First- and second-order flux difference splitting schemes for dam-break problem, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 12, pp. 877-884, 1995.
- 16) van Leer, B., Lee, W. T. and Powell, K. G.: Sonic-point capturing, *AIAA 9th Computational Fluid Dynamics Conference*, 1989.
- 17) Soni, J., Grade, R. and Ranga Raju, K.: Aggradation in streams due to overloading, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 106, No. 1, pp. 117-132, 1980.
- 18) 日下部重幸, 道上正規, 藤田正治, 檜谷治, 宮本邦明: 跳水を含む流れと河床変動の数値計算, 土木学会第50回年次学術講演会, pp. 442-443, 1995.
- 19) (社) 砂防学会編: 山地河川における河床変動の数値計算法, pp. 102-103, 山海堂, 2000.
- 20) 芦田和男: ダム堆砂文献資料集成, 河鍋書店, 1976.

(2002. 9. 30受付)